



Ассоциация развития
стального строительства

Руководство пользователя “Комбинированная балка” v. 1.0.0

Содержание

Введение	3
1. Описание пользовательского интерфейса	4
1.1. Общее	4
1.2. Расчётная схема	6
1.3. Сечения и материалы.....	6
1.4. Результаты расчёта.....	7
2. Расчётные положения.....	8
2.1. Воздействия	8
2.2. Комбинации воздействий.....	8
2.3. Силовые факторы и перемещения от комбинации воздействий	10
2.4. Определение геометрических характеристик композитного сечения.....	11
2.5. Расчёт по прочности на действие изгибающих моментов	11
2.6. Жесткопластический материал	12
2.7. Определение усилий для расчёта упоров.....	12
3. Пример расчёт	13
Приложение А. Определение усилий для расчёта упоров (в стадии реализации).....	37

Введение

Программа “Комбинированная балка” предназначена для выполнения расчёта комбинированной балки на действие положительного изгибающего момента в соответствии с СП 266.1325800.2016 “Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования” с Изменением №1 (далее СП 266.1325800.2016). Перечень выполняемых проверок представлен в таблице 1.

Таблица 1

Перечень проверок, выполняемых программой “Комбинированная балка”

Проверка	Пункты	Норма
Расчёт по прочности на действие изгибающих моментов при монтаже	8.2.1 ф. (41)	СП 16.13330.2017
Расчёт по прочности на действие положительных изгибающих моментов	6.2.1.2, 6.2.1.3, 6.2.1.4, 6.2.1.5	СП 266.1325800.2016
Расчёт по прочности на действие положительных изгибающих моментов (жёсткопластический материал)	6.2.1.6	СП 266.1325800.2016
Расчёт по прочности на действие поперечной силы	6.2.2 8.2.1 ф. (42)	СП 266.1325800.2016 СП 16.13330.2017
Расчёт по прочности объединения железобетона и стали упорами	9.1.2.1 ф. (9.5), ф. (9.6), ф. (9.7) 9.1.2.1a	СП 16.13330.2017

Также программа выполняет расчёт перемещений. Результат расчёта представляется в виде изображения упругой линии с выводом экстремальных значений.

Руководство пользователя состоит из трёх глав и одного приложения. В первой главе представлено описание пользовательского интерфейса. Вторая глава содержит расчётные положения, на которые, по мнению разработчика программы, следует обратить особое внимание. Третья глава содержит подробный пример расчёта, с формулами и пояснениями комбинированной балки, которые реализованы в программе. В приложении содержится описание альтернативного метода определения усилий для расчёта упоров, находящегося в стадии реализации, который будет доступен в новых версиях.

1. Описание пользовательского интерфейса

1.1. Общее

Главное окно программы содержит вкладки “Расчётная схема”, “Сечение и материалы” и “Результаты расчёта” (рисунки 1 – 3).

Расчет комбинированной балки - Example_ARSS_15_06_20

Файл Справка

Расчётная схема Сечение и материалы Результаты расчёта

Топология

Пролёт, мм: 8000

Расстояние между балками слева, мм: 3000

Расстояние между балками справа, мм: 3000

☐ Крайняя балка

Монтажные опоры: 0

Загрузки

I стадия

Доп. нагр. от веса бетона, кН/м2: 0,26

Монтажная нагрузка, кН/м2: 0,5

II стадия

Постоянная нагрузка, кН/м2: 2

Временная нагрузка, кН/м2: 4

Дополнительные воздействия

Коэффициенты надёжности по нагрузкам

I стадия

Собственный вес стали: 1,05

Свежеуложенный бетон: 1,2

Доп. нагр. от веса бетона: 1,1

Монтажная нагрузка: 1,3

II стадия

Постоянная нагрузка: 1,2

Временная нагрузка: 1,2

Коэффициенты условий работы

Композитная балка: 1

Бетон: 1

Арматура: 1

Коэффициент Учёт неразрезной работы настила: 1,25

Расчётная схема

Воздействие: $1b + 2c + 2d$

Фактор

☒ Изгибающий момент ☐ Поперечная сила ☐ Перемещения (нормативные)

Максимальное расстояние между расчётными сечениями: 100

Расчёт Отчёт Выход

Рис. 1. Вкладка “Расчётная схема”

Расчет комбинированной балки - Example_ARSS_15_06_20

Файл Справка

Расчётная схема Сечение и материалы Результаты расчёта

Сталь

C355B Выбрать/изменить сталь

Бетон

B30 Выбрать/изменить бетон

Арматура

A500 Выбрать/изменить арматуру

Гибкие упоры

SDx22x125 Выбрать/изменить упоры

Прокатное сечение

3562 Выбрать/изменить сечение

Тип ж.б. сечения

☐ Плоская плита ☒ Плита по настилу

Плита по настилу

Марка: H75-750-0.8 Толщина плиты над настилом, мм: 95 ☐ Широкие полки сверху ☐ Настил вдоль балки

Комбинированное сечение

Сталежелезобетонное сечение **Стальное сечение** **Железобетонное сечение**

Геометрические характеристики	Значения
Площадь A_{red} , мм ²	15398
Момент инерции I_{red} , мм ⁴	472094085
Момент сопротивления, Ц.Т. ж.б. плиты $W_{b,red}$, мм ³	3869802
Расстояние $Z_{b,red}$, мм	122
Расстояние $Z_{st,red}$, мм	176
Расстояние $Z_{b,st}$, мм	298

Максимальное расстояние между расчётными сечениями: 100

Расчёт Отчёт Выход

Рис. 2. Вкладка “Сечения и материалы”

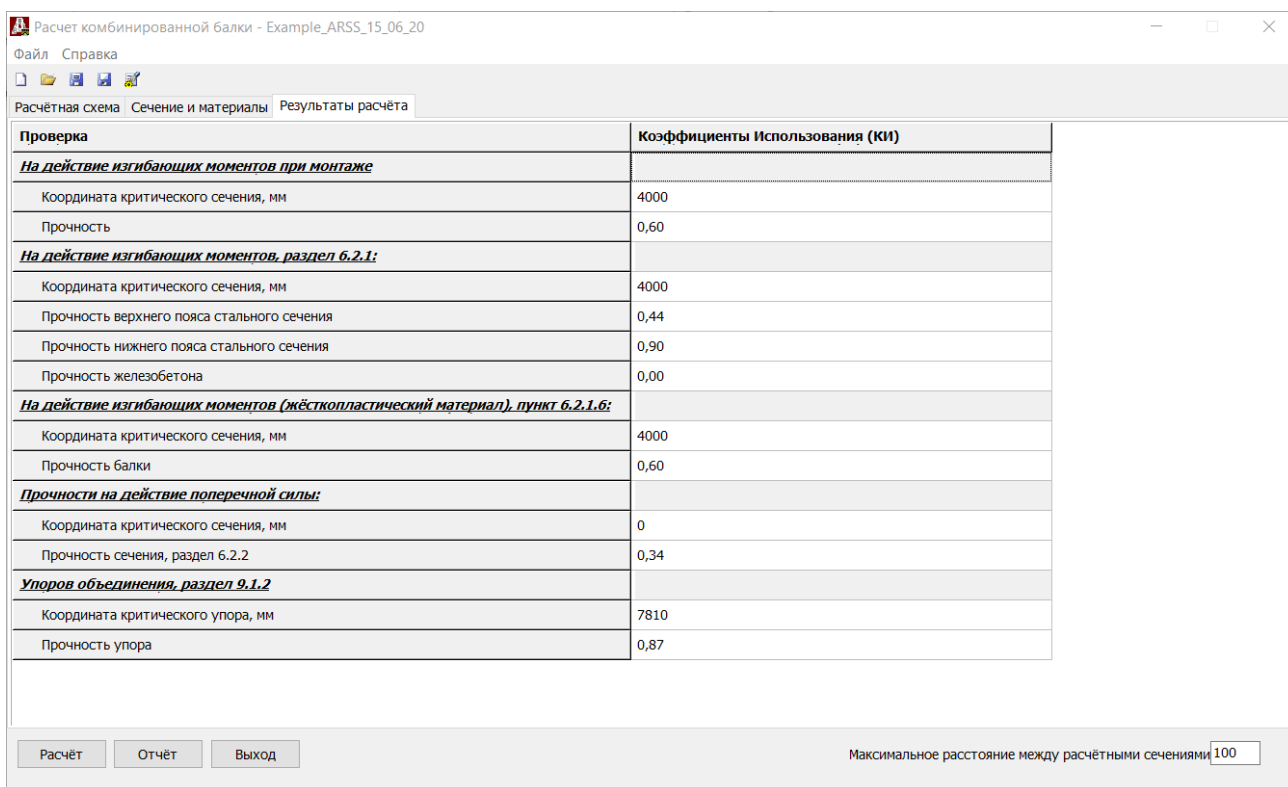


Рис. 3. Вкладка “Результаты расчёт”

При вводе данных выполняется контроль правильности исходных данных, к примеру, при вводе в поле “Пролёт, мм” отрицательного значения, не имеющего физического смысла, появляется окно с предупреждением. После появления окна, его следует закрыть, а данные скорректировать (рисунок 4).

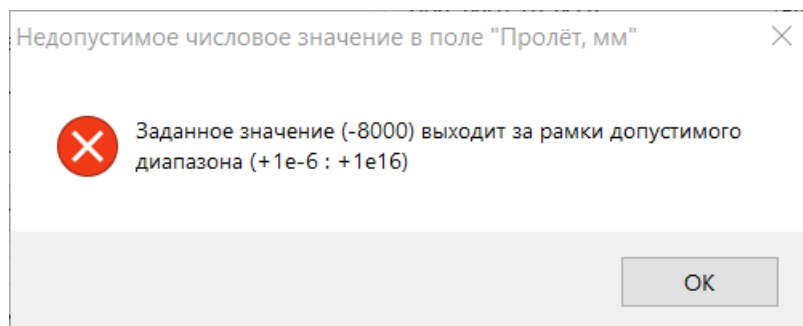


Рис. 4. Окно с предупреждением

Поля ввода данных поддерживают операторы сложения '+', вычитания '-', умножения '*' и деления '/', что позволяет, к примеру, ввести в расчёт конструктивный коэффициент (рисунок 5).

Коэффициенты надёжности по нагрузкам

I стадия

Собственный вес стали	1,05*1,1
Свежеуложенный бетон	1,3

Рис. 5 Пример ввода произведения в поле ввода

1.2. Расчётная схема

Основными данными для ввода в вкладке “Расчётная схема” являются: данные о топологии, загрузениях, коэффициентах надёжности по нагрузке и коэффициентах условий работы. Имеется возможность учёта неразрезной работы настила и количества монтажных опор (рисунок 6).

Монтажные опоры

0	▼
0	
1	
2	
3	

Рис.6. Список выбора количества монтажных опор

Отметим, что монтажные опоры оказывают влияние на коэффициенты использования балки и упоров. К примеру, при одной монтажной опоре, коэффициент использования нижнего пояса по прочности снижается, а коэффициент использования по прочности упора увеличивается.

1.3. Сечения и материалы

На вкладке “Сечения и материалы” есть возможность задавать значения материалов в соответствии с таблицей 2

Таблица 2

Перечень материалов, задаваемых в программе “Комбинированная балка”

Материал	Нормы
Сталь	СП 16.13330.2017 Изм.1 Таблица В.4 ГОСТ 27772-2015 Таблица 5
Бетон	СП 63.13330.2018 Таблица 6.7
Арматура	СП 63.13330.2018 Таблица 6.13
Гибкие упоры	ГОСТ Р 55738-2013
Прокатное сечение	ГОСТ Р 57837-2017
Профилированный настил	ГОСТ 24045-2016

Флаг “Широкие полки сверху” влияет на расчёт приведённой толщины бетон, ф. (6.2) СП 266.1325800.2016. Отметим, что при широких полках сверху, приведённая толщина бетона, а следовательно, и собственный вес бетона получаются меньше, чем при обратном варианте.

Флаг “Настил вдоль балки” влияет на расчёт понижающего коэффициента несущей способности упоров при применении настила, п. 9.1.2.1а СП 266.1325800.2016 (рисунок 7).

☒ Широкие полки сверху
 ☐ Настил вдоль балки

Рис.7 Флаги “Широкие полки сверху” и “Настил вдоль балки”

1.4. Результаты расчёта

Основные результаты расчёта – коэффициенты использования приведены на вкладке “Результаты расчёта”, рис. 3. Вычисленные геометрические характеристики композитного сечения приведены на вкладке “Сечения и материалы”, рис. 2. На вкладке “Расчётная схема”, рис. 1 отображаются эпюры изгибающих моментов, поперечных сил и упругая линии балки. Выбор отображаемого фактора выполняется переключателями (рисунок 7).

Фактор
 ☒ Изгибающий момент
 ☐ Поперечная сила
 ☐ Перемещения (нормативные)

Рис.7. Переключатели отображаемых факторов

Имеется возможность с помощью выпадающего списка выводить факторы для различных воздействий (рисунок 8).

Расчётная схема

Воздействие

Воздействие: $1b + 2c + 2d$

Воздействие 1a
 Воздействие 1b
 Воздействие 2c
 Воздействие 2d
 Воздействие: $1b + 2c + 2d$

Рис. 8. Выпадающий список с воздействиями

2. Расчётные положения

2.1. Воздействия

В программе существует возможность учесть следующие воздействия:

- Собственный вес стальной балки (учитывается автоматически);
- Собственный вес настила (в случае применения) (учитывается автоматически);
- Собственный вес свежееуложенного бетона (учитывается автоматически);
- Дополнительная нагрузка от собственного веса бетона;
- Монтажные нагрузки;
- Снятие монтажных опор (учитывается автоматически);
- Постоянные нагрузки на стадии эксплуатации;
- Временные нагрузки на стадии эксплуатации.

Дополнительная нагрузка от собственного веса позволяет учесть “перелив” бетона при прогибе настила более $1/10$ высоты сечения плиты.

2.2. Комбинации воздействий

При расчёте сталежелезобетонных конструкций удобно применять понятия стадия работы и этап работы. Стадия работы определяется частями сечения балки воспринимающей нагрузки. Этап работы определяет совокупность воздействия воспринимаемых балкой. Стадии работы обозначаются арабскими цифрами. Этапы работы обозначаются латинскими буквами.

Информация о стадиях работы и этапах работы, применяемых в программе приведена в таблице 3

Таблица 3

Стадии и этапы работы в программе “Комбинированная балка”

Стадии		Этап работы	
Обозначения	Части сечения воспринимающие нагрузки	Обозначения	Совокупность воздействий
1	Стальная часть сечения	a	Собственный вес стальной балки; Собственный вес настила; Собственный вес свежееуложенного бетона; Дополнительная нагрузка от собственного веса бетона; Монтажные нагрузки.
		b	Собственный вес стальной балки; Собственный вес настила; Собственный вес свежееуложенного бетона; Дополнительная нагрузка от собственного веса бетона.

Стадии	Этап работы
--------	-------------

Обозначения	Части сечения воспринимающие нагрузки	Обозначения	Совокупность воздействий
2	Стальная и железобетонная части сечения	c	Снятие монтажных опор
		d	Постоянные нагрузки на стадии эксплуатации; Временные нагрузки на стадии эксплуатации.

На 1 стадии работы на этапах а и б имеется возможность учесть неразрезную работу профилированного настила при передаче нагрузки. Для этого необходимо ввести требуемое значение в поле “Учёт неразрезной работы настила” (рисунок 9).

Коэффициент

Учёт неразрезной работы настила

Рис. 9. Учёт неразрезной работы настила

Предусмотрена возможность учесть уравновешенных в поперечном сталежелезобетонном сечении напряжений, возникающих на уровне центра тяжести поперечного сечения бетона от его ползучести, обжатия поперечных швов сборной плиты, усадки бетона и изменения температуры. Для этого необходимо нажать кнопку “Дополнительные воздействия” (рисунок 10).

Загрузки

I стадия

Доп. нагр. от веса бетона, кН/м2

Монтажная нагрузка, кН/м2

II стадия

Постоянная нагрузка, кН/м2

Временная нагрузка, кН/м2

Учёт неразрезности настила

Дополнительные воздействия

Рис. 10. Кнопка “Дополнительные воздействия”

И ввести в появившееся диалоговое окно “Дополнительные воздействия” данные (рисунок 11).

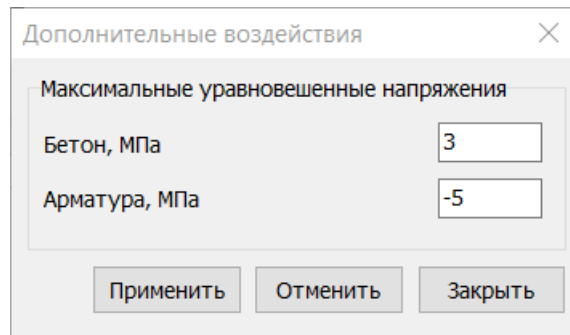


Рис. 11. Диалоговое окно “Дополнительные воздействия”

2.3. Силовые факторы и перемещения от комбинации воздействий

Силовые факторы от комбинаций воздействий определяются по формулам ниже.

При проверке прочности стального сечения при монтаже:

$$M_{1a} = M_{1a} \quad (1)$$

При проверке прочности на действие изгибающего момента.

Изгибающий момент 1 стадии:

$$M_{1b} = M_{1b} \quad (2)$$

Изгибающий момент 2 стадии:

$$M_2 = M_{2a} + M_{2b} \quad (3)$$

Изгибающий момент полный:

$$M = M_{1b} + M_2 \quad (4)$$

При проверки прочности упоров:

$$Q_2 = Q_{2a} + Q_{2b} \quad (5)$$

Так как при 2 стадии работы конструкция является статически определимой, при определении силовых факторов 2 стадии учёт ползучести бетона, обжатие поперечных швов, образование поперечных трещин в растянутых зонах железобетонной плиты, а также усадка бетона и изменение температуры не учитывается.

Определение перемещений выполняется по формуле:

$$f = f_{1b} + f_{2a} + f_{2b} \quad (6)$$

При определении перемещений f_{2a} и f_{2b} жёсткость определяется по формуле:

$$EI = E_{b,\tau} \cdot I_{red} \quad (7)$$

где $E_{b,\tau}$ — модуль деформации бетона с учётом ползучести бетона определяем по СП 63.13330 по формуле:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} \quad (8)$$

Уравновешенные в поперечном сталежелезобетонном сечении напряжения, возникающие на уровне центра тяжести поперечного сечения бетона от его ползучести, обжатия поперечных сборной плиты, усадки бетона и изменений температуры в бетоне и в продольной арматуре σ_{bi} и σ_{si} задаются в окне (рисунок 12):

Рис. 12. Диалоговое окно для ввода уравновешенных напряжений

2.4. Определение геометрических характеристик композитного сечения

Начало координат расположено в центре тяжести стального сечения. Ось “Y” направлена по направлению к верхней полки и располагается в плоскости стенки. Ось “X” в плоскости перпендикулярной стенке таким образом, чтобы получить правую систему координат.

Определение расчётной ширины железобетонного сечения в случае концевой балки, а также в случае отличающихся расстояний между рассчитываемой балкой и балками расположенными слева и справа выполняется по формуле:

$$b_{sl} = 2 \cdot \min(b_{sl.l}, b_{sl.r}) \quad (9)$$

где $b_{sl.l}$ — расчётная ширина слева от рассчитываемой балки;

$b_{sl.r}$ — расчётная ширина справа от рассчитываемой балки.

2.5. Расчёт по прочности на действие изгибающих моментов

Расчёт выполняется на действие положительного изгибающего момента M_2 (вызывающего в верхнем поясе сжатие в соответствии с ф. (6.39), (6.40), (6.43), (6.44), (6.47), (6.48).

2.6. Жесткопластический материал

Расчёт выполняется без учёта армирования. Важно отметить, что при проверке упоров, реализованной в программе, жёсткопластический материал не предполагается. Принимать решение о достаточной несущей способности упоров, рассчитанных программой, в этом случае не следует.

2.7. Определение усилий для расчёта упоров

Форма эпюры сдвигающих усилий предполагается подобной форме эпюры поперечных сил. Для проверки упоров, программа определяет нормальные напряжения в сечениях, расположенных между упорами, а затем, для каждого из упоров определяется сдвигающее усилие, действующее на упор по формуле:

$$S_{iQ} = (\sigma_{bl.Q} \cdot A_b + \sigma_{sl.Q} \cdot A_s) - (\sigma_{br.Q} \cdot A_b + \sigma_{sr.Q} \cdot A_s) \quad (10)$$

где $\sigma_{bl.Q}$, $\sigma_{br.Q}$ – напряжения при гипотезе плоских сечений в центре тяжести поперечного сечения бетона в сечениях находящихся слева и справа от рассматриваемого упора от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих изгиб, но не больше чем R_b ;

$\sigma_{sl.Q}$, $\sigma_{sr.Q}$ – напряжения при гипотезе плоских сечений в продольной арматуре в сечениях находящихся слева и справа от рассматриваемого упора от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих изгиб соответственно, но не больше чем R_s .

При определении нормальных напряжений принимается модуль деформации бетона с учётом ползучести бетона $E_{b,\tau}$, формула (8).

3. Пример расчёт

РАСЧЁТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ В СООТВЕТСТВИИ С СП 266.1325800.2016

0. Расчётная модель

- Балка рядовая
- Опалубка: профилированной настил или щиты
- Второстепенные балки не предусмотрены
- Положительный изгибающий момент
- Объединение-упоры Нельсона
- Проверка устойчивости балки на 1 стадии не выполняется

1. Исходные данные

1.1 Материалы

1.1.1 Стальное сечение

Модуль упругости стали

$$E_{st} := 206000 \cdot \text{MPa}$$

Нормативный предел текучести стали

$$R_{y.n} := 355 \cdot \text{MPa}$$

Коэффициент надёжности по материалу

$$\gamma_m := 1.025$$

Расчётный предел текучести стали

$$R_y := \frac{R_{y.n}}{\gamma_m}$$

$$R_y = 346 \cdot \text{MPa}$$

1.1.2 Плита

Модуль упругости бетона

$$E_b := 32500 \cdot \text{MPa}$$

Нормативное сопротивление бетона сжатию

$$R_{b.n} := 22 \cdot \text{MPa}$$

Предельная относительная деформация для сталежелезобетона

$$\epsilon_{b.lim} := 0.0016$$

Коэффициент ползучести бетона:

$$\varphi_{b.cr} := 2.3$$

Коэффициент надёжности по бетону при сжатии

$$\gamma_b := 1.3$$

Расчётное сопротивление бетона сжатию	$R_b := \frac{R_{b,n}}{\gamma_b}$	$R_b = 16.9 \cdot \text{MPa}$
Модуль деформаций бетона	$E_{b,\tau} := \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}$	$E_{b,\tau} = 9848 \cdot \text{MPa}$
Удельный вес бетонной смеси		$\gamma := 2500 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
1.1.3 Араматура		
Модуль упругости арматуры		$E_s := 2.00 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$
Нормативное сопротивление арматуры		$R_{s,n} := 500 \cdot \text{MPa}$
Диаметр арматуры		$d_s := 0 \cdot \text{mm}$
Шаг арматуры:		$b_s := 200 \cdot \text{mm}$
Защитный слой верхней арматуры		$a_{s,u} := 50 \cdot \text{mm}$
Защитный слой нижней арматуры:		$a_{s,l} := 50 \cdot \text{mm}$
Количество рядов арматуры		$n_{\text{row.rebar}} := 2$
Коэффициент надёжности по арматуре		$\gamma_s := 1.15$
Расчётное значение сопротивления арматуры		$R_s := \frac{R_{s,n}}{\gamma_s}$

1.2.1 Балка

1.2.1.1 Сечение

Номер профиля	35Б2
Высота двутавра	$h_{st} := 350 \cdot \text{mm}$
Толщина стенки	$t_w := 7 \cdot \text{mm}$
Ширина верхней полки	$b_{f2} := 175 \cdot \text{mm}$
Толщина верхней полки	$t_{f2} := 11 \cdot \text{mm}$
Ширина нижней полки	$b_{f1} := 175 \cdot \text{mm}$
Толщина нижней полки	$t_{f1} := 11 \cdot \text{mm}$
Площадь	$A_{st} := 63.14 \cdot \text{cm}^2$
Момент инерции	$I_{st} := 13559 \cdot \text{cm}^4$
Момент сопротивления крайних волокон верхней полки	$W_{f2.st} := 774.8 \cdot \text{cm}^3$
Момент сопротивления крайних волокон нижней полки	$W_{f1.st} := 774.8 \cdot \text{cm}^3$
Расстояние от Ц.Т. до наружной грани верхней полки	$Z_{f2.st} := 17.5 \cdot \text{cm}$
Расстояние от Ц.Т. до наружной грани нижней полки	$Z_{f1.st} := 17.5 \cdot \text{cm}$
Собственный вес балки	$SW_{steel_beam} := 49.6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
1.2.1.2 Пролёт балки	$l_{beam} := 8 \cdot \text{m}$
1.2.1.3 Шаг балок	$B := 3 \cdot \text{m}$

1.2.2 Плита

Тип опалубки	<code>formwork_type := "corrugated_sheet"</code>
Марка настила	<code>name := "H75-750-0.8"</code>
Высота настила	<code>h_n := 75·mm</code>
Толщина железобетона над настилом	<code>h_f := 95·mm</code>
Параметры профилированного настила (применяются при <code>form_work_type = 2</code>)	
Шаг нижних полок	<code>S_n := 187.5·mm</code>
Ширина нижней полки	<code>b := 92·mm</code>
Расстояние между внутренними гранями верхних полок	<code>b_{ap} := 137.5·mm</code>
Расстояние между полками по средней плоскости настила	<code>b₀ := 114.75·mm</code>
Ориентация настила относительно балки	<code>sheet_orient := "transverse"</code>
Собственный вес настила	<code>SW_{corrugated_sheet} := 11.2·$\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$</code>

1.3 Объединение стальной и железобетонной частей с помощью упор. Нельсона

Предел текучести упора	<code>R_{y.stud} := 350·MPa</code>
Диаметр анкера	<code>d_{an} := 2.2·cm</code>

Координата упора слева от проверяемого (начало координат – левая опора)

$$x_{\text{stud.l}} := 0\text{-mm}$$

Координата проверяемого упора (начало координат – левая опора)

$$x_{\text{stud.design}} := 188\text{-mm}$$

Координата упора справа от проверяемого (начало координат – левая опора)

$$x_{\text{stud.r}} := 376\text{-mm}$$

Количество упоров в одной гофре

$$\text{num_studs} := \text{"one_stud"}$$

1.4 Нагрузки и коэффициенты надёжности на нагрузке

1.4.1 Нагрузки

1.4.1.1 Первая стадия

Дополнительная нагрузка от веса бетона

$$SW_{\text{add.concrete}} := 0.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Монтажная нагрузка

$$q_{1a.DL} := 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

1.4.1.2 Вторая стадия

Постоянная нагрузка

$$q_{2.DL} := 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Временная нагрузка

$$q_{2.LL} := 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Учёт неразрезности настила

$$k := 1.25$$

1.4.2 Коэффициенты надёжности по нагрузке

Собственный вес стальных конструкций	$\gamma_{f,steel} := 1.05$
Собственный вес свежесушеного бетона	$\gamma_{f,concrete} := 1.2$
Дополнительная нагрузка от веса бетона	$\gamma_{f,add.concrete} := 1.1$
Монтажная нагрузка	$\gamma_{f,1.DL} := 1.3$
Постоянная нагрузка II стадии	$\gamma_{f,2.DL} := 1.2$
Временная нагрузка II стадии	$\gamma_{f,LL} := 1.2$

1.5 Коэффициенты условий работы

Коэффициент условий работы стального элемента СП 16.13330	$\gamma_c := 1$
Коэффициент условий работы бетона СП 63.13330	$\gamma_{bi} := 1$
Коэффициент условий работы арматуры по СП 63.13330	$\gamma_{si} := 1$

1.6 Дополнительные воздействия

Уравновешенные напряжения, возникающие на уровне центра тяжести поперечного сечения бетона от его ползучести, обжатия поперечных швов сборной плиты, усадки бетона и изменений температуры

$$\sigma_{bi} := 0 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{si} := 0 \cdot \text{MPa}$$

2.Расчёт

2.1. Геометрические характеристики

2.1.1 Стальное сечение

$$h_w := h_{st} - t_{f1} - t_{f2} \quad h_w = 32.8 \cdot \text{cm}$$

$$A_{w.st} := h_w \cdot t_w \quad A_{w.st} = 22.96 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{f1.st} := b_{f1} \cdot t_{f1} \quad A_{f1.st} = 19.25 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{f2.st} := b_{f2} \cdot t_{f2} \quad A_{f2.st} = 19.25 \cdot \text{cm}^2$$

Условный момент сопротивления на уровне центра тяжести сечения бетона

$$W_{b.st} := \frac{I_{st}}{\left(Z_{f2.st} + h_n + \frac{h_f}{2} \right)} \quad W_{b.st} = 456 \cdot \text{cm}^3$$

2.1.2 Бетонное сечение

Половина ширины контакта железобетонной плиты и стального пояса

$$a := \frac{b_{f1}}{2} \quad a = 0.088 \text{ m}$$

Расчётная толщина бетона

$$t_{s1} := h_f \quad t_{s1} = 95 \cdot \text{mm}$$

Расчётная ширина железобетонной плиты

$$b_{s1} := 2 \cdot \begin{cases} \frac{B}{2} & \text{if } l_{\text{beam}} \geq 4 \cdot B \\ \max \left(\min \left(a + 6 \cdot t_{s1}, \frac{B}{2} \right), \frac{l_{\text{beam}}}{8} \right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad b_{s1} = 2 \text{ m}$$

Расчётная площадь сечения железобетонной плиты

$$A_b := b_{sl} \cdot t_{sl} \quad A_b = 190000 \cdot \text{mm}^2$$

Момент инерции железобетонной плиты

$$I_b := \frac{b_{sl} \cdot t_{sl}^3}{12} \quad I_b = 14290 \cdot \text{cm}^4$$

Площадь арматуры на единицу длины

$$A_s := \frac{\left(\frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right)}{b_s} \quad A_s = 0 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

2.1.3 Композитное сечение

2.1.3.1 Композитное сечение для проверки балки

Коэффициент приведения $\alpha_b := \frac{E_{st}}{E_{b,\tau}} \quad \alpha_b = 20.917$

Коэффициент приведения $\alpha_s := \frac{E_{st}}{E_s} \quad \alpha_s = 1.03$

Высота композитного сечения

$$H_{stb} := h_{st} + h_n + h_f \quad H_{stb} = 520 \cdot \text{mm}$$

Площадь сталежелезобетонного сечения

$$A_{red} := A_{st} + \frac{A_b}{\alpha_b} + n_{row.rebar} \cdot \frac{1}{\alpha_s} \cdot (A_s \cdot b_{sl}) \quad A_{red} = 15398 \cdot \text{mm}^2$$

Расстояние от наружной грани полки до Ц.Т. плиты

$$C_b := h_n + \frac{h_f}{2} \quad C_b = 122.5 \cdot \text{mm}$$

Расстояние от наружной грани полки до верхней грани плиты

$$h := h_n + h_f \quad h = 170 \cdot \text{mm}$$

Расстояние между центрами тяжести плиты и стальной балки

$$Z_{b.st} := C_b + Z_{f2.st} \quad Z_{b.st} = 298 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{st.r_u} := Z_{f2.st} + h - a_{s.u} \quad Z_{st.r_u} = 295 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{st.r_l} := Z_{f2.st} + a_{s.l} \quad Z_{st.r_l} = 225 \cdot \text{mm}$$

Статический момент инерции сталежелезобетонного сечения относительно Ц.Т. стального сечения

$$S_{red} := \frac{1}{\alpha_b} \cdot A_b \cdot Z_{b.st} + \frac{1}{\alpha_s} \cdot A_s \cdot b_{sl} \cdot (Z_{st.r_u} + Z_{st.r_l}) \quad S_{red} = 2702357 \cdot \text{mm}^3$$

Расстояние между центром тяжести стального и сталежелезобетонного сечения

$$Z_{st.red} := \frac{S_{red}}{A_{red}} \quad Z_{st.red} = 176 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{b.red} := Z_{b.st} - Z_{st.red} \quad Z_{b.red} = 122 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{red.r_u} := Z_{b.red} + \frac{h_f}{2} - a_{s.u} \quad Z_{red.r_u} = 119 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{red.r_l} := Z_{b.red} - \frac{h_f}{2} + a_{s.l} \quad Z_{red.r_l} = 124 \cdot \text{mm}$$

Момент инерции сталежелезобетонного сечения приведённого к металлу

$$I_{\text{red}} := I_{\text{st}} + A_{\text{st}} \cdot Z_{\text{st.red}}^2 + \frac{1}{\alpha_b} \cdot I_b + \frac{1}{\alpha_b} \cdot A_b \cdot Z_{b.\text{red}}^2 + \frac{1}{\alpha_s} \cdot A_s \cdot b_{\text{sl}} \cdot (Z_{\text{red.r}_u}^2 + Z_{\text{red.r}_l}^2)$$

$$I_{\text{red}} = 472093985 \cdot \text{mm}^4$$

Расстояние между Ц.Т. сталежелезобетонного сечения и наружной гранью верхней полки

$$Z_{\text{red.f2}} := Z_{\text{f2.st}} - Z_{\text{st.red}} \quad Z_{\text{red.f2}} = -1 \cdot \text{mm}$$

Расстояние между Ц.Т. сталежелезобетонного сечения и наружной гранью нижней полки

$$Z_{\text{red.f1}} := Z_{\text{st.red}} + Z_{\text{f1.st}} \quad Z_{\text{red.f1}} = 351 \cdot \text{mm}$$

Момент сопротивления сталежелезобетонного сечения для верхней полки

$$W_{\text{f2.red}} := \frac{I_{\text{red}}}{Z_{\text{red.f2}}} \quad W_{\text{f2.red}} = -933687 \cdot \text{cm}^3$$

Момент сопротивления сталежелезобетонного сечения для нижней полки

$$W_{\text{f1.red}} := \frac{I_{\text{red}}}{Z_{\text{red.f1}}} \quad W_{\text{f1.red}} = 1347 \cdot \text{cm}^3$$

Момент сопротивления сталежелезобетонного сечения для Ц.Т. железобетонной плиты

$$W_{b.\text{red}} := \frac{I_{\text{red}}}{Z_{b.\text{red}}} \quad W_{b.\text{red}} = 3870 \cdot \text{cm}^3$$

2.1.3.2 Композитное сечение для проверки упоров

Коэффициент приведения $\alpha_{b.0} := \frac{E_{st}}{E_b} \quad \alpha_{b.0} = 6.34$

Площадь сталежелезобетонного сечения

$$A_{red.0} := A_{st} + \frac{A_b}{\alpha_{b.0}} + n_{row.rebar} \cdot \frac{1}{\alpha_s} \cdot (A_s \cdot b_{sl}) \quad A_{red.0} = 36290 \cdot \text{mm}^2$$

Статический момент инерции сталежелезобетонного сечения относительно Ц.Т. стального сечения

$$S_{red.0} := \frac{1}{\alpha_{b.0}} \cdot A_b \cdot Z_{b.st} + \frac{1}{\alpha_s} \cdot A_s \cdot b_{sl} \cdot (Z_{st.r_u} + Z_{st.r_l}) \quad S_{red.0} = 8917779 \cdot \text{mm}^3$$

Расстояние между центром тяжести стального и сталежелезобетонного сечения

$$Z_{st.red.0} := \frac{S_{red.0}}{A_{red.0}} \quad Z_{st.red.0} = 246 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{b.red.0} := Z_{b.st} - Z_{st.red.0} \quad Z_{b.red.0} = 52 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{red.r_u.0} := Z_{b.red.0} + \frac{h_f}{2} - a_{s.u} \quad Z_{red.r_u.0} = 49 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{red.r_l.0} := Z_{b.red.0} - \frac{h_f}{2} + a_{s.l} \quad Z_{red.r_l.0} = 54 \cdot \text{mm}$$

Момент инерции сталежелезобетонного сечения приведённого к металлу

$$I_{red.0} := I_{st} + A_{st} \cdot Z_{st.red.0}^2 + \frac{1}{\alpha_{b.0}} \cdot I_b + \frac{1}{\alpha_{b.0}} \cdot A_b \cdot Z_{b.red.0}^2 + \frac{1}{\alpha_s} \cdot A_s \cdot b_{sl} \cdot (Z_{red.r_u.0}^2 + Z_{red.r_l.0}^2)$$

$$I_{red.0} = 619732911 \cdot \text{mm}^4$$

Момент сопротивления сталежелезобетонного сечения для Ц.Т. железобетонной плиты

$$W_{b.red.0} := \frac{I_{red.0}}{Z_{b.red.0}} \quad W_{b.red} = 3870 \cdot \text{cm}^3$$

2.2 Нагрузки

Приведённая толщина бетона в пределах высоты сечения настила

$$h_b := \begin{cases} \frac{b + b_{ap}}{2 \cdot S_n} \cdot h_n & \text{if formwork_type} = \text{"corrugated_sheet"} \\ 0 & \text{if formwork_type} = \text{"flat"} \\ \text{"Wrong formwork type"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Собственный вес свежееуложенной бетонной смеси

$$q_b := \gamma \cdot (h_f + h_b) \quad q_b = 3.454 \cdot \text{kPa}$$

Расчётная нагрузка 1а стадия

$$q_{1a} := \gamma_{f,steel} \cdot SW_{steel_beam} + k \cdot \left(\gamma_{f,steel} \cdot SW_{corrugated_sheet} \cdot B \dots \right. \\ \left. + \gamma_{f,concrete} \cdot q_b \cdot B + \gamma_{f,add.concrete} \cdot SW_{add.concrete} \cdot B \dots \right. \\ \left. + \gamma_{f,1.DL} \cdot q_{1a.DL} \cdot B \right)$$

$$q_{1a} = 19.998 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Расчётная нагрузка 1b стадия

$$q_{1b} := \gamma_{f,steel} \cdot SW_{steel_beam} + k \cdot \left(\gamma_{f,steel} \cdot SW_{corrugated_sheet} \cdot B \dots \right. \\ \left. + \gamma_{f,concrete} \cdot q_b \cdot B + \gamma_{f,add.concrete} \cdot SW_{add.concrete} \cdot B \dots \right)$$

$$q_{1b} = 17.56 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Расчётная нагрузка 2 стадия

$$q_2 := (\gamma_{f2.DL} \cdot q_{2.DL} + \gamma_{fLL} \cdot q_{2.LL}) \cdot B \quad q_2 = 21.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.3 Внутренние усилия в расчётных сечениях

Сечение с максимальным изгибающим моментом

1а стадия

Расчётный изгибающий момент

$$M_{1a} := \frac{q_{1a} \cdot l_{\text{beam}}^2}{8} \quad M_{1a} = 159.98 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

1b стадия

Расчётный изгибающий момент

$$M_{1b} := \frac{q_{1b} \cdot l_{\text{beam}}^2}{8} \quad M_{1b} = 140.48 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

2 стадия

Расчётный изгибающий момент

$$M_2 := \frac{q_2 \cdot l_{\text{beam}}^2}{8} \quad M_2 = 172.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Суммарный изгибающий момент

$$M := M_{1b} + M_2 \quad M = 313.28 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Сечение с максимальной поперечной силой

I стадия

Расчётная поперечная сила

$$Q_1 := \frac{q_{1b} \cdot l_{\text{beam}}}{2}$$

$$Q_1 = 70 \cdot \text{kN}$$

II стадия

Расчётная поперечная сила

$$Q_2 := \frac{q_2 \cdot l_{\text{beam}}}{2}$$

$$Q_2 = 86 \cdot \text{kN}$$

Суммарная поперечная сила

$$Q := Q_1 + Q_2 \quad Q = 157 \cdot \text{kN}$$

2.4 Проверка прочности поперечного сечения по нормальным напряжениям

2.4.1 С учётом пластической работы

2.4.1.1 Определение напряжений в бетоне и арматуре

Напряжения в бетоне

$$\sigma_b := \frac{M_2}{\alpha_b \cdot W_{b.red}} - \sigma_{bi} \quad \sigma_b = 2 \cdot \text{MPa}$$

Напряжения в расчётной продольной арматуре

$$\sigma_s := \frac{M_2}{\alpha_s \cdot W_{b.red}} + \sigma_{si} \quad \sigma_s = 43 \cdot \text{MPa}$$

2.4.1.2 Усилия воспринимаемые совместно бетоном с арматурой при различном уровне загрузки

$$N_{b.s} := A_b \cdot \sigma_b + A_s \cdot n_{row.rebar} \cdot b \cdot \sigma_s \quad N_{b.s} = 406 \cdot \text{kN}$$

$$N_{bR.s} := A_b \cdot R_b + A_s \cdot n_{row.rebar} \cdot b \cdot \sigma_s \quad N_{bR.s} = 3215 \cdot \text{kN}$$

$$N_{bR.sR} := A_b \cdot R_b + A_s \cdot n_{row.rebar} \cdot b \cdot R_s \quad N_{bR.sR} = 3215 \cdot \text{kN}$$

Коэффициент условий работы верхнего стального пояса, учитывающий его разгрузку прилегающим недонапряженным бетоном и принимаемый не более 1.2

$$\gamma_1 := \min \left(1 + \frac{\gamma_{bi} \cdot R_b - \sigma_b}{\gamma_c \cdot R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{f2.st}}, 1.2 \right)$$

2.4.1.3 Верхний пояс

$$KH_{u.fl} := \begin{cases} \frac{\left(\frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{b.s}}{W_{f2.st}} - \frac{N_{b.s}}{A_{st}} \right)}{\gamma_1 \cdot \gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b < \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s < \gamma_{si} \cdot R_s \\ \frac{\left(\frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{bR.sR}}{W_{f2.st}} - \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s < \gamma_{si} \cdot R_s \\ \frac{\left(\frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{bR.sR}}{W_{f2.st}} - \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s \geq \gamma_{si} \cdot R_s \end{cases} \quad KH_{u.fl} = 0.44$$

2.4.1.4 Нижний пояс

$$KH_{l.fl} := \begin{cases} \frac{\left(\frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{b.s}}{W_{f1.st}} + \frac{N_{b.s}}{A_{st}} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b < \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s < \gamma_{si} \cdot R_s \\ \frac{\left(\frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{bR.s}}{W_{f1.st}} + \frac{N_{bR.s}}{A_{st}} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s < \gamma_{si} \cdot R_s \\ \frac{\left(\frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{bR.sR}}{W_{f1.st}} + \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s \geq \gamma_{si} \cdot R_s \end{cases} \quad KH_{l.fl} = 0.9$$

2.4.1.5 Проверка напряжений в железобетонной части сечения

Коэффициент, учитывающий увеличение относительных деформаций бетона при развитии пластических деформаций

$$\sigma_0 := \frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{bR.sR}}{W_{f2.st}} \quad \sigma_0 = -830 \cdot \text{MPa}$$

$$k := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_0 \leq \gamma_c \cdot R_y \\ \left(1 + \frac{0.009 \cdot E_{st}}{\gamma_c \cdot R_y} \right) & \text{if } \sigma_0 > \gamma_c \cdot R_y + \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}} \\ \text{interp} \left[\left(\frac{\gamma_c \cdot R_y}{\gamma_c \cdot R_y + \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}}} \right), \left(1 + \frac{0.009 \cdot E_{st}}{\gamma_c \cdot R_y} \right), \sigma_0 \right] & \text{if } \sigma_0 \leq \gamma_c \cdot R_y \wedge \sigma_0 < \gamma_c \cdot R_y + \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}} \end{cases}$$

$$k = -11.368$$

Условный момент сопротивления на уровне центра сечения бетона

$$KI_{concrete} := \begin{cases} \text{"не применимо"} & \text{if } \sigma_b < \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s < \gamma_{si} \cdot R_s \\ \text{"не применимо"} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s < \gamma_{si} \cdot R_s \\ \frac{k}{E_{st}} \cdot \left(\frac{M_2 - Z_{b.st} \cdot N_{bR.sR}}{W_{b.st}} - \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}} \right) & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s \geq \gamma_{si} \cdot R_s \end{cases}$$

$\epsilon_{b.lim}$

$$KI_{concrete} = \text{"не применимо"}$$

2.4.2 Жёсткопластический материал

Нейтральная ось в железобетонной плите

$$x_b := \frac{R_y \cdot (A_{w.st} + A_{f1.st} + A_{f2.st})}{R_b \cdot b_{sl}} = 63 \cdot \text{mm} \quad x_b = 62.891 \cdot \text{mm}$$

Нейтральная ось в верхней полке

$$x_{f2} := \frac{A_{f1.st} \cdot R_y + (h + t_{f2}) \cdot b_{f2} \cdot R_y + A_{w.st} \cdot R_y + h \cdot b_{f2} \cdot R_y - R_b \cdot A_b}{2 \cdot b_{f2} \cdot R_y} = 161.03 \cdot \text{mm}$$

Нейтральная ось пересекает стенку

$$x_w := \frac{A_{f1.st} \cdot R_y + (h + t_{f2} + h_w) \cdot t_w \cdot R_y + (h + t_{f2}) \cdot t_w \cdot R_y - R_b \cdot A_b - A_{f2.st} \cdot R_y}{2 \cdot t_w \cdot R_y} = -318.13 \cdot \text{mm}$$

$$x_{NA} := \begin{cases} \text{if } x_b \geq 0 \wedge x_b \leq h_f \\ \quad | x_b \\ \quad | \text{break} \\ \text{if } x_{f2} \geq h \wedge x_{f2} < (h + t_{f2}) \\ \quad | x_{f2} \\ \quad | \text{break} \\ \text{if } x_w \geq (h + t_{f2}) \wedge x_w \leq (h + t_{f2} + h_w) \\ \quad | x_w \\ \quad | \text{break} \\ \text{"Решение не существует"} \quad \text{otherwise} \end{cases} \quad x_{NA} = 62.891 \cdot \text{mm}$$

```

NALocation := if  $x_b \geq 0 \wedge x_b \leq h_f$ 
               | "Железобетонная плита"
               | break
               if  $x_{f2} \geq h \wedge x_{f2} < (h + t_{f2})$ 
               | "Верхняя полка"
               | break
               "Стенка" if  $x_w \geq (h + t_{f2}) \wedge x_w \leq (h + t_{f2} + h_w)$ 
               "Решение не существует" otherwise
NALocation = "Железобетонная плита"

```

Определение моментов

Нейтральная ось в железобетонной плите

$$\begin{aligned}
 M_{Rd,b} := & -R_b \cdot b_{sl} \cdot x_{NA} \cdot \frac{x_{NA}}{2} + R_y \cdot A_{f2,st} \cdot \left(h + \frac{t_{f2}}{2} - x_{NA} \right) \dots = 533.566 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\
 & + R_y \cdot A_{w,st} \cdot \left(h + t_{f2} + \frac{h_w}{2} - x_{NA} \right) \dots \\
 & + R_y \cdot A_{f1,st} \cdot \left(h + t_{f2} + h_w + \frac{t_{f1}}{2} - x_{NA} \right)
 \end{aligned}$$

Нейтральная ось в верхней полке

$$\begin{aligned}
 M_{Rd,f2} := & -R_b \cdot b_{sl} \cdot t_{sl} \cdot \left(x_{NA} - \frac{t_{sl}}{2} \right) - R_y \cdot (x_{NA} - h) \cdot b_{f2} \cdot \frac{(x_{NA} - h)}{2} \dots = 439 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\
 & + R_y \cdot (h + t_{f2} - x_{NA}) \cdot b_{f2} \cdot \left[\frac{(h + t_{f2} - x_{NA})}{2} \right] \dots \\
 & + R_y \cdot t_w \cdot h_w \cdot \frac{\left(h + t_{f2} + \frac{h_w}{2} - x_{NA} \right)}{2} \dots \\
 & + R_y \cdot A_{f1,st} \cdot \left(h + t_{f2} + h_w + \frac{t_{f1}}{2} - x_{NA} \right)
 \end{aligned}$$

Нейтральная ось в стенке

$$\begin{aligned}
 M_{Rd,w} := & -R_b \cdot b_{sl} \cdot t_{sl} \cdot \left(x_{NA} - \frac{t_{sl}}{2} \right) - R_y \cdot A_{f2,st} \cdot \left(x_{NA} - h - \frac{t_{f2}}{2} \right) \dots = 551 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\
 & + (-R_y) \cdot t_w \cdot (x_{NA} - h - t_{f2}) \cdot \frac{(x_{NA} - h - t_{f2})}{2} \dots \\
 & + R_y \cdot t_w \cdot (h + t_{f2} + h_w - x_{NA}) \cdot \frac{(h + t_{f2} + h_w - x_{NA})}{2} \dots \\
 & + R_y \cdot A_{f1,st} \cdot \left(h + t_{f2} + h_w + \frac{t_{f1}}{2} - x_{NA} \right)
 \end{aligned}$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } NA_{Location} = \text{"Железобетонная плита"} \\ \quad \left| \begin{array}{l} M_{Rd,b} \\ \text{break} \end{array} \right. \\ \text{if } NA_{Location} = \text{"Верхняя полка"} \\ \quad \left| \begin{array}{l} M_{Rd,f2} \\ \text{break} \end{array} \right. \\ \text{if } NA_{Location} = \text{"Стенка"} \\ \quad \left| \begin{array}{l} M_{Rd,w} \\ \text{break} \end{array} \right. \\ \text{"Решения не существует"} \quad \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{Rd} = 534 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\kappa_{rigid_plast} := \begin{cases} \text{"Решения не существует"} & \text{if } M_{Rd} = \text{"Решения не существует"} \\ \frac{M}{M_{Rd}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\kappa_{rigid_plast} = 0.59$$

2.5 Проверка на поперечную силу

$$Q_{Rd} := 0.58 \cdot R_y \cdot t_w \cdot h_w \quad Q_{Rd} = 461 \cdot \text{kN}$$

$$KH_{\text{shear}} := \frac{Q}{Q_{Rd}} \quad KH_{\text{shear}} = 0.34$$

2.6 Проверка на действие изгибающих моментов при монтаже

$$KH_{\text{erect}} := \frac{M_{1a}}{\min(W_{f1.st}, W_{f2.st}) \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad KH_{\text{erect}} = 0.6$$

2.7 Проверка упоров

2.7.1 Определение сдвигающей силы воспринимаемой упором

Определение координат расчётных сечений для вычисления нормальных напряжений

Слева от упора

$$x_{\sigma.l} := \frac{(x_{\text{stud}} - x_{\text{stud.l}})}{2}$$

$$x_{\sigma.l} = 94 \cdot \text{mm}$$

Справа от упора

$$x_{\sigma.r} := x_{\text{stud}} + \frac{(x_{\text{stud.r}} - x_{\text{stud}})}{2}$$

$$x_{\sigma.r} = 282 \cdot \text{mm}$$

Определение моментов в расчётных сечениях

Слева от упора

$$M_{x.\sigma.l} := q_2 \cdot \frac{l_{\text{beam}}}{2} \cdot x_{\sigma.l} - q_2 \cdot x_{\sigma.l} \cdot \frac{x_{\sigma.l}}{2}$$

$$M_{x.\sigma.l} = 8.026 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Справа от упора

$$M_{x.\sigma.r} := q_2 \cdot \frac{l_{\text{beam}}}{2} \cdot x_{\sigma.r} - q_2 \cdot x_{\sigma.r} \cdot \frac{x_{\sigma.r}}{2}$$

$$M_{x.\sigma.r} = 23.506 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Определение напряжений в расчётных сечениях

Слева от упора

$$\sigma_{x,\sigma,1r} := \frac{M_{x,\sigma,1}}{\alpha_{b,0} \cdot W_{b,red,0}} - \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{x,\sigma,1r} = 0.1058 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{x,\sigma,1s} := \frac{M_{x,\sigma,1}}{\alpha_s \cdot W_{b,red,0}} - \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{x,\sigma,1s} = 0.6508 \cdot \text{MPa}$$

Справа от упора

$$\sigma_{x,\sigma,r,r} := \frac{M_{x,\sigma,r}}{\alpha_{b,0} \cdot W_{b,red,0}} - \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{x,\sigma,r,r} = 0.3097 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{x,\sigma,r,s} := \frac{M_{x,\sigma,r}}{\alpha_s \cdot W_{b,red,0}} - \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{x,\sigma,r,s} = 1.9061 \cdot \text{MPa}$$

Определение сдвигающей силы воспринимаемой упором

$$S_{stud} := (\sigma_{x,\sigma,r,r} \cdot A_b + \sigma_{x,\sigma,r,s} \cdot A_s \cdot b_{sl}) - (\sigma_{x,\sigma,1r} \cdot A_b + \sigma_{x,\sigma,1s} \cdot A_s \cdot b_{sl}) \quad S_{stud} = 38.756 \cdot \text{kN}$$

2.7.2 Определение предельной сдвигающей силы воспринимаемой упором

Полная высота упора $h_{an} := \min(h_n + 75 \cdot \text{mm}, l_{an}) \quad h_{an} = 125 \cdot \text{mm}$

$$S_h := 0.063 \cdot \frac{d_{an}^2}{\text{cm}^2} \cdot \gamma_c \cdot \frac{R_{y,stud}}{\text{MPa}} \cdot \text{kN} \quad S_h = 106.722 \cdot \text{kN}$$

Коэффициент снижающий несущую способность упоров при настиле

$$n_r := \begin{cases} 1 & \text{if num_studs} = \text{"one_stud"} \\ 2 & \text{if num_studs} = \text{"more_than_one_stud"} \end{cases}$$

$$k_t := \begin{cases} 1 & \text{if formwork_type} = \text{"flat"} \\ 0.7 \cdot \frac{b_0 \cdot (h_{an} - h_n)}{h_n^2 \cdot \sqrt{n_r}} & \text{if formwork_type} = \text{"corrugated_sheet"} \end{cases} \quad k_t = 0.714$$

$$k_l := \begin{cases} 1 & \text{if formwork_type} = \text{"flat"} \\ 0.6 \cdot \frac{b_0 \cdot (h_{an} - h_n)}{h_n^2} & \text{if formwork_type} = \text{"corrugated_sheet"} \end{cases} \quad k_l = 0.612$$

$$P_{rd_} := \begin{cases} 0.24 \cdot \frac{l_{an}}{\text{cm}} \cdot \frac{d_{an}}{\text{cm}} \cdot \sqrt{10 \cdot \frac{R_b}{\text{MPa}}} \cdot \text{kN} & \text{if } \frac{l_{an}}{d_{an}} \geq 2.5 \wedge \frac{l_{an}}{d_{an}} \leq 4.2 \\ \frac{d_{an}^2}{\text{cm}^2} \cdot \sqrt{10 \cdot \frac{R_b}{\text{MPa}}} \cdot \text{kN} & \text{if } \frac{l_{an}}{d_{an}} > 4.2 \end{cases}$$

$$P_{rd} := \begin{cases} k_t & \text{if sheet_orient} = \text{"transverse"} \\ k_l & \text{if sheet_orient} = \text{"along"} \end{cases} \cdot P_{rd_}$$

$$P_{rd} = 44.956 \cdot \text{kN}$$

2.7.2 Коэффициент использования упора

$$KH_{stud} := \frac{S_{stud}}{\min(S_h, P_{rd})} \quad KH_{stud} = 0.862$$

3. Результат

3.1 Геометрические характеристики сталежелезобетонного сечения

Площадь

$$A_{\text{red}} = 154 \cdot \text{cm}^2$$

Момент инерции

$$I_{\text{red}} = 47209 \cdot \text{cm}^4$$

Момент сопротивления Ц.Т. плиты

$$W_{\text{b.red}} = 3870 \cdot \text{cm}^3$$

Расстояние

$$Z_{\text{b.red}} = 122 \cdot \text{mm}$$

Расстояние

$$Z_{\text{st.red}} = 176 \cdot \text{mm}$$

Расстояние

$$Z_{\text{b.st}} = 298 \cdot \text{mm}$$

3.2 Внутренние усилия

Первая стадия

$$M_{1a} = 160 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1b} = 140 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Вторая стадия

$$M_2 = 173 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Суммарно

$$M = 313 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$Q = 157 \cdot \text{kN}$$

3.3 Проверка на действие изгибающих моментов при монтаже

Прочность $KI_{erect} = 0.6$

3.4 Проверка на действие изгибающих моментов, раздел 6.2.1

Верхняя полка стального сечения $KI_{uf} = 0.44$

Нижняя полка стального сечения $KI_{lf} = 0.9$

Сталежелезобетон $KI_{concrete} = \text{"не применимо"}$

3.5 Проверка а действие изгибающих моментов (жёсткопластический материал), п. 6.2.1.6

Положение нейтральной оси $NA_{Location} = \text{"Железобетонная плита"}$

Прочность балки $KI_{rigid_plast} = 0.59$

3.6 Проверка на действие поперечной силы

Прочность балки $KI_{shear} = 0.34$

3.3.3 Проверка упора

Расчёт по прочности $KI_{stud} = 0.86$

Приложение А. Определение усилий для расчёта упоров (в стадии реализации)

Так как при действительной работе балки гипотеза плоских сечений выполняется не для всех зон, в частности, имеется отступление в опорной зоне, эпюра погонных сдвигающих усилий не будет подобна эпюре поперечных сил. Эпюра погонных сдвигающих усилий будет отличаться плавностью, в ней будут отсутствовать резкие скачки характерные для эпюры поперечных сил в местах приложения сосредоточенных воздействий, в частности реакций.

Для построения эпюры погонных сдвигающих усилий выполняется расчёт сдвигающих усилий на расчётных участках. Под расчётными участками понимаются участки, расположенные между расчётными сечениями. В качестве расчётных сечений, на основании 4.4.4.1 приняты следующие сечения:

1. Опоры;
2. Сечение с максимальным изгибающим моментом;

К сечениям выше целесообразно отнести также сечение, определяемое в соответствии с пунктом 6.2.4.2:

3. Сечение на расстоянии от конца плиты (балки) $0.36 \cdot (h + b_{sl})$.

Предполагая, что расчётные сечения следует определять при второй стадии работы конструкции (в работу включены как стальные, так и железобетонные сечения) определим на половине длины рассматриваемой балки расчётные участки. Информация о расчётных участках и сечениях представлена в таблице ниже.

#	Обозначение	Координаты граничных сечений участков	
		Слева	Справа
1	a_e	0	$0.36 \cdot (h + b_{sl})$
2	a_1	$0.36 \cdot (h + b_{sl})$	L/2
3	a_1	L/2	$L - 0.36 \cdot (h + b_{sl})$
4	a_e	$L - 0.36 \cdot (h + b_{sl})$	L
Примечание: обозначение участков 1 и 2, а также 3 и 4 приняты одинаковыми на основании симметрии конструкции относительно сечения в середине пролёта.			

Для удобства вычислений построение эпюры погонных сдвигающих усилий делится на три шага.

На первом шаге строится эпюра погонных сдвигающих усилий от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих изгиб.

На втором шаге строится эпюра погонных сдвигающих усилий от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающей сжатие или растяжение конструкции.

На третьем шаге выполняется сложение эпюр погонных сдвигающих усилий, полученных на первом и втором шагах.

Рассмотрим первый шаг. Для построения эпюры погонных сдвигающих усилий на каждом из участков определяются действующие усилия сдвига по формуле

$$S_{iQ} = (\sigma_{bl.Q} \cdot A_b + \sigma_{sl.Q} \cdot A_s) - (\sigma_{br.Q} \cdot A_b + \sigma_{sr.Q} \cdot A_s)$$

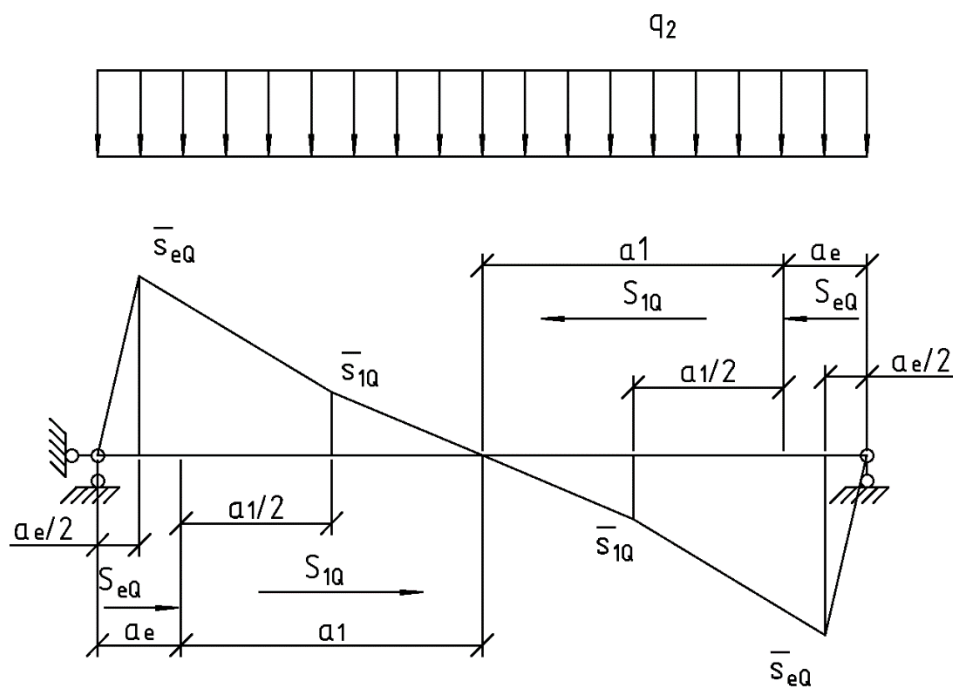
где $\sigma_{bl.Q}$, $\sigma_{Qbr.Q}$ – напряжения при гипотезе плоских сечений в центре тяжести поперечного сечения бетона в левом и правом сечениях расчётного участка соответственно от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих изгиб, но не больше чем R_b ;

$\sigma_{sl.Q}$, $\sigma_{sr.Q}$ – напряжения при гипотезе плоских сечений в продольной арматуре в левом и правом сечениях расчётного участка от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих изгиб соответственно, но не больше чем R_s .

Эпюры погонных сдвигающих усилий определяется ломанной, построенной по ординатам, приведённым в таблице ниже:

#	Координата	Значение
1	0	0
2	$a_e/2$	$\bar{s}_{eQ} = \frac{1.15 \cdot S_{eQ}}{a_e}$
3	$a_e + a_1/2$	$\bar{s}_{lQ} = \frac{S_{lQ}}{a_1}$
4	$L/2$	0
5	$L - (a_e + a_1/2)$	$\bar{s}_{lQ} = \frac{S_{lQ}}{a_1}$
6	$L - a_e/2$	$\bar{s}_{eQ} = \frac{1.15 \cdot S_{eQ}}{a_e}$
7	0	0

Полученная эпюра погонных сдвигающих усилий представлена на рисунке ниже.



Эпюра погонных сдвигающих усилий от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих изгиб

Рассмотрим второй шаг. Для построения эпюры погонных сдвигающих усилий на каждом из участков определяются действующие усилия сдвига по формуле

$$S_{iN} = \sigma_{b.N} \cdot A_b + \sigma_{s.N} \cdot A_s$$

где $\sigma_{b.N}$ – напряжение при гипотезе плоских сечений в центре тяжести поперечного сечения бетона в левом сечении расчётного участка от воздействий второй стадии работы, вызывающих сжатие или растяжение конструкции, но не больше чем R_b ;

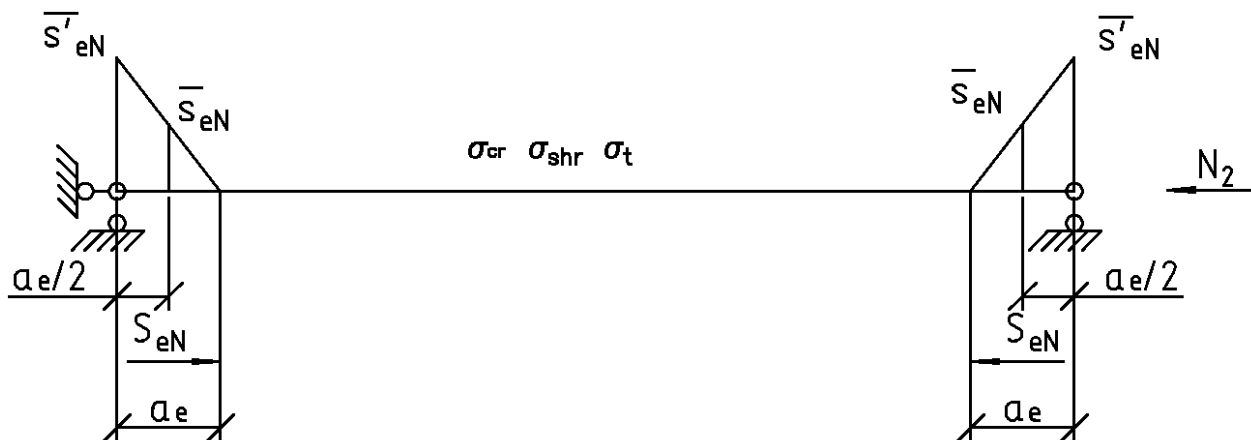
$\sigma_{s.N}$ – напряжение при гипотезе плоских сечений в продольной арматуре в левом сечении расчётного участка от воздействий второй стадии работы, вызывающих сжатие или растяжение конструкции, но не больше, чем R_s .

Отметим, что к воздействиям второй стадии работы, вызывающем сжатие или растяжение конструкции кроме внешнего воздействия N_2 относятся напряжения от ползучести σ_{cr} , усадки σ_{shr} и температур σ_t .

Эпюры погонных сдвигающих усилий определяется ломанной, построенной по ординатам таблицы представленной ниже:

#	Координата	Значение
1	0	$\overline{s'_{eN}} = \frac{S_{eN}}{0.5 \cdot a_e}$
2	$a_e/2$	$\overline{s_{eN}} = \frac{S_{eN}}{a_e}$
3	$a_e + a_1/2$	$\overline{s_{eN}} = \frac{S_{eN}}{a_e}$
4	$L/2$	$\overline{s'_{eN}} = \frac{S_{eN}}{0.5 \cdot a_e}$

Полученная эпюра погонных сдвигающих усилий представлена на рисунке ниже:

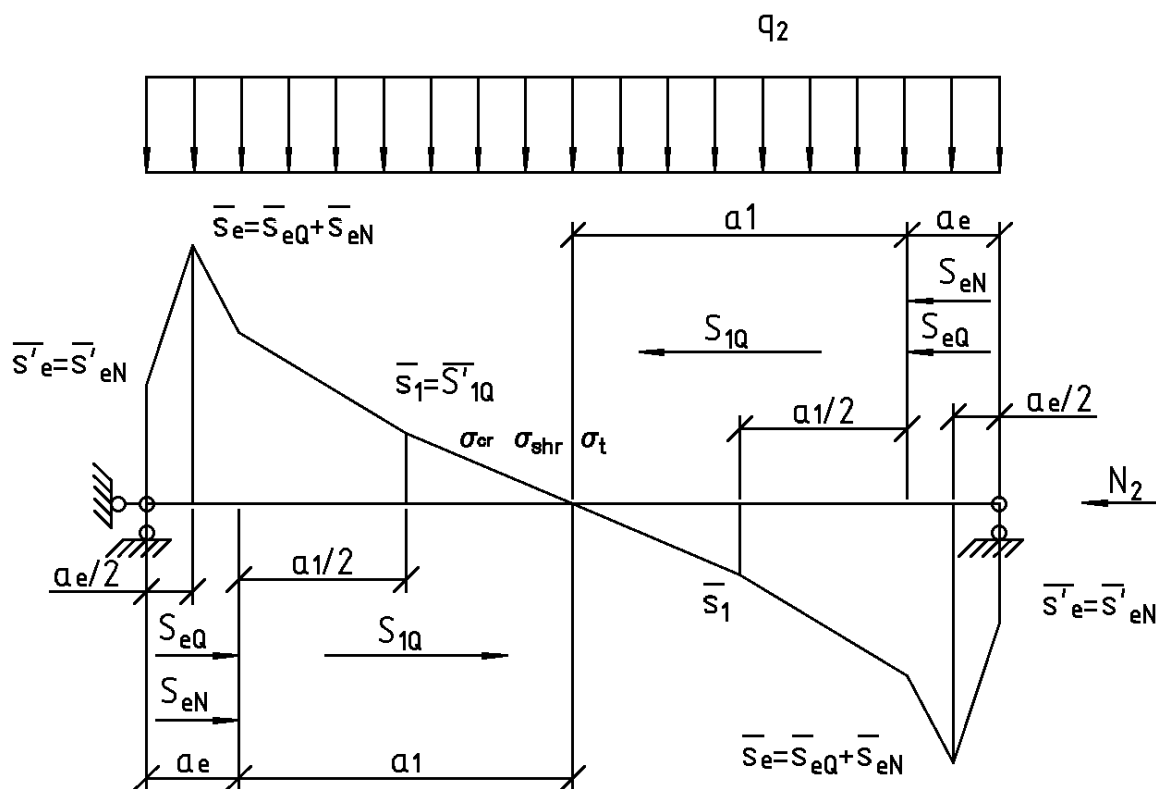


Эпюра погонных сдвигающих усилий от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих сжатие или растяжение конструкции

Рассмотрим третий шаг. Эпюра сдвигающих усилий от всех воздействия строится по координатам таблицы ниже:

#	Координата	Значение
1	0	$\bar{s}'_e = \frac{S_{eN}}{0.5 \cdot a_e}$
2	$a_e/2$	$\bar{s}_e = \frac{1.15 \cdot S_{eQ}}{a_e} + \frac{S_{eN}}{a_e}$
3	$a_e + a_1/2$	$\bar{s}_l = \frac{S_{1Q}}{a_1}$
4	$L/2$	0
5	$L - (a_e + a_1/2)$	$\bar{s}_l = \frac{S_{1Q}}{a_1}$
6	$L - a_e/2$	$\bar{s}_e = \frac{1.15 \cdot S_{eQ}}{a_e} + \frac{S_{eN}}{a_e}$
7	0	$\bar{s}'_e = \frac{S_{eN}}{0.5 \cdot a_e}$

Полученная эпюра погонных сдвигающих усилий представлена на рисунке ниже:



Эпюра погонных сдвигающих усилий от всех воздействий второй стадии работы конструкции

Усилия для расчёта каждого упора определяются интегрированием эпюры погонных сдвигающих сил, на соответствующих длинах.