

АРСС

Ассоциация развития
стального строительства

ТС
ТЕХСОФТ



Семинар «Стальное строительство»

г. Москва
1 октября 2019 года

Новые технологии расчетов и нормы проектирования в
стальном строительстве
Семенов В.А. Техсофт

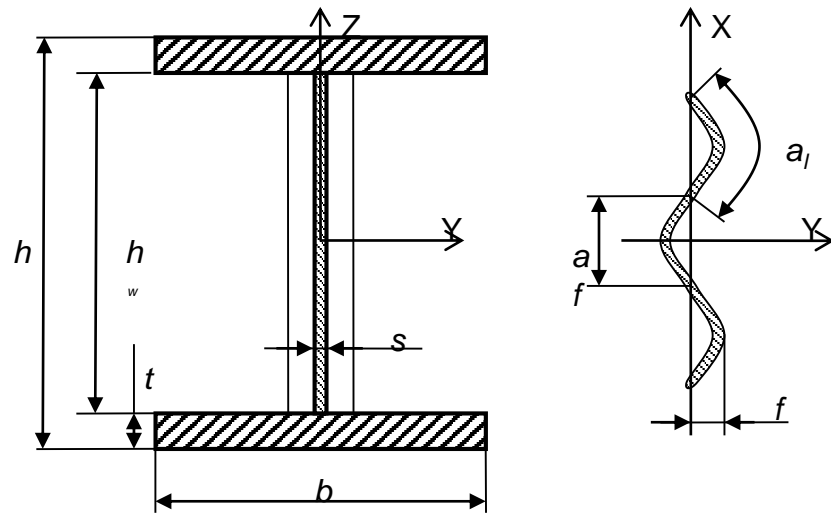
Общее

1. К МОДЕЛИРОВАНИЮ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГОФРОБАЛОК. СП 294.1325800.2017 Конструкции стальные. Правила проектирования. (20.6 Элементы двутаврового сечения с гофрированной стенкой).
2. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования». Изменение N 1, утвержденное и введенное в действие приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации (Минстрой России) от 24 декабря 2018 г. N851/пр с 25.06.2019. СТО_АРСС_Руководство к СП 266.

Особенности проверки несущей способности гофрированной стенки

Основной проблемой для балок с тонкими стенками является устойчивость последних. Гофрирование стенки на порядки повышает жесткость стенки на изгиб в плоскости YZ , многократно увеличивая ее устойчивость. Отечественные нормативные материалы при анализе устойчивости стенки балки опираются на решение задачи устойчивости для изотропной пластинки, что не позволяет их использовать при расчете гофрированной стенки, представляющей собой конструктивно ортотропную пластинку. Методики расчета устойчивости гофрированной стенки балки в отечественных публикациях опираются, как правило, на решение задачи об устойчивости пластинки, подкрепленной ребрами жесткости, что является слишком грубым приближением к решаемой задаче. Немецкие рекомендации по расчету балок с гофрированными стенками и EC 3 основываются на решении задачи об устойчивости длинной ортотропной пластинки при сдвиге. На следующем слайде приведено сопоставление результатов расчета критических касательных напряжений по трем методикам.

Двутавровые балки с гофрированной стенкой



Изгибаемые элементы

Сжатые элементы

$$\eta_\sigma = \frac{N_x}{AR_y\gamma_c} \pm \frac{M_y}{W_yR_y\gamma_c} \pm \frac{M_z}{W_zR_y\gamma_c} \leq 1 \quad (106)$$

$$\eta_{Q_y} = \frac{3 Q_y \sqrt{3}}{4 btR_y\gamma_c} \leq 1 \quad (42)$$

$$\eta_{uk} = \frac{M_y}{\varphi_b W_y R_y \gamma_c} + \frac{M_z}{W_z R_y \gamma_c} \quad (70)$$

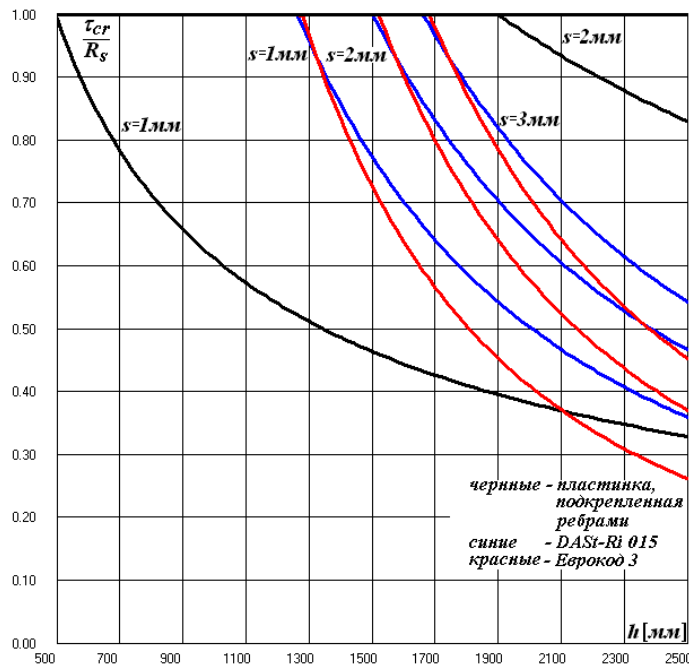
$$\eta_y = \frac{N_x}{\varphi_{ey} A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (109),$$

$$\eta_z = \frac{N_x}{\varphi_{ez} A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (115),$$

$$\eta_{yz} = \frac{N_x}{\varphi_{eyz} A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (116),$$

$$\eta_{uk} = \frac{N_x}{c \varphi_z A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (111)$$

Прочность и устойчивость гофрированной стенки



$$\eta_{Q_z} = \frac{Q_z}{h_w s R_s \gamma_c} \leq 1 \quad (42)$$

$$\chi_{c,l} = \frac{1,15}{0,9 + \bar{\lambda}_{c,l}} \leq 1 \quad \bar{\lambda}_{c,l} = \sqrt{R_s / \tau_{cr,l}}$$

$$\eta_{Q_z} = \frac{Q_z}{\chi h_w s R_s \gamma_c} \leq 1$$

$$\chi_{c,l} = \frac{1,5}{0,5 + \bar{\lambda}_{c,g}^2} \leq 1 \quad \bar{\lambda}_{c,g} = \sqrt{R_s / \tau_{cr,g}}$$

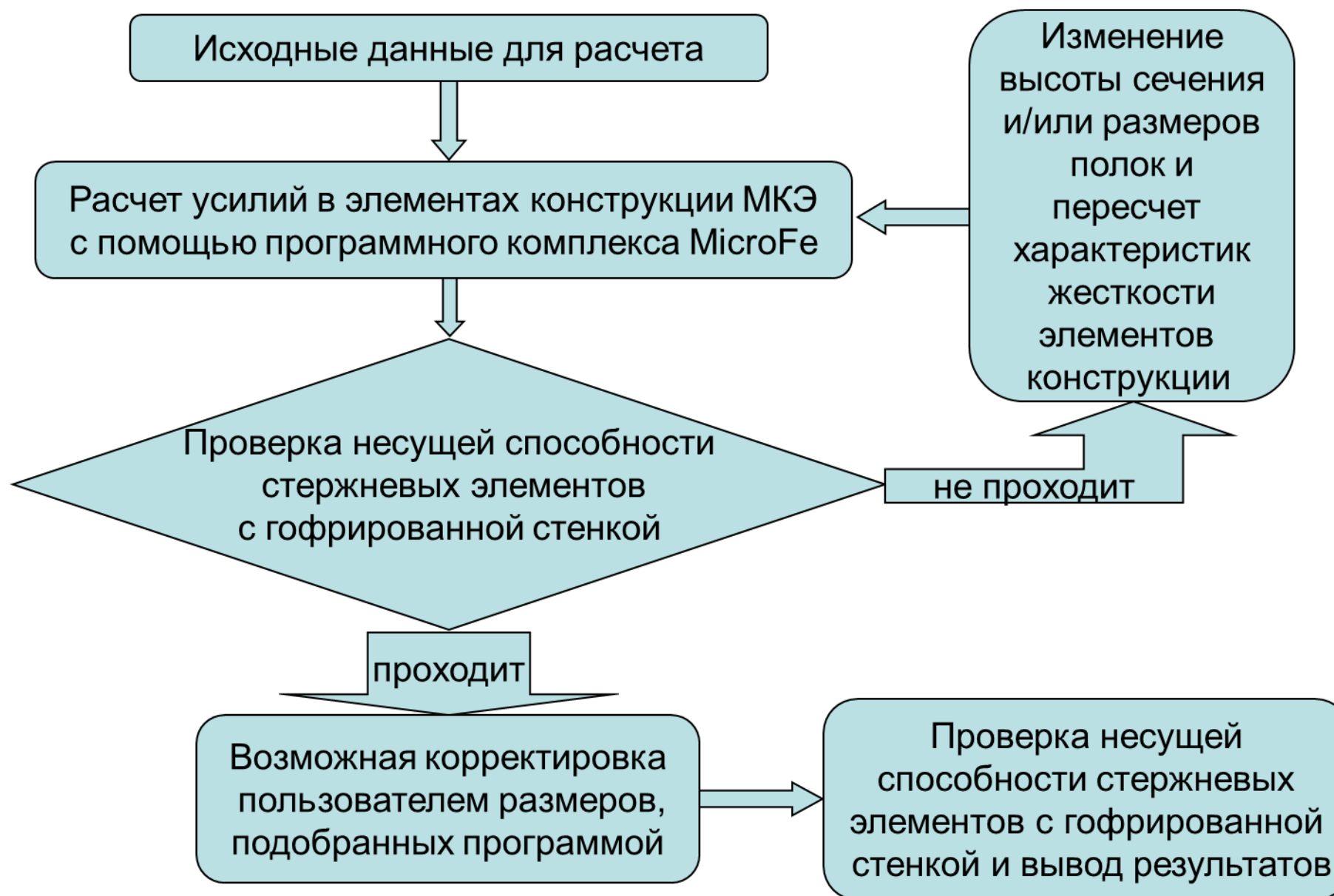
$$\tau_{cr,l} = \left(5,34 + \frac{2fa_l}{sh_w} \right) \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{s}{a_l} \right)^2 \quad \tau_{cr,g} = \frac{32,4}{sh_w^2} \sqrt{D_x D_z^3}$$

$$D_x = \frac{Es^3}{12(1-\nu^2)} \frac{a}{a_l} \quad D_z = \frac{EI_z}{a} \quad I_z = sf^2 \int_0^a \sin^2 \frac{\pi x}{a} \sqrt{1 + \left(\frac{\pi f}{a} \right)^2 \cos^2 \frac{\pi x}{a}} dx$$

Устойчивость в месте приложения локальной нагрузки

$$\eta_{loc} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{loc,cr}} \right)^2} \quad \sigma_{loc,cr} = 1,8 \left(\frac{h_w}{a_l} \right)^2 \frac{R_y \gamma_c}{\lambda_w^2} \quad \tau_{loc,cr} = 12,9 \frac{h_w}{a_l} \frac{R_s \gamma_c}{\lambda_w^2} \quad (80)$$

Алгоритм автоматического подбора параметров гофробалок



Алгоритм автоматического подбора параметров гофробалок

Программная реализация алгоритма позволяет автоматически подобрать минимальные размеры полок сжатых и изгибаемых элементов, обеспечивающие их несущую способность в составе конструкции. Дополнительно при подборе размеров полок могут быть учтены ограничения по максимальным прогибам элементов. Разработан алгоритм проверки прочности и устойчивости гофрированной стенки изгибаемых элементов с гофрами синусоидальной формы. Алгоритм расчета их устойчивости основан на применении Европейских норм ЕВРОКОД 3 и на опубликованных отечественных исследованиях. Все разработанные алгоритмы реализованы в программном комплексе MicroFe с версии **2008**.

СП 294.1325800.**2017** Конструкции стальные. Правила проектирования. (20.6 Элементы двутаврового сечения с гофрированной стенкой)

Пример расчета балки

Модель


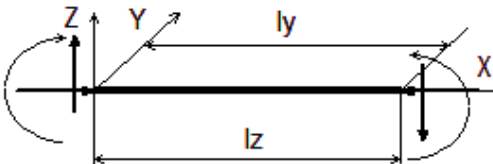
Содержание

- ТВ - Титульный лист
- Содержание
- 341_1 - Расчет двутавра с...
- 341_2 - Расчет двутавра...**
 - Расчётная схема
 - Нагружение
 - Сечение
 - Результаты расчета
- 341_3 - Расчет двутавра с...
- Расчётная схема
- Нагружение
- Сечение
- Результаты расчета

Данные плана позиций

Позиция	Попереч.сечение	Материал

Графическая помощь

Ввод: 341_2 - Расчет двутавра с гофрированной стенкой (Т341.ru)

Комментарий | **Расчётная схема** | Нагружение | Сечение

Пояснение

Вид расчета: Подбор

Тип расчетной схемы элемента: Опирание

Длина элемента: $l = 12.000$ м

Количество точек закрепления в пролете: $n = 0$

Коэффициент условий работы: $\gamma_c = 1.00$

Свойства поля

Значение: = Опирание: свободное опирание по краям

Новая Передача данных, Вычисления

Текстовая помощь

Расчётная схема

Вид расчета

0 - Проверка несущей способности элемента при заданных нагрузках.
 1 - Подбор размеров сечения элемента, удовлетворяющих условиям прочности и устойчивости при заданных нагрузках.

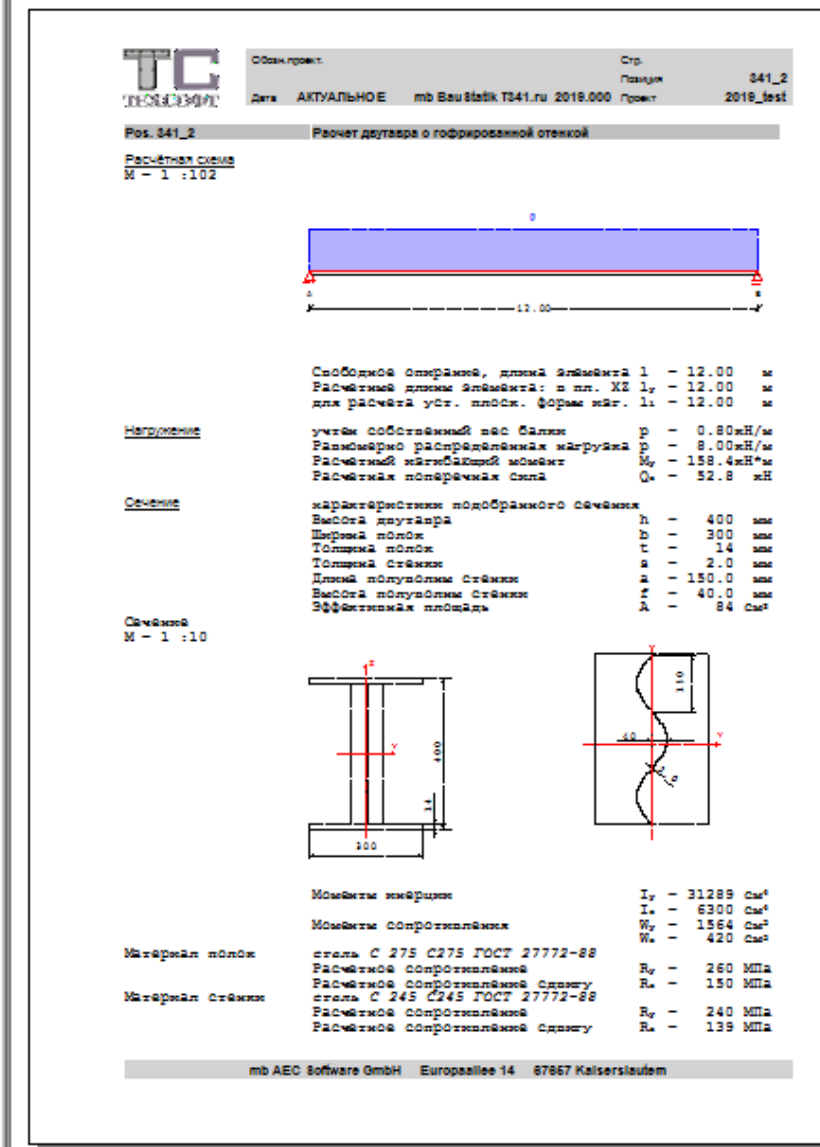
Тип расчетной схемы элемента

1 - Свободно опертая по краям балка, нагруженная продольной силой и равномерно распределенной или сосредоточенной в...

Указания к модели

Пози...	Вид	Описание

Активная позиция: 341_2 | Статика



Свободной опорной, длина элемента 1 - 12.00 м
 Расчетной длине элемента: в пл. XZ $l_y = 12.00$ м
 для расчета уст. плоск. форм изг. 1 - 12.00 м

Нагружение

учтен собственный вес балки $p = 0.80$ кН/м
 Равномерно распределенная нагрузка $q = 8.00$ кН/м
 Расчетный изгибающий момент $M_y = 158.4$ кН*м
 Расчетная поперечная сила $Q_x = 52.8$ кН

Сечение

характеристики выбранного сечения

Высота двутавра $h = 400$ мм
 Ширина полки $b = 300$ мм
 Толщина полки $t = 14$ мм
 Толщина стенки $a = 2.0$ мм
 Длина полуслоев стенки $a_s = 150.0$ мм
 Высота полуслоев стенки $h_s = 40.0$ мм
 Эффективная площадь $A_e = 84$ см²

Сечение $M - 1 : 10$

Моменты инерции $I_y = 31289$ см⁴
 $I_z = 6300$ см⁴

Моменты сопротивления $W_y = 1564$ см³
 $W_z = 420$ см³

Материал полки: сталь С 275 С275 ГОСТ 27772-88
 Расчетное сопротивление $R_y = 260$ МПа
 Расчетное сопротивление сдвигу $R_s = 150$ МПа

Материал стенки: сталь С 245 С245 ГОСТ 27772-88
 Расчетное сопротивление $R_y = 240$ МПа
 Расчетное сопротивление сдвигу $R_s = 139$ МПа

mb AEC Software GmbH Europaplatz 14 87657 Kaiserslautern

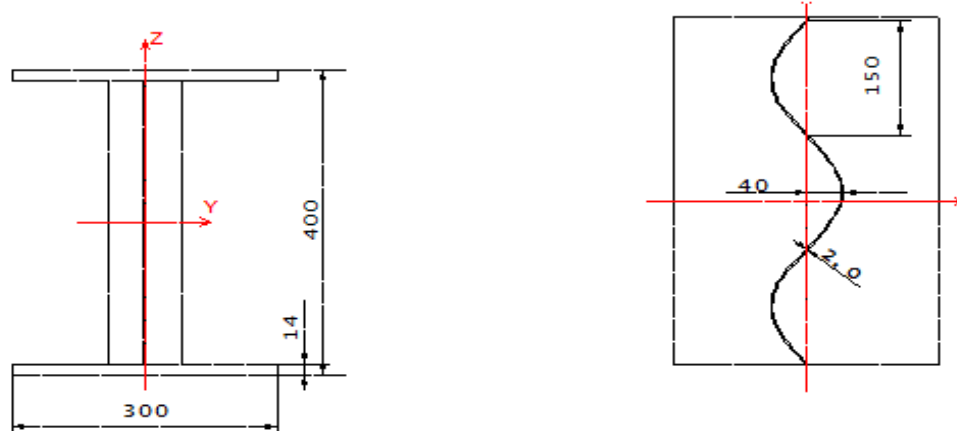
Оформление: Стр. 341_2
 дата АКТУАЛЬНОЕ mb BauSoftik T341.ru 2019.000 Проект 2019_test

Результаты расчета

проверка по напряжениям $\sigma = 101 < R_y \cdot \gamma_c = 260$ условия выполняемо
 Проверка несущей способности при сдвиге $V_{kz} \cdot \gamma_c = 72$ кН
 в плоскости стенки $Q_x = 53 < 72$ условия выполняемо

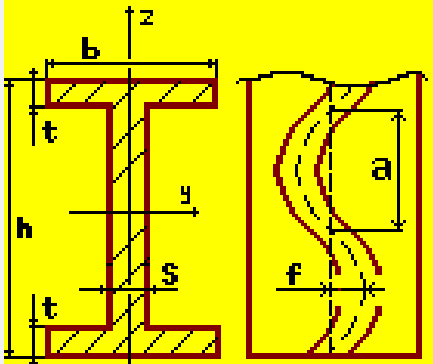
Устойчивость ПММ
 Коэффициент $\phi_b = 0.46$
 $M/W_y / \phi_b = 222 < R_y \cdot \gamma_c = 260$ условия выполняемо

Пример расчета балки

	Расчетный изгибающий момент	$M_y = 158.4 \text{ кН*м}$
	Расчетная поперечная сила	$Q_z = 52.8 \text{ кН}$
<u>Сечение</u>	характеристики подобранного сечения	
	Высота двутавра	$h = 400 \text{ мм}$
	Ширина полок	$b = 300 \text{ мм}$
	Толщина полок	$t = 14 \text{ мм}$
	Толщина стенки	$s = 2.0 \text{ мм}$
	Длина полутолны стенки	$a = 150.0 \text{ мм}$
	Высота полутолны стенки	$f = 40.0 \text{ мм}$
	Эффективная площадь	$A = 84 \text{ см}^2$
Сечение М = 1 :10		
	Моменты инерции	$I_y = 31289 \text{ см}^4$ $I_z = 6300 \text{ см}^4$
	Моменты сопротивления	$W_y = 1564 \text{ см}^3$ $W_z = 420 \text{ см}^3$
Материал полок	<i>сталь С 275 С275 ГОСТ 27772-88</i>	
	Расчетное сопротивление	$R_y = 260 \text{ МПа}$
	Расчетное сопротивление сдвигу	$R_s = 150 \text{ МПа}$
Материал стенки	<i>сталь С 245 С245 ГОСТ 27772-88</i>	
	Расчетное сопротивление	$R_y = 240 \text{ МПа}$
	Расчетное сопротивление сдвигу	$R_s = 139 \text{ МПа}$
	Модуль упругости	$E = 206 \text{ ГПа}$
	Коэффициент Пуассона	$\nu = 0.30$
	Коэффициент условий работы	$\gamma_c = 1.00$
<u>Результаты расчета</u>	проверка по напряжениям $\sigma = 101 < R_y * \gamma_c = 260$ УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО Проверка несущей способности при сдвиге в плоскости стенки $Q_z = 53 < 72$ УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО $V_{Rd} * \gamma_c = 72 \text{ кН}$	
Устойчивость ПФИ	Коэффициент $M/W_c / \phi_b = 222 < R_y * \gamma_c = 260$ УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО $\phi_b = 0.46$	

Пример расчета балки (подбор сечения)

Характеристики сечения



h 400 мм max 1500
 b 200 мм max 1000
 f 10 мм

Ориентация локальных осей: y=t, z=-s

Кoeffициенты расчетной длины

Плоскость xy 1
 Плоскость xz 1
 Для изгибно - крутильной устойчивости 1

Кoeffициент условий работы
 gamma_c 1

Характеристики материала

Стандартный материал

Модуль упругости	206	ГПа	Коеф. Пуассона	0.3
Сопрот. полка	240	МПа	Сопрот. сдвигу полка	139.2 МПа
Сопрот. стенки	240	МПа	Сопрот. сдвигу стенки	139.2 МПа

Определять длину элемента автоматически
 Длина 1 м

Контроль прогиба
 Максимальное значение 20 мм

OK
Отмена
Помощь

Пример расчета балки (подбор сечения)

Результаты подбора сечений

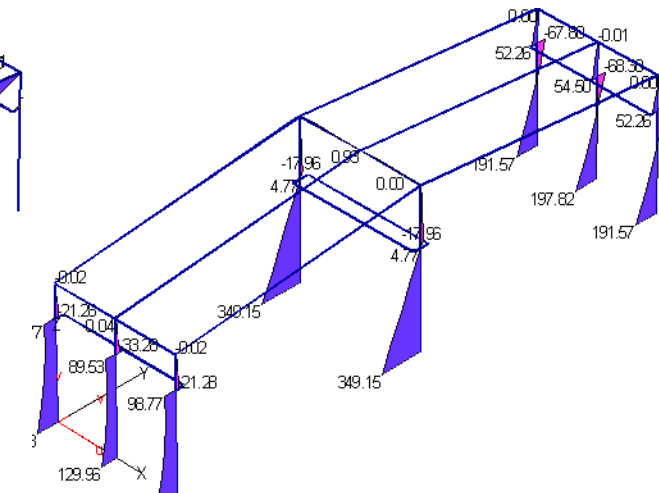
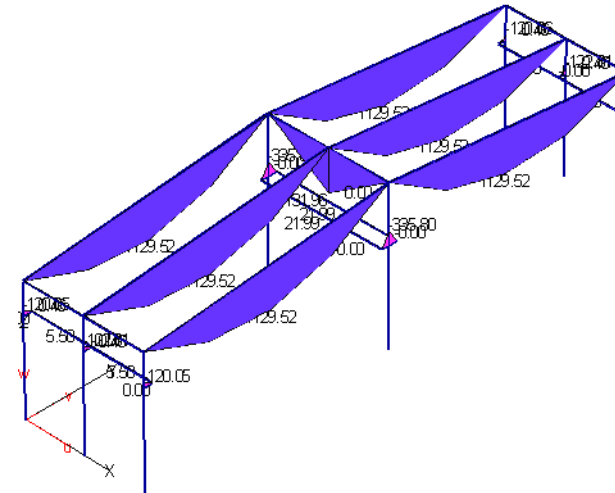
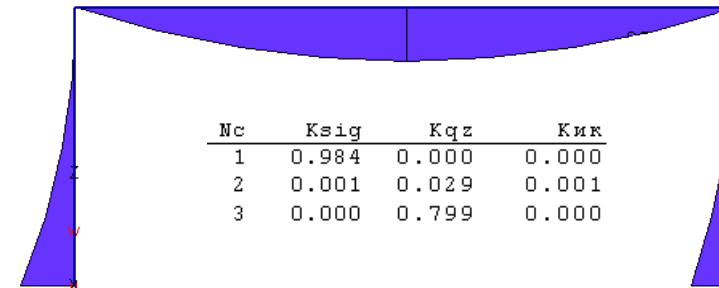
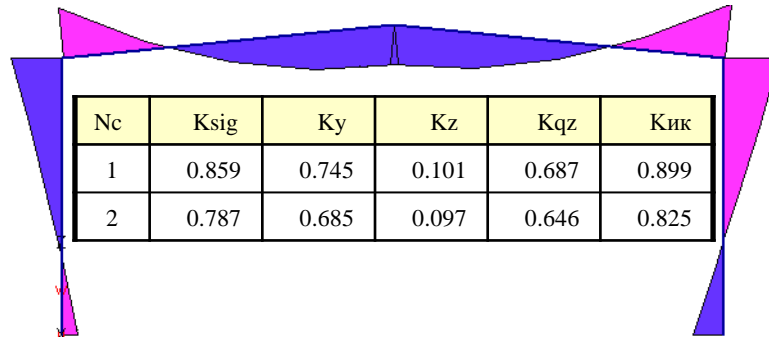
#	Группа	h, мм	b, мм	t, мм	s, мм	f, мм	a, мм	A, см ²	A _y , см ²	A _z , см ²	I _y , см ⁴	I _z , см ⁴	I _t
1	Группа N1	648.0	166.0	12.9	2.0	40.0	155.0	42.8	10.8	35.7	43186.9	983.5	23
2	Группа N2	655.0	159.0	12.5	2.0	40.0	155.0	39.8	11.0	33.1	41022.6	837.4	20
3	Группа N3	628.0	145.0	11.3	2.0	40.0	155.0	32.8	10.5	27.3	31157.6	574.2	14

Сохранить подобранные сечения в в данных для групп элементов
 Сохранить характеристики сечений в материалах FE-модели

Пример расчета

Nc	Ksig	Ky	Kz	Kqz	Kик
1	0.649	0.550	0.168	0.651	0.949
2	0.241	0.222	0.167	0.449	0.402
3	0.398	0.340	0.170	0.760	0.713
4	0.340	0.302	0.177	0.651	0.586

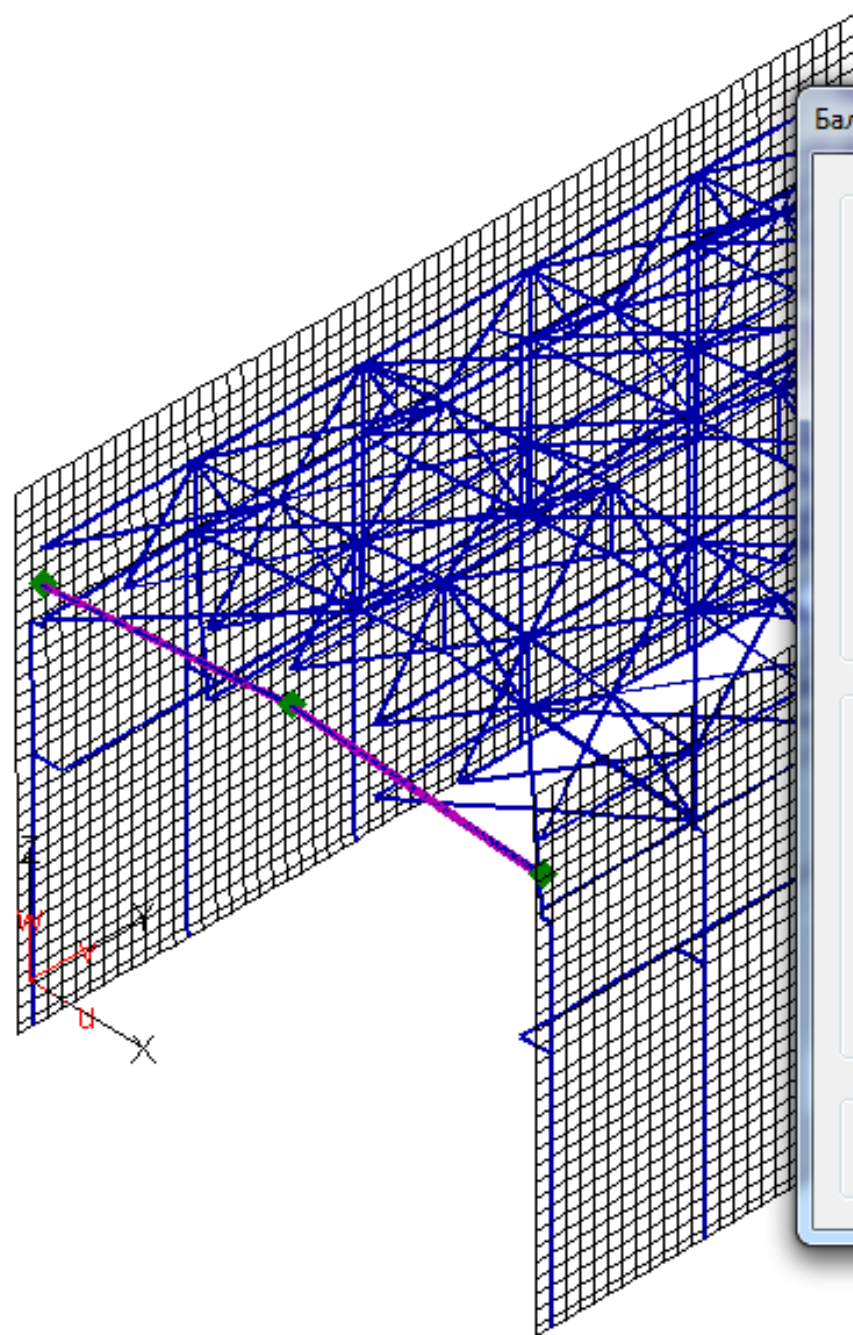
Nc	Ksig	Ky	Kz	Kqz	Kик
1	0.413	0.434	0.562	0.167	0.980
2	0.395	0.418	0.562	0.137	0.942
3	0.284	0.000	0.036	0.185	0.000
4	0.175	0.207	0.590	0.000	0.000



Nc	Ksig	Ky	Kz	Kyz	Kqz	Kик
1	0.665	0.766	0.404	0.523	0.471	0.958
2	0.511	0.570	0.249	0.346	0.183	0.745
3	0.421	0.518	0.405	0.462	0.093	0.628

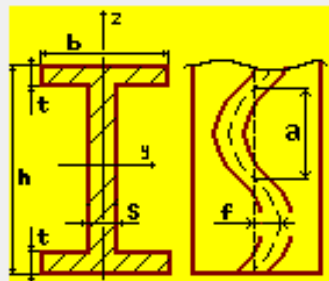
Nc	Ksig	Kz	Kyz	Kqz	Kик
1	0.856	0.003	0.016	0.000	0.991
2	0.011	0.019	0.019	0.030	0.019
3	0.011	0.018	0.018	0.777	0.018
4	0.026	0.046	0.046	0.740	0.046
5	0.830	0.029	0.082	0.000	0.943

Пример расчета



Балки 1 - Балка - металл

Характеристики сечения



h	400	мм
b	200	мм
t	10	мм
s	1	мм
f	10	мм
a	400	мм

Ориентация локальных осей: $y=t, z=s$

Характеристики материала

Стандартный материал

Модуль упругости	206	ГПа	Кэф. Пуассона	0.3
Сопрот. полок	240	МПа	Сопрот. сдвигу полок	139.2 МПа
Сопрот. стенки	240	МПа	Сопрот. сдвигу стенки	139.2 МПа

Определять длину элемента автоматически

Длина м

Кoeffициенты расчетной длины

Плоскость xy	<input type="text" value="1"/>
Плоскость xz	<input type="text" value="1"/>
Для изгибно - крутильной устойчивости	<input type="text" value="1"/>

Кoeffициент условий работы

gamma_c

OK
Отмена
Помощь

Основные положения СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования».

- W - Основные виды сталежелезобетонных конструкций (сталежелезобетонные плиты по профилированному стальному настилу; композитные конструкции из железобетонных плит и стальных балок; железобетонные конструкции с жесткой арматурой; трубобетонные конструкции)
- W - Области применения
- W - Преимущества
- W - Особенности расчета сталежелезобетонных конструкций (Основные гипотезы и предпосылки, используемые для расчетов сталежелезобетонных конструкций)
- W - Нормативное регулирование расчета и проектирования сталежелезобетонных конструкций
- W - Примеры моделирования сталежелезобетонных конструкций
- W - Примеры расчетов сталежелезобетонных конструкций и их сечений

Основные термины

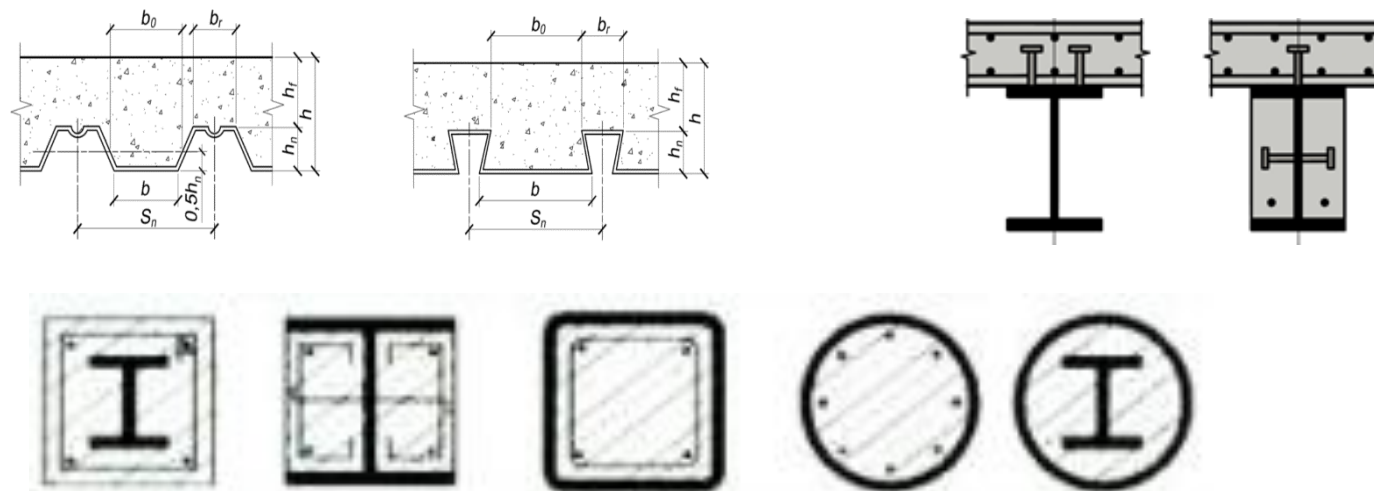
- ⚡ **Конструкции сталежелезобетонные:** Конструкции, выполненные из бетона, конструкционной стали или профилированного настила и гибкой арматуры, в которых **обеспечена их совместная работа**
- ⚡ **Сталежелезобетонные плиты с профилированным настилом:** Монолитные бетонные или железобетонные плиты с профилированным настилом, выполняющим функции несъемной опалубки на стадии изготовления плиты **и внешней рабочей арматуры** совместно с гибкими стержнями на стадии эксплуатации плиты
- ⚡ **Комбинированная балка:** Конструкция из железобетонной плиты и стальной балки, **объединенных для совместной работы** при помощи специальных упоров или путем обетонирования стальных балок
- ⚡ **Железобетонные конструкции с жесткой арматурой:** Сталежелезобетонные конструкции, состоящие из бетона, жесткой арматуры, выполненной из конструкционной стали, и стержневой арматуры
- ⚡ **Конструкции трубобетонные:** Железобетонные конструкции, состоящие из наружной стальной оболочки в виде круглой трубы и внутреннего бетонного ядра с рабочей и конструктивной стержневой арматурой или без нее; расчетные усилия от всех воздействий в трубобетонных конструкциях должны быть восприняты бетоном, металлом трубы и рабочей стержневой арматурой.
- ⚡ **Сдвиговое соединение:** Соединение между бетонным и стальным компонентами сталежелезобетонного элемента, исключающее сдвиг одного компонента относительно другого, **и позволяющее рассчитывать оба компонента как части единого конструктивного элемента**

Область применения

- ⚠ Сталежелезобетонные конструкции следует применять в тех случаях, когда строительные объекты **должны выдерживать высокие нагрузки при небольших размерах сечений**. Благодаря заводскому производству большей части элементов и несложному монтажу, удастся **существенно сократить сроки строительства**. Основными областями применения комбинированных конструкция являются **высотное строительство, промышленное строительство и строительство мостов**.
- ⚠ Но СЖБ конструкции используются не только в больших проектах. И для небольших проектов можно воспользоваться преимуществами этих конструкций
- ⚠ Комбинированные балки, предназначенные для восприятия больших нагрузок при небольших размерах сечений (пример: конструкция, в которой нагрузки от верхних этажей из-за смещения или удаления колонн должны передаваться в нижнюю область, так как, именно там должны находиться большие помещения, не содержащие опор)
- ⚠ Перестройка зданий (жилых и офисных), существующая конструкция которых не может быть использована для передачи нагрузок

Основные преимущества

- ❖ Строительство с применением сталебетонных конструкций является **экономичным**, благодаря комбинированию стали и бетона:
- ❖ **Сталь** воспринимает преимущественно **силы растяжения**, а **бетон** – **силы сжатия**.
- ❖ Такая комбинация материалов позволяет при **высоких нагрузках и больших пролетах** добиться **относительно маленьких размеров сечений**, что в свою очередь приводит к производству легких, гибких, экономных и, несмотря на это, мощных строительных элементов.
- ❖ Из отдельных строительных элементов можно **скомбинировать комплексные несущие конструкции**.



Основные предпосылки расчетов

- ⚠ - Расчеты следует выполнять, как правило, исходя из гипотезы плоских сечений, без учета податливости швов объединения стальной и железобетонной частей.
- ⚠ - В расчетах сталежелезобетонных конструкций следует применять коэффициент приведения $\alpha_b = E_{st} / E_b$, здесь E_{st} — модуль упругости конструкционного металла стальной части, E_b — модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, определяемый по СП 63.13330
- ⚠ - Напряжения в сжатом бетоне следует определять по нелинейной деформационной модели, согласно СП 63.13330.2012.
- ⚠ - Напряжения в арматуре следует определять по билинейным диаграммам, приведенным в СП 63.13330.2012
- ⚠ - Напряжения в конструкционной стали при сжатии или растяжении следует определять по СП 16.13330.2011
- ⚠ - При действии усилий в плоскости симметрии нормальных сечений и арматурой, расположенной у граней сечения перпендикулярных плоскости изгиба допускается производить расчет на основе предельных усилий

Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией

Сдвигающее усилие по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции следует определять для каждого расчетного участка по формуле

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{s1}A_s) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{s2}A_s), \quad (6.63)$$

σ_{b1}, σ_{b2} - напряжения в центре тяжести поперечного сечения бетона соответственно в правом и левом сечениях расчетного участка плиты

σ_{s1}, σ_{s2} - напряжения в продольной арматуре соответственно в тех же сечениях

Расчетный участок ограничивается соседними расчетными поперечными сечениями.

Расчетные поперечные сечения включают:

- сечения с максимальным изгибающим моментом;
- опоры;
- **сечения с нулевым моментом;**
- сечения, в которых приложены сосредоточенные нагрузки или реакции;
- сечения с изменением своих размеров при которых отношение большего момента сопротивления к меньшему превышает 1.2;
- в элементах переменной высоты расчетные сечения выбирают таким образом, чтобы отношение большего значения несущей способности по изгибающему моменту к меньшему (при изгибе в одной плоскости) для любой пары смежных расчетных поперечных сечений не превышало 1.5;
- свободные концы консолей – для расчетов объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией

Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией

9.1.1.3 Сдвигающее усилие S_h , приходящееся на один упор на i -м расчетном участке, определяется по формуле

$$S_{h,i} = \frac{\sum S_{Q,i} + \sum S_{N,i}}{n_i}, \quad (9.2a)$$

где $S_{Q,i}$, $S_{N,i}$ - сдвигающие усилия, определенные по 6.2.4.2 для i -го участка;
 n_i - количество упоров на i -м расчетном участке.

(Введен дополнительно, Изм. N 1).

9.1.2 Расчеты по прочности объединения железобетона и стали **гибкими** упорами **и-анкерами**

Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией

9.1.2.1а При устройстве плиты по профилированному настилу необходимо учитывать снижение несущей способности гибких упоров на сдвиг P_{rd} в зависимости от ориентации профилированного настила относительно стальной балки. Для стад-болтов и уголковых упоров снижение несущей способности учитывается умножением несущей способности на сдвиг P_{rd} на понижающий коэффициент k_t или k_l :

k_t - понижающий коэффициент при расположении гофр настила поперек балок, равный:

при $h_n \geq 85$ мм и $b_0 \geq h_n$ $k_t = 1$;

при $h_n < 85$ мм и $b_0 \geq h_n$

$$k_t = 0,7 \frac{b_0(h_{an} - h_n)}{h_n^2 \sqrt{n_r}}, \quad (9.7a)$$

где n_r - количество упоров в одном гофре, принимается равным:

1, если в каждой гофре установлен 1 упор,

2, если в каждой гофре установлено 2 упора и более,

b_0 , h_n - ширина полки и высота гофра настила (см. рисунок 5.1),

h_{an} - полная высота упора (принимается равным не более $h_n + 75$ мм);

k_l - понижающий коэффициент при расположении гофр настила вдоль балок, равный:

при $\frac{b_0}{h_n} \geq 1,8$ $k_l = 1$;

при $\frac{b_0}{h_n} < 1,8$

$$k_l = 0,6 \frac{b_0(h_{an} - h_n)}{h_n^2} \leq 1. \quad (9.7b)$$

Допускается применять иные понижающие коэффициенты на основании НД.

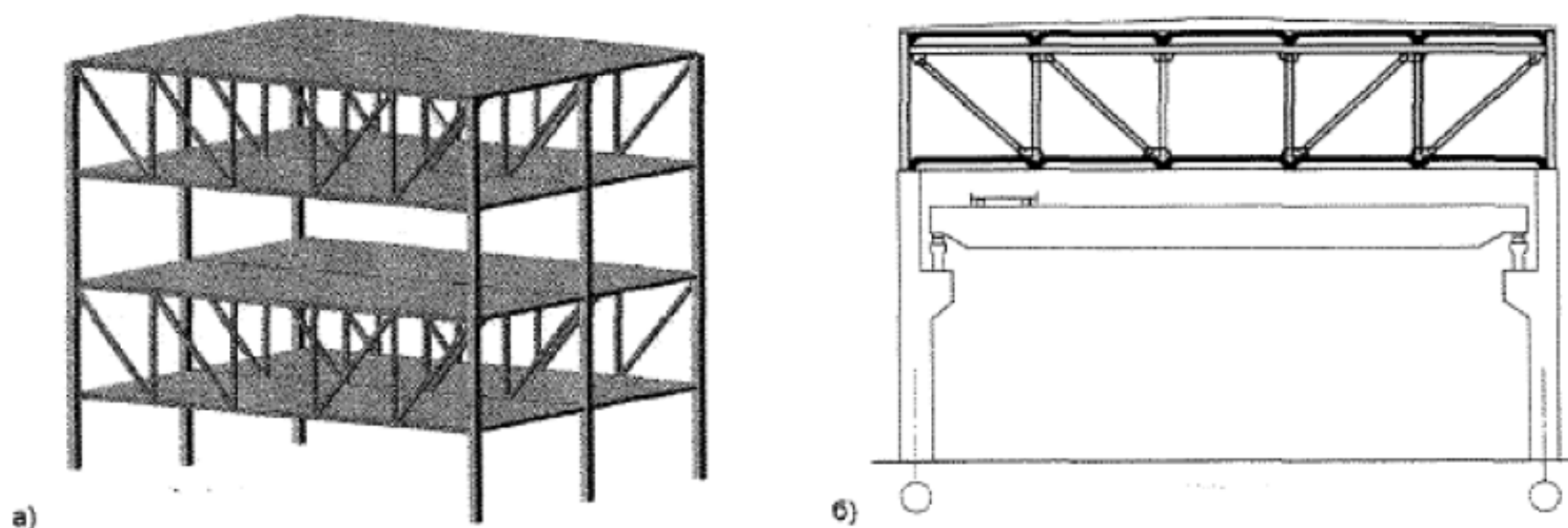
(Введен дополнительно, Изм. N 1).

Новое приложение

Приложение Е

Пространственно-армированные сталежелезобетонные блок-секции

Е.1 Основными несущими конструкциями пространственно-армированных блок-секций являются металлические фермы с параллельными поясами и редкой решеткой (рисунок Е.1).

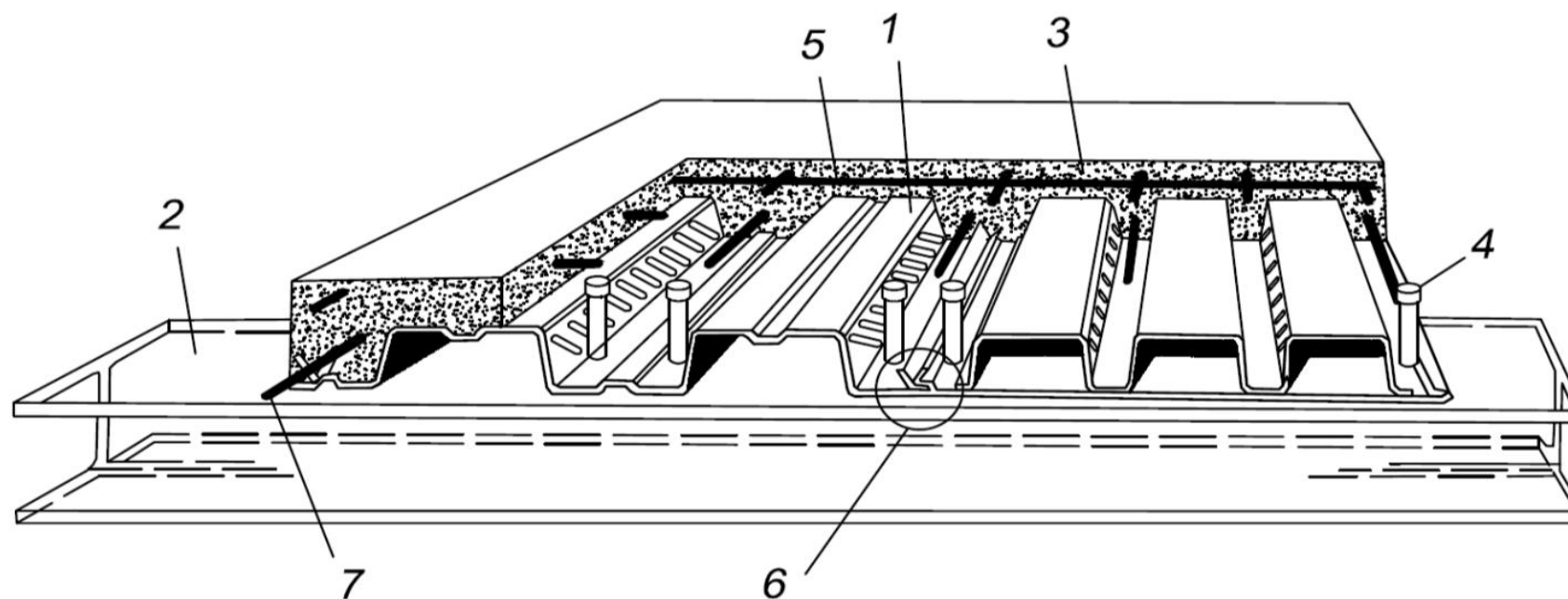


а) - фрагмент многоэтажного здания; б) - поперечный разрез промышленного здания

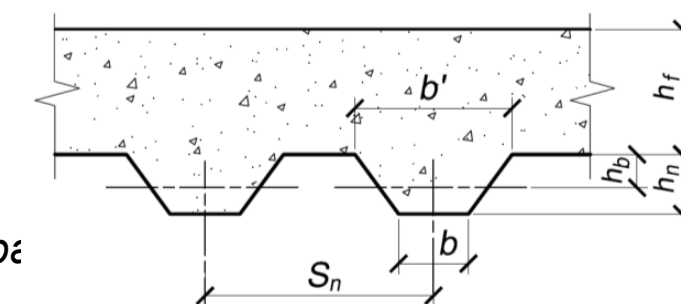
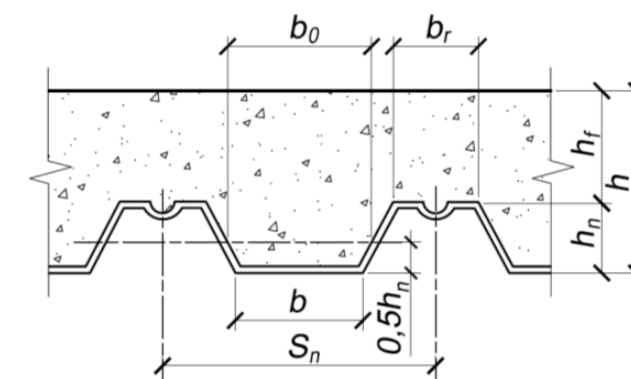
Рисунок Е.1 - Пространственно-армированные сталежелезобетонные блок-секции

Е.2 Нижние и верхние пояса ферм работают совместно с перекрытиями, образуя сталежелезобетонные конструкции. Узловые сопряжения перекрытий с поясами должны обеспечивать их совместную работу. В средней панели фермы располагают проем, ширина которого определяется в зависимости от функционального назначения здания с учетом противопожарных требований (рисунок Е.2). Высота фермы назначается, исходя из необходимой нормативной высоты этажа.

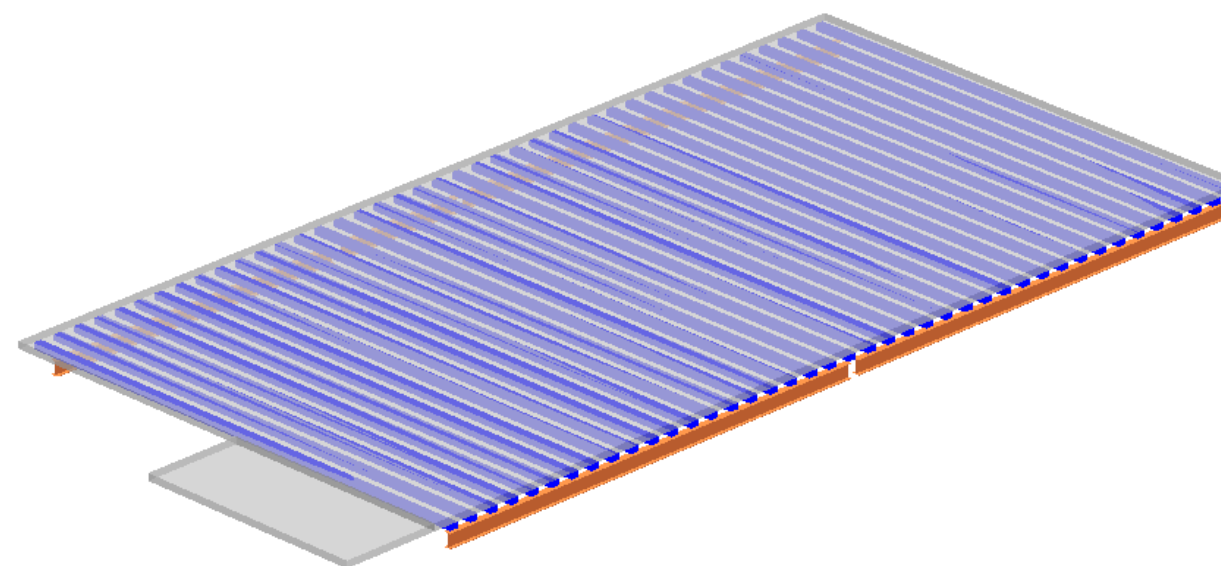
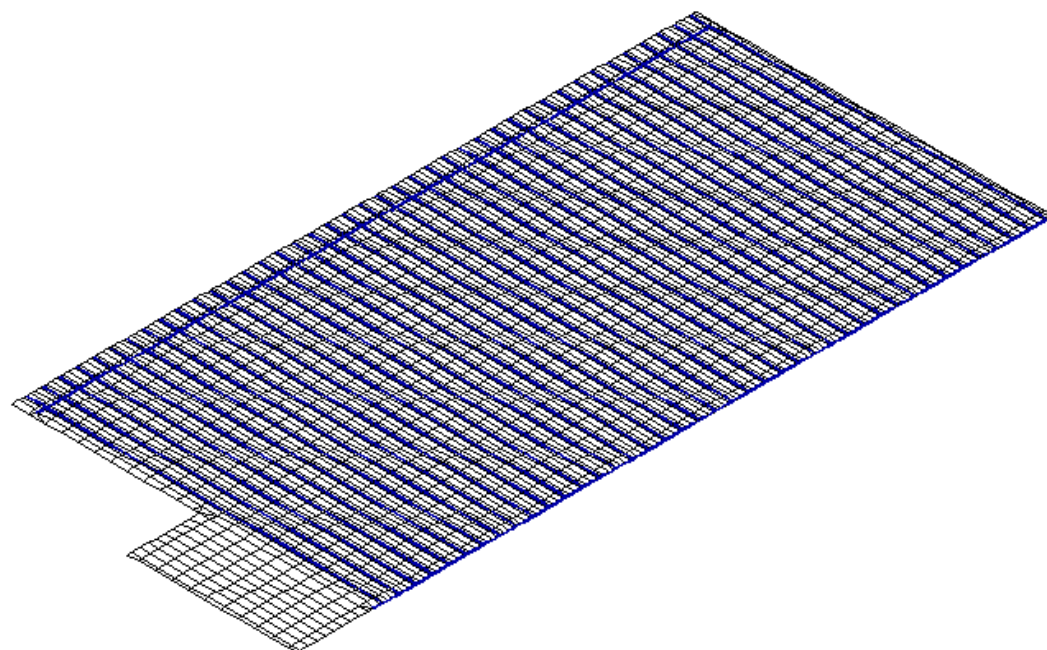
Сталежелезобетонные плиты с профилированным настилом Примеры моделирования



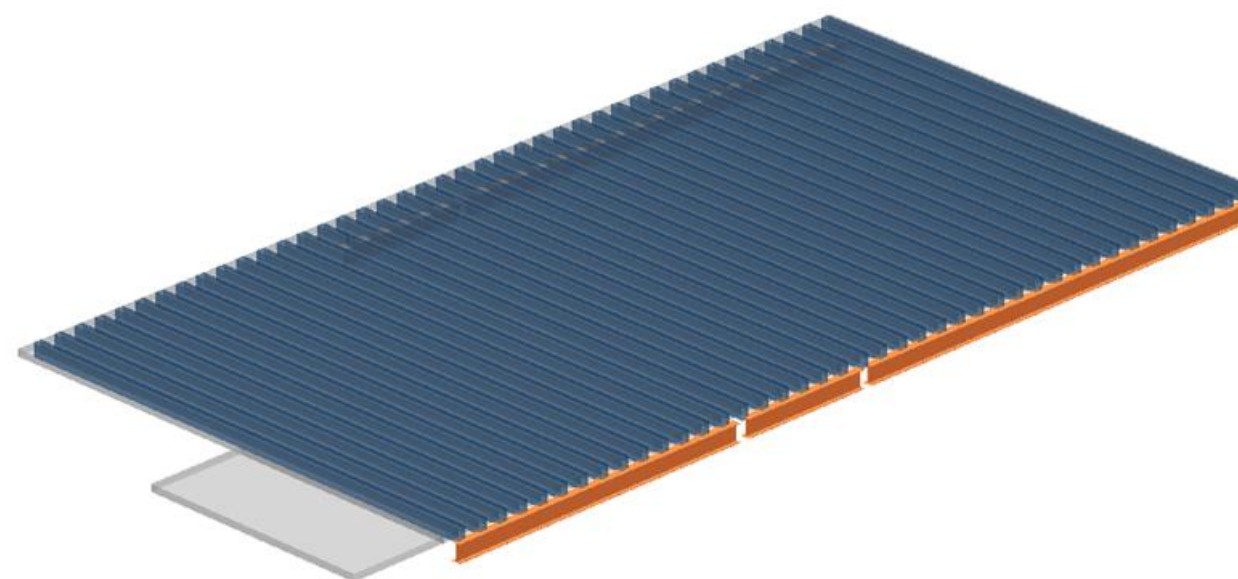
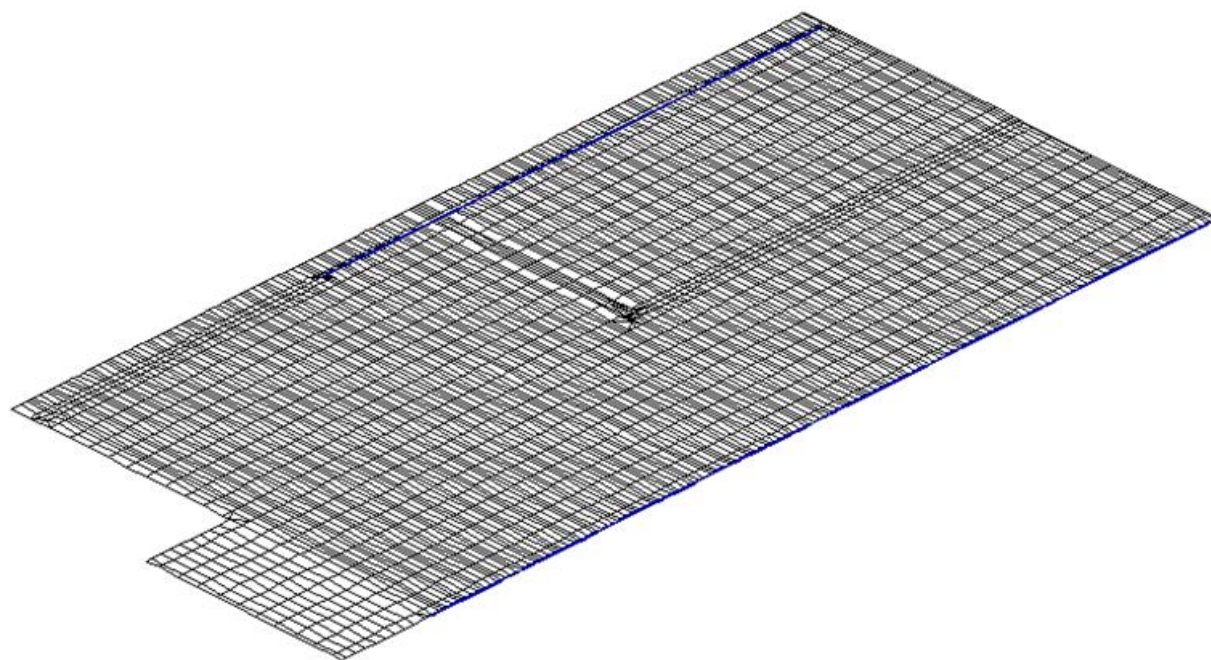
- 1 — стальной профилированный настил с рифлеными стенками гофров;
 2 — элемент балочной клетки; 3 — монолитный бетон перекрытия;
 4 — стержневой анкер; 5 — сетка противосадочного армирования;
 6 — соединение гофрированных профилей между собой; 7 — гибкая арматура



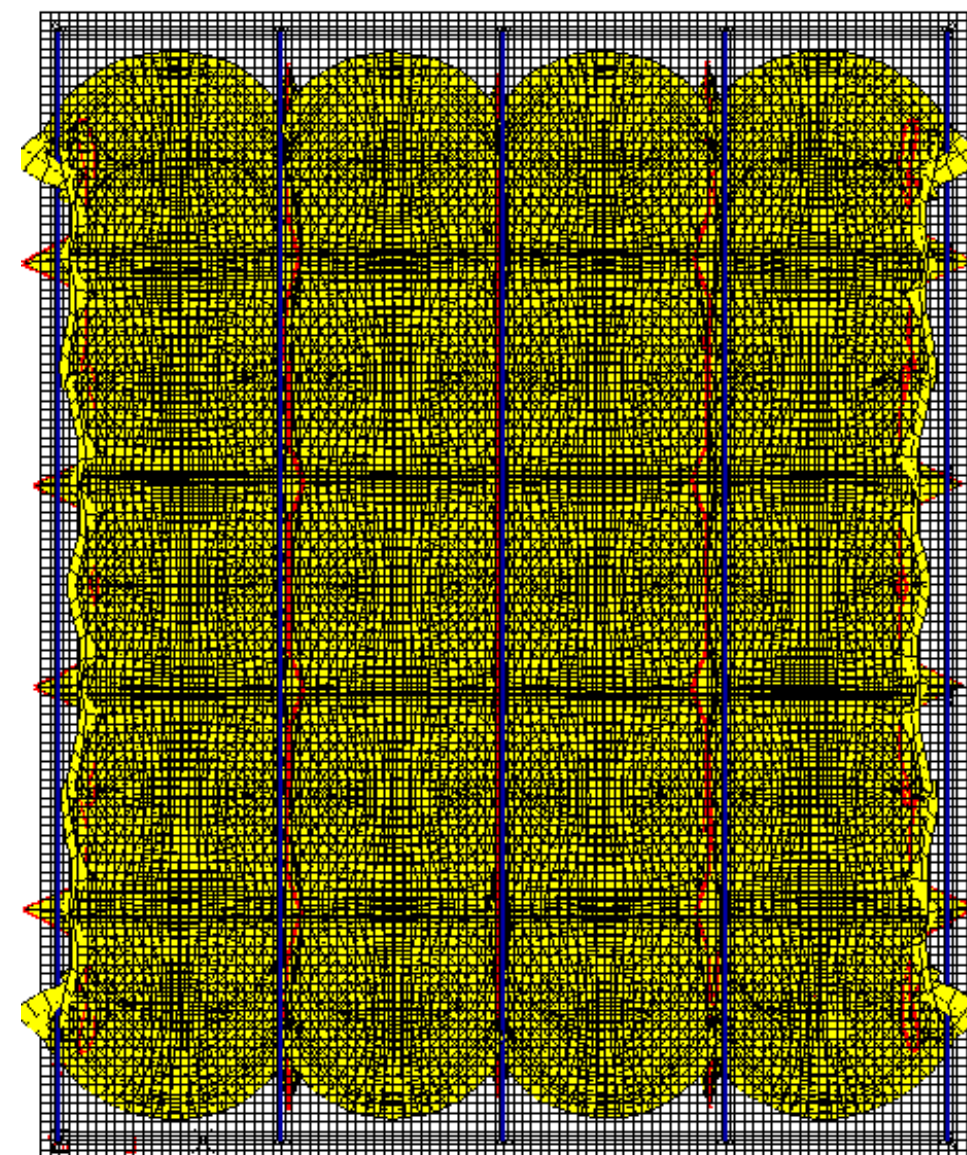
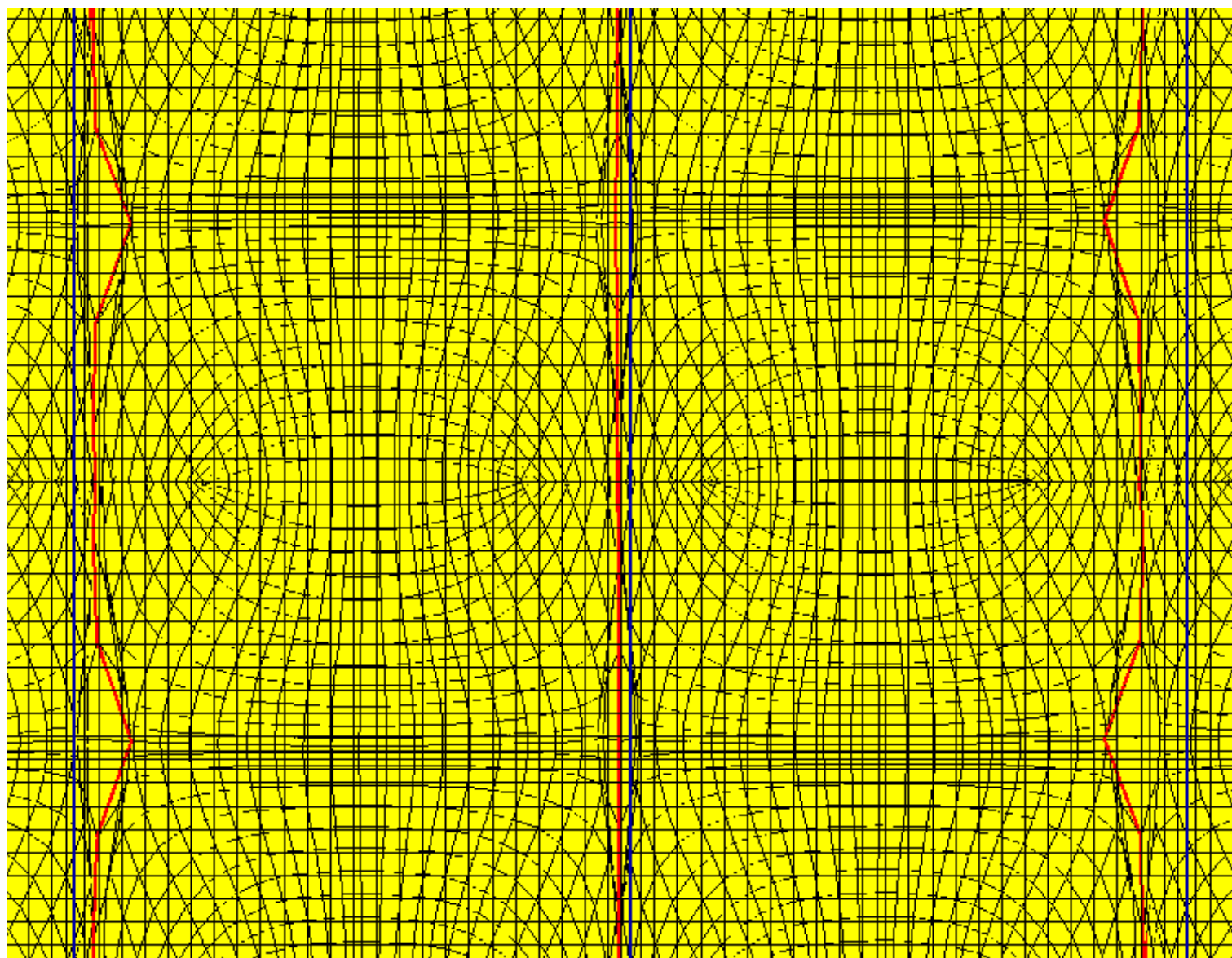
Примеры моделирования
на стадии бетонирования: настил – несъемная опалубка;
на стадии эксплуатации: настил – не работает



Примеры моделирования
на стадии бетонирования: настил – несъемная опалубка;
на стадии эксплуатации: настил – внешняя рабочая арматура



Горизонтальные перемещения (сдвиговое запаздывание)



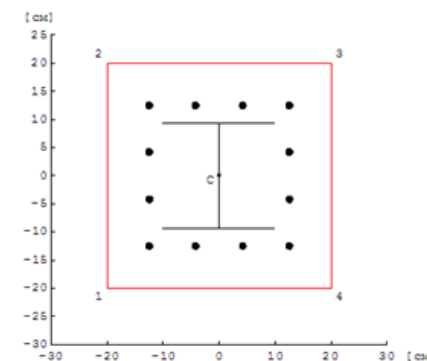
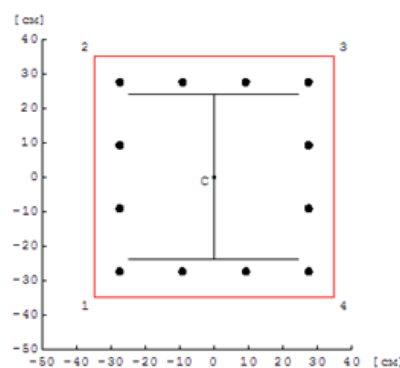
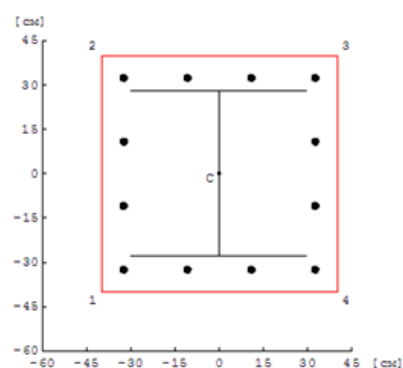
ТВЦ Европейский (Екатеринбург)

Многопролетный многоэтажный каркас сложной конфигурации, разделен температурными швами на 3 блока, один из которых, блок 2 имеет 34-этажа.

Каркас блока 2 многоэтажный, многопролетный. Сетка колонн 6x6 м. В одном направлении 4 пролета, в другом – 5 пролетов. Два подземных этажа высотой по 3 м. В этажах, сопряженных с соседними блоками, высота 4,8 м. В высотной части высота этажа 3,6 м. Имеется два технических этажа.

Схема каркаса – система колонн, ригелей и связей в продольном и поперечном направлениях. Ядрами жесткости являются монолитные железобетонные стены лифтовых блоков в центральной части плана блока.

Колонны каркаса выполнены сталежелезобетонными со стальными сердечниками из сварных (в нижних этажах) и прокатных колонных (в верхних этажах) двутавров. Габариты сечений колонн (и размеры стальных сердечников) постепенно изменяются по высоте здания от 0,85x0,85 м до 0,4x0,4 м.

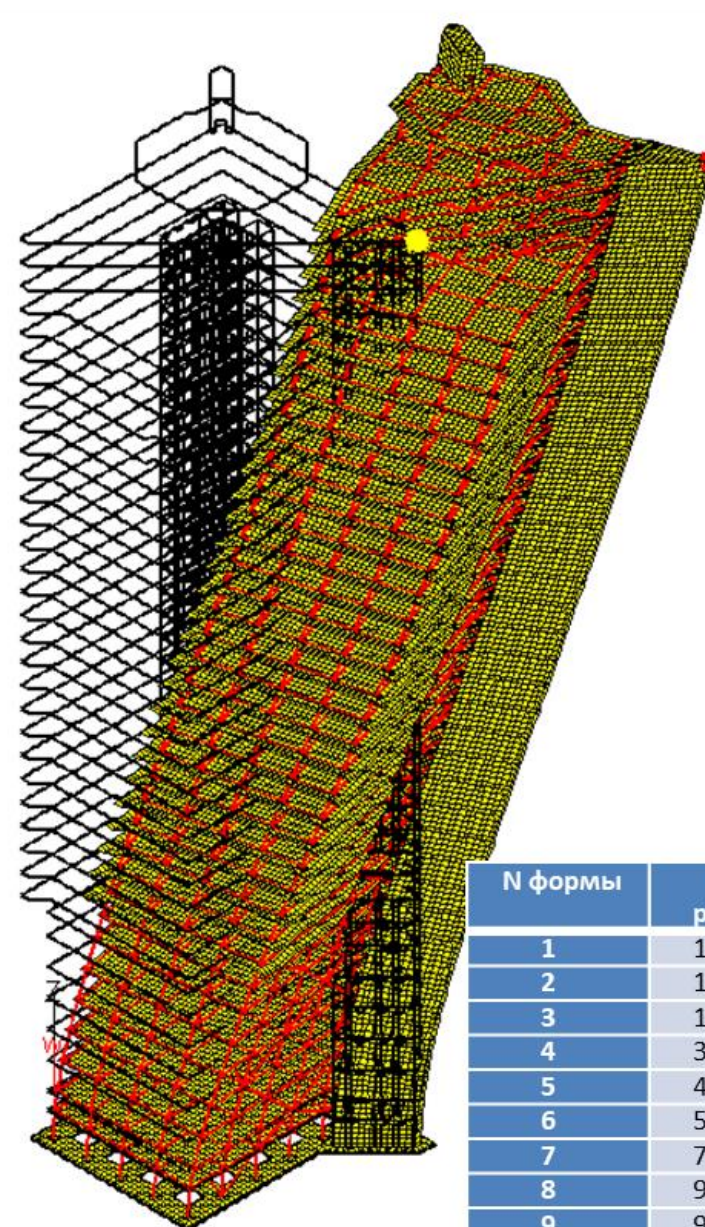
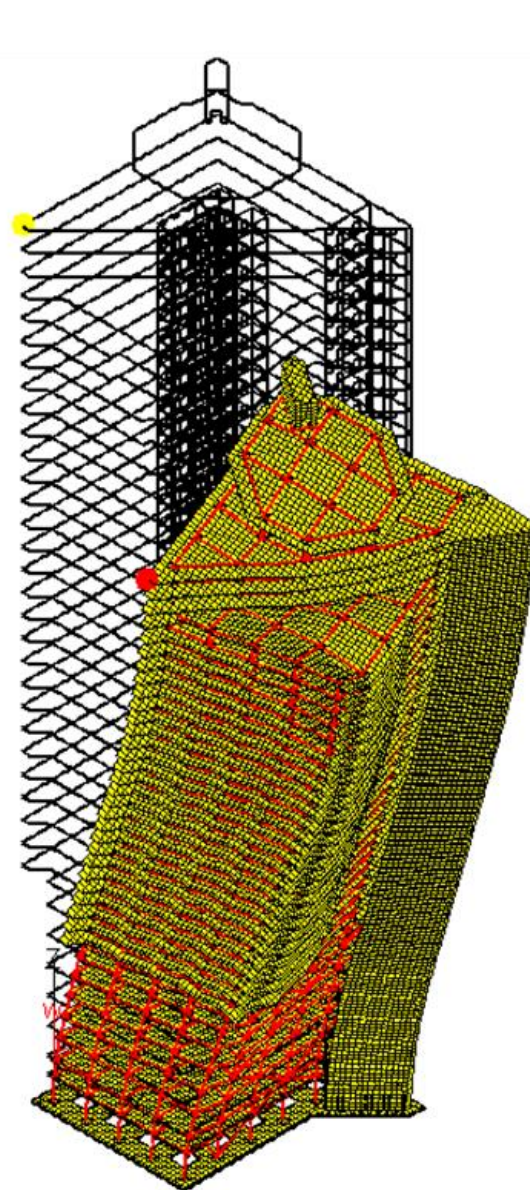
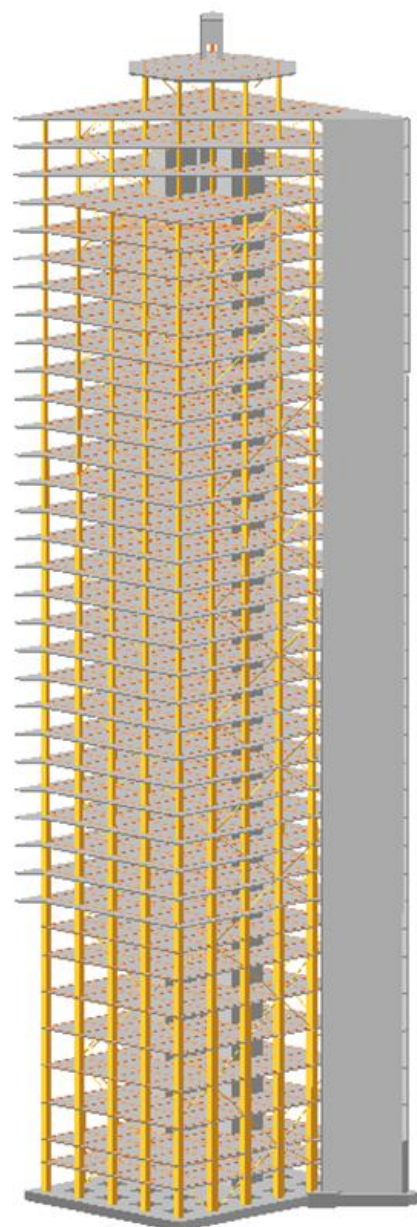


ТВЦ Европейский (Екатеринбург)

Железобетонные плиты связаны с ригелями анкерами из арматурной стали. Стальные ригели выполнены из прокатных балочных двутавров. Соединение ригелей с колоннами шарнирное (на болтах).

Блок 2 ТВЦ Европейский имеет длину 30 м, ширину 24 м и высоту 135 м; гибкость конструкции при соотношении ширины к высоте = 1:5,6 является достаточно большой. Большая гибкость иллюстрируется и значениями частот и периодов собственных колебаний.

ТВЦ Европейский (Екатеринбург)



№ формы	W рад/с	f Гц	T с
1	1.221	0.194	5.146
2	1.394	0.222	4.506
3	1.790	0.285	3.511
4	3.821	0.608	1.645
5	4.692	0.747	1.339
6	5.120	0.815	1.227
7	7.357	1.171	0.854
8	9.037	1.438	0.695
9	9.837	1.566	0.639
10	11.158	1.776	0.563
11	12.950	2.061	0.485
12	13.464	2.143	0.467

Высокая эффективность

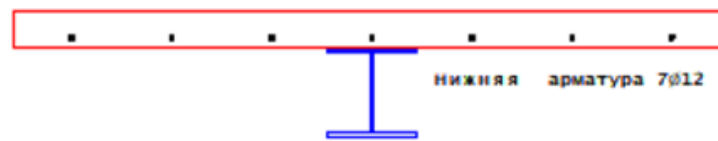
«Технология применения анкерных упоров в сталежелезобетонных конструкциях»

Йохен Шольц, Генеральный директор
Алексей Баев, Инженер

ООО «БАУ-ДС»

BAU-DS
Dienstleistungen und Service
Услуги и Сервис
БАУ-ДС

Сравнение ЖБ элемента с СЖБ



Сталежелезобетонная балка

Бетон	B25	1,6 м ³
Профиль	двутавр 25К1 сталь 235	8 м.п.
Арматура	φ12 A500	58,8 м.п.
Гибк. анкерные упоры	φ19 l=75	42 шт.
Высота сечения:		346 мм
Общий вес балки:		4,5 т
Общая стоимость материалов:		21 970 р.

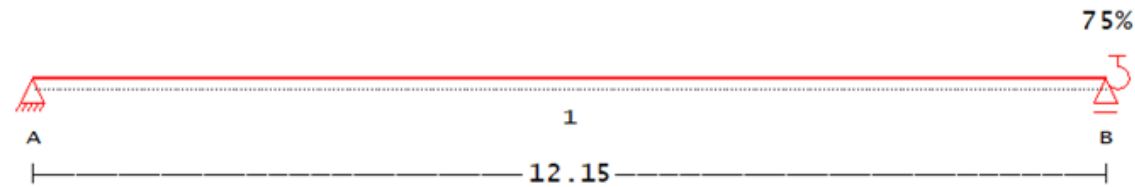
Железобетонная балка

Бетон	B25	3,24 м ³
Арматура	φ22 A500	35,44 м.п.
	φ8 A500	57,76 м.п.
Высота сечения:		500 мм
Общий вес балки:		8,1 т
Общая стоимость материалов:		20 410 р.

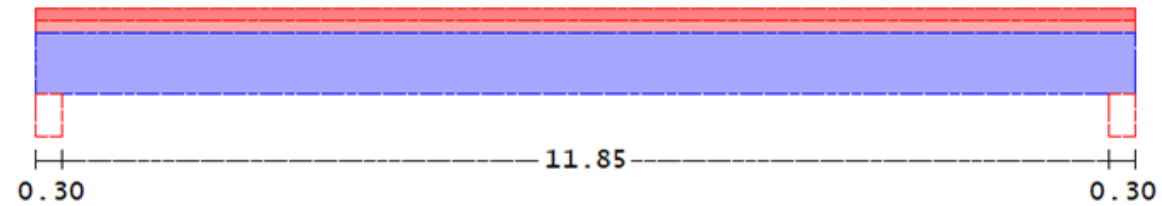
Расчет балки

Расчётная схема

М = 1 : 105



М = 1 : 105



Размеры

Пролёт опора	l [м]	b _п [см]	h _п [см]	b _р [см]	h _р [см]	EI [кН*м ²]
1	12.15	300.0	7.5	0.0	7.5	270032
A		300.0	7.5	0.0	7.5	270032
B		300.0	7.5	0.0	7.5	270032

Опоры

Опора	t [см]	Опора	t [см]
A	30.0	B	30.0

Защемление прав. = 75 % l_e = 4.05 м

Бетон В 25 (тяжелый). Арматурная сталь А500.
Профиль: двутавр широкополочный, СТО АСЧМ 20-93, 40Ш2.
Сталь С 345.

Воздействия

Характеристики
воздействий

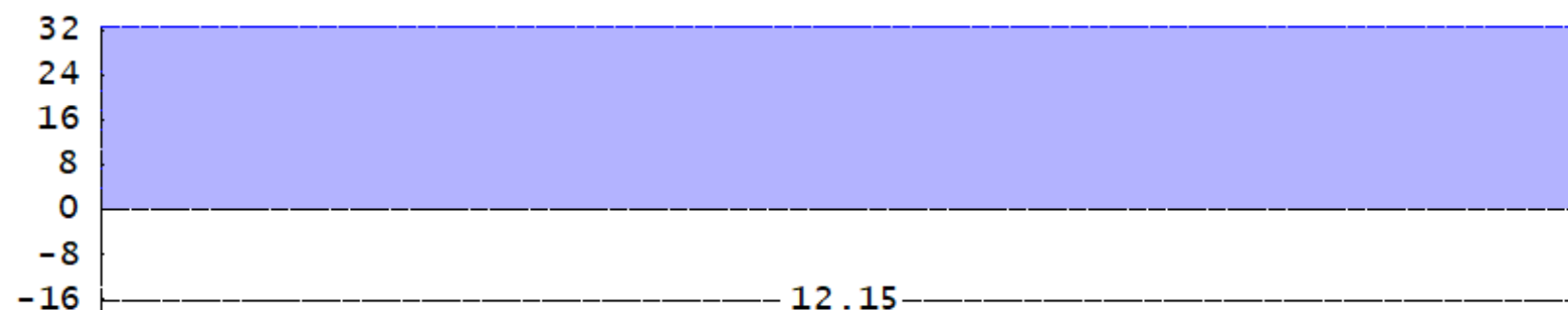
Нагружение

Нагружение 1
M = 1 : 100

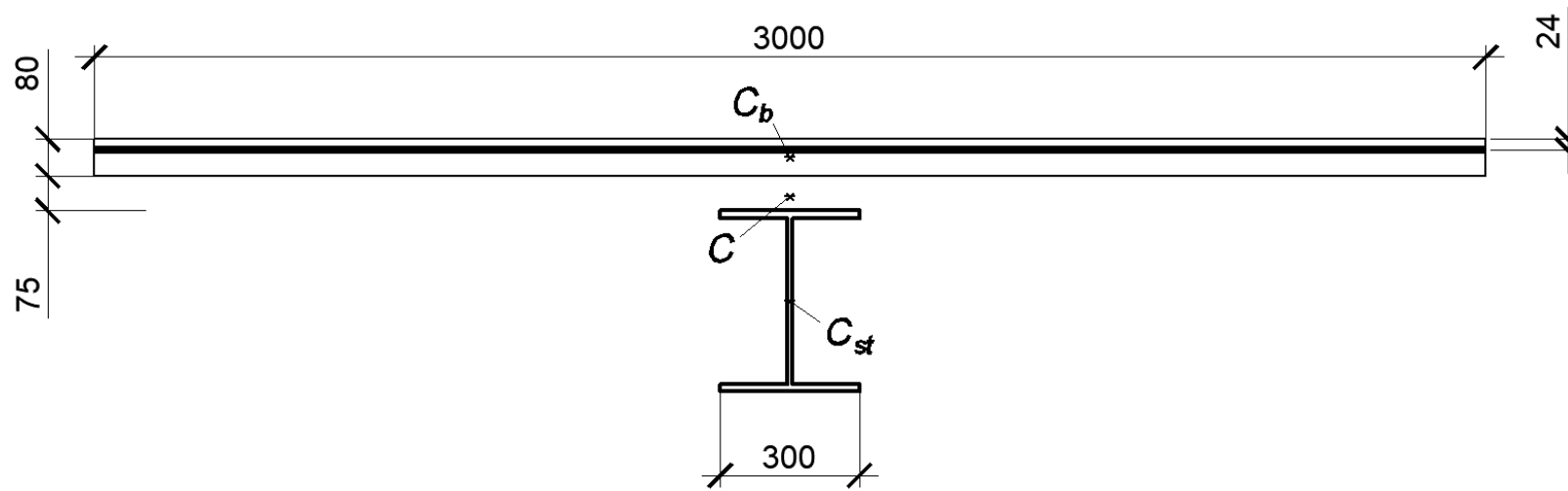
№	Длительность	Описание
1	Постоянное	Собственный вес Ж/б конструкций

№	γ_f	k_1	группа несоч.	знак	распред по прол
1	1.10				

постоянные нагрузки $\gamma_f = 1.10$



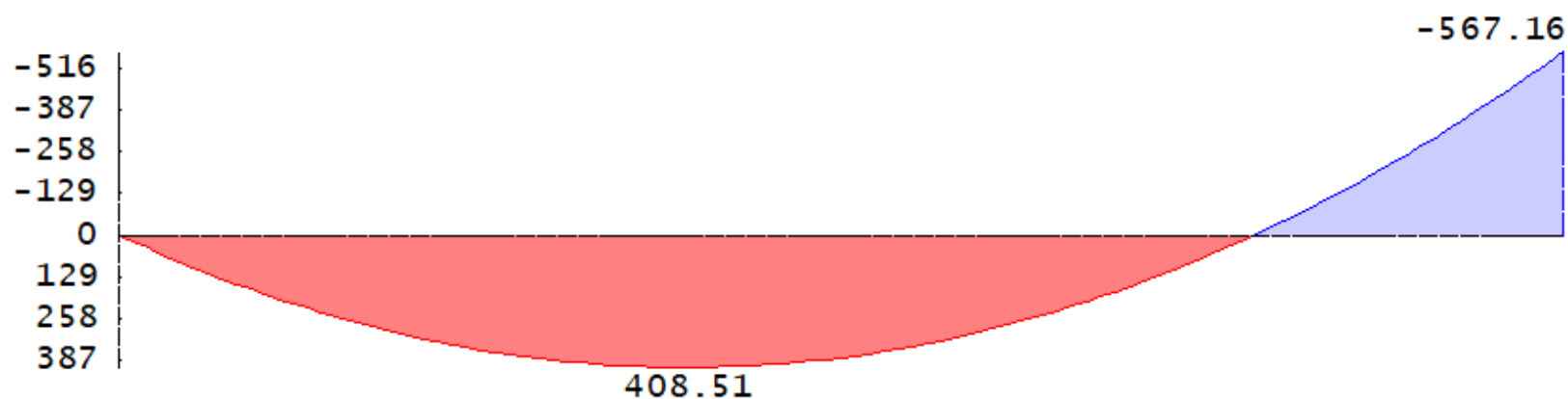
	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	p_n / P [кН/м, кН, кНм]	p_n / M
Равномерн.	1	1			32.60	



PCY

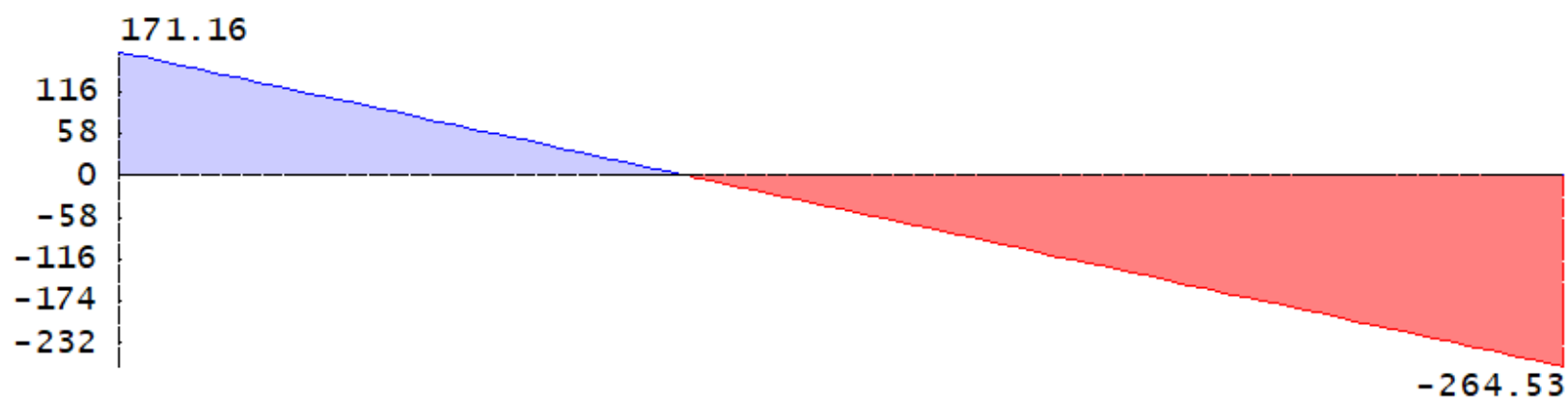
Момент M [кНм]
M = 1 : 100

Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016
основные сочетания усилий



Попер. сила Q [кН]
M = 1 : 100

основные сочетания усилий



Пролёт	x [м]		max M_{pcy} [кНм]	min M_{pcy} [кНм]	max Q_{pcy} [кН]	min Q_{pcy} [кН]
1	0.00		0.00	0.00	171.17	171.17
	0.15	o	25.27	25.27	165.79	165.79
	0.20	h0	33.84	33.84	163.92	163.92
	3.04		354.49	354.49	62.24	62.24
	4.77	*	408.51	408.51	0.00	0.00
	6.08		378.12	378.12	-46.68	-46.68
	9.00		88.16	88.16	-151.57	-151.57
	9.11		70.90	70.90	-155.61	-155.61
	9.50		7.89	7.89	-169.50	-169.50
	9.54		0.41	0.41	-171.08	-171.08
	9.60		-9.22	-9.22	-173.09	-173.09
	11.00		-286.75	-286.75	-223.29	-223.29
	11.96	h0	-516.28	-516.28	-257.54	-257.54
	12.00		-527.91	-527.91	-259.15	-259.15
	12.15		-567.19	-567.19	-264.53	-264.53

Сочетания
реакций в опорах

Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные РСУ	A	171.17	171.17
	B	264.53	264.53

Расчетные сочетания
моментов в стойках

Сочет.	опора	M _{vmax} [кНм]	M _{vmin} [кНм]	M _{nmax} [кНм]	M _{nmin} [кНм]
	B			283.59	283.59

Расчет по прочности

Расчёт по прочности

По СП 63.13330.2012 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона и СП 20.13330.2016.
 Бетон В 25 (тяжелый). Арматурная сталь А500.
 Профиль: двутавр широкополочный, СТО АСЧМ 20-93, 40Ш2.
 Сталь С 345.

Нижняя арматура

Пролёт	x	M	h ₀	d	s/n	A _s	M _{пред}
	[м]	[кНм]	[мм]	[мм]	[мм]	[см ²]	[кНм]

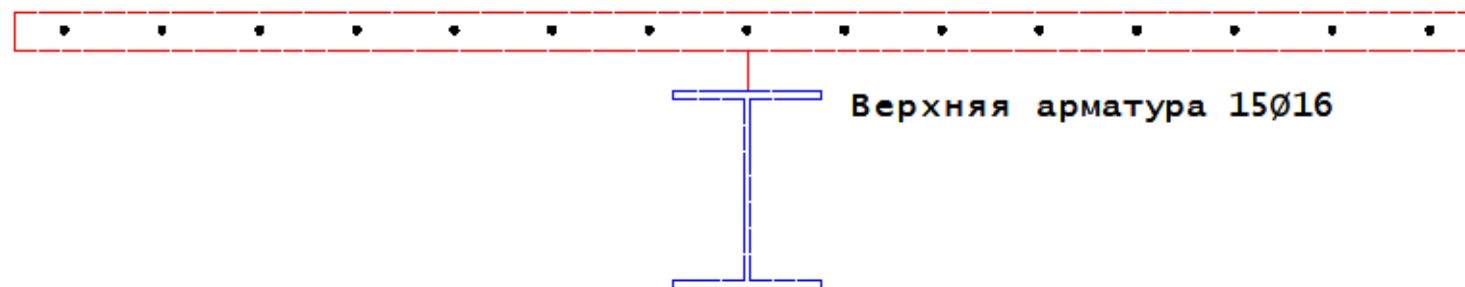
Верхняя арматура

Опора	x	l	M	h ₀	d	s	A _s	M _{пред}
	[м]	[м]	[кНм]	[мм]	[мм]	[мм]	[см ²]	[кНм]
А	-0.27	0.61	0	37	16	200	28.1	0
В	-2.87	3.14	567	37	16	200	28.1	942

Длина стержней приведена с учетом анкеровки.

Опора А
 М = 1 : 25

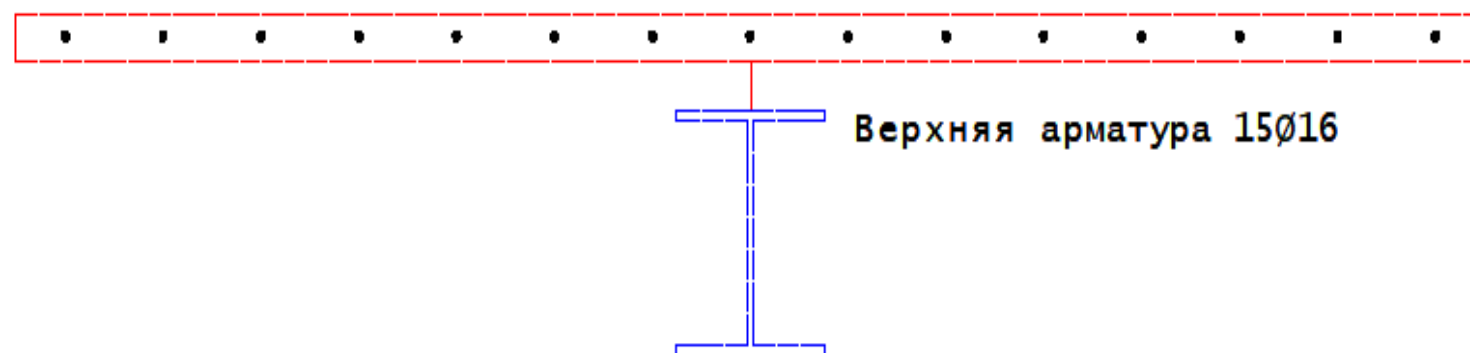
схема армирования сечения



Расчет по прочности

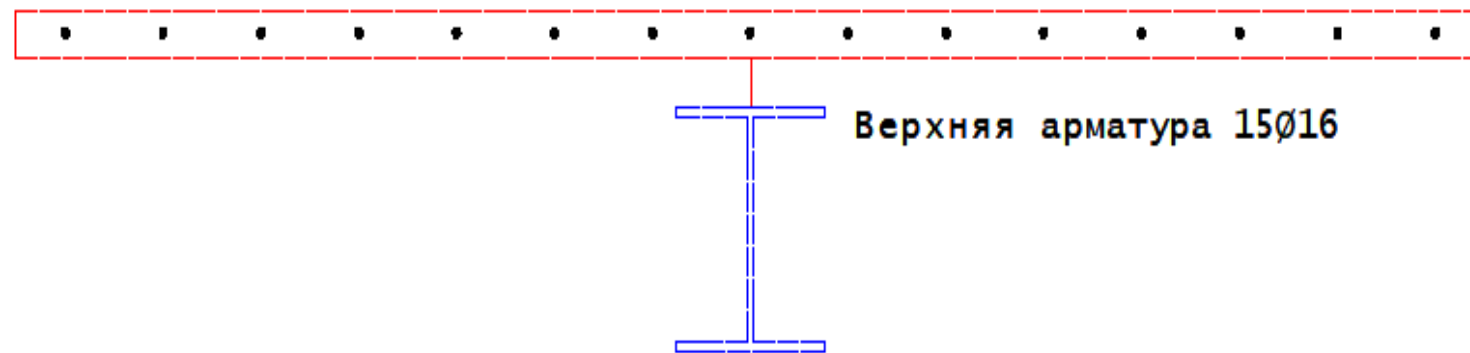
Пролет 1
 М = 1 : 25

схема армирования сечения с координатой $x = 4.77$



Опора В
 М = 1 : 25

схема армирования сечения



Расчет трещиностойкости и прогибов

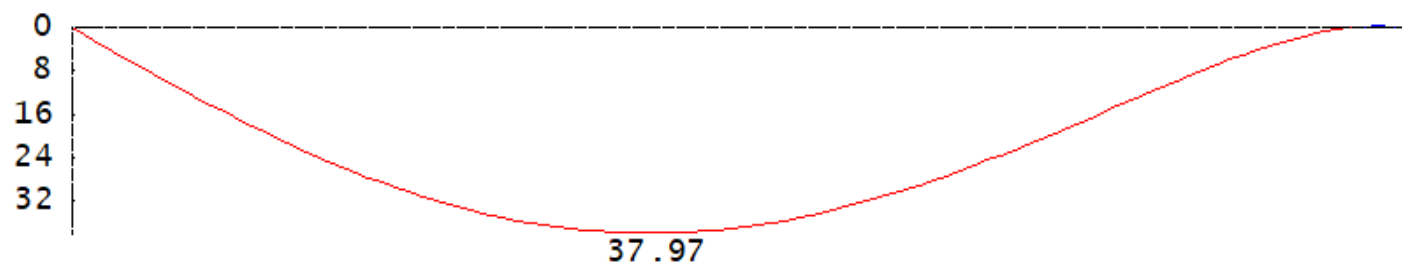
Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры $a_{crs1} = 0.40\text{мм}$ $a_{crs2} = 0.30\text{мм}$

Нормальные трещины

Пролет	Образование	Продолжительные	Непрод.			
опора	М	М	а _{crs1}			
x	М _{crs}	а _{crs2}	а _{crs1}			
[м]	[кНм]	[кНм]	[мм]			
1	4.77	371.4	1038.9	371.4	0.000	0.000
В		515.6	197.6	515.6	0.205	0.205

Прогибы [мм]
M = 1 :100



Прогибы

Пролет	x	w0	M	100/r	w1	w
	[м]	[мм]	[кНм]	[1/м]	[мм]	[мм]
1	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00
	3.04	0.0	322.3	0.28	30.35	30.35
	5.26 *	0.0	367.4	0.32	37.97	37.97
	6.08	0.0	343.7	0.30	36.79	36.79
	9.11	0.0	64.5	0.06	17.40	17.40
	12.00	0.0	-480.0	-0.90	-0.13	-0.13
	12.15	0.0	-515.6	-0.96	-0.00	-0.00

В число расчетных сечений для формирования расчетных участков включаем следующие сечения:

1-е сечение - опорное сечение $x = 0,00\text{м}$,

$M_1 = 0$ кНм;

2-е сечение – сечение с максимальным моментом $x = 4,77\text{м}$,

$M_2 = 408,51$ кНм;

3-е сечение - сечение с нулевым моментом $x = 9,544\text{м}$,

$M_3 = 0$ кНм;

4-е сечение - опорное сечение $x = 12,15\text{м}$,

$M_4 = -567,19$ кНм.

Расчет сдвигающего усилия осуществляем в соответствии с п.6.2.4.2 по формуле (6.63) [1]:

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{s1}A_s) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{s2}A_s),$$

где σ_{b1}, σ_{b2} — напряжения в центре тяжести поперечного сечения бетона соответственно в правом и левом сечениях расчетного участка плиты длиной a_i ; σ_{s1}, σ_{s2} — напряжения в продольной арматуре соответственно в тех же сечениях.

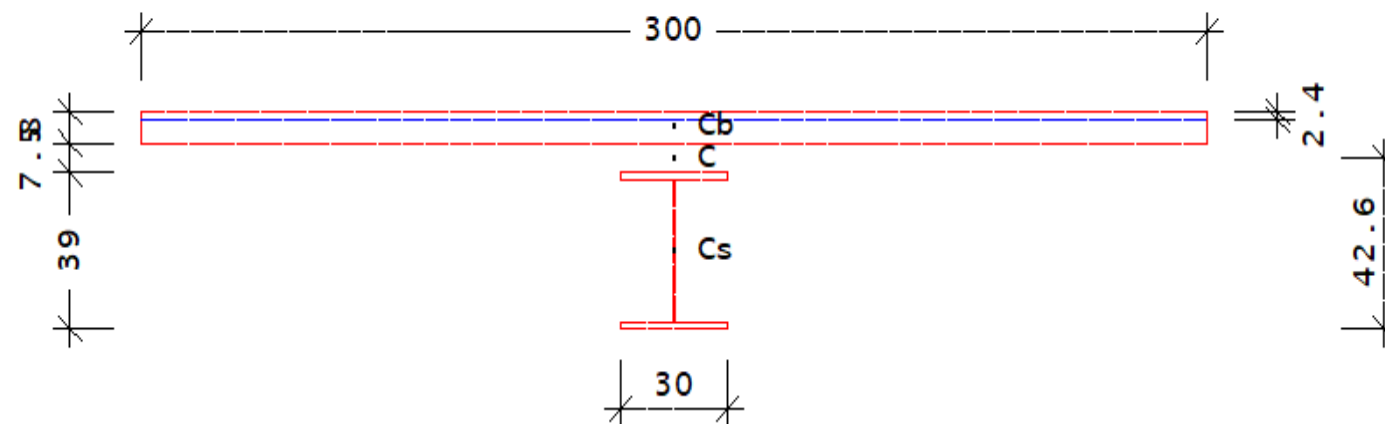
В рассматриваемом случае $a_1 = 4,77\text{м}$; $a_2 = 4,774\text{м}$; $a_3 = 2,606\text{м}$.

Для первого сечения первого расчетного участка имеем $M_1 = 0$ кНм и соответственно $(\sigma_{b1}A_b + \sigma_{s1}A_s) = 0$.

Для второго сечения первого расчетного участка имеем $M_2 = 408,51$ кНм.

Расчет соединений. Ниже приведен подробный расчет сечения для $M_2 = 408,51$ кН/м

Сечение



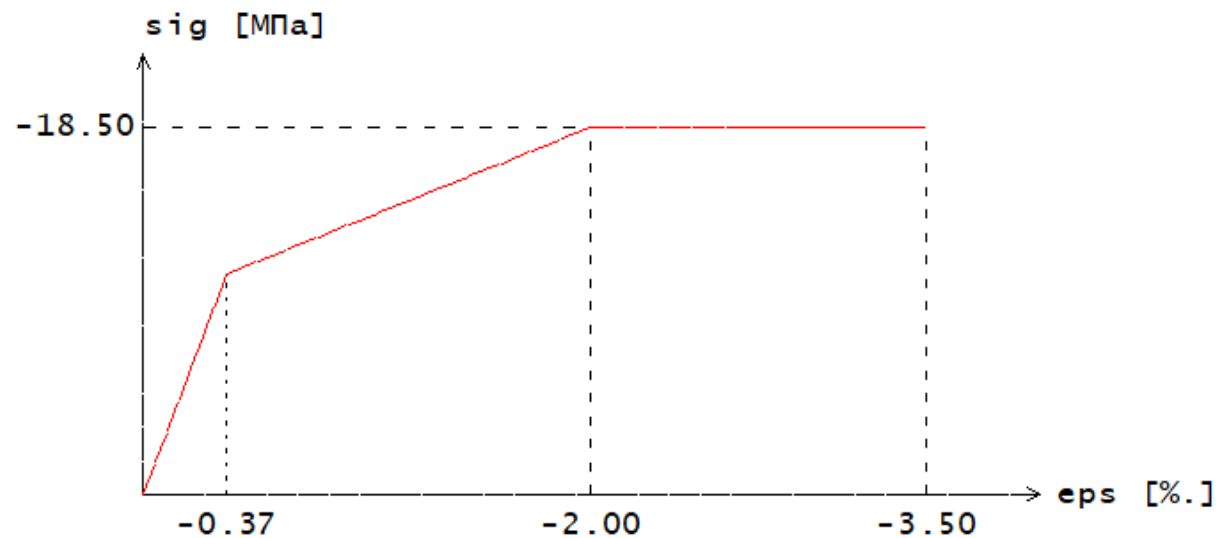
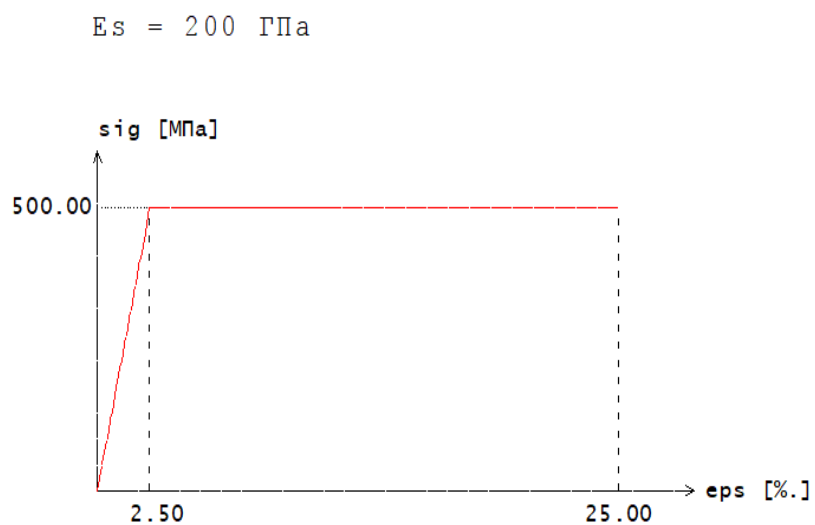
Плита	Ширина	b	=	300	см
	Высота	h	=	8	см
Верхняя арматура	Погонная площадь	$a_{св}$	=	10.05	см ² /м
	Расстояние до ц.т.	$a_{в}$	=	2.40	см
	Высота профлиста	h_p	=	75	мм
Профиль	Двутавр	40Ш2	СТО АСЧМ	20-93	
	Ширина	b	=	300	мм
	Высота	h	=	390	мм
	Толщина полок	t_f	=	16.0	мм
	Толщина стенки	t_w	=	10.0	мм
	Расчетная площадь профиля	A	=	131.80	см ²

Расчет соединений. Ниже приведен подробный расчет сечения для $M_2 = 408,51$ кН/м

Расстояние	от нижней стороны сечения до центра тяжести железобетонной части	$a_{сб} = 50.6$	см
	стальной части	$a_{сст} = 19.5$	см
	приведенного сечения	$a_c = 42.6$	см
Материалы	Бетон	<i>B 25 (тяжелый)</i>	
	Арматура	<i>A500</i>	
	Сопротивление бетона	$R_{bn} = 18.50$	МПа
		$R_{bt n} = 1.55$	МПа
	Сопротивление арматуры	$R_{sn} = 500$	МПа

Диаграмма бетона

$E_b = 30.0$ ГПа



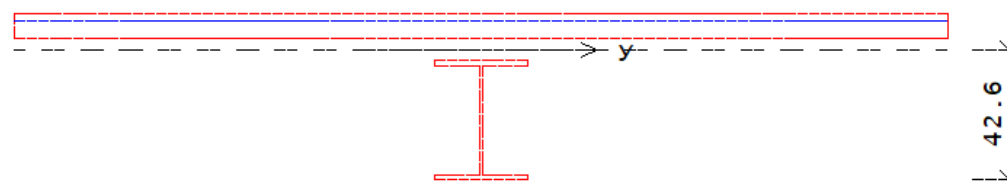
Расчет соединений. Ниже приведен подробный расчет сечения для $M_2 = 408,51$ кН/м

Сталь	С 345		
Сопротивление стали	R_y	= 315	МПа
Модуль упругости стали	E	= 206	ГПа
Предельная деформация стали	ϵ_{lim}	= 1.53	%.
Изгибная жесткость сечения при упругой деформации	EI_y	= 276.13	МНм ²

Определение напряженно-деформированного состояния элемента

Изгибающий момент	M_y	= 408.5	кНм
-------------------	-------	---------	-----

Нейтральная линия



Кривизна	κ_y	= 0.00148	1/м
----------	------------	-----------	-----

Деформации бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
-0.06	-1.74	-0.18	-5.29

Деформации арматуры

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
-0.14	-28.14	-0.14	-28.14

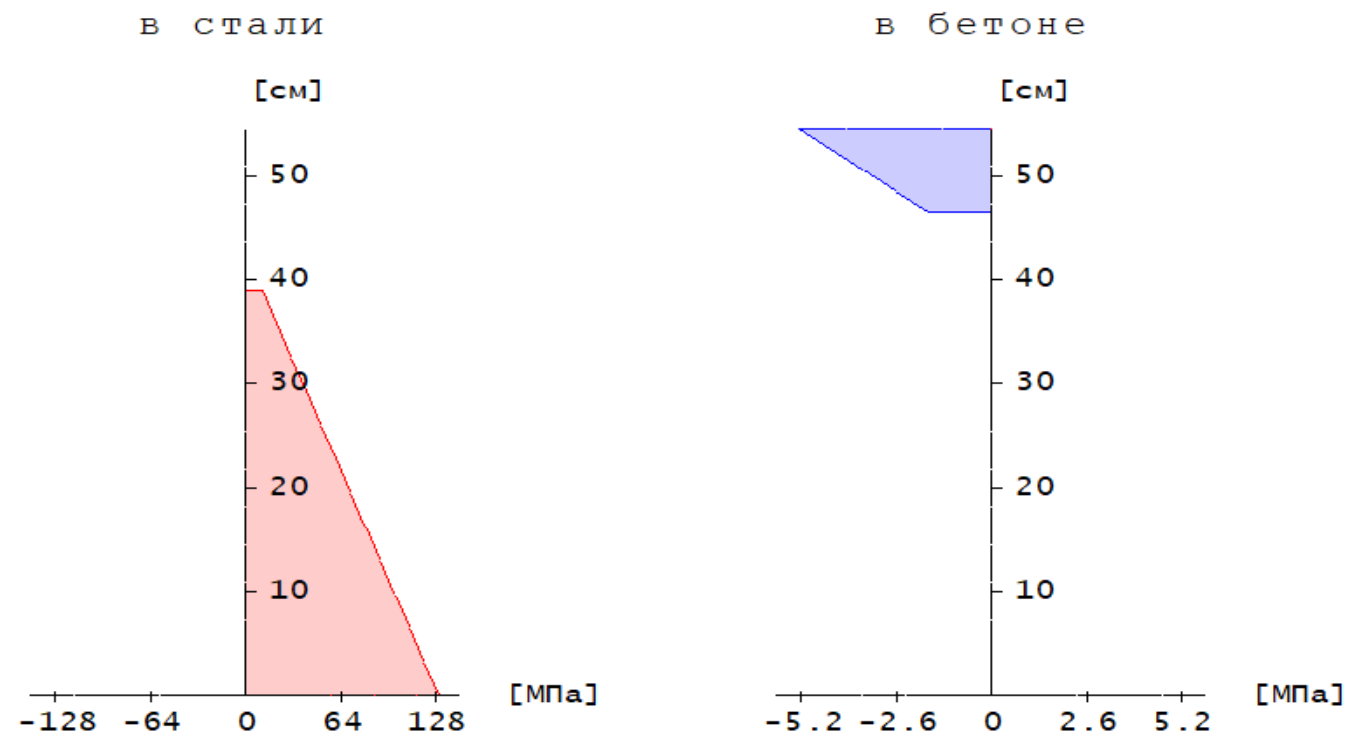
Деформации стали

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
0.63	129.79	0.05	10.94

Знак '+' при растяжении, знак '-' при сжатии

Расчет соединений. Ниже приведен подробный расчет сечения для $M_2 = 408,51$ кН/м

Эпюры напряжений



Усилия в частях сечения относительно их центральных осей

N_b [кН]	M_b [кНм]	N_s [кН]	M_s [кНм]
-927.4	5.9	927.4	114.0

Как видно из этого рисунка усилие в железобетонной части (бетоне и арматуре) равно $N_{b2} = (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{s2}A_s) = -927,4$ кН. Соответственно сдвигающая сила для этого участка равна $S_1 = 927,4$ кН.

Для второго расчетного участка первое расчетное сечение совпадает со вторым расчетным сечением первого участка, а во втором расчетном сечении второго участка момент равен нулю. Соответственно сдвигающая сила для этого участка равна

$$S_2 = -927,4 \text{ кН.}$$

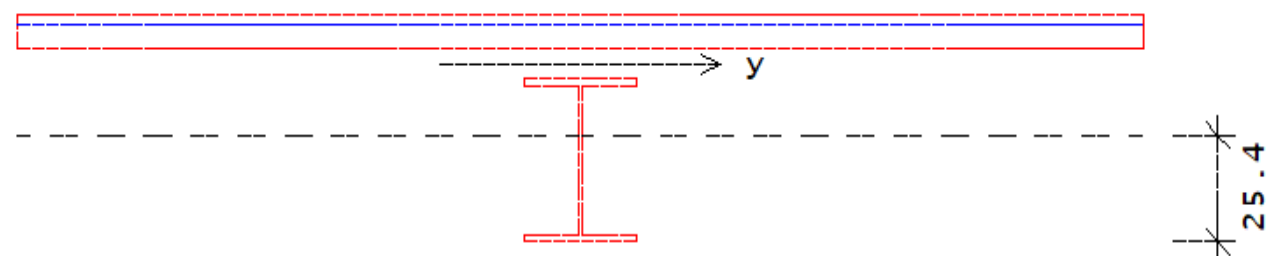
Для третьего расчетного участка первое расчетное сечение совпадает со вторым расчетным сечением второго участка и момент равен нулю, а во втором расчетном сечении третьего участка момент равен $M_4 = -567,19 \text{ кНм.}$

Ниже на рис. 7.2.4.6 приведен подробный расчет сечения для $M_4 = -567,19 \text{ кНм.}$

Определение напряженно-деформированного состояния элемента

Изгибающий момент $M_y = -567.2$ кНм

Нейтральная линия



Кривизна $\kappa_y = 0.00438$ 1/м

Деформации
бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
1.27	0.00	0.92	0.00

Деформации
арматуры

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
1.17	233.69	1.17	233.69

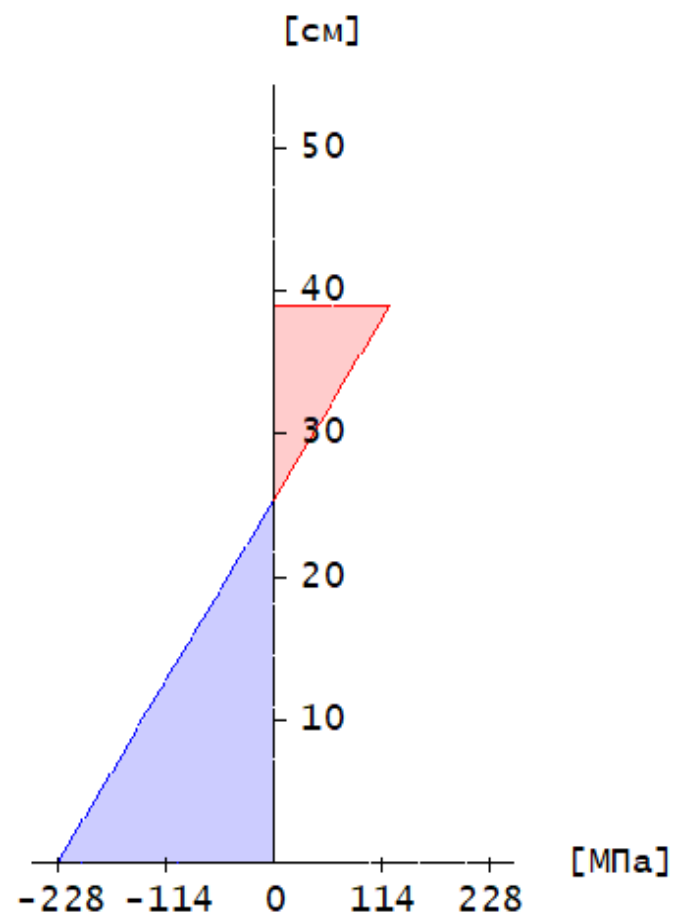
Деформации
стали

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
0.59	122.49	-1.11	-229.44

Знак '+' при растяжении, знак '-' при сжатии

Эпюра напряжений

в стали



Усилия в частях сечения относительно их центральных осей

N_b [кН]	M_b [кНм]	N_s [кН]	M_s [кНм]
704.8	-10.4	-704.8	-337.4

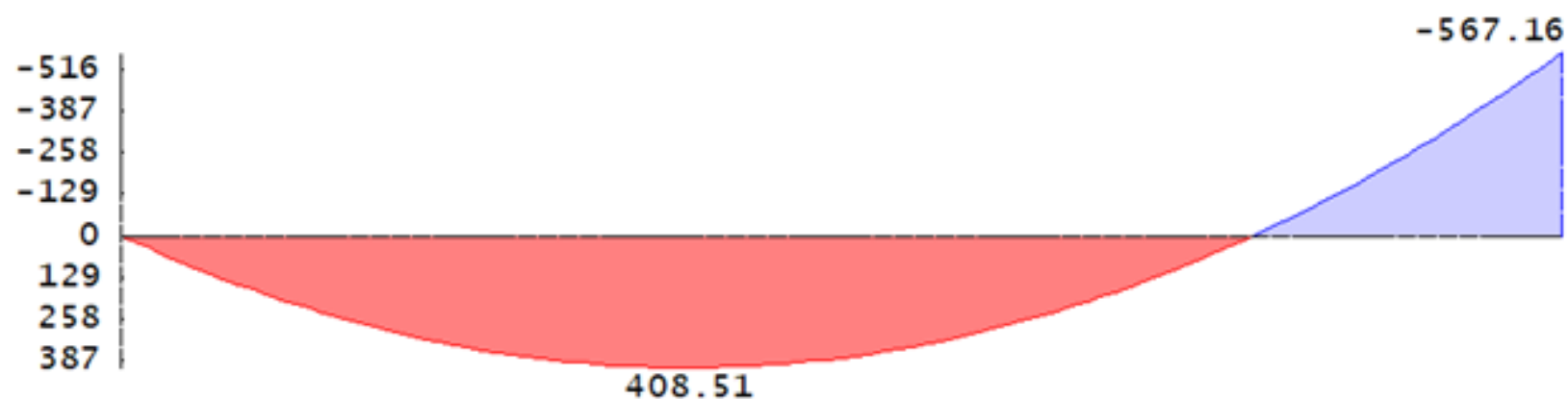
Соответственно сдвигающая сила для этого участка равна $S_3 = 704,8$ кН.

Для более экономичной расстановки гибких упоров можно построить эпюру погонной сдвигающей силы. Для построения этой эпюры заметим, что при переходе от второго к третьему расчетному участку изгибающий момент меняет знак. Поэтому рассмотрим сечение слева от третьего расчетного сечения (сечения с нулевым моментом) с $x = 9,50\text{м}$ и сечение справа от третьего расчетного с $x = 9,60\text{м}$. Для сечения $x=9,50\text{м}$ имеем $M_- = 7,89\text{ кНм}$, $Q = -169,5\text{кН}$. Для сечения $x=9,60\text{м}$ имеем $M_+ = -9,22\text{ кНм}$, $Q = -173,09\text{кН}$. Ниже приведен расчет погонной сдвигающей силы в этих сечениях.

PCU

Момент M [кНм]

M = 1 : 100

Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016
основные сочетания усилий

Расчет слева $x = 9,50\text{м}$ и сечение справа от третьего расчетного с $x = 9,60\text{м}$

Определение сдвигающего усилия по нижней грани плиты

Поперечная сила $Q_z = 169.5$ кН

a_{12} [м]	M_{y1} [кНм]	M_{y2} [кНм]	N_{b1} [кН]	N_{b2} [кН]	S [кН/м]
0.002336	7.9	7.5	-18.0	-17.1	385.3

Расчет погонного усилия для $x = 9,50\text{м}$

Определение сдвигающего усилия по нижней грани плиты

Поперечная сила $Q_z = 173.1$ кН

a_{12} [м]	M_{y1} [кНм]	M_{y2} [кНм]	N_{b1} [кН]	N_{b2} [кН]	S [кН/м]
0.0028	-9.2	-8.7	11.4	10.8	213.9

Расчет погонного усилия для $x = 9,60\text{м}$

Расчет погонной сдвигающей силы в первом и четвертом расчетных сечениях (опорных).

Определение сдвигающего усилия по нижней грани плиты

Поперечная сила $Q_z = 171.2$ кН

a_{12} [м]	M_{y1} [кНм]	M_{y2} [кНм]	N_{b1} [кН]	N_{b2} [кН]	S [кН/м]
0.15	0.00	25.27	- 0.00	57.98	388.7

Расчет погонного усилия для $x = 0,00$ м

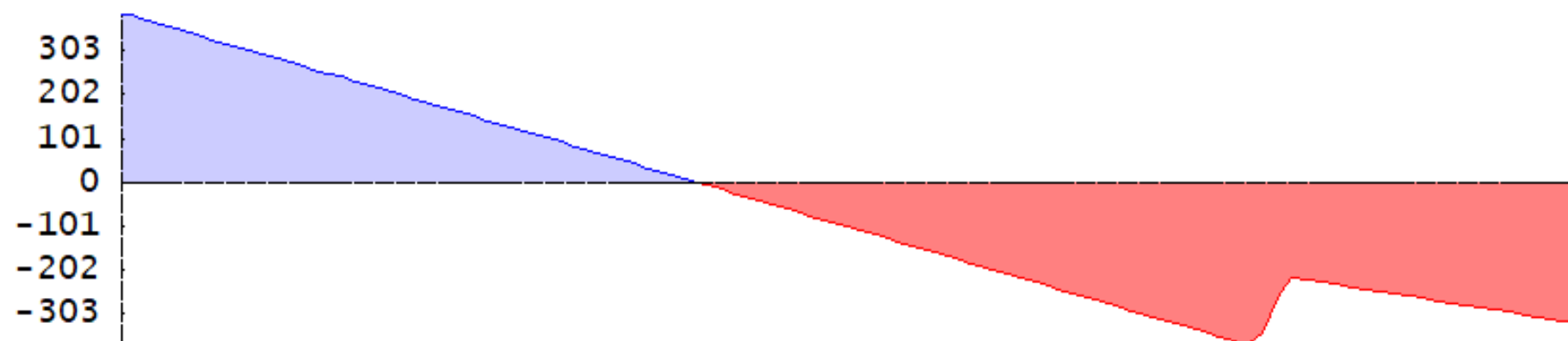
Определение сдвигающего усилия по нижней грани плиты

Поперечная сила $Q_z = 264.5$ кН

a_{12} [м]	M_{y1} [кНм]	M_{y2} [кНм]	N_{b1} [кН]	N_{b2} [кН]	S [кН/м]
0.107	-567.2	-538.8	704.8	669.6	328.7

Расчет погонного усилия для $x = 12,15$ м

Погонная сдвиг. сила S [кН/м], основные сочетания усилий
 $M = 1 : 100$



Эпюра погонной сдвигающей силы

Количество гибких упоров и их расстановку определяем из условия, что сдвигающее усилие S_h , приходящееся на один гибкий упор, должно быть меньше, чем несущая способность упора на сдвиг P_{rd} :
 $S_h \leq P_{rd}$.

Несущая способность гибких упоров в виде круглых стержней при $2,5 \leq l/d \leq 4,2$ равна

$$P_{rd} = 0,24ld_{an}\sqrt{10R_b} , \text{ кН};$$

а при $l/d > 4,2$

$$P_{rd} = d_{an}^2\sqrt{10R_b} , \text{ кН}.$$

Кроме того, также должно быть выполнено условие

$$S_h \leq 0,063d_{an}^2\gamma_c R_y , \text{ кН}.$$

В этих формулах:

l – длина круглого стержня гибкого упора, см;

d_{an} – диаметр стержня гибкого упора или анкера, см;

R_b, R_y, γ_c – принимаются согласно 6.2.1.2 СП 266 [1].

В рассматриваемом примере имеем:

$$\frac{l}{d_{an}} = \frac{120}{19} = 6,316$$

И соответственно несущая способность гибкого упора равна:

$$P_{rd} = d_{an}^2\sqrt{10R_b} = 1,9^2\sqrt{10 \times 18,5} = 49,10, \text{ кН}.$$

Также выполнено и условие

$$P_{rd} = 49,10 \leq 0,063d_{an}^2\gamma_c R_y = 0,063 \times 1,9^2 \times 1,0 \times 350 = 79,6, \text{ кН}.$$

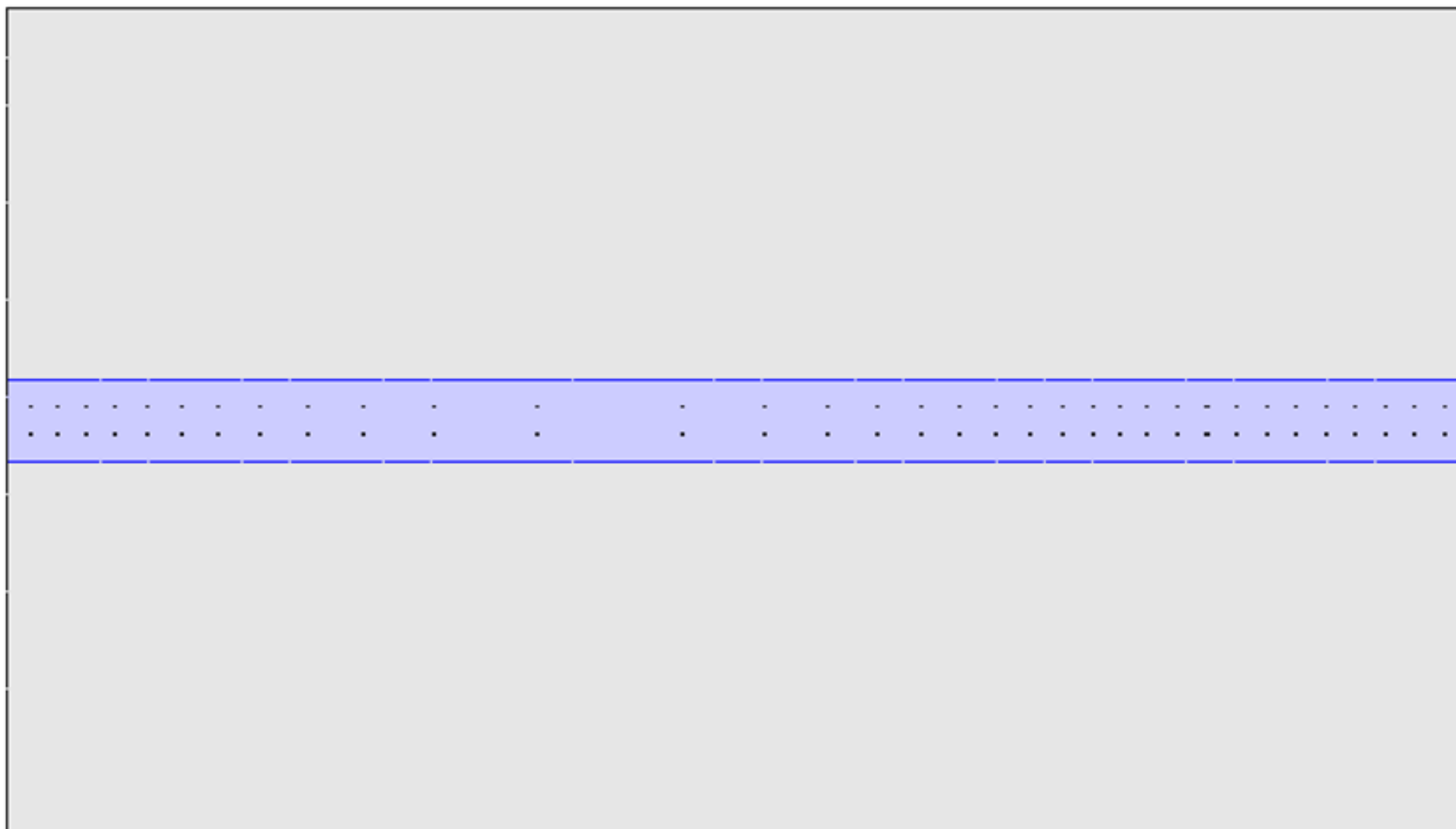
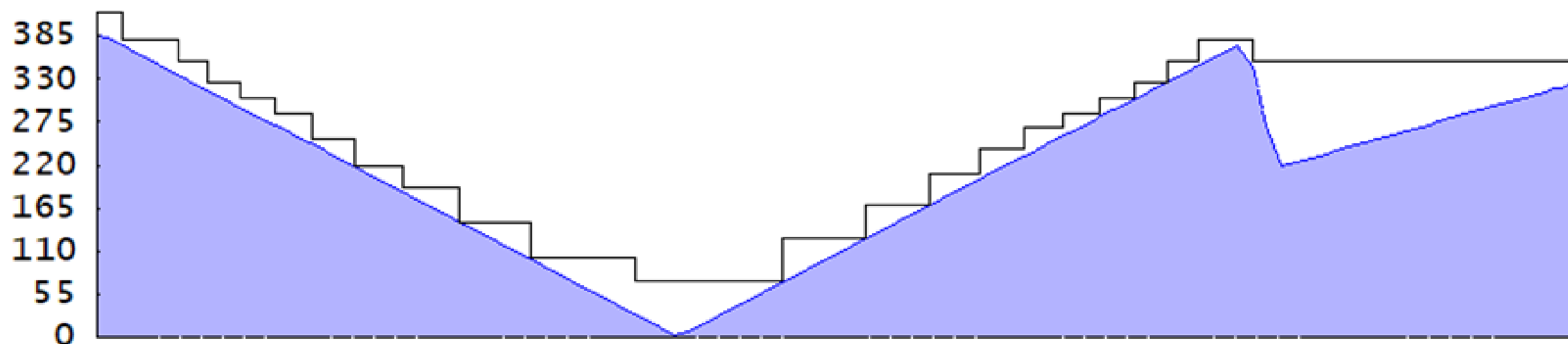


Схема расстановки упоров



Эпюра сдвигающих сил S и несущей способности соединения P по длине балки с учетом переменного шага упоров, кН/м

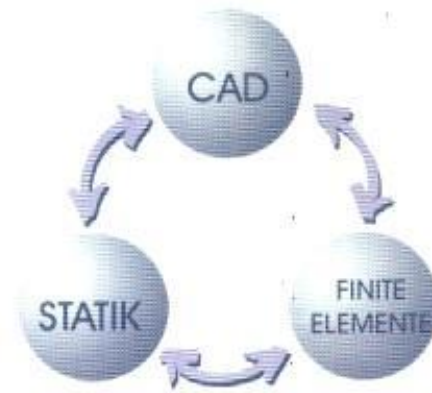
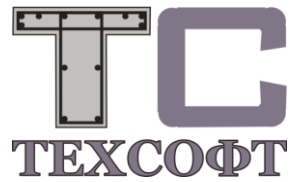
Расчет гибких упоров

Соединение плиты

со стальным профилем с помощью гибких упоров диаметром 19мм и длиной 120мм по 2 упора в ряду. Расчетное сопротивление стали упоров $R_y=350\text{МПа}$

Пролет	x [м]	S [кН/м]	s [мм]	n	P [кН/м]
1	0.00	386.5	209	1	416.0
	0.21	372.5	228	2	381.3
	0.66	335.3	247	1	352.0
	0.91	315.1	266	1	326.8
	1.18	293.4	285	1	305.1
	1.46	270.1	304	1	286.0
	1.77	246.7	342	1	254.2
	2.11	217.4	399	1	217.9
	2.51	184.9	456	1	190.7
	2.96	147.6	589	1	147.6
	3.55	99.6	855	1	101.7
	4.41	29.8	1216	1	71.5
	5.62	69.4	684	1	127.1
	6.31	125.2	513	1	169.5
	6.82	167.1	418	1	208.0
	7.24	201.2	361	1	240.8
	7.60	230.7	323	1	269.2
7.92	257.0	304	1	286.0	
8.23	281.9	285	1	305.1	
8.51	305.1	266	1	326.8	
8.78	326.8	247	1	352.0	
9.02	347.0	228	2	381.3	
9.48	342.8	247	10	352.0	

Общее количество гибких упоров 68 штук



Ing+

ViCADO

MicroFe

СТАТИКА

COSTRUC

Спасибо за внимание



АССОЦИАЦИЯ РАЗВИТИЯ
СТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

+7 (495) 744-02-63

info@steel-development.ru

www.steel-development.ru