АРСС

Ассоциация развития стального строительства

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ
СТО АРСС 11251254.001-018-4

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

(в развитие СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования»)

Москва
2018

gost.e-ecolog.ru

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ
СТО АРСС 11251254.001-018-4

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

(в развитие СП 266.1325800.2016
«Конструкции сталежелезобетонные.
Правила проектирования»)

АКСИОМ ГРАФИКС ЮНИОН
МОСКВА 2018

УДК 624.012.45
ББК 38.53
Р85

Авторский коллектив:
д.т.н. И.И. Ведяков, к.т.н. Д.В. Конин, д.т.н. С.Б. Крылов, д.т.н. В.А. Семенов,
инженеры А.С. Крылов, Л.С. Рожкова.

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Рецензенты: д.т.н., профессор «МГСУ НИУ» А.Р. Туснин, к.т.н., технический директор «Лира софт» А.В. Колесников, главный конструктор Thornton Tomasetti М.В. Вапна, руководитель ИЦ АРСС А.Д. Яковлев, руководитель проектов ИЦ АРСС А.А. Сосков

Утверждено приказом генерального директора Ассоциации «Объединения участников бизнеса по развитию стального строительства» № 10/02 от 25 августа 2018 г. и введено в действие с 01 ноября 2018 г.

Р85 **Руководство по проектированию сталежелезобетонных конструкций** / Ассоциация развития стального строительства ; [И.И. Ведяков, Д.В. Конин, С.Б. Крылов, В.А. Семенов, А.С. Крылов, Л.С. Рожкова]. – Москва : АКСИОМ ГРАФИКС ЮНИОН, 2018. – 116 с. : ил.

СТО АРСС «Руководство по проектированию сталежелезобетонных конструкций»

Настоящее руководство составлено в развитие СП 266.1325800 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» и содержит общие правила по проектированию сталежелезобетонных конструкций, принципы создания расчетных схем в системах автоматизированного проектирования как для отдельных элементов конструкций, так и для здания в целом. Представлены рекомендации по учету ползучести, усадки и образования трещин при назначении модуля деформации бетона. Даны общие алгоритмы расчета сталежелезобетонных конструкций, представлены конкретные формулы для расчета балок и колонн с различной компоновкой поперечного сечения. Приведены примеры узлов и расчетов некоторых видов конструкций.

Руководство адресовано конструкторам, главным специалистам и главным инженерам проекта, экспертам, разработчикам систем автоматизированного проектирования. Стандарт организации может быть использован при проектировании зданий и сооружений любого уровня ответственности.

УДК 624.012.45
ББК 38.53

ISBN 978-5-6040878-7-9

© Ассоциация развития стального строительства, 2018.

Предисловие

Сведения о стандарте

1 РАЗРАБОТАН – Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А. Кучеренко (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) – институт АО «НИЦ «Строительство»

2 УТВЕРЖДЕН приказом генерального директора № 10/02 от 25 августа 2018 г. и введен в с 01 ноября 2018 г.

3 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

©Ассоциация «Объединения участников бизнеса по развитию стального строительства», 2018

СОДЕРЖАНИЕ

		Стр.
	Введение	VIII
1	**Общие положения и рекомендации по проектированию**	1
1.1	Общие положения по проектированию	1
1.1.1	Нагрузки и воздействия	2
1.1.2	Основные положения по расчетам	3
1.2	Моделирование расчетной схемы зданий с применением сталежелезобетона в системах автоматизированного проектирования	5
1.2.1	Общая последовательность построения расчетной схемы	5
1.2.2	Моделирование сталежелезобетонного перекрытия с профилированным настилом в составе расчетной схемы здания	12
1.2.3	Моделирование отдельных конструкций в расчетных комплексах	14
1.3	Материалы и номенклатура металлопродукции	16
1.3.1	Рекомендации по учету ползучести, усадки и образования трещин при назначении модуля деформации бетона.	16
1.3.2	Расчет по линейным и нелинейным диаграммам работы стали и бетона.	18
1.3.3	Номенклатура металлопродукции	18
2	**Сталежелезобетонные плиты с профилированным настилом**	19
2.1	Общие положения по проектированию	19
2.2	Общие положения по расчетам	19
3	**Комбинированные балки**	20
3.1	Расчеты	20
3.1.1	Балки обетонированные прямоугольного сечения	20
3.1.2	Балки обетонированные таврового сечения	24
3.1.3	Балки с опиранием плиты на нижний пояс	26
3.1.4	Расчет по образованию и раскрытию трещин	26
3.1.5	Расчет конструкции объединения железобетонной плиты и стальной балки	29
3.2	Моделирование в расчетных комплексах	34
3.2.1	Общие положения	34
3.2.2	Сечение балки	35
3.2.3	Расчет сечения балки по прочности	37

3.2.4	Расчет балки по трещиностойкости	38
4	**Колонны с жесткой арматурой, обетонированные полностью**	40
4.1	Расчеты	40
4.2	Моделирование в расчетных комплексах	51
4.2.1	Общие положения	51
4.2.2	Сечение колонны	51
4.2.3	Расчет сечения колонны по прочности	51
4.2.4	Расчет сечения колонны по трещиностойкости	53
4.2.5	Определение напряженно-деформированного состояния сечения колонны	54
5	**Проектирование узлов и деталей сталежелезобетонных конструкций**	55
5.1	Сцепление бетона и стали без дополнительных устройств	55
5.2	Стад-болты, гибкие уголковые и жесткие упоры	57
5.3	Узлы сопряжения стальных балок с колоннами с жесткой арматурой	59
6	**Примеры расчета конструкций**	61
6.1	Перекрытия с профилированным настилом	61
6.2	Комбинированные балки	61
6.2.1	Расчет балки прямоугольного сечения с жесткой арматурой из двутавра	61
6.2.2	Расчет балки таврового сечения с жесткой арматурой из двутавра	67
6.2.3	Расчет балки с опиранием плиты на нижний пояс	71
6.2.4	Расчет сдвиговых соединений	75
6.3	Колонны с жесткой арматурой малой гибкости	91
	Список использованной литературы	103

ВВЕДЕНИЕ

Настоящий стандарт организации составлен с учетом требований Федеральных законов от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании», от 22 июня 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности», от 30 декабря 2009г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

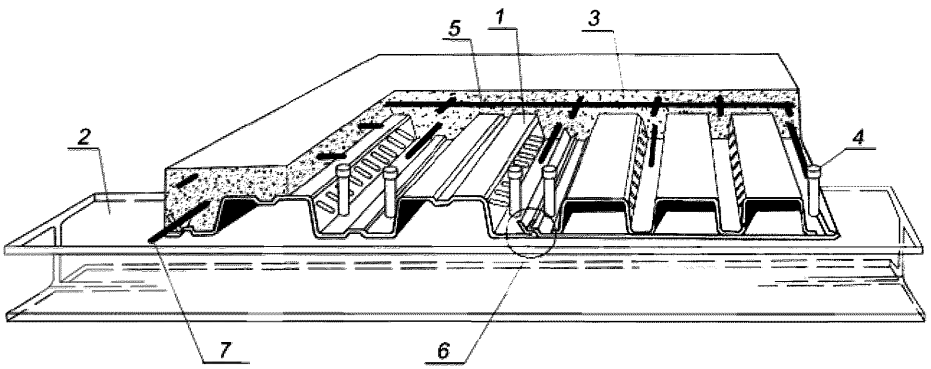
Стандарт организации разработан авторским коллективом ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко – институт АО «НИЦ «Строительство», НИИЖБ им. А.А. Гвоздева – институт АО «НИЦ «Строительство», ООО «ТЕХСОФТ:

Руководитель работы – д-р техн. наук *И.И. Ведяков;* кандидат техн. наук *Д.В. Конин* (ответственный исполнитель); инженеры *А.С. Крылов*, *Л.С. Рожкова* (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко); д-р техн. наук *С.Б. Крылов* (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева); д-р техн. наук *В.А. Семенов*, (ООО «ТЕХСОФТ).

1 Общие положения и рекомендации по проектированию

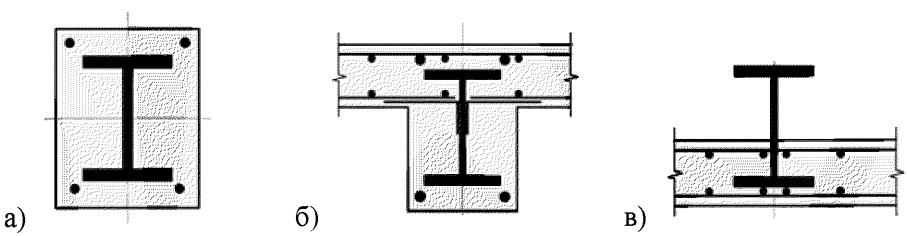
1.1 Общие положения по проектированию

Настоящее руководство создано в дополнение к СП 266.1325800.2016 [8] и содержит рекомендации для расчета сталежелезобетонных плит перекрытий с профилированным настилом (рисунок 1.1), комбинированных балок полностью обетонированных прямоугольного и таврового сечения (рисунок 1.2), колонн с жесткой арматурой, обетонированных полностью (рисунок 1.3), и для проектирования узлов и деталей сталежелезобетонных конструкций.



1 — стальной профилированный настил с рифлеными стенками гофров;
2 — элемент балочной клетки; *3* — монолитный бетон плиты;
4 — стержневой упор; *5* — сетка противоусадочного армирования;
6 — соединение гофрированных профилей между собой; *7* – рабочая арматура

Рисунок 1.1 – Конструкция сталежелезобетонной плиты, армированная профилированным настилом



а) полностью обетонированная балка прямоугольного сечения, б) полностью обетонированная балка таврового сечения, в) тавровая балка с опиранием железобетонной плиты на нижний пояс стального сечения

Рисунок 1.2 – Типовые поперечные сечения комбинированных балок

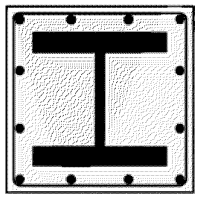


Рисунок 1.3 – Типовое поперечное сечение железобетонной конструкции с жесткой арматурой, работающей на сжатие (колонны)

Сталежелезобетонные конструкции являются оптимальным видом конструкций при проектировании и возведении многоэтажных, высотных зданий (в колоннах, перекрытиях), конструкций зрелищных сооружений – опор покрытий стадионов и трибун, перекрытий подтрибунных помещений, а также других видах зданий и сооружений, где требуется повышенная прочность конструкций, и малые габариты в плане для колонн и малая строительная высота для перекрытий.

1.1.1 Нагрузки и воздействия

1.1.1.1 Нагрузки и воздействия следует принимать согласно требованиям СП 20.13330, в соответствии со специальными техническими условиями на проектирование данного объекта (если таковые разработаны), а также в соответствие с заданием на проектирование, учитывающим специфические виды нагрузок, данные для которых могут быть приведены в СП 20.13330 не в полном объеме. Для сложных видов нагрузок (снеговые и ветровые) могут использоваться результаты моделирования и продувок в аэродинамических трубах и результаты расчетов нагрузок с использованием специализированных компьютерных программ.

1.1.1.2 Сочетания нагрузок следует принимать согласно требованиям СП 20.13330.2016 (раздела 6) [5].

1.1.1.3 Сейсмическое воздействие следует учитывать согласно требованиям СП 14.13330.2014 [3].

1.1.1.4 Этапы монтажа необходимо учитывать для определения перераспределения усилий и деформаций между элементами конструкции в процессе ее воздействия. Это перераспределение усилий влияет на напряженно-деформированное состояние здания и после его возведения, а также на запас устойчивости конструкций. Особенно сильно это влияние проявляется в высотных зданиях, а также в зданиях и сооружениях, расчетная схема которых изменяется в процессе возведения из-за использования временных связей, опор и т.д.

Наиболее точно этапы монтажа могут быть учтены с помощью специальных модулей расчетных программных комплексов.

Этапы монтажа учитываются при расчете сталежелезобетонных плит с профилированным настилом согласно СП 266.1325800.2016 (разделу 6.1).

1.1.1.5 Строительные нагрузки, действующие на конструкцию при монтаже или строительстве (собственный вес, вес подмостей, кранов, работающих людей, инструментов, мелкого оборудования, односторонний распор и др.), а также при изготовлении и транспортировании элементов, следует принимать по проектным данным с учетом предусматриваемых условий производства работ и требований СП 70.13330 [7].

1.1.2 Основные положения по расчетам

1.1.2.1 Неточности монтажа вертикальных конструкций учитываются с помощью задания случайных эксцентриситетов продольных сил. Величины эксцентриситетов следует принимать в соответствии с СП 266.1325800.2016 (7.1.1.5–7.1.1.7). При расчете уже возведенных конструкций величины эксцентриситетов принимаются равными фактическим величинам, но не меньше величины случайных эксцентриситетов.

В расчетных схемах фактические эксцентриситеты, не предусмотренные проектом, моделируются с помощью смещения элементов относительно их проектных положений с помощью введения жестких вставок или с помощью

введения дополнительных изгибающих моментов в качестве внешней нагрузки в местах эксцентриситетов.

1.1.2.2 При необходимости выполнения расчета на прогрессирующее (цепное) обрушение при проектировании конструкций должна быть предусмотрена конструктивная схема, не допускающая возможности прогрессирующего обрушения в случае локального разрушения их несущих конструкций при аварийных воздействиях, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации зданий (пожары, взрывы, ударные воздействия транспортных средств, несанкционированная перепланировка и т.п.).

Соответствующие расчеты конструкций и их элементов следует проводить при учете постоянных и длительных нагрузок и воздействий (при коэффициентах надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$). Расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов следует принимать равными их нормативным значениям. В случае необходимости учет кратковременных нагрузок и воздействий следует предусматривать в задании на проектирование.

Расчет в случае локального разрушения конструкций производят только по предельным состояниям первой группы. Развитие неупругих деформаций, перемещения конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой чрезвычайной ситуации не ограничивают, если иное не предусмотрено в задании на проектирование.

1.1.2.3 Устойчивость сжатого или сжато-изогнутого сталежелезобетонного элемента проверяется в ходе прочностного расчета. При приближении нагрузки к критической величине, увеличиваются прогибы элементов и, соответственно, изгибающие моменты. Данный расчет допускается проводить двух видов – по деформированной схеме и по недеформированной.

При расчете по недеформированной схеме следует руководствоваться положениями СП 266.1325800.2016 (7.1.2.5).

При расчете по деформированной схеме выполняется расчет упругой конструкции по правилам строительной механики (в т.ч. методом конечных

элементов в виде геометрически нелинейной задачи). При выполнении такого расчета следует учитывать проявление ползучести в бетоне при длительно действующих и постоянных нагрузках. Ползучесть бетона учитывается с помощью снижения его модуля упругости в соответствии с методикой СП 63.13330 [6]. При назначении жесткости сечения используется приведенная изгибная жесткость, полученная суммированием изгибной жесткости бетонной части сечения с (учетом ползучести) и стальной части. Если в ходе расчета выявляется, что в бетоне возникают трещины, то для уточнения результатов выполняется повторный расчет, в котором жесткость бетонной части дополнительно умножается на коэффициент 0,667 (2/3).

При расчете на устойчивость всей конструкции здания или сооружения следует также руководствоваться изложенными выше правилами.

Для многоэтажных и высотных зданий общая устойчивость должна быть обеспечена в соответствии с требованиями СП 267.1325800 [9].

Помимо расчета на устойчивость, как составной части прочностного расчета, может выполняться проверка устойчивости системы как самостоятельный вид расчета. В этом случае отношение критических нагрузок к расчетным должно быть не менее коэффициента надежности по устойчивости системы γ_{stab}, значения которого указаны в СП 266.1325800.2016 (4.3.6).

1.2 Моделирование расчетной схемы зданий с применением сталежелезобетона в системах автоматизированного проектирования

1.2.1 Общая последовательность построения расчетной схемы зданий

1.2.1.1 При расчетах и проектировании строительных конструкций расчетная схема должна быть построена таким образом, чтобы адекватно отразить напряженно-деформированное состояние (НДС) реальной конструкции. Достижению цели при использовании компьютерного

моделирования зданий служит следующая **рекомендуемая** последовательность действий.

1) На основе архитектурной модели (твердотельной модели) формулируется задача пространственной теории упругости для всего здания в целом. Реальные размеры конструкций, составляющих здание, учитываются при этом максимально полно. Также максимально полно учитываются требования норм проектирования для воздействий и соответствующих им нагрузок и материалов. Краевые условия ставятся по областям контакта здания с другими объектам (основание, другие здания и т.п.).
2) На основе анализа особенностей конструкций здания принимается решение как будет решаться эта задача: как задача теории упругости или как упрощенные задачи для отдельных конструкций здания. Для конструкций, у которых один размер существенно меньше двух других размеров, обычно используется теория оболочек и пластин (плиты перекрытия, стены, диафрагмы жесткости и т.п.), такие конструкции моделируются оболочечными конечными элементами. Для конструкций, у которых один размер существенно больше двух других размеров, обычно используется стержневая теория (колонны, балки и т.п.), такие конструкции моделируются стержневыми конечными элементами.
3) Для каждой конструкции, НДС которой предполагается определять по упрощенным моделям строительной механики, формулируются краевые условия теории упругости по областям ее контакта с другими конструкциями здания – устанавливаются шарниры, освобождаются углы поворота и перемещения.
4) Выбирается метод решения (например, какой-нибудь численный метод, чаще всего один из вариантов метода конечных элементов). Все дальнейшие действия выполняются исходя из применения метода конечных элементов.

5) Осуществляется преобразование краевых условий теории упругости для каждой конструкции с упрощенными задачами строительной механики в соответствующие краевые условия упрощенных задач с учетом совместной работы с соседними конструкциями (например, для плиты перекрытия в задачу теорию оболочек и пластин, а для колонн - в задачу стержневой теории). В результате получаются условия связей с другими конструкциями. Параллельно для этих конструкций соответствующим образом осуществляется преобразование уравнений теории упругости в уравнения упрощенных моделей и соответствующие геометрические преобразования. Преобразование уравнений позволяет корректно построить соответствующие матрицы упругости, т.е. перейти от разнородных материалов к однородному обобщенному материалу. Геометрические преобразования означают переход для конструкций, использующих для определения напряженно-деформированные состояний упрощенные модели, от пространственной геометрии к одномерной или двумерной. Линейная геометрия определяется осью элемента для стержневой теории, а плоская – срединной плоскостью/поверхностью для теории оболочек и пластин.
6) Для метода конечных элементов выполняется дискретизация каждой конструкции с учетом краевых условий – связей с другими конструкциями. Первоначальная дискретизация осуществляется из условия гладкости эпюр внутренних силовых факторов.
7) Выполняется расчет.
8) Выполняется оценка точности полученных результатов. Если требуется, возвращаемся к п.6, п.5. или п.2.

Выполнение пунктов 1-5 позволяет построить расчетную модель здания. П.6 соответствует расчетной схеме здания.

Более подробное изложение алгоритмов соответствующих пунктов 1-6 содержится в [15]-[18]. Алгоритмы оценки точности результатов, полученных по итогам одного расчета, приведены в [19].

Применение такой последовательности построения расчетной схемы здания дает возможность получения корректных в смысле строительной механики моделей и схем реальных сталежелезобетонных зданий. Это позволяет избежать ошибок при построении расчетных схем и, соответственно, получить более достоверные и адекватные результаты.

1.2.1.2 Применение поз. 1-6 из 1.2.1.1 общей схемы показано на примере здания, состоящего из n плит перекрытия, m колонн с жесткой арматурой, s вертикальных несущих стен и q комбинированных балок.

В рамках пункта 1 формулируется пространственная задача геометрически и физически линейной теории упругости. Формулировка этой задачи включает в себя уравнения равновесия, геометрические, физические соотношения и краевые условия для связи колонн с фундаментами. Для каждой конструкции физические соотношения используют тензор упругих модулей с коэффициентами для материалов этих конструкций. Для колонн с жесткой арматурой в области бетона и области жесткой арматуры коэффициенты этого тензора различны и соответствуют модулям бетона и стали.

В рамках пункта 2 общей схемы принимается решение для анализа напряженно-деформированного состояния (НДС) плиты и стен использовать теорию оболочек и плит, а для анализа НДС колонн и балок – теорию стержней, т.е. исходное здание представляется в виде $N = n + m + s + q$ конструкций.

Далее следует реализация пункта 3 общей схемы. Обозначим объем стальных балок, работающих совместно с плитой перекрытия -й конструкции как V_i. Пусть i-е и j-е конструкции имеют общую границу S_{ij}. Так как все конструкции составляют единое здание, то на их общих границах выполняются условия непрерывности перемещений и равновесия поверхностных сил

$$u_i = u_j \text{ и } n_i \cdot \sigma(u_i) + n_j \cdot \sigma(u_j) = 0 \text{ на } S_{ij}, \quad (1)$$

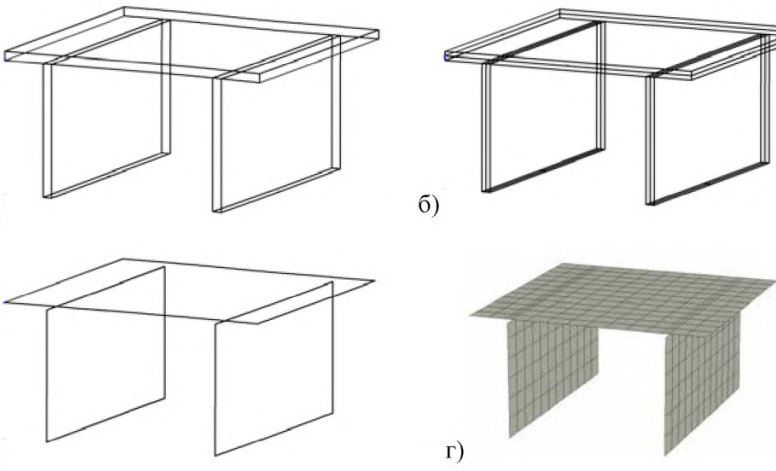
где u_i и u_j - перемещения i-й и j-й конструкций, и n_i и n_j - внешние нормали.

Аналогичные условия формулируются также и по области контакта жесткой арматуры и бетона для колонн.

В качестве численного метода решения используется метод конечных элементов, как наиболее распространенный метод, реализованный в большинстве программных комплексов.

Преобразования пункта 5 для уравнений и краевых условий осуществляется исходя из выбранного численного метода – метода конечных элементов. Это означает, что поскольку метод конечных элементов является вариационным методом, то и все преобразования осуществляются для соответствующего функционала. Поэтому условия связи для различных конструкций получаются упругими и соответствующими областям контакта. То есть условия связи колонн и плит соответствуют поперечному сечению колонн, плит перекрытий и балок – области ширины полки балочного профиля, плиты и стены – области толщины стены и т.п. Для колонн с жесткой арматурой получаются также соответствующие упругие модули и геометрические характеристики обобщенного поперечного сечения. Однако значения этих модулей и характеристик можно взять в соответствии с коэффициентами приведения материалов соответственно бетона, арматуры, стального элемента по СП 266.1325800.2016 (приложение Г).

Ниже на рисунках 1.4.а,б,в показаны геометрические преобразования, выполняемые в рамках пункта 5, на рисунке 1.4.г приведен пример дискретизации в рамках пункта 6 для фрагмента конструкции «плита - стены».



а) физическая модель конструкции, б) выделение срединной поверхности элементов, в) переход к оболочкам, г) дискретизация оболочек

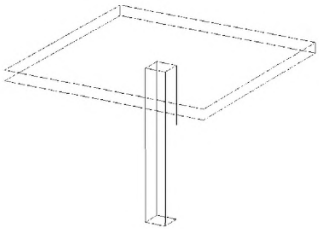
Рисунок 1.4 –Геометрические преобразования расчетной схемы конструкции «плита и стены»

На рисунках 1.5 показаны геометрические преобразования выполняемые в рамках пункта 5, также приведен пример дискретизации в рамках пункта 6 для фрагмента конструкции «плита - колонна».

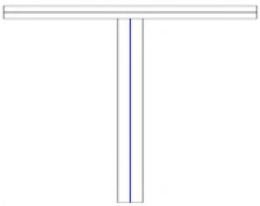
На рисунках 1.6 показаны геометрические преобразования, выполняемые в рамках пункта 5, также приведен пример дискретизации в рамках пункта 6 для фрагмента здания «плита - балка».



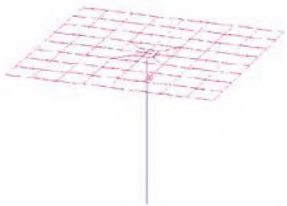
а)



б)



в)



г)

а,б) физическая модель конструкции, б) выделение срединной поверхности плиты и оси колонны, г) дискретизация оболочек

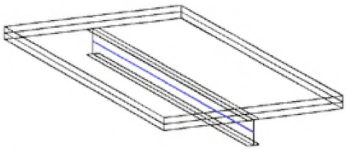
Рисунок 1.5 – Геометрические преобразования расчетной схемы «плиты и колонны»



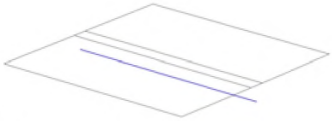
а)



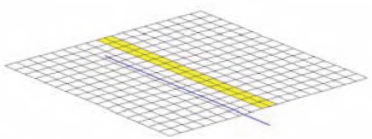
б)



в)



г)



д)

а,б) физическая модель конструкции, в,г) выделение срединной поверхности плиты и оси балки, д) дискретизация оболочек

Рисунок 1.6 –Геометрические преобразования расчетной схемы «плита и балка»

Как видно из рисунка 1.6 расчетная схема плиты перекрытия, опирающейся и совместно работающей с балкой, представляет собой несоосно связанную систему элементов. В силу такой несоосности, при вертикальной нагрузке на плиту, в плите возникают отличные от нуля горизонтальные перемещения (рисунок 1.7) и мембранная группа усилий. Такой эффект называется сдвиговым запаздыванием. В случае неучета в расчетной схеме эксцентриситета между срединной плоскостью плиты и осью балки этот эффект пропадает. Поскольку именно этот эффект позволяет определить значение расчетной ширины плиты, то учет эксцентриситета является обязательным.

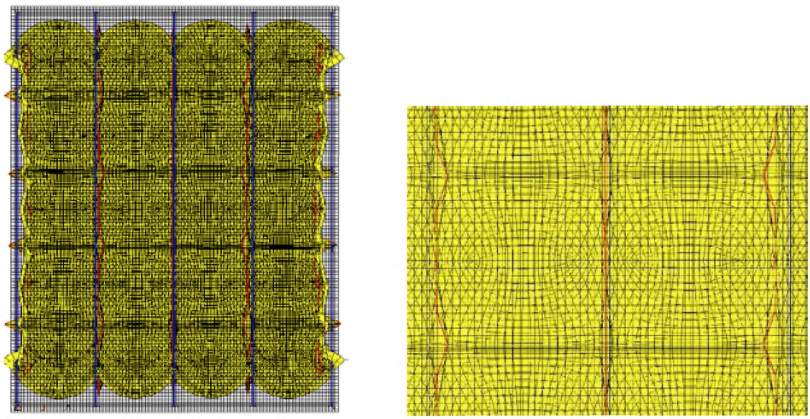


Рисунок 1.7 Горизонтальные перемещения в плите перекрытия, при моделировании эксцентриситета между срединной плоскостью плиты и осью балки

1.2.2 Моделирование сталежелезобетонного перекрытия с профилированным настилом в составе расчетной схемы здания

1.2.2.1 На рисунке 1.1 приведена конструкция сталежелезобетонной плиты, армированной профилированным настилом. Железобетон перекрытия, совместно работающий с профилированным настилом, представляет собой частный случай ребристой плиты. Поэтому для построения расчетной модели

и расчетной схемы такой конструкции следует воспользоваться общим подходом из раздела 1.2.1. Однако, в отличие от фрагмента здания «плита - балка» ребра плиты, соответствующие гофрам настила, расположены достаточно часто. Т.е. расстояние между стенками одного гофра сопоставимо с шириной полок гофра настила. В такой ситуации моделирование перекрытия при помощи оболочечно-стержневой модели приводит к большим погрешностям. Поэтому рассматривается зона перекрытия между стенками одного гофра как трехслойная плита, состоящая из двух слоев бетона и слоя стальной пластинки. Общая толщина такой плиты равна сумме толщины бетона над гофром, высоты бетона в гофре и толщины настила. Зона перекрытия между стенками соседних гофров рассматриваем как двухслойная плита, состоящая из слоя бетона и слоя стальной пластинки. Общая толщина такой плиты равна сумме толщины бетона над гофром и толщины верхней полки гофра. Срединные плоскости соседних зон перекрытия расположены с эксцентриситетом, определяемым высотой стенок гофра. Значение эксцентриситета принимается равным разности полусуммы толщины бетона и толщины полки гофра в зоне перекрытия между стенками одного гофра и полусуммы толщины бетона и толщины полки гофра в зоне перекрытия между стенками соседних гофров. На рисунке 1.8 приведен фрагмент расчетной модели опирания перекрытия с профилированным листом на стальную балку. На рисунке 1.9 приведен фрагмент расчетной схемы соответствующей тому же самому фрагменту расчетной модели. Дискретизация выбирается таким образом, чтобы зоны перекрытия между стенками одного гофра (синий цвет) и зоны перекрытия между стенками соседних гофров (серый цвет) были представлены минимально двумя рядами конечных элементов плоской оболочки.

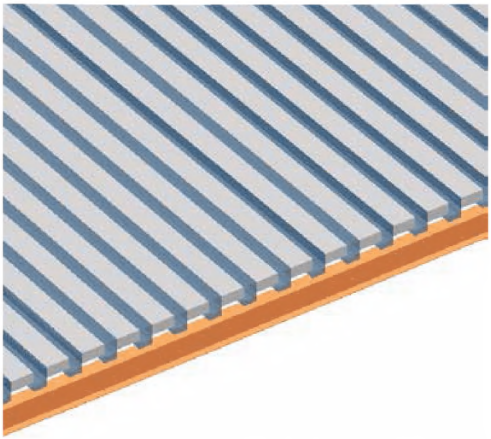


Рисунок 1.8 – Фрагмент расчетной модели опирания перекрытия с профилированным настилом на стальную балку. Синим цветом – трехслойная плита внутри гофра, серым цветом – двухслойная плита между гофрами (слои плиты условно не показаны)

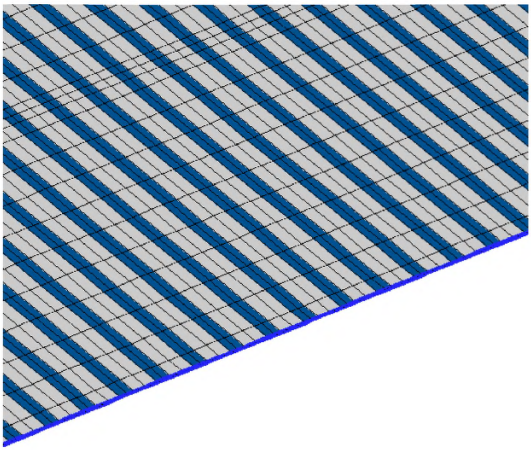


Рисунок 1.9 – Фрагмент расчетной схемы опирания перекрытия с профилированным настилом на стальную балку

1.2.3 Моделирование отдельных конструкций в расчетных комплексах

1.2.3.1 Особенности моделирования в расчетных комплексах сталежелезобетонной (и железобетонной) конструкции и точность получаемых

результатов сильно зависят от алгоритма расчета, заложенного в данный расчетный комплекс. Без подтверждения тестовыми расчетами по нормативным документам результаты численных расчетов с учетом физической нелинейности конструкции в предельном состоянии с использованием программных комплексов допускается использовать только для определения напряженно-деформированного состояния с последующей проверкой прочности по нормам или сводам правил.

1.2.3.2 Расчет с целью определения напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонной конструкции (без доведения расчетной схемы до предельного состояния) выполняется в соответствии с правилами, предусмотренными в данном программном комплексе. Сталежелезобетонная конструкция моделируется элементами из однородного материала (если в программе не предусмотрена возможность более детального моделирования). При этом жесткостные свойства элементов задаются в соответствии с положениями 1.1.2.3.

1.2.3.3 При детальном моделировании сталежелезобетонной конструкции должны использоваться программные комплексы, позволяющие учесть нелинейные диаграммы деформирования материалов.

Не зависимо от заявлений разработчиков таких программных комплексов, предварительно должны быть выполнены тестовые расчеты простых конструкций (балок, сжато изогнутых стержней), подтверждающие правильность работы расчетной программы.

При детальном моделировании сечений сталежелезобетонных конструкций в расчетном комплексе должны использоваться модели материалов, учитывающие их работу в многоосном напряженном состоянии в соответствии с той или иной теорией пластичности и в соответствии с теориями прочности, соответствующими каждому виду материала.

1.2.3.4 При проведении расчетов с детальным моделированием сечений сталежелезобетонных конструкций допускается использовать расчетные модели, имеющие ряд упрощений, но позволяющие получить правильные

результаты для данного вида предельного состояния. Так, при расчете прочности нормального сечения можно использовать модель, в которой конструкции (балки, колонны, плиты) представляются в виде набора отдельных волокон, работающих в соответствии с теорией стержневых конструкций только на растяжение и сжатие. При этом выполнение закона плоских сечений обеспечивается граничными условиями и введением в схему тел высокой жесткости, обеспечивающих линейное распределение относительных деформаций в пределах поперечного сечения.

1.2.3.5 При детальном моделировании конструкций в предельном состоянии хорошие результаты могут быть получены для прочности нормальных сечений конструкций, работающих без трещин (переармированные балки, колонны сжатые с небольшим эксцентриситетом). При расчете прочности нормальных сечений не переармированных балок и колонн с большими эксцентриситетами, хорошие результаты могут быть получены при моделировании трещин с помощью контактных задач или иными приемами.

1.3 Материалы и номенклатура металлопродукции

1.3.1 Рекомендации по учету ползучести, усадки и образования трещин при назначении модуля упругости бетона

1.3.1.1 При выполнении расчетов учет ползучести, усадки и образования трещин осуществляется по-разному, в зависимости от методики расчета и возможностей используемой компьютерной программы.

1.3.1.2 Расчеты с использованием диаграмм деформирования материалов выполняются, как правило, с использованием расчетных программных комплексов. Если программный комплекс допускает непосредственный учет ползучести бетона, то допускается использовать диаграмму деформирования бетона для кратковременных нагрузок, а ползучесть учитывается установкой соответствующих параметров расчета (установка соответствующего указателя в разделе или в окне, отвечающем за организацию счета). При этом, не

зависимо от результатов расчета, все проверки прочности, предписываемые СП 266.1325800, должны быть выполнены отдельно.

Если при расчете с использованием диаграмм деформирования материалов программа не допускает учет ползучести в явном виде, то для расчета следует использовать диаграммы состояния сжатого бетона, соответствующие длительной нагрузке.

При использовании расчетных программных комплексов, ориентированных на зарубежные нормы проектирования, следует иметь в виду, что развитие ползучести в них отличается от отечественных норм. Разница с Еврокодами, например, во времени протекания ползучести приблизительно 10-кратная. Это следует иметь в виду при выборе того или иного способа учета ползучести бетона.

1.3.1.3 Если конструкция рассчитывается как линейно-упругая, то ползучесть и нелинейность работы бетона учитывается снижением модуля упругости бетона. Снижение модуля упругости выполняется по методике СП 63.13330. Если в результате расчета выявляется, что бетон работает с трещинами, то для уточнения результатов выполняется повторный расчет с дополнительным снижением модуля упругости бетона с помощью умножения на коэффициент 0,667 (2/3).

1.3.1.4 Усадка бетона создает в конструкциях напряжения, которые со временем релаксируют в значительной степени. При расчете усадка учитывается по методике [10]. Учет усадки необходим только в случаях, когда она происходит в условиях стеснения деформаций и только в протяженных конструкциях. При использовании программных расчетных комплексов усадку следует учитывать или непосредственно (задавая соответствующий параметр счета) или моделировать ее с помощью температурного воздействия, исходя из коэффициентов температурного расширения материалов.

1.3.2 Расчет по линейным и нелинейным диаграммам работы стали и бетона

1.3.2.1 Диаграммы состояния (деформирования) бетона, арматуры и стали используют при расчете сталежелезобетонных элементов по нелинейной деформационной модели.

1.3.2.2 Диаграмма состояния сжатого бетона принимается по СП 63.13330.2012 (6.1.19 - 6.1.26). Рекомендуется использование трехлинейной диаграммы.

1.3.2.3 Диаграмма состояния арматуры принимается по СП 63.13330.2012 (6.2.13- 6.2.15).

1.3.2.4 Диаграмма состояния конструкционной стали принимается по СП 16.13330.2017 (4.2.4 и рисунку В.1 приложения В) [4]. Рекомендуется использование двухлинейной диаграммы по точкам OBD (или OACD – с моделированием упруго-пластического перехода) с обязательным ограничением деформаций предела текучести. Использование «бесконечной» диаграммы Прандтля, в которой деформации предела текучести не имеют ограничений, при моделировании сталежелезобетонных конструкций не допускается.

1.3.3. Номенклатура металлопродукции

1.3.3.1 Размеры сечения профилей профилированного настила для сталежелезобетонных плит с профилированным настилом должны отвечать требованиям ГОСТ Р 24045, СТО 573938459-001-2010 [11], СТО 57398459-30-2008 [12], техническим условиям или другим стандартам организации, утвержденным в установленном порядке.

1.3.3.2 В качестве профилей стальных балок, а также жесткой арматуры в колоннах и балках в сталежелезобетонных элементах следует применять прокатные профили по ГОСТ Р 57837 [2]. Применение элементов из фасонного проката значительно облегчает конструирование, проектирование и расчет сталежелезобетонных конструкций.

1.3.3.3 Для проектирования внецентренно-сжатых и сжато изогнутых элементов следует использовать прокатные двутавры типов К (колонные), С (свайные), ДК (колонные дополнительных серий) (обозначения по ГОСТ Р 57837-2017). При значительных эксцентриситетах в одной из плоскостей допускается использовать усиленные листами прокатные двутавры указанных выше типов или составные сечения из нескольких двутавров.

1.3.3.4 Для проектирования изгибаемых элементов следует использовать прокатные двутавры типов Б (балочные нормальные), Ш (широкополочные), ДБ и ДШ (нормальные и широкополочные дополнительных серий) (обозначения по ГОСТ Р 57837-2017). Допускается использовать сечения, усиленные листом со стороны наиболее нагруженной полки. При необходимости минимизации строительной высоты перекрытий, а также при опирании настила перекрытий (монолитного или сборного) на нижнюю полку стальной балки следует использовать двутавры типов К (колонные) или ДК (колонные дополнительных серий).

2 Сталежелезобетонные плиты с профилированным настилом

2.1 Общие положения по проектированию

2.1.1 Проектирование сталежелезобетонных плит с профилированных настилом следует выполнять согласно СП 266.1325800.

2.1.2 Для профилированных листов по СТО 573938459-001-2010 [11] и СТО 57398459-30-2008 [13] ООО «Стальные конструкции – Профлист» разработаны СТО 57398459-035-2014 [14] и СТО 57398459-002-2011 [12] с рекомендациями по проектированию.

2.2 Общие положения по расчетам

2.2.1 При расчете сталежелезобетонных плит перекрытий с профилированным настилом, а также соединительных элементов следует руководствоваться положениями СП 266.1325800, а также возможными другими рекомендациями, не противоречащими СП 266.1325800.

2.2.2 Моделирование плит с профилированным настилом в программных комплексах следует выполнять с учетом рекомендаций подраздела 1.2.2.

3 Комбинированные балки

3.1 Расчеты

В данном подразделе приведены рекомендации по расчету сталежелезобетонных балок с жесткой арматурой в виде двутавра. Для стальной части сечения использованы диаграмма работы как для идеального жескопластического материала по СП 266.1325800.2016 (6.2.1.6 и 6.2.1.10).

3.1.1 Комбинированные балки, полностью обетонированные прямоугольного сечения

3.1.1.1 Высота сжатой зоны бетона определяется из условий равновесия усилий, действующих в рассматриваемом нормальном сечении элемента.

В общем случае высота сжатой зоны бетона определяется методом последовательных приближений. При этом, на каждом шаге расчета назначается положение границы сжатой зоны, затем проверяется выполнение условий равновесия. Если относительная погрешность выполнения условий равновесия велика, то выполняется уточнение положения границы сжатой зоны и повторный расчет.

3.1.1.2 Наиболее точные результаты дает расчет с использованием диаграмм деформирования бетона, стального сердечника и стержневой арматуры. При выполнении расчета в стали сердечника и в стали стержневой арматуры допускаются пластические деформации, не превышающие предельные величины, приведенные в СП 16.13330, СП 63.13330 и СП 266.1325800. Работа растянутого бетона не учитывается.

3.1.1.3 При определении высоты сжатой зоны допускается вводить следующие упрощающие расчетные допущения.

1) Эпюра напряжений в сжатой зоне бетона принимается постоянной (прямоугольной) с ординатой, равной расчетному сопротивлению бетона.
2) Эпюры напряжений в стальном сердечнике в сжатой и растянутой его частях принимаются постоянными (прямоугольными) с ординатами, равными расчетным сопротивлениям стали при растяжении и сжатии.

3) Напряжения в сжатой части стального сердечника и в сжатой стержневой арматуре принимаются не больше величины, соответствующей условиям совместной работы стали и бетона.
4) Допускается в запас прочности пренебрегать работой стенок стальных сердечников (балок) и учитывать в расчете только полки (это позволяет в большинстве случаев отказаться от многократных пересчетов и определить высоту сжатой зоны на первом шаге расчета).
5) Если по результатам расчета граница сжатой зоны располагается в пределах полки стального сердечника (при изгибе в одной плоскости), то в запас прочности работа этой полки не учитывается.

   Если сжатая или растянутая полка расположена близко к границе сжатой зоны, то она работает с неполным расчетным сопротивлением и ее в запас прочности можно не учитывать. То же относится к стержневой арматуре. Ориентировочно (с запасом) можно принять, что сталь работает с неполным расчетным сопротивлением на расстоянии $0{,}25h_0$ от границы сжатой зоны.

3.1.1.4 При расчете железобетонных элементов, имеющих полку в сжатой зоне, ширину полки, вводимую в расчет следует принимать в соответствии с указаниями СП 63.13330.2012 (8.1.11).

3.1.1.5 При расчете по прочности изгибаемых элементов рекомендуется соблюдать условие $x < \xi_R \cdot h_0$. В случае, когда площадь растянутой арматуры принята большей, чем это требуется для соблюдения условия $x < \xi_R \cdot h_0$, допускается предельный изгибающий момент M_{ult} определять, принимая значения высоты сжатой зоны $x = \xi_R \cdot h_0$.

3.1.1.6 Значение ξ_R следует определять по СП 63.13330.2012 (8.1.6).

Далее приведены формулы (3.1) – (3.4) расчета высоты сжатой зоны изгибаемых элементов при $\boldsymbol{\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R}$. Все формулы записаны на основании СП 266.1325800.2016 (6.2.1.6).

3.1.1.7 **Случай 1.** Нейтральная ось не пересекает профиль жесткой арматуры и находится ниже верхней гибкой арматуры. Весь двутавр расположен в растянутой зоне.

Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s + R_y A_{st} + R_b A'_s}{R_b b}. \quad (3.1)$$

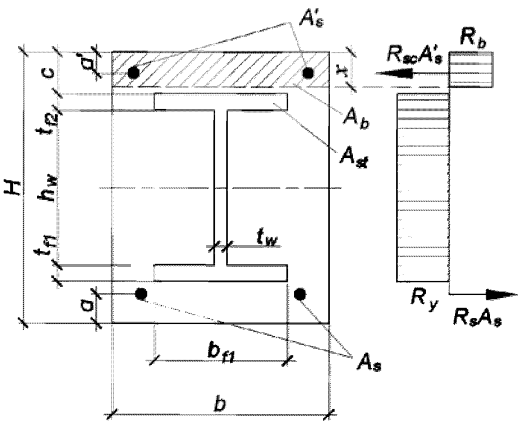


Рисунок 3.1 – Случай, когда нейтральная ось не пересекает профиль жесткой арматуры и находится ниже верхней гибкой арматуры в обетонированной балке прямоугольного сечения

3.1.1.8 **Случай 2.** Нейтральная ось пересекает сжатую (верхнюю) полку жесткой арматуры.

Если при определении величины x по формуле (3.2) окажется, что нейтральная ось не пересекает профиль жесткой арматуры (весь профиль находится в растянутой зоне), а при проверке по формуле (3.1) – пересекает стенку профиля, то расчет следует производить, полагая, что нейтральная ось проходит в пределах толщины верхней (на рисунке) полки профиля жесткой арматуры.

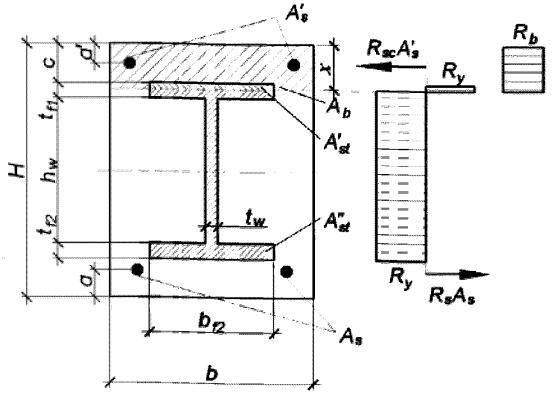


Рисунок 3.2 – Случай, когда нейтральная ось пересекает сжатую (верхнюю) полку жесткой арматуры в обетонированной балке прямоугольного сечения

3.1.1.9 **Случай 3.** Нейтральная ось пересекает стенку жесткой арматуры.

Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле:

$$x = \frac{R_y(b_{f1}t_{f1} - b_{f2}t_{f2} - t_w(2c + 2t_{f1} + h_w)) + R_b(t_{f1}(t_w - b_{f1}) + t_w c - A'_s) - R_s A_s + R_{sc}A'_s}{-2R_y t_w - R_b(b - t_w)}. \quad (3.2)$$

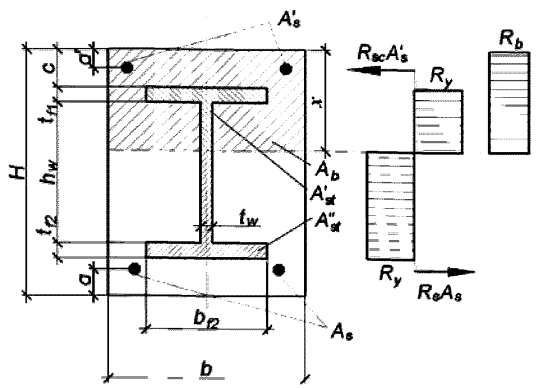


Рисунок 3.3 – Случай, когда нейтральная ось пересекает стенку жесткой арматуры в обетонированной балке прямоугольного сечения

3.1.2 Комбинированные балки, полностью обетонированные таврового сечения

3.1.2.1 **Случай 1**. Нейтральная ось не пересекает профиль жесткой арматуры.

Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле:

$$x = \frac{R_s A_s + R_y A_{st} - R_{sc} A'_s - R_b h'_f (b'_f - b) + R_b A'_s}{R_b b} < c\,. \qquad (3.3)$$

При конструктивном верхнем армировании величину $R_b A'_s$ допускается не учитывать.

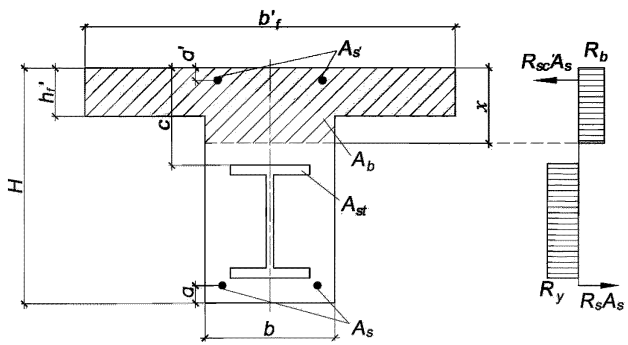


Рисунок 3.4 - Случай, когда нейтральная ось не пересекает профиль жесткой арматуры в полностью обетонированной балке таврового сечения

3.1.2.2 **Случай 2.** Нейтральная ось пересекает стенку жесткой арматуры.

Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле:

$$x = \frac{R_s A_s + R_y [b_{f1} t_{f1} + t_w (h_w + t_{f2} + c)] - R_{sc} A'_s - (R_y - R_b)[b_{f2} t_{f2} - t_w (t_{f2} + c)] - R_b h'_f (b'_f - b) + R_b A'_s}{(2R_y - R_b) t_w + R_b b} > c. \qquad (3.4)$$

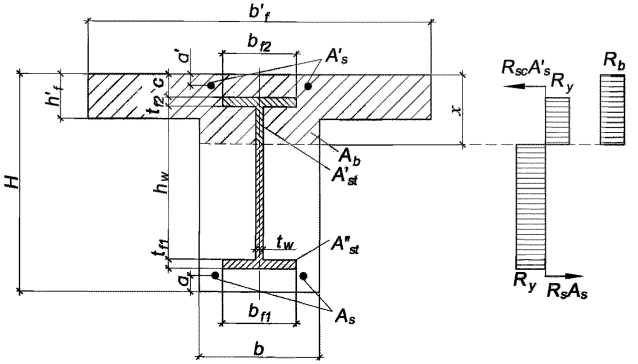


Рисунок 3.5 - Случай, когда нейтральная ось пересекает стенку жесткой арматуры в полностью обетонированной балке таврового сечения

3.1.2.3 **Случай 3.** Нейтральная ось пересекает сжатую (верхнюю) полку жесткой арматуры.

Если значение x, определенное по формуле (3.3) больше c (нейтральная ось пересекает профиль жесткой арматуры), а значение x, определенное по формуле (3.4) меньше c (нейтральная ось не пересекает профиль жесткой арматуры), то расчет следует производить, полагая, что нейтральная ось проходит в пределах толщины верхней полки профиля жесткой арматуры.

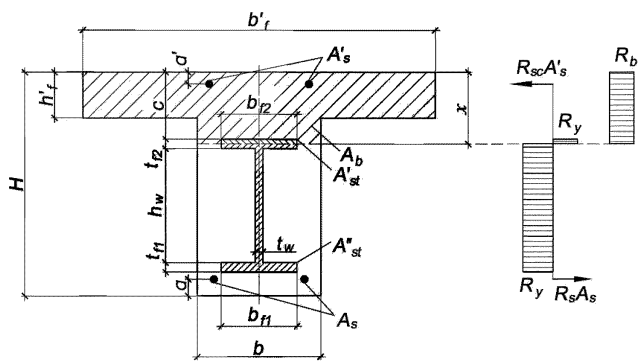


Рисунок 3.6 - Случай, когда нейтральная ось пересекает сжатую (верхнюю) полку жесткой арматуры в полностью обетонированной балке таврового сечения

3.1.3 Комбинированные балки с опиранием железобетонной плиты на нижний пояс стальной балки

Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле:

$$x = \frac{R_{s1}A_{s1}+R_{s2}A_{s2}+R_y(b_{f1}t_{f1}-b_{f2}t_{f2}+t_w h_w+2t_w t_{f2})}{2R_y t_w}. \quad (3.5)$$

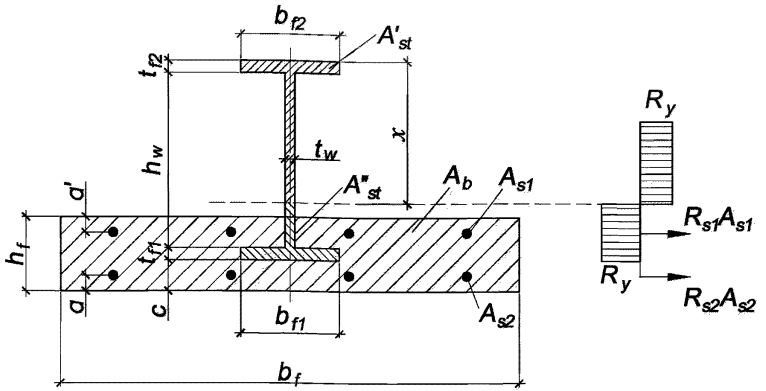


Рисунок 3.7 - Случай, когда нейтральная ось пересекает стенку стального профиля жесткой арматуры в комбинированной балки с опиранием железобетонной плиты на нижний пояс

3.1.4 Расчет по образованию и раскрытию трещин

3.1.4.1 Расчет сталежелезобетонных балок по образованию трещин, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента, производят из условия:

$$M > M_{crc}\,, \quad (3.6)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

M_{crc} – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин, определяемый в соответствии с указаниями СП 63.13330.2012 (подраздел 8.2).

3.1.4.2 В тех случаях, когда выполняется условие (3.6), выполняют расчет по раскрытию трещин. Расчет производят по непродолжительному и продолжительному раскрытию трещин.

Расчет по раскрытию трещин производят из условия:

$$a_{crc} \leq a_{crc.ult}, \tag{3.7}$$

где a_{crc} – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки;

$a_{crc.ult}$ - предельно допустимая ширина раскрытия трещин, определяемая в соответствии с указаниями С СП 63.13330.2012 (подраздел 8.2).

3.1.4.3 Ширина раскрытия трещин a_{crc} (мм), нормальных к продольной оси изгибаемого элемента, на уровне наиболее растянутых стержней гибкой арматуры определяется по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \frac{\sigma_s}{E_s} 25(3{,}5 - 100\mu_1)\sqrt[3]{d_{red}}, \tag{3.8}$$

где φ_{l1} – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, принимаемый в соответствии с указаниями 3.1.4.4;

σ_s – напряжение в стержнях крайнего ряда растянутой арматуры, определяемое в соответствии с указаниями 3.1.4.5;

E_s – модуль упругости арматурной стали;

μ_1 – коэффициент армирования сечения, принимаемый равным отношению площади всей растянутой арматуры к площади бетона без учета сжатых свесов полок, но не более 0,02;

d_{red}, мм – приведенный диаметр жесткой и гибкой арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, определяемый в соответствии с указаниями 3.1.4.6.

3.1.4.4 Коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки φ_1 следует принимать:

a) при расчете на действие постоянных и длительных нагрузок

$\varphi_{l1} = 1{,}5$;

b) при расчете на действие полной нагрузки

$$\varphi_{l1} = 1 + 0{,}5\frac{M_{l1}}{M_1}, \tag{3.9}$$

где M_{l1} и M_1 – изгибающие моменты в балке от действия постоянных, а также длительных нагрузок и от полной нагрузки, соответственно.

3.1.4.5 Напряжение в стержнях крайнего ряда растянутой арматуры σ_s определяется по формуле

$$\sigma_s = \frac{My_c}{I_{red}}\alpha_{s1}\,, \tag{3.10}$$

y_c – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести наиболее растянутого ряда стержней арматуры;

I_{red} – момент инерции приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести; определяется по общим правилам сопротивления упругих элементов с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{s1} по формуле

$$I_{red} = I_b + I_{st}\alpha_{s1} + I_s\alpha_{s1} + I'_s\alpha_{s1}\,, \tag{3.11}$$

где I_b, I_{st}, I_s, I'_s – моменты инерции площадей сечения соответственно сжатой зоны бетона, жесткой арматуры, растянутой и сжатой гибкой арматуры относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения, определяемые с учетом указаний 3.1.4.7.

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону α_{s1} определяется по формуле

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b1}}\,. \tag{3.12}$$

Значение модуля упругости бетона принимают равными:

– при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0{,}85E_b, \tag{3.13}$$

– при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1+\varphi_{b,cr}}, \tag{3.14}$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона; принимается по СП 63.13330.2012 (таблица 6.12).

3.1.4.6 Приведенный диаметр жесткой и гибкой арматуры, расположенной в растянутой зоне, определяется по формуле

$$d_{red} = \frac{4(A''_{st}+A_s)}{P_s}, \quad (3.15)$$

где P_s – периметр жесткой и гибкой арматуры, расположенной в растянутой зоне.

3.1.4.7 Расстояние x от нейтральной линии сечения (центра тяжести приведенного сечения) до сжатой грани для элементов с трещинами в растянутой зоне определяется по формуле

$$x = \frac{-\overline{F_{red}}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\overline{F_{red}}}{b}\right)^2 + \frac{2\overline{S_{red}}}{b}}, \quad (3.16)$$

где $\overline{F_{red}}$ – сумма приведенных площадей жесткой и гибкой арматуры и площади сжатых свесов бетона;

b – ширина сечения;

$\overline{S_{red}}$ – статический момент площади $\overline{F_{red}}$ относительно сжатой грани сечения.

3.1.5 Расчет конструкции объединения железобетонной плиты и стальной балки

3.1.5.1 Конструкции объединения следует рассчитывать на продольные сдвигающие усилия S_Q в объединительном шве от поперечных сил и продольное сдвигающее усилие S_N, возникающее от температурных воздействий и усадки бетона, анкеровки высокопрочной арматуры, воздействия примыкающей ванты или раскоса и т.д. Конструкции объединения, расположенные на концевых участках железобетонной плиты, следует рассчитывать, кроме того, на концевые отрывающие усилия S_{ab}.

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

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{s1}A_s) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{s2}A_s), \quad (3.17)$$

где σ_{b1}, σ_{b2} — напряжения в центре тяжести поперечного сечения бетона в правом и левом сечениях расчетного участка плиты длиной a_i, соответственно, для сдвигающих усилий от воздействий из 3.1.5.1;

σ_{s1}, σ_{s2} — напряжения в продольной арматуре в тех же сечениях, соответственно. Расчетный участок ограничивается соседними расчетными поперечными сечениями.

Если растягивающие напряжения в железобетонной плите превышают $0{,}4R_{bt,ser}$, сдвигающие усилия следует определять в предположении наличия в плите трещин и вычислять напряжения в арматуре σ_s с учетом жесткости плиты при продольной деформации.

Полное концевое сдвигающее усилие S_e следует определять, принимая на конце $\sigma = 0$ и назначая расчетным поперечное сечение, расположенное на расстоянии от конца плиты равном

$$a_e = 0{,}36(h + b_{sl}), \tag{3.18}$$

где h — расчетная высота поперечного сечения сталежелезобетонного элемента; b_{sl} — согласно 4.4.4.9.

Распределение сдвигающих усилий между железобетонной плитой и стальной балкой в сложных случаях воздействий допускается принимать согласно 9.1.1.

3.1.5.3 Концевые, отрывающие железобетонную плиту от стальной балки, усилия S_{ab} следует определять по формуле

$$S_{ab} = 5{,}6\frac{Z_{b,st2}}{h+b_{sl}}S_e, \tag{3.19}$$

где $Z_{b,st2}$ — расстояние от центра тяжести поперечного сечения бетона до верхнего волокна стальной балки;

S_e, h, b_{sl} — согласно 6.2.4.2.

Отрывающее усилие S_{ab} следует принимать приложенным на расстоянии $a_b = 0{,}024(h + b_{sl})$, от конца плиты.

3.1.5.4 Расчеты конструкции объединения стальной части с железобетонной плитой следует выполнять:

- при жестких упорах — полагая прямоугольной эпюру сжимающих напряжений, передаваемых расчетной сминающей поверхностью упора;

- при вертикальных гибких упорах — исходя из условий работы упора на изгиб со смятием бетона согласно 3.1.5.10;

- при наклонных упорах — исходя из условий работы упора на сочетание растяжения и изгиба со смятием бетона согласно 3.1.5.11;

- при закладных деталях плиты, объединенных со стальными поясами высокопрочными болтами, — исходя из расчета фрикционных соединений на высокопрочных болтах согласно СП 16.13330;

- при объединительных швах на высокопрочных болтах, обжимающих железобетон, — исходя из условий работы объединения на трение по контактным поверхностям шва согласно СП 266.13255800.2016 (9.1.3);

- при гребенчатых упорах – на действие расчетных сдвигающих и отрывающих усилий с учетом равномерного распределения по длине пролетного строения;

3.1.5.5 Прочность прикрепления конструкций объединения к стальной части следует рассчитывать согласно СП 16.13330.

Расчеты прочности прикрепления жесткого упора к стальной части конструкции следует выполнять с учетом момента от сдвигающей силы.

Прочность прикрепления уголковых упоров стальной части на дюбелях определяется в НД, разработанных и утвержденных в установленном порядке с участием предприятия-изготовителя упоров.

3.1.5.6 При одновременном применении в конструкции объединения жестких и наклонных упоров допускается учитывать их совместную работу, полагая полное сопротивление объединительного шва равным сумме сопротивлений упоров.

3.1.5.7 Распределение сдвигающих усилий S_i, вычисленных по формуле (6.63), между расчетными сечениями следует принимать по треугольной эпюре с длиной основания a_i , при этом

$$\overline{s_i'} = \frac{s_i}{a_i}, \tag{3.20}$$

где $\overline{s_i'}$ – интенсивность погонных сдвигающих сил.

3.1.5.8 При распределении околоопорного сдвигающего усилия от поперечных сил S_{pQ} следует принимать, что интенсивность соответствующих

погонных сдвигающих сил $\overline{S_{pQ}}$ изменяется в обе стороны по прямолинейной эпюре от середины длины околоопорного участка; при этом ордината в середине околоопорного участка равна

$$\overline{S_{pQ}} = \frac{1{,}15S_{pQ}}{a_e}. \quad (3.21)$$

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

$$S_{h,i} = \frac{\sum S_{Q,i} + \sum S_{N,i}}{n_i}, \quad (3.22)$$

где $S_{Q,i}$, $S_{N,i}$ – сдвигающие усилия, определенные по 6.2.4.2 для i-го участка,

n_i – количество упоров i-м расчетном участке.

3.1.5.10 Сдвигающее усилие S_h, приходящееся на один упор, должно соответствовать следующим условиям прочности:

$$S_h \le P_{rd}, \quad (3.23)$$

где P_{rd} – несущая способность упора на сдвиг, кН, принимаемая:

- для упоров в виде прокатных швеллеров, двутавров, уголков без подкрепляющих ребер

$$P_{rd} = 0{,}55(t_{fr} + 0{,}5t_w)b_{dr}\sqrt{10R_b}, \quad (3.24)$$

- для гибких упоров в виде круглых стержней при $2{,}5 \le l/d \le 4{,}2$

$$P_{rd} = 0{,}24ld_{an}\sqrt{10R_b}\,, \quad (3.25)$$

- для гибких упоров в виде круглых стержней при $l/d > 4{,}2$

$$P_{rd} = d_{an}^2\sqrt{10R_b}\,, \quad (3.26)$$

для гибких упоров в виде круглых стержней должно быть, кроме того, выполнено условие

$$S_h \le 0{,}063d_{an}^2\gamma_c R_y\,, \quad (3.27)$$

где t_{fr} – сумма радиуса закругления и наибольшей толщины полки профиля, см;

t_w – толщина стенки профиля, см;

l – длина круглого стержня гибкого упора, см;

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

b_{dr} – ширина площади смятия бетона упором, см;

R_b, R_y, γ_c – принимаются согласно 6.2.1.3.

- для гибких уголковых упоров P_{rd} принимается на основании НД, разработанных и утвержденных в установленном порядке с участием предприятия-изготовителя упоров.

3.1.5.11 Сдвигающее усилие S_h, кН, приходящееся на один наклонный упор из арматурной стали круглого сечения (гладкого или периодического профиля) или на одну ветвь петлевого упора , должно соответствовать следующим условиям:

$$S_h \le 0{,}1A_{an}\gamma_c R_y \cos\alpha + d_{an}^2\sqrt{10R_b}\sin\alpha, \quad (3.28)$$

$$S_h \le 0{,}1A_{an}\gamma_c R_y (\cos\alpha + 0{,}8\sin\alpha), \quad (3.29)$$

где A_{an} – площадь поперечного сечения стержня упора или ветви упора, см^2;

α – угол наклона упора к поверхности стальной конструкции.

Для упоров, разведенных в плане, в формулы (3.28) и (3.29) вместо $\cos\alpha$ следует подставлять произведение $\cos\alpha \cdot \cos\beta$, где β – угол между горизонтальной проекцией упора и направлением действия сдвигающей силы.

Сдвигающее усилие, воспринимаемое сжатыми наклонными упорами, не должно превышать 25 % полного сдвигающего усилия, действующего на рассчитываемом участке.

3.1.5.12 При объединении железобетонной части со стальной с помощью наклонных упоров из полосовой стали толщиной t_{an} от 8 до 20 мм и шириной от 20 до 80 мм сдвигающее усилие S_h, приходящееся на один упор или одну ветвь петлевого упора, следует проверять по формуле (3.28), заменяя d_{an}^2 выражением $t_{an}\sqrt{A_{an}}$ (где t_{an} – см).

3.1.5.13 Если наклонные или вертикальные упоры находятся в высоком железобетонном ребре и применяются для восприятия в нем главных растягивающих напряжений, растягивающие усилия в наклонных упорах следует определять как в арматурных отгибах обычного железобетона, а в

вертикальных упорах – аналогично усилиям в хомутах обычного железобетона. Допускается достаточность сечения упора для восприятия в нем этого растягивающего усилия и сдвигающей силы между железобетоном и сталью проверять независимо и значения усилий не суммировать.

3.1.5.14 Расчет конструкции объединения на жестких упорах следует выполнять из условия

$$S_h \leq 2R_b A_{b,dr}, \tag{3.30}$$

где S_h — сдвигающее усилие, приходящееся на один упор при расчете по прочности; $A_{b,dr}$ — площадь поверхности смятия бетона упором.

При сборной железобетонной плите и расположении упоров в проемах плиты расчетное сопротивление R_b следует принимать по классу бетона плиты, а толщину подливки не включать в площадь смятия. При расположении упоров в продольных швах плиты площадь смятия следует учитывать полностью, а расчетные сопротивления принимать по классу бетона замоноличивания швов.

Если жесткие упоры расположены в железобетонном ребре или вуте, предельные значения S_h следует уменьшать, умножая правые части формулы (9.9а) на 0,9 при $1{,}5b_{dr} \geq b_{rib} > 1{,}3b_{dr}$ и на 0,7 при $b_{rib} \leq 1{,}3b_{dr}$, где b_{dr} — ширина площади смятия бетона упором, b_{rib} — ширина ребра или вута на уровне центра тяжести расчетной площади смятия бетона упором.

3.1.5.15 Расчет упоров на концевое отрывающее усилие S_{ab} выполняется по СП 16.13330 как конструкции, работающей на растяжение.

3.2 Моделирование в расчетных комплексах

3.2.1 Общие положения

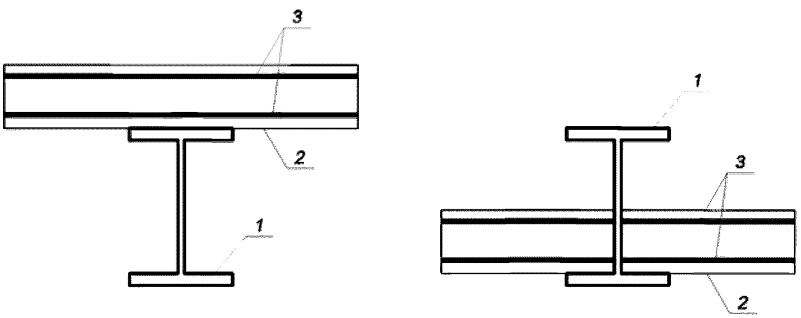
При выполнении автоматизированных расчетов комбинированных балок напряжения в элементах сечения следует определять, руководствуясь указаниями СП 266.1325800.2016 (6.2.1.1).

Для сечения элемента должны быть выполнены расчеты по прочности и трещиностойкости. Также необходимо иметь возможность определения напряженно-деформированного состояния элемента при заданных усилиях.

Расчет по прочности проводится для усилий от расчетных нагрузок. Расчет по трещиностойкости проводится для усилий от нормативных нагрузок.

3.2.2 Сечение балки

При моделировании должна быть возможность задать сечения с верхним или нижним расположением плиты относительно пояса стальной балки (рисунок 3.8). Свесы плиты могут быть как равной длины, так и неравной длины. В общем случае арматура может быть размещена вдоль как верхней так и нижней поверхностей плиты. В частном случае один или оба слоя арматуры могут отсутствовать. Гибкую арматуру в сечении допускается моделировать как тонкую пластину соответствующей площади арматуры.



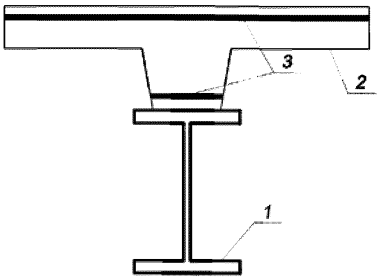
а) расположение плиты по верхнему поясу

б) расположение плиты по нижнему поясу

1 — стальная балка; *2* — бетон; *3* — гибкая арматура

Рисунок 3.8 – Моделирование сечения комбинированной балки с различным расположением плиты

При расположении плиты по верхнему поясу балки может задаваться ребро плиты (рисунок 3.9) или профилированный лист. Должно быть предусмотрено размещение арматуры вдоль нижней стороны ребра.

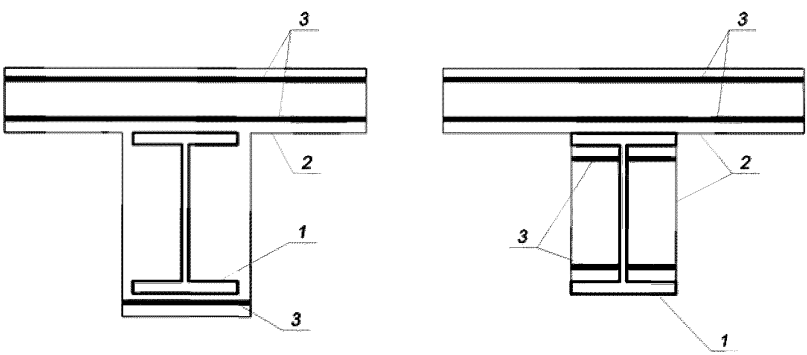


1 –стальная балка;
2 – бетон;
3 – гибкая арматура

Рисунок 3.9 – Моделирование сечения комбинированной балки с плитой с ребром

В случае полностью обетонированной комбинированной балки жесткая арматура моделируется внутри бетона (рисунок 3.10.а).

При частичном обетонировании жесткой арматуры бетон моделируется соответственно (рисунок 3.10.б). Предполагается, что бетон заполняет все пространство между полками профиля. Арматура может быть расположена и в бетоне стенки.



а) полностью обетонированной б) частично обетонированной

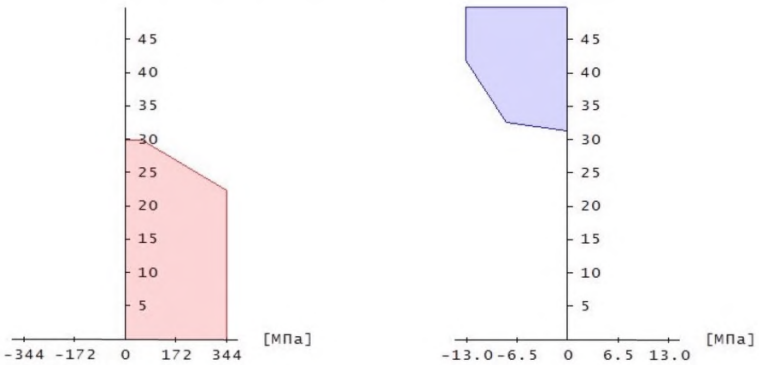
1 — жесткая арматура; *2* — бетон; *3* — гибкая арматура

Рисунок 3.10 – Моделирование сечения комнированной балки с обетонированной жесткой арматурой

3.2.3 Расчет сечения балки по прочности

Расчет проводится на основе диаграмм деформирования бетона, арматуры и конструкционной стали. Для сжатого бетона применяется одна из двух расчетных диаграмм согласно СП 63.13330.2012 (6.1.20, 6.1.21). Для арматуры в зависимости от ее класса применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно СП 63.13330.2012 (6.2.14, 6.2.15). Для конструкционной стали применяется диаграмма согласно СП 16.13330.2017 (п.4.2.4 и рисунок В.1 приложения В). Если не допускается пластическая деформация конструкционной стали, то предельная деформация принимается равной $\gamma_c R_y / E_{st}$.

При расчете по прочности определяется отношение усилий в элементе к предельно допустимым усилиям с учетом коэффициентов условия работы и коэффициентов надежности по СП 266.1325800.2016 (4.3.5). Данное отношение должно быть менее или равно 1 для обеспечения прочности сечения. Для контроля автоматизированных расчетов желательно выводить деформации и напряжения для предельного состояния, усилия в железобетонной и стальной частях сечения, а также эпюры напряжений в стали и в бетоне по сечению (рисунок 3.11).



а) в стали б) в бетоне

Рисунок 3.11 – Эпюры напряжений в частях сечения при действии момента M_2

При выполнении условия прочности сталежелезобетонного сечения определяется сдвигающее усилие S_i по шву объединения плиты и профиля между расчетными сечениями i и $(i+1)$. Значение S_i вычисляется по формуле

$$S_i = \left| N_{bi} - N_{b(i+1)} \right|. \quad (3.30)$$

Здесь N_{bi} и $N_{b(i+1)}$ - продольные силы в железобетонной плите для расчетных сечений i и $(i+1)$.

При выполнении условия прочности сталежелезобетонного сечения проверяется прочность стенки стального профиля. Проверка проводится по СП 16.13330.2011 (подраздел 8.2). Затем проверяется устойчивость стенки стального профиля. Проверка проводится согласно СП 16.13330.2011 (8.5.7) в случае, если в стенке профиля возникают сжимающие деформации, не превышающие по абсолютной величине значения R_y/E_{st}.

3.2.4 Расчет балки по трещиностойкости

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, выполняется согласно СП 63.13330.2012 (8.2.14, 8.2.15) с учетом положений 3.1.4 настоящего стандарта организации.

Изгибающий момент при образовании трещин определяется по предельному состоянию растянутого бетона. При этом учет продольной силы N возможен одним из двух способов. Если продольная сила и изгибающий момент возникают от действия разных источников нагрузок, то следует положить $N = const$, а если они возникают от действия одного источника нагрузок и возрастают одновременно, то следует положить $e_y = \frac{M_y}{N} = const$.

Расчет проводится на основе нелинейной деформационной модели. Изгибающий момент $M_{y,crc}$ при образовании трещин, а также напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы по СП 63.13330.2012 (формулы 8.128, 8.137), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона, арматуры и конструкционной стали. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s, через которые по СП 63.13330.2012 (формула 8.136), вычисляется базовое

расстояние l_s между трещинами, определяются непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $x_t \geq 2a$, $x_t \leq h/2$, где a – расстояние от наиболее растянутой арматуры до ближайшей границы железобетонной части сечения, h - высота железобетонной части сечения.

Определение напряженно-деформированного состояния сечения балки

Для заданных усилий от нормативных нагрузок определяются деформации и напряжения, возникающие в бетоне, арматуре и конструкционной стали, усилия в железобетонной и стальной частях сечения. Желательно построение графика зависимости кривизны от изгибающего момента $k(M)$ (рисунок 3.12).

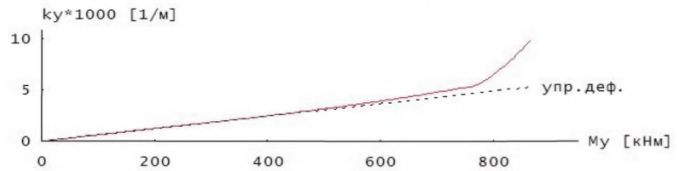


Рисунок 3.12 – Пример графика зависимости кривизны от момента для балки

На основе полученной зависимости $k(M)$ вычисляется значение локальной жесткости D элемента с учетом нелинейных свойств материалов и наличия трещин. Вычисления производятся по формуле $D = \Delta M/\Delta k$, где знак Δ означает разность значений. Пример графика зависимости $D(M)$ приведена на рисунке 3.13.

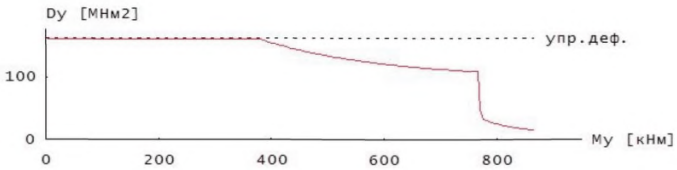


Рисунок 3.13 – Пример зависимости жесткости от момента для балки

4 Колонны с жесткой арматурой, обетонированные полностью

4.1 Расчеты

4.1.1 Ниже приведены расчеты колонн (или любых других внецентренно сжатых элементов) с жесткой арматурой в виде двутавра. Для стальной части сечения использованы диаграмма работы как для идеального жескопластического материала по СП 266.1325800.2016 (6.2.1.6 и 6.2.1.10).

Расчет по прочности на внецентренное сжатие следует производить из условия равновесия по СП 266.1325800.2016 (7.1.2.1 и формула (7.1)). Эксцентриситет приложения продольной силы e_1 принимается по правилам СП 266.1325800.2016 (7.1.2.4 и формула (7.5)) с учетом влияния продольного изгиба стержня, учитываемого коэффициентом η, определяемого по СП 266.1325800.2016 (7.1.2.5, формулы 7.6, 7.7), и эксцентриситетов продольной силы относительно центра тяжести поперечного сечения e_0 и случайного e_a, определяемых по СП 266.1325800.2016 (7.1.1.5-7.1.1.6).

В соответствии с требованиями СП 266.1325800.2016 (7.1.1.7) расчет внецентренно сжатых элементов проводится как в плоскости расчетного эксцентриситета продольного усилия, так и в нормальной к ней плоскости, в которой эксцентриситет e_0 принимается равным случайному e_a. При этом в обоих плоскостях учитывается влияние прогиба посредством коэффициента η.

Расчет по прочности сечения при приложении продольной силы с эксцентриситетом в двух плоскостях (косой изгиб со сжатием) выполняется по условию СП 266.1325800.2016 (7.3).

4.1.2 Высота сжатой зоны бетона определяется из условий равновесия усилий, действующих в рассматриваемом нормальном сечении элемента. В общем виде данное условие приведено в СП 266.1325800.2016 (формула (7.2)).

В общем случае высота сжатой зоны бетона определяется методом последовательных приближений. При этом, на каждом шаге расчета назначается положение границы сжатой зоны, затем проверяется выполнение условий равновесия. Если относительная погрешность выполнения условий

равновесия велика, то выполняется уточнение положения границы сжатой зоны и повторный расчет.

4.1.3 Наиболее точные результаты дает расчет с использованием диаграмм деформирования бетона, стального сердечника и стержневой арматуры. При выполнении расчета в стали сердечника и в стали стержневой арматуры допускаются пластические деформации, не превышающие предельные величины, приведенные в СП 16.13330, СП 63.13330 и СП 266.1325800. Работа растянутого бетона, как правило, не учитывается. Работу растянутого бетона допускается учитывать при использовании бетонов класса по прочности на сжатие более В80 и фибробетонов. При учете работы растянутого бетона формулы, приведенные ниже, следует корректировать, вводя дополнительное слагаемое $R_{bt}A_b$, где R_{bt} – прочность бетона на растяжение, A_{bt} – площадь сечения растянутого бетона.

4.1.4 При определении высоты сжатой зоны допускается вводить следующие упрощающие расчетные допущения.

1) Эпюра напряжений в сжатой зоне бетона принимается постоянной (прямоугольной) с ординатой, равной расчетному сопротивлению бетона.
2) Эпюры напряжений в стальном сердечнике в сжатой и растянутой его частях принимаются постоянными (прямоугольными) с ординатами, равными расчетным сопротивлениям стали при растяжении и сжатии.
3) Напряжения в сжатой части стального сердечника и в сжатой стержневой арматуре принимаются не больше величины, соответствующей условиям совместной работы стали и бетона.
4) Если по результатам расчета граница сжатой зоны располагается в пределах полки (при рассмотрении изгиба в плоскости наибольшей жесткости) или стенки (при рассмотрении изгиба в плоскости наименьшей жесткости) стального сердечника, то в запас прочности работа этой полки или стенки не учитывается.

Далее в 4.1.5-4.1.14 приводятся формулы расчета высоты сжатой зоны внецентренно сжатых элементов при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$.

4.1.5 Случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда **нейтральная ось лежит за пределами поперечного сечения** (сжатие с малым эксцентриситетом) и все поперечное сечение является сжатым.

Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле:

$$x = \frac{N - R_y A_{st} - 2R_{sc}A'_s + R_b(2A'_s + A_{st})}{R_b b}. \quad (4.1)$$

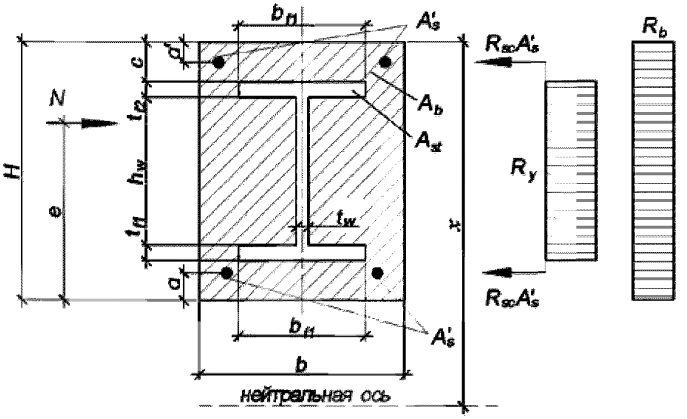


Рисунок 4.1 – Случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось лежит за пределами поперечного сечения

4.1.6 Случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда **нейтральная ось не пересекает двутавр и лежит между гибкой арматурой и полкой двутавра**.

Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле:

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_y A_{st} - R_{sc}A'_s + R_b(A'_s + A_{st})}{R_b b}. \quad (4.2)$$

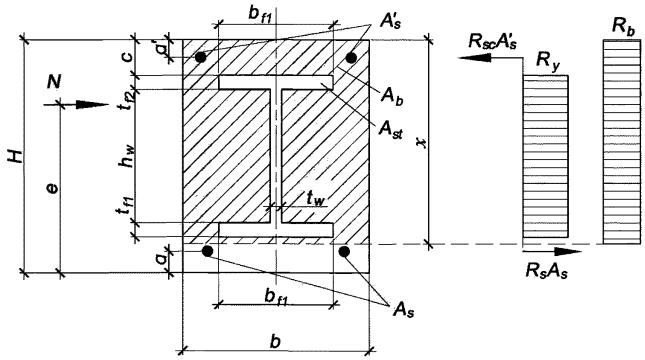


Рисунок 4.2 – Случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось не пересекает двутавр и лежит между гибкой арматурой и полкой двутавра

4.1.7 Случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда **нейтральная ось пересекает полку двутавра, сечение двутавра работает как внецентренно сжатый тавр**.

Данный случай является, как правило, наиболее предпочтительным при подборе поперечного сечения сталежелезобетонного элемента. В результате его реализации проектируемое сечение получается, как правило, наиболее экономичным.

Если при определении величины x по формуле (4.2) окажется, что нейтральная ось пересекает профиль жесткой арматуры, а при проверке по формуле (4.3) – не пересекает профиля (весь профиль находится в сжатой зоне), то расчет следует производить, полагая, что нейтральная ось проходит в пределах толщины нижней (на рисунке) полки профиля жесткой арматуры.

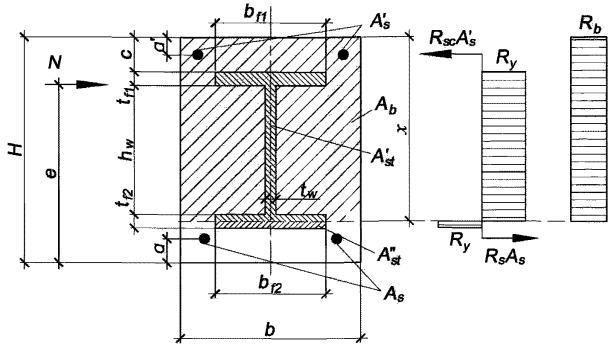


Рисунок 4.3 – Случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось пересекает полку двутавра, сечение двутавра работает как внецентренно сжатый тавр

4.1.8 Случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда **нейтральная ось пересекает стенку двутавра**.

Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле:

$$x = \frac{N+R_sA_s+R_bA'_s-R_{sc}A'_s-(R_b-R_y)[t_w(t_{f1}+c)-b_{f1}t_{f1}]+R_y[t_w(h_w+t_{f1}+c)+b_{f2}t_{f2}]}{R_bb+R_yt_w-t_w(R_b-R_y)}. \quad (4.3)$$

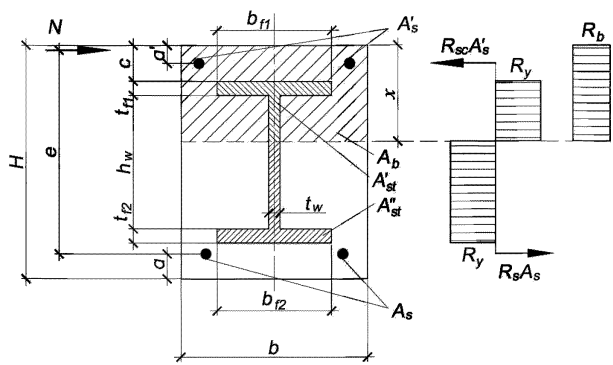


Рисунок 4.4 – Случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось пересекает полку двутавра, сечение двутавра работает как внецентренно сжатый тавр

4.1.9 Случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда **нейтральная ось пересекает полку двутавра, а сечение двутавра работает как внецентренно растянутый тавр**.

Данный случай соответствует значительным эксцентриситетам и работа сечения не может считаться оптимальной, поскольку площадь растянутого бетона значительно превышает площадь сжатого и в расчете не учитывается. Если в результате расчета расположение сжатой зоны поперечного сечения соответствует рисунку 4.5 или её величина еще меньше, следует изменить поперечное сечение элемента (развить его размер в направлении, соответствующим действию изгибающего момента, увеличить номер двутавра жесткой арматуры и т.д.).

Если при определении величины x по формуле (4.3) окажется, что нейтральная ось не пересекает профиль жесткой арматуры (весь профиль находится в растянутой зоне), а при проверке по формуле (4.4) – пересекает стенку профиля, то расчет следует производить, полагая, что нейтральная ось проходит в пределах толщины верхней (на рисунке) полки профиля жесткой арматуры.

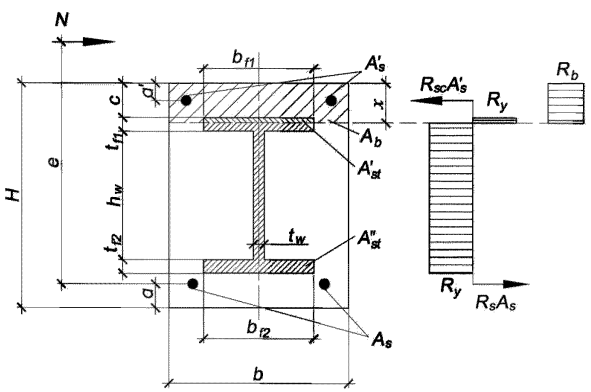


Рисунок 4.5 – Случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось пересекает полку двутавра, а сечение двутавра работает как внецентренно растянутый тавр

4.1.10 Случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда **нейтральная ось не пересекает двутавр и расположена между гибкой арматурой и полкой двутавра; весь двутавр находится в растянутой зоне.**

Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле:

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s + R_y A_{st} + R_b A'_f}{R_b b}. \quad (4.4)$$

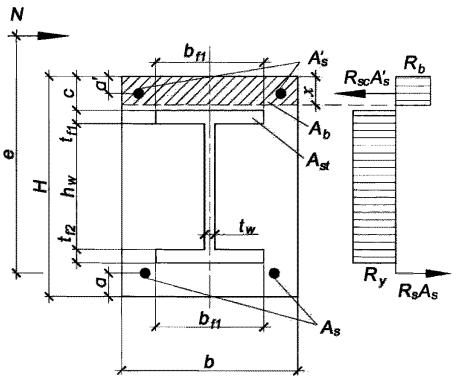


Рисунок 4.6 – Случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось не пересекает двутавр и расположена между гибкой арматурой и полкой двутавра; весь двутавр находится в растянутой зоне

4.1.10 Случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда **нейтральная ось лежит за пределами поперечного сечения** (сжатие с малым эксцентриситетом) и все поперечное сечение является сжатым.

Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле (4.1).

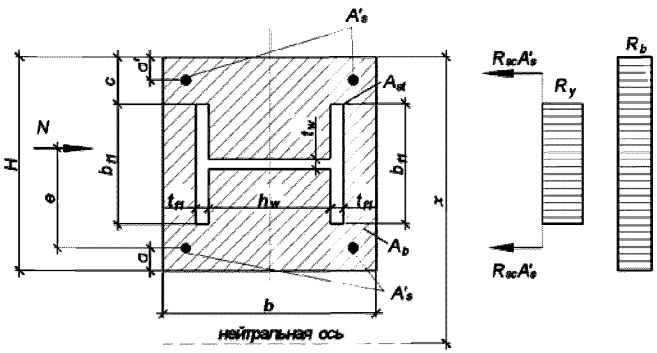


Рисунок 4.6 – Случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось лежит за пределами поперечного сечения (сжатие с малым эксцентриситетом) и все поперечное сечение является сжатым

4.1.11 Случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда **нейтральная ось не пересекает двутавр и лежит между гибкой арматурой и полкой двутавра**.

Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле (4.1.2).

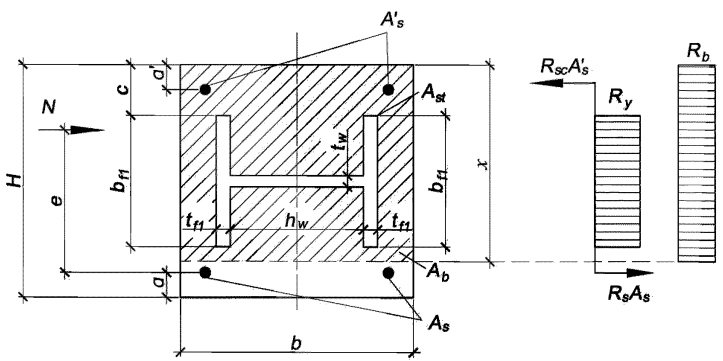


Рисунок 4.7 - Случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось не пересекает двутавр и лежит между гибкой арматурой и полкой двутавра

4.1.12 Случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда **нейтральная ось пересекает полки двутавра, стенка и более половины ширины полок сжаты**. Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле:

$$x = \frac{N+R_s A_s+R_b A'_s-R_{sc}A'_s+2R_y t_{f1}(b_{f1}+2c)-2R_b t_{f1}c+h_w t_w(R_b-R_y)}{R_b b+2t_{f1}(2R_y-R_b)}. \qquad (4.5)$$

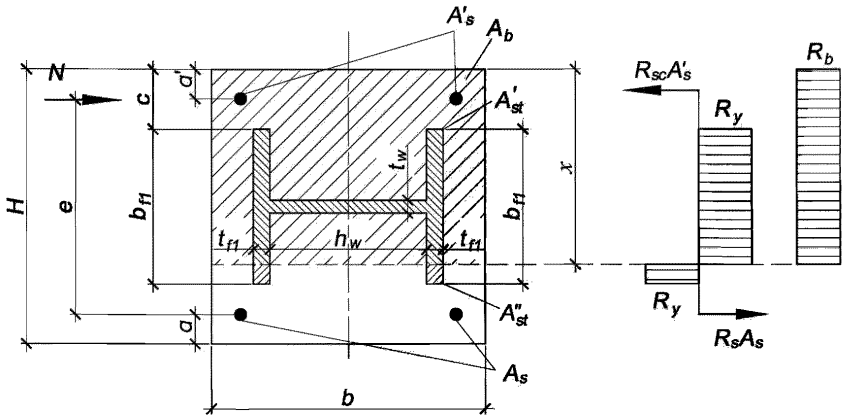


Рисунок 4.8 – Случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось пересекает полки двутавра, стенка и более половины ширины полок сжаты

4.1.13 Случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда **нейтральная ось пересекает стенку двутавра, половина ширины полок сжата, половина ширины полок – растянута** (стенка в работе сечения не участвует).

Если при определении величины x по формуле (4.5) окажется, что стенка профиля и большая часть полок находятся в растянутой зоне, а при проверке по формуле (4.6) – находятся в сжатой зоне, то расчет следует производить, полагая, что нейтральная ось проходит в пределах толщины стенки профиля жесткой арматуры.

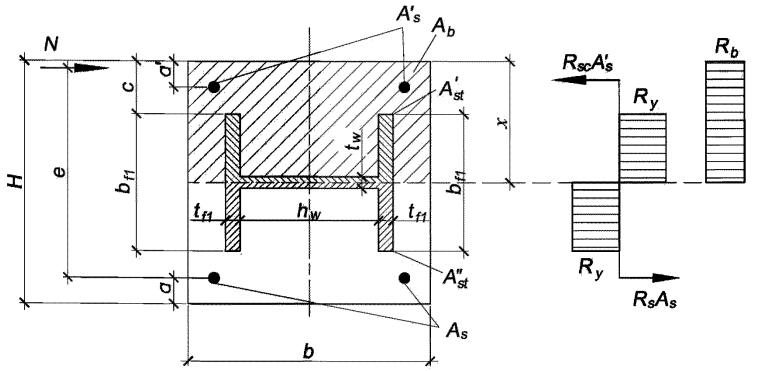


Рисунок 4.9 – Случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось пересекает стенку двутавра, половина ширины полок сжата, половина ширины полок – растянута

4.1.14 Случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда **нейтральная ось пересекает полки двутавра, менее половины ширины полок сжата, более половины ширины полок и стенка – растянуты**. Данный случай соответствует значительным эксцентриситетам и работа сечения не может считаться оптимальной, так как растянутый бетон, занимающий большую часть поперечного сечения, не работает и не учитывается расчетом. Если по расчетам сжатая зона поперечного сечения соответствует рисунку 4.10 или еще меньше, следует изменить поперечное сечение элемента (изменить ориентацию двутавра в поперечном сечении, развить его размер в направлении, соответствующим действию изгибающего момента, увеличить номер двутавра жесткой арматуры и т.д.). Расчет положения границы сжатой зоны выполняется по формуле:

$$x = \frac{N+R_sA_s+R_bA'_s-R_{sc}A'_s+R_y(2b_{f1}t_{f1}+4ct_{f1}+h_wt_w)-2R_bt_{f1}c}{R_bb+2t_{f1}(2R_y-R_b)}. \quad (4.6)$$

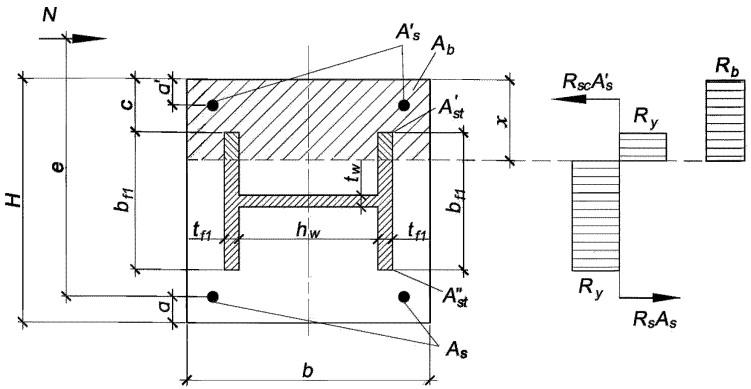


Рисунок 4.10 – Случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось пересекает полки двутавра, менее половины ширины полок сжата, более половины ширины полок и стенка – растянуты.

4.1.15 Во всех рассмотренных случаях при конструктивном армировании A_s и A'_s величины R_bA_s и $R_bA'_s$ допускается не учитывать.

4.1.16 Для поперечных сечений, у которых $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$ высоту сжатой зоны следует определять по формуле

$$x = h_0 \frac{[N-(R_y-R_b)A'_{st}-R_{sc}A'_s](1-\xi_R)+(R_yA''_{st}+R_sA_s)(1+\xi_R)}{R_bbh_0(1-\xi_R)+(R_yA_{st}+R_sA_s+R_{sc}A'_s)} \quad (4.7)$$

4.2 Моделирование в расчетных комплексах

4.2.1 Общие положения

При выполнении автоматизированных расчетов колонн с жесткой арматурой необходимо руководствоваться указаниями СП 266.1325800.2016 (7.1.1.2).

Для сечения элемента должны быть выполнены расчеты по прочности и трещиностойкости. Также необходимо иметь возможность определения напряженно-деформированного состояния элемента при заданных усилиях.

Расчет по прочности проводится для усилий от расчетных нагрузок. Расчет по трещиностойкости проводится для усилий от нормативных нагрузок.

4.2.2 Сечение колонны

В данном руководстве рассматривается сечение колонны в виде полностью обетонированного двутавра (рисунок 1.3).

В случае сечения с полностью обетонированным двутавром рассматриваются две схемы армирования: 1) арматура размещается в углах сечения, 2) арматура размещается вдоль контура сечения.

Двутавр может выбираться из сортамента прокатных двутавров или может быть сварным. В случае полностью обетонированного двутавра должен быть предусмотрен учет вытеснения бетона сечением двутавра.

4.2.3 Расчет сечения колонны по прочности

Расчет проводится на основе диаграмм деформирования бетона, арматуры и конструкционной стали. Для сжатого бетона применяется одна из двух расчетных диаграмм согласно СП 63.13330.2012 (6.1.20 и 6.1.21). Для арматуры в зависимости от ее класса применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно по СП 63.13330.2012 (6.2.14, 6.2.15). Для конструкционной стали применяется диаграмма согласно СП16.13330.2011 (приложение В). Если не допускается пластическая деформация конструкционной стали, то предельная деформация принимается равной $\gamma_c R_y / E_{st}$.

При расчете колонны учитывается влияние прогиба путем умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η. Коэффициент η вычисляется по СП 266.1325800.2016 (7.1.2.5).

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения с учетом случайного эксцентриситета e_a согласно СП 266.1325800.2016 (7.1.1.5). При расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N}+e_a$, а при расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$.

При расчете по прочности определяются предельные усилия и коэффициент надежности γ_{ult}. Коэффициент надежности γ_{ult} вычисляется как отношение предельных усилий к действующим усилиям. При $\gamma_{ult} \geq 1$ несущая способность сечения обеспечена. Для контроля автоматизированных расчетов желательно выводить деформации и напряжения для предельного состояния, усилия в железобетонной и стальной частях сечения, а также эпюры напряжений по сечению в стали и в бетоне (рисунок 4.11).

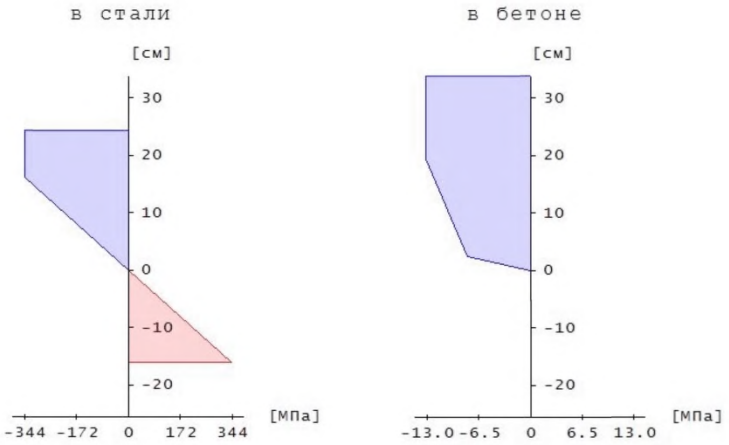


Рисунок 4.11 – Пример эпюр напряжений в колонне

4.2.4 Расчет сечения колонны по трещиностойкости

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, выполняется согласно по СП 63.13330.2012 (8.2.14, 8.2.15).

Изгибающие моменты при образовании трещин определяются по предельному состоянию растянутого бетона. При этом учет продольной силы N возможен одним из двух способов. Если продольная сила и изгибающие моменты возникают от действия разных источников нагрузок, то следует положит $N = const.$, а если они возникают от действия одного источника нагрузок и возрастают одновременно, то следует положить $e_y = M_y/N = const$ и $e_z = M_z/N = const.$

Расчет проводится на основе нелинейной деформационной модели. Изгибающие моменты $M_{y,crc}$ и $M_{z,crc}$ при образовании трещин, а также напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы СП 63.13330.2012 (формулы (8.128), (8.137)), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона, арматуры и конструкционной стали. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь

сечения растянутой арматуры A_s, через которые по формуле СП 63.13330.2012 (формула (8.136)) вычисляется базовое расстояние l_s, между трещинами, определяются непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $x_t \geq 2a$, $x_t \leq h/2$, где a – расстояние от наиболее растянутой арматуры до ближайшей границы железобетонной части сечения, h – сумма высот растянутой и сжатой зон железобетонной части сечения. Значение A_s определяется как сумма площадей A_{si} арматурных слоев с учетом средних по слою деформаций растяжения ε_i по формуле $A_s = \sum_i A_{si}(\varepsilon_i/\varepsilon_{max})$, где ε_{max} – деформация наиболее растянутой арматуры.

4.2.5 Определение напряженно-деформированного состояния сечения колонны

При расчете данного вида для заданных усилий от нормативных нагрузок определяются деформации и напряжения, возникающие в бетоне, арматуре и конструкционной стали, усилия в железобетонной и стальной частях сечения. Желательно построение зависимости кривизны от изгибающего момента $k(M)$ (рисунок 4.12).

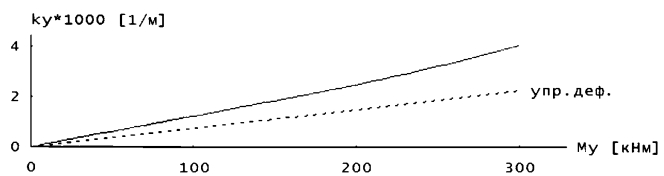


Рисунок 4.12 – Пример зависимости кривизны от момента для колонны

На основе полученной зависимости $k(M)$ вычисляется значение локальной жесткости D элемента с учетом нелинейных свойств материалов и наличия трещин. Вычисления производятся по формуле $D = \Delta M/\Delta k$, где знак Δ означает разность значений. Примеры зависимости $D(M)$ приведены на рисунке 4.13

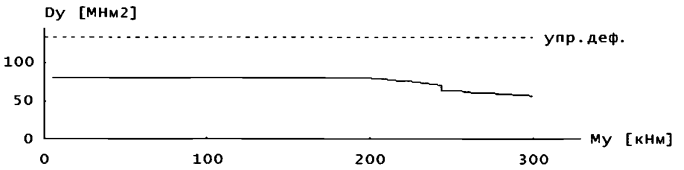


Рисунок 4.13 – Пример зависимости жесткости от момента для колонны

5 Проектирование узлов и деталей сталежелезобетонных конструкций

5.1Сцепление бетона и стали без дополнительных устройств

5.1.1 При рассмотрении сопротивления сдвигу по контакту между сталью и бетоном в местах приложения нагрузки следует учитывать внутренние силы, моменты, возникающие от элементов, прикрепленных по концам, и нагрузки, действующие по длине элемента, распределяемые между сталью и бетоном.

5.1.2 поперечному сдвигу (например, при действии местных поперечных нагрузок и концевых моментов), то следует обеспечивать передачу соответствующих продольных касательных напряжений между сталью и бетоном.

5.1.3 Если в местах приложения нагрузки или изменения поперечного сечения превышено расчетное значение сопротивления сдвигу τ_{Rd}, то в этих местах следует предусматривать установку упоров.

Если поверхность стального сечения, контактирующая с бетоном, не окрашена, обезжирена, без окалины или ржавчины, то в качестве τ_{Rd} можно использовать значения, приведенные в таблице 5.1.

Таблица 5.1

Тип поперечного сечения	τ_{Rd}, МПа
Полностью обетонированные стальные профили	0,30
Полки частично обетонированных сечений	0,20
Стенки частично обетонированных сечений	0,00

Значение τ_{Rd}, приведенное в таблице 5.1 для поперечных сечений с полным обетонированием, применяют в сечениях с толщиной защитного слоя не менее 40 мм и при наличии поперечного и продольного армирований в соответствии с СП 266.1325800.2016 (8.3.5 и 8.3.6).

5.1.4 При отсутствии более точного метода, длина приложения нагрузки не должна превышать $2b$ или $L/3$, где b– минимальный поперечный размер колонн, а L –длина колонны.

5.1.5 Если гибкие упоры прикреплены к стенке полностью или частично обетонированного стального двутаврового или подобного ему сечения, то следует учитывать значения силы трения от ограничения бокового расширения бетона смежными стальными полками, которые добавляются к расчетному сопротивлению соединительных деталей. Дополнительную несущую способность можно принять равной $\mu P_{rd}/_2$ для каждой полки и для каждого горизонтального ряда с упорами, как показано на рисунке 9.2, где μ – соответствующий коэффициент трения, а P_{rd} – несущая способность отдельного гибкого упора, принимается в соответствии с СП 63.13330.2012 (9.1.2.1) в зависимости от типа упора. Для неокрашенных стальных сечений значение μ допускается принимать равным 0,5. Расположение упоров принимают в соответствии с рисунком 5.1.

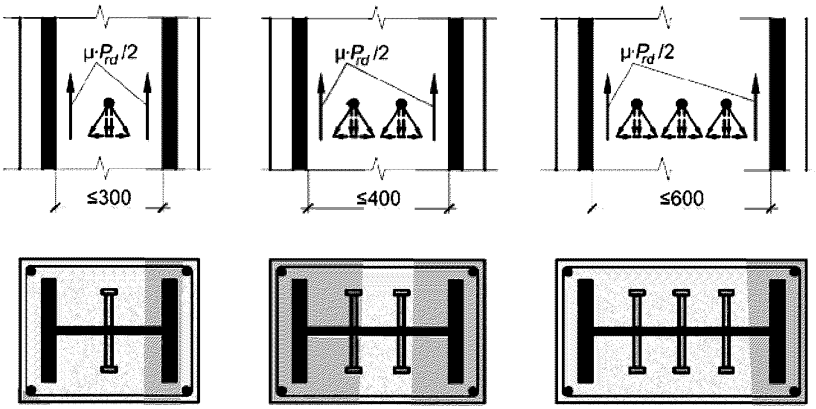


Рисунок 5.1 - Схемы установки гибких упоров в сталежелезобетонном элементе на примере сечения с жесткой арматурой двутаврового очертания.2 Стад-болты и уголковые упоры

5.2. Стад-болты, гибкие уголковые и жесткие упоры

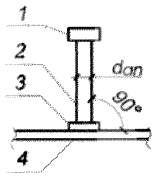
5.2.1 Гибкие и жесткие упоры обеспечивают совместную работу стального элемента и бетона в сталежелезобетонных конструкциях.

5.2.2 Совместная деформация (работа) профилированного настила с бетоном должна обеспечиваться с помощью устройств для механического сцепления: гибких или жестких упоров, закрепленных на опорах по концам настила или деформированием гофров на концах настила.

Наиболее эффективные устройства для обеспечения совместной деформации (работы) настила с бетоном – упоры двух типов: – стержневые (гибкие упоры) или уголковые (гибкие упоры).

5.2.3 Стержневые упоры (стад-болты) выполняют в виде калиброванных стальных стержней диаметром от 10 до 25 мм с круглой головкой, приваренных к стальному опорному элементу (рисунок 5.2). Предел текучести стали стад-болтов – не менее 350 Н/мм^2, относительное удлинение при разрыве – не менее 20%.

Упоры в виде шпилек с головкой выполняют по ГОСТ Р 55738.

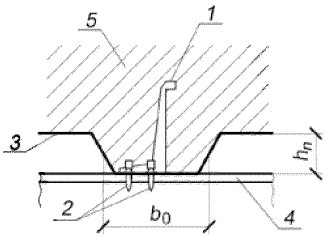


1— головка упора; *2* — упор; *3* — сварка; *4* — стальной опорный элемент

Рисунок 5.2 – Стержневой упор (стад-болт)

5.2.4 Уголковые гибкие упоры представляют собой холодноформованный стальной профиль Z-образного сечения (рисунок 5.3), закрепленный одной полкой к стальному опорному элементу с помощью дюбелей.

Материал упоров – оцинкованная сталь толщиной от 2 до 2,5 мм с пределом текучести от 270 до 350 МПа.



1— уголковый упор; 2 — дюбель; 3 — настил; 4 — опорная балка; 5 — бетон плиты

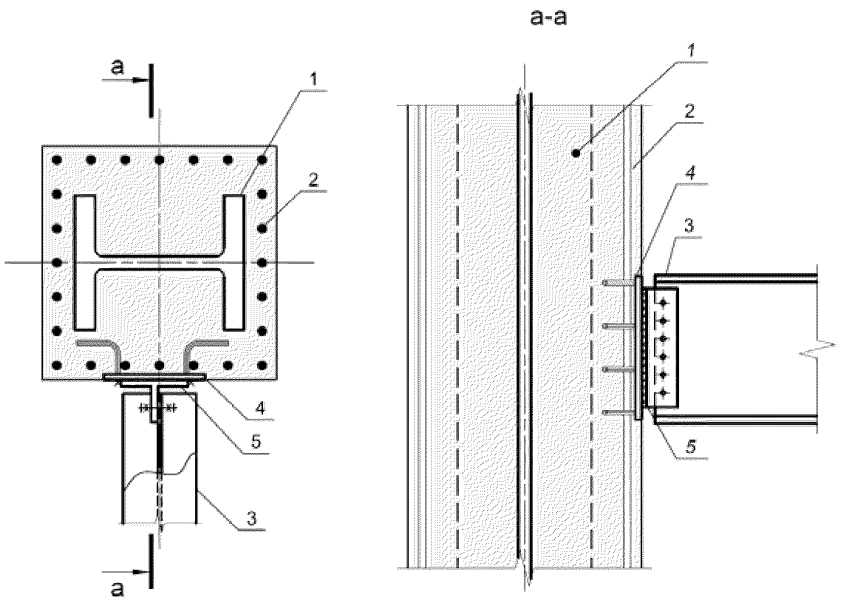
Рисунок 5.3 – Расположение уголкового упора вдоль оси балки

5.2.5 Расчет сдвиговых соединений выполняется согласно СП 266.1325800.2016 (6.2.4 и разделу 9), а также 3.1.5. Пример расчета приведен в 6.2.4.

5.2.6 Конструктивные требования к расположению упоров приведены в СП 266.1325800.2016 (8.1.3, 8,2, 8.3.9, 8.4.3.2).

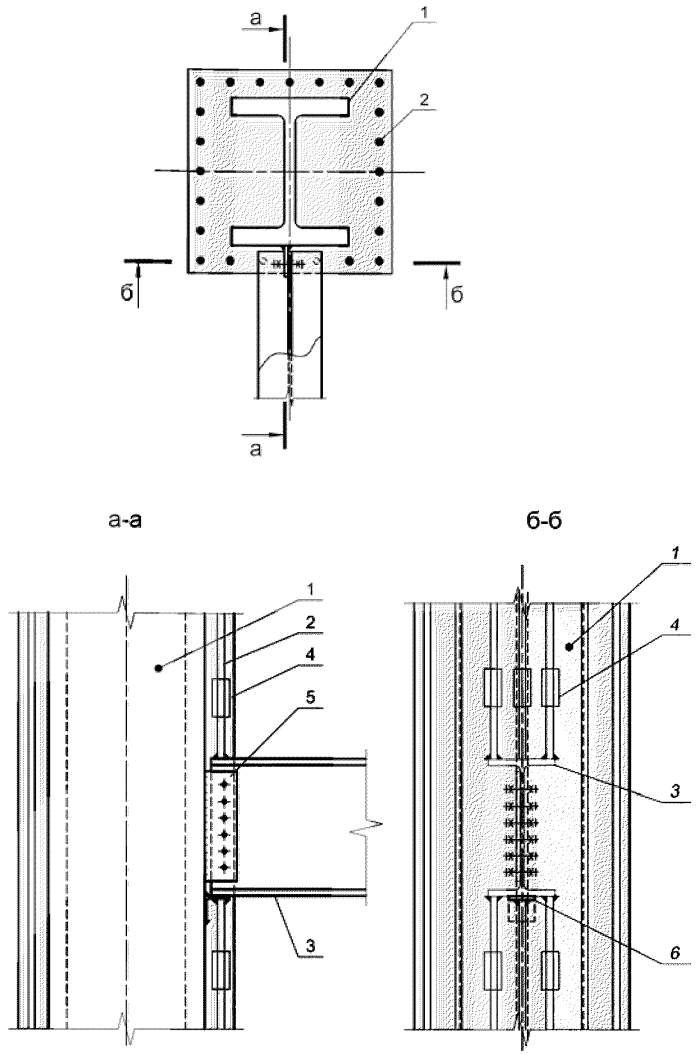
5.3 Узлы сопряжения стальных балок с колоннами с жесткой арматурой

Опирание стальной балки к колонне с жесткой арматурой может осуществляться путем организации узла соединения либо к бетонной части колонны через закладную деталь (рисунок 5.4), либо непосредственно к жесткой арматуре через стальные элементы (рисунок 5.5).



1 – жесткая арматура, *2* – гибкая арматура, *3* – стальная балка, *4* – закладная деталь, *5* – флажок

Рисунок 5.4 – Узел опирания стальной балки к бетонной части сталежелезобетонной колонны через закладную деталь



1 – жесткая арматура, *2* – гибкая арматура, *3* – стальная балка, *4* – соединительная муфта гибкой арматуры, *5* – флажок, *6* - монтажный столик

Рисунок 5.5 – Узел опирания стальной балки к жесткой арматуре сталежелезобетонной колонны через стальной флажок (хомуты и шпильки условно не показаны)

6 Примеры расчета конструкций

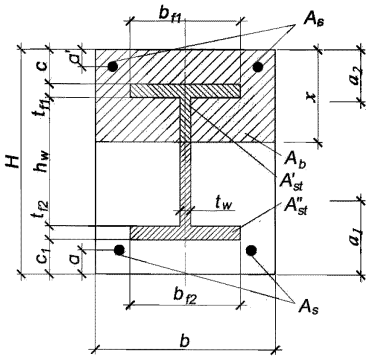
6.1 Перекрытия с профилированным настилом

Для профилированных листов по СТО 573938459-001-2010 [11] и СТО 57398459-30-2008 [13] ООО «Стальные конструкции – Профлист» примеры расчетов приведены в СТО 57398459-035-2014 [14] и в СТО 57398459-002-2011.

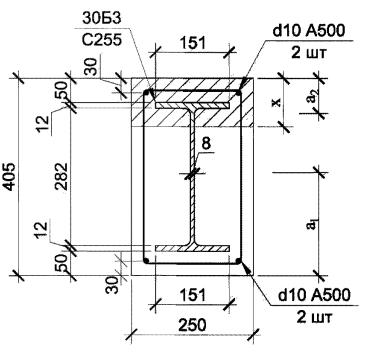
6.2 Комбинированные балки

6.2.1 Расчет балки прямоугольного сечения с жесткой арматурой из двутавра

Пример 1. Дано: сталежелезобетонная балка прямоугольного поперечного сечения с размерами по рисунку 6.1. Бетон класса по прочности на сжатие В30. Стальной сердечник – двутавр №30 Б3 по ГОСТ Р 57837-2017 из стали С255. Стержневая арматура верхняя и нижняя – Ø10 А500. Суммарный изгибающий момент от внешних нагрузок составляет М=196.2 кНм. Нагрузка кратковременная. Требуется проверить прочность поперечного сечения и рассчитать балку по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента.



а) общий вид поперечного сечения



б) поперечное сечение – размеры и материалы

Рисунок 6.1 – К примеру расчета №1

Запишем геометрические и прочностные характеристики элементов, формирующих поперечное сечение сталежелезобетонной балки:

$R_s = 435$ МПа, $\varepsilon_{b2} = 0{,}0035$,

$R_{sc} = 435$ МПа, $A_s = 157$ мм^2,

$R_b = 17{,}0$ МПа, $A'_s = 157$ мм^2,

$R_y = 235$ МПа, $A_{st} = 5874$ мм^2,

$E_s = 2{,}0 \cdot 10^5$ МПа, $b_{f1} = b_{f2} = 151$ мм,

$R_{bt,ser} = 1{,}75$ МПа, $t_{f1} = t_{f2} = 11{,}5$ мм,

$E_{st} = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа, $t_w = 8$ мм,

$E_b = 32500$ МПа, $h_w = 282$ мм.

Момент инерции одного стержня верхней стержневой арматуры относительно собственной оси $I'_s = 490$ см^4.

Момент инерции одного стержня нижней стержневой арматуры относительно собственной оси $I_s = 490$ см^4.

Момент инерции двутавра относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести $I_{st} = 9254{,}93 \cdot 10^4$ см^4.

1 Расчет прочности поперечного сечения элемента

Вся нагрузка, приложенная к балке является кратковременной, следовательно в расчет вводим полные расчетные сопротивления прочностных характеристик бетона.

Определяем граничную относительную высоту сжатой зоны для стального сердечника и стержневой арматуры:

- для стального сердечника:

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{1{,}141 \cdot 10^{-3}}{0.0035}} = 0{,}603,$$

где $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_y}{E_{st}} = 1.{,}141 \cdot 10^{-3}$;

- для стержневой арматуры:

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{2{,}175 \cdot 10^{-3}}{0.0035}} = 0.493,$$

где $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = 2{,}175 \cdot 10^{-3}$.

В качестве рабочего значения принимаем меньшее, как наиболее опасное: $\xi_R = 0{,}493$.

Определяем высоту сжатой зоны сечения применительно к случаю расчета по 3.1.1.7 по формуле (3.1):

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s + R_y A_{st} + R_b A'_s}{R_b b} = \frac{435 \cdot 157 - 435 \cdot 157 + 235 \cdot 5874 + 17 \cdot 157}{17 \cdot 250} = 325{,}4 \text{ см} > c = 50 \text{ мм}.$$

Получен противоречивый результат, свидетельствующий о том, что часть стального сердечника сжата, часть – растянута. По формуле (3.1) вся жесткая арматура должна находиться в растянутой зоне. Рассмотренный случай не подходит; переходим к следующему варианту.

Определяем высоту сжатой зоны сечения применительно к случаю расчета по 3.1.1.9 по формуле (3.2):

$$x = \frac{R_y\left(b_{f1} t_{f1} - b_{f2} t_{f2} - t_w\left(2c + 2t_{f1} + h_w\right)\right) + R_b\left(t_{f1}(t_w - b_{f1}) + t_w c - A'_s\right) - R_s A_s + R_{sc} A'_s}{-2R_y t_w - R_b(b - t_w)} =$$

$$= \frac{235 \cdot (151 \cdot 11{,}5 - 151 \cdot 11{,}5 - 8 \cdot (2 \cdot 50 + 2 \cdot 11{,}5 + 282)) + 17 \cdot (11{,}5 \cdot (8 - 11{,}5) + 8 \cdot 50 - 15{,}7) - 435 \cdot 157 + 435 \cdot 157}{-2 \cdot 235 \cdot 8 - 17 \cdot (250 - 8)} = 99{,}7 \text{ мм}.$$

Полученная высота сжатой зоны: $(c + t_{f1}) < x < (H - c_1 - t_{f2})$. Нейтральная ось сечения пересекает стенку двутавра, как и предполагалось в формуле (3.2). Вычисленное значение x принимаем для дальнейших расчетов.

Определим расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до крайнего растянутого волокна сечения:

$$a_1 = \frac{t_w\left(h_w + t_{f1} + c - x\right) \cdot \left(\frac{h_w + t_{f1} + c - x}{2} + c_1 + t_{f2}\right) + b_{f2} t_{f2} \cdot \left(\frac{t_{f2}}{2} + c_1\right) + A_s a}{A''_{st} + A_s} =$$

$$= \frac{8 \cdot (282 + 11{,}5 + 50 - 99{,}7) \cdot \left(\frac{282 + 11{,}5 + 50 - 99{,}7}{2} + 50 + 11{,}5\right) + 151 \cdot 11{,}5 \cdot \left(\frac{11{,}5}{2} + 50\right) + 157 \cdot 30}{3687 + 157} = 119{,}5 \text{ мм},$$

где

$$A''_{st} = t_w\left(h_w + t_{f1} + c - x\right) + b_{f2} t_{f2} = 8 \cdot (282 + 11{,}5 + 50 - 99{,}7) + 151 \cdot 11{,}5 = 3687 \text{ мм}^2.$$

Определим расстояние от центра тяжести сжатого бетона до крайнего сжатого волокна сечения:

$$a_2 = \frac{b x \frac{x}{2} - \left(b_{f1} t_{f1}\left(c + \frac{t_{f1}}{2}\right) + t_w\left(x - c - t_{f1}\right)\left(\frac{x - c - t_{f1}}{2} + t_{f1} + c\right)\right) - A'_s a'}{b x - A'_{st} - A'_s} =$$

$$= \frac{250 \cdot 99{,}7 \frac{99{,}7}{2} - \left(151 \cdot 11{,}5 \cdot \left(50 + \frac{11{,}5}{2}\right) + 8 \cdot (99{,}7 - 50 - 11{,}5) \cdot \left(\frac{99{,}7 - 50 - 11{,}5}{2} + 11{,}5 + 50\right)\right) - 157 \cdot 30}{250 \cdot 99{,}7 - 2187 -, 57} = 49{,}5 \text{ мм},$$

где $A'_{st} = A_{st} - A''_{st} = 5874 - 3687 = 2187 \text{ мм}^2$.

Если сравнить полученную величину $a_2 = 49{,}5$ мм и $\frac{x}{2} = \frac{9{,}97}{2} =$ 49,9 мм видно, что разница мала (менее 1%). Поэтому при небольших габаритах стального сердечника по отношению к размерам поперечного сечения в расчетах можно упрощенно принимать площадь сжатого бетона, как прямоугольника, без вычета площадей сжатой жесткой и стержневой арматуры. Это сокращает объем вычислений и дает приемлемые результаты для предварительной оценки работоспособности конструкции. В случае необходимости получить точный результат, расчеты следует выполнять без каких – либо сокращений и упрощений.

Рабочая высота сечения $h_0 = H - a_1 = 405 - 119{,}5 = 285{,}5$ мм.

Определим относительную высоту сжатой зоны $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{99{,}7}{285{,}5} = 0{,}349$.

Так как $\xi = 0{,}349 < \xi_R = 0{,}493$, прочность сечения проверяем согласно условию СП 266.1325800.2016 (6.2.1.6) (предельный момент, который может быть воспринят поперечным сечением записан относительно центра тяжести растянутой арматуры):

$$M_{\text{пр}} = R_b(bx - A'_s - A'_{st})(H - a_2 - a_1) + A'_s R_{sc}(H - a_1 - a') +$$

$$+R_y\left(b_{f1}t_{f1}\left(H - a_1 - c - \frac{t_{f1}}{2}\right) + t_w(x - c - t_{f1})\left(H - a_1 - c - t_{f1} - \frac{x - c - t_{f1}}{2}\right)\right) =$$

$$= 17 \cdot (250 \cdot 99{,}7 - 157 - 2187) \cdot (405 - 49{,}5 - 119{,}5) +$$

$$+157 \cdot 435 \cdot (405 - 119{,}5 - 30) +$$

$$+235 \cdot \left(151 \cdot 11{,}5 \cdot \left(405 - 119{,}5 - 50 - \frac{11{,}5}{2}\right) + 8(99{,}7 - 50 - 11{,}5) \cdot \left(405 - 119{,}5 - 50 - \right.\right.$$

$$\left.\left. -11{,}5 - \frac{99{,}7 - 50 - 11{,}5}{2}\right)\right) = 216603480 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 216{,}6 \text{ кНм}.$$

$M_{\text{пр}} = 216{,}6$ кНм $> M = 196{,}2$ кНм.

Прочность сечения обеспечена.

2 Расчёт по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Требуется определить момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона.

Определим коэффициенты приведения арматуры к бетону:

$\alpha_{st} = \frac{E_{st}}{E_b} = \frac{2{,}06 \cdot 10^5}{32500} = 6{,}339,$

$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2{,}00 \cdot 10^5}{32500} = 6{,}154.$

Определим площадь приведенного к бетону сечения элемента:

$A_{red} = A + A_{st}\alpha_{st} + A_s\alpha_s + A'_s\alpha_s =$

$= 95062 + 5874 \cdot 6{,}339 + 157 \cdot 6{,}154 + 157 \cdot 6{,}154 = 134228$ мм^2,

где A – площадь поперечного сечения бетона,

$A = bh - A_s - A'_s - A_{st} = 250 \cdot 405 - 157 - 157 - 5874 = 95062$ мм^2.

Определим расстояние y_t от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента. Для этого вычислим сначала статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона:

$S_{t,red} = A\frac{H}{2} + A_{st}\alpha_{st}\frac{H}{2} + A_s\alpha_s a + A'_s\alpha_s(H - a') = 95062 \cdot \frac{405}{2} + 5874 \cdot 6{,}339 \cdot \frac{405}{2} +$

$157 \cdot 6{,}154 \cdot 30 + 157 \cdot 6{,}154 \cdot (405 - 30) = 27181503$ мм^3,

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} = \frac{27181503}{134228} = 202{,}5 \text{ мм}.$$

Определим момент инерции приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести:

$$I_{red} = \left(\frac{bH^3}{12} + bH\left(y_t - \frac{H}{2}\right)^2\right) + \left(I_{st}\alpha_{st} + A_{st}\alpha_{st}\left(y_t - \frac{H}{2}\right)^2\right) + (2I_s\alpha_s + A_s\alpha_s(y_t - a)^2)$$

$$+ (2I'_s\alpha_s + A'_s\alpha_s(H - y_t - a')^2) =$$

$$\left(\frac{250 \cdot 405^3}{12} + 250 \cdot 405 \cdot \left(202{,}5 - \frac{405}{2}\right)^2\right) + \left(9254{,}93 \cdot 10^4 \cdot 6.339 + 5874 \cdot 6{,}339 \cdot \right.$$

$$\left.\left(202{,}5 - \frac{405}{2}\right)^2\right) + (2 \cdot 490{,}87 \cdot 6.154 + 157 \cdot 6.154 \cdot (202{,}5 - 30)^2) + (2 \cdot 490{,}87 \cdot 6.154 +$$

$157 \cdot 6.154 \cdot (405 - 202{,}5 - 30)^2) = 2.028 \cdot 10^9$ мм^4.

Определим упругопластический момент сопротивления сечения W_{pl} для крайнего растянутого волокна бетона. Для прямоугольных сечений и тавровых сечений с полкой, расположенной в сжатой зоне, значение W_{pl} при действии изгибающего момента в плоскости оси симметрии допускается определять по формуле:

$$W_{pl} = 1{,}3 \cdot W_{red} = 1.3 \cdot 1.002 \cdot 10^7 = 1.302 \cdot 10^7 \text{ мм}^3,$$

где W_{red} – упругий момент сопротивления приведенного сечения для наиболее растянутого волокна бетонного сечения, определяемый как:

$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t} = \frac{2{,}028 \cdot 10^{95}}{202{,}5} = 1.002 \cdot 10^7$ мм^3.

Определяем момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона:

$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 1{,}75 \cdot 1.302 \cdot 10^7 = 22784731$ Н · мм $= 22{,}78$ кНм.

$$M = 196{,}2 \text{ кНм} > M_{crc} = 22{,}78 \text{ кНм}.$$

Трещины в растянутой зоне поперечного сечения образуются. Необходимо выполнить расчёт по ширине раскрытия трещин.

3 Расчёт по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Определим момент инерции приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести по формуле (3.11). Для этого предварительно вычислим коэффициенты приведения арматуры к бетону α_{s1} и α_{st1}, площадь $\overline{F_{red}}$ и статический момент $\overline{S_{red}}$ приведенного сечения, а также высоту сжатой зоны *x*.

$E_{b1} = 0.4 \cdot E_b = 0.4 \cdot 331295 = 1.325 \cdot 10^4$ МПа.

$\alpha_{st1} = \frac{E_{st}}{E_{b1}} = \frac{2.06 \cdot 10^5}{1.325 \cdot 10^4} = 15.85$.

$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b1}} = \frac{2.0 \cdot 10^5}{1.325 \cdot 10^4} = 15.39$.

$\overline{F_{red}} = A_{st}\alpha_{st1} + A_s\alpha_{s1} + A'_s\alpha_{s1} = 5874 \cdot 15{,}85 + 157 \cdot 15{,}39 + 157 \cdot 15{,}39 = 97916$ мм^2

$$\overline{S_{red}} = A_{st}\alpha_{st1}\left(c + t_{f1} + \frac{h_w}{2}\right) + A_s\alpha_{s1}(H - a) + A'_s\alpha_{s1}a' =$$

$$= 5874 \cdot 15{,}85 \cdot \left(50 + 11{,}5 + \frac{282}{2}\right) + 157 \cdot 15{,}39 \cdot (405 - 30) + 157 \cdot 15{,}39 \cdot 30 =$$

$$= 1.983 \cdot 10^7 \text{ мм}^3.$$

$$x = \frac{-\overline{F_{red}}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\overline{F_{red}}}{b}\right)^2 + \frac{2\overline{S_{red}}}{b}} = \frac{-97916}{250} + \sqrt{\left(\frac{97916}{250}\right)^2 + \frac{2 \cdot 1{,}983 \cdot 10^7}{250}} = 166{,}9 \text{ мм}$$

$$I_{red} = I_b + I_{st}\alpha_{s1} + I_s\alpha_{s1} + I'_s\alpha_{s1} = \left(\frac{bx^3}{12} + bx\left(\frac{x}{2}\right)^2\right) +$$

$$+\left(I_{st}\alpha_{st1} + A_{st}\alpha_{st1}\left(c + t_{f1} + \frac{h_w}{2} - x\right)^2\right) + (2I_s\alpha_{s1} + A_s\alpha_{s1}(H - a - x)^2) +$$

$$+(2I'_s\alpha_{s1} + A'_s\alpha_{s1}(x - a')^2) = \left(\frac{250 \cdot 166{,}9^3}{12} + 250 \cdot 166{,}9\left(\frac{166{,}9}{2}\right)^2\right) +$$

$$+\left(925493 \cdot 15{,}85 + 5874 \cdot 15{,}85\left(50 + 11{,}5 + \frac{8}{2} - 166{,}9\right)^2\right) +$$

$$+(2 \cdot 491 \cdot 15{,}39 + 157 \cdot 15{,}39 \cdot (405 - 30 - 166{,}9)^2) +$$

$$(2 \cdot 490 \cdot 15{,}39 + 157 \cdot 15{,}39 \cdot (166{,}9 - 30)^2) = 2.122 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

Определим напряжения в стержнях крайнего ряда растянутой арматуры σ_s по формуле (3.10):

$$\sigma_s = \frac{My_c}{I_{red}}\alpha_{s1} = \frac{196{,}2 \cdot 10^6 \cdot 208{,}1}{2.122 \cdot 10^9} \cdot 15{,}39 = 296 \text{ МПа},$$

где $y_c = H - a - x = 405 - 30 - 166{,}9 = 208{,}1$ см.

Определим приведенный диаметр жесткой и гибкой арматуры, расположенной в растянутой зоне по формуле (3.15):

$$d_{red} = \frac{4(A''_{st} + A_s)}{P_s} = \frac{4 \cdot (3149 + 157)}{733} = 18 \text{ мм},$$

где

$A''_{st} = (h_w + t_{f1} + c - x) \cdot t_w + t_{f2} b_{f2} = (282 + 11{,}5 + 50 - 166{,}9)8 + 11{,}5 \cdot 151 = 3149 \text{ мм}^2.$

$P_s = (282 + 11.5 + 50 - 166{,}9) \cdot 2 + (2 \cdot 151 - 8) + 2 \cdot 11{,}5 + 2 \cdot 3.14 \cdot 5 \cdot 2 = 733$ мм.

Определим коэффициент армирования сечения:

$$\mu_1 = \frac{A''_{st} + A_s}{bh} = \frac{3149 + 157}{250 \cdot 405} = 0.033.$$

Принимаем $\mu_1 = 0{,}02$.

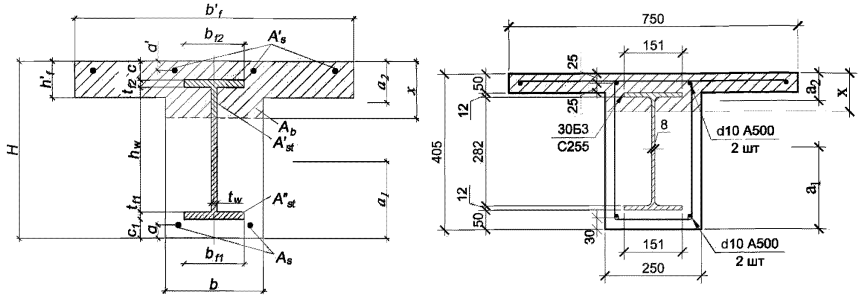
Определяем ширину раскрытия трещин по формуле (3.8):

$$a_{crc} = \varphi_1 \frac{\sigma_s}{E_s} 25 \cdot (3{,}5 - 100\mu_1) \sqrt[3]{d_{red}} = 1{,}5 \cdot \frac{296}{2.0 \cdot 10^5} 25 \cdot (3{,}5 - 100 \cdot 0{,}02) \sqrt[3]{18} = 0{,}218 \text{ мм}$$

Полученное значение $a_{crc} = 0{,}218$ мм не превышает предельно допустимое значение $a_{crc,ult} = 0{,}3$ мм.

6.2.2 Расчет балки таврового сечения с жесткой арматурой из двутавра

Пример 2. Дано: сталежелезобетонная балка таврового поперечного сечения с размерами по рисунку 6.2. Бетон класса по прочности на сжатие В25. Стальной сердечник – двутавр 30 Б3 по ГОСТ Р 57837-2017 из стали С255. Стержневая арматура верхняя – 4 шт. Ø8 А500, нижняя – 2 шт. Ø20 А500. Суммарный изгибающий момент от внешних нагрузок составляет М=245,3 кНм. Нагрузка кратковременная. Требуется проверить прочность поперечного сечения.



а) общий вид поперечного сечения

б) поперечное сечение – размеры и материалы

Рисунок 6.2 – К примеру расчета №2

Запишем геометрические и прочностные характеристики элементов, формирующих поперечное сечение сталежелезобетонной балки:

$R_s = 435$ МПа, $A'_s = 201$ мм^2,

$R_{sc} = 435$ МПа, $A_{st} = 5874$ мм^2,

$R_b = 14{,}5$ МПа, $b_{f1} = b_{f2} = 151$ мм,

$R_y = 235$ МПа, $t_{f1} = t_{f2} = 11{,}5$ мм,

$E_s = 2{,}0 \cdot 10^5$ МПа, $t_w = 8$ мм,

$E_{st} = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа, $h_w = 282$ мм,

$\varepsilon_{b2} = 0{,}0035$, $b'_f = 750$ мм,

$A_s = 628$ мм^2, $h'_f = 50$ мм.

1 Расчет прочности поперечного сечения элемента

Вся нагрузка, приложенная к балке является кратковременной, следовательно в расчет вводим полные расчетные сопротивления прочностных характеристик бетона.

Определяем граничную относительную высоту сжатой зоны для стального сердечника и стержневой арматуры:

- для стального сердечника:

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{1{,}141 \cdot 10^{-3}}{0.0035}} = 0{,}603,$$

где $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_y}{E_{st}} = 1{,}141 \cdot 10^{-3}$

- для стержневой арматуры:

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{2{,}175 \cdot 10^{-3}}{0{,}0035}} = 0{,}493,$$

где $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = 2{,}175 \cdot 10^{-3}$.

В качестве рабочего значения принимаем меньшее, как наиболее опасное: $\xi_R = 0{,}493$.

Согласно 3.1.1.4 в расчет вводится бетонная полка шириной: $b_f' = 6 \cdot h_f' = 6 \cdot 50 = 300$ мм.

Определяем высоту сжатой зоны сечения применительно к случаю расчета по 3.1.2.1 по формуле (3.3):

$$x = \frac{R_s A_s + R_y A_{st} - R_{sc} A_s' - R_b h_f'\left(b_f' - b\right) + R_b A_s'}{R_b b} =$$

$$= \frac{435 \cdot 628 + 235 \cdot 5874 - 435 \cdot 201 - 14{,}5 \cdot 50 \cdot (300 - 250) + 14{,}5 \cdot 201}{14{,}5 \cdot 250} = 422{,}9 \text{ мм} > c = 50 \text{ мм}.$$

Получен противоречивый результат, свидетельствующий о том, что вся жесткая арматура сжата. По формуле (3.3) вся жесткая арматура должна находиться в растянутой зоне. Рассмотренный случай не подходит; переходим к следующему варианту.

Определяем высоту сжатой зоны сечения применительно к случаю расчета по 3.1.2.2 по формуле (3.4):

$$x = \frac{R_s A_s + R_y\left[b_{f1} t_{f1} + t_w (h_w + t_{f2} + c)\right] - R_{sc} A_s' - (R_y - R_b)\left[b_{f2} t_{f2} - t_w (t_{f2} + c)\right] - R_b h_f'\left(b_f' - b\right) + R_b A_s'}{(2R_y - R_b) t_w + R_b b} =$$

$$= \frac{435 \cdot 628 + 235 \cdot [151 \cdot 11{,}5 + 8 \cdot (282 + 11{,}5 + 50)] - 435 \cdot 201 - (235 - 14{,}5) \cdot [151 \cdot 11{,}5 - 8 \cdot (11{,}5 + 50)] - 14{,}5 \cdot 05 \cdot (300 - 250) + 14{,}5 \cdot 201}{(2 \cdot 235 - 14{,}5) \cdot 8 + 14{,}5 \cdot 25} =$$

$$= 128{,}2 \text{ мм}.$$

Полученная высота сжатой зоны: $(c + t_{f1}) < x < (H - c_1 - t_{f2})$. Нейтральная ось сечения пересекает стенку двутавра, как и предполагалось в формуле (3.4). Вычисленное значение x принимаем для дальнейших расчетов.

Определим расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до крайнего растянутого волокна сечения:

$$a_1 = \frac{t_w (h_w + t_{f2} + c - x) \cdot \left(\frac{h_w + t_{f2} + c - x}{2} + c_1 + t_{f1}\right) + b_{f1} t_{f1} \cdot \left(\frac{t_{f1}}{2} + c_1\right) + A_s a}{A_{st}'' + A_s} =$$

$$= \frac{8\cdot(282+11{,}5+50-128{,}2)\cdot((282+11{,}5+50-128{,}2)/2+50+11{,}5)+151\cdot11{,}5\cdot(11{,}5/2+50)+628\cdot30}{3459+628} = 99{,}6 \text{ мм},$$

где

$$A''_{st} = t_w\left(h_w + t_{f2} + c - x\right) + b_{f1}t_{f1} = 8\cdot(282 + 11{,}5 + 50 - 128{,}2) + 151\cdot 11{,}5 = 3459 \text{ мм}^2.$$

Определим расстояние от центра тяжести сжатого бетона до крайнего сжатого волокна сечения:

$$a_2 = \frac{bx\frac{x}{2}+h'_f\left(b'_f-b\right)\frac{h'_f}{2}-\left(b_{f2}t_{f2}\left(c+\frac{t_{f2}}{2}\right)+t_w(x-c-t_{f2})\left(\frac{x-c-t_{f2}}{2}+t_{f2}+c\right)\right)-A'_s a'}{bx+h'_f\left(b'_f-b\right)-A'_{st}-A'_s} =$$

$$= \frac{250\cdot128{,}2\cdot\frac{128{,}2}{2}+50\cdot(300-250)\cdot\frac{50}{2}-\left(151\cdot11{,}5\cdot\left(50+\frac{11{,}5}{2}\right)+8\cdot(128{,}2-50-11{,}5)\left(\frac{128{,}2-50-11{,}5}{2}+11{,}5+50\right)\right)-201\cdot25}{250\cdot128{,}2+50\cdot(300-250)-2415-201} =$$

$$= 61{,}5 \text{ мм},$$

где $A'_{st} = A_{st} - A''_{st} = 5874 - 3459 = 2415$ мм^2.

Рабочая высота сечения $h_0 = H - a_1 = 405 - 99{,}6 = 305{,}4$ мм.

Определим относительную высоту сжатой зоны $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{128{,}2}{305{,}4} = 0{,}42$.

Так как $\xi = 0{,}42 < \xi_R = 0{,}493$, прочность сечения проверяем согласно условию СП 266.1325800.2016 (6.2.1.6) (предельный момент, который может быть воспринят поперечным сечением записан относительно центра тяжести растянутой арматуры):

$$M_{\text{пр}} = R_b\left(bx + h'_f\left(b'_f - b\right) - A'_s - A'_{st}\right)(H - a_2 - a_1) + R_{sc}A'_s(H - a_1 - a') +$$

$$+R_y\left(b_{f2}t_{f2}\left(H - a_1 - c - \frac{t_{f2}}{2}\right) + t_w(x - c - t_{f2})\left(H - a_1 - c - t_{f2} - \frac{x-c-t_{f2}}{2}\right)\right) =$$

$$= 14{,}5\cdot(250\cdot128{,}2 + 50\cdot(300-250) - 201 - 2415)(405 - 61{,}5 - 99{,}6) +$$

$$+435\cdot201\cdot(405 - 99{,}6 - 25) +$$

$$+235\cdot\left(151\cdot11{,}5\cdot\left(405 - 99{,}6 - 50 - \frac{11{,}5}{2}\right) + 0.8\cdot(128{,}2 - 50 - 11{,}5)\left(405 - 99{,}6 - 50 -\right.\right.$$

$$\left.\left.11{,}5 - \frac{128{,}2-50-11{,}5}{2}\right)\right) = 265781723 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 265{,}8 \text{ кНм}.$$

$M_{\text{пр}} = 265{,}8$ тм $> M = 245{,}3$ тм.

Прочность сечения обеспечена.

6.2.3 Расчет балки с опиранием плиты на нижний пояс

Расчет сталежелезобетонной комбинированной конструкции из железобетонной плиты и стальной балки

Пример 3. Дано: сталежелезобетонная балка таврового поперечного сечения с опиранием железобетонной плиты на нижний пояс стального сечения с размерами по рисунку 6.4. Стальные балки расположены с шагом 3,3 м. Длина балки 7 м. Бетон класса по прочности на сжатие В25. Стальной сердечник – двутавр 30 Ш5 по ГОСТ Р 57837-2017 из стали С345. Стержневая арматура верхняя и нижняя – Ø12 А500 с шагом 0.2 м. Суммарный изгибающий момент от внешних нагрузок составляет М=588.6 кНм. Нагрузки кратковременные. Требуется проверить прочность поперечного сечения.

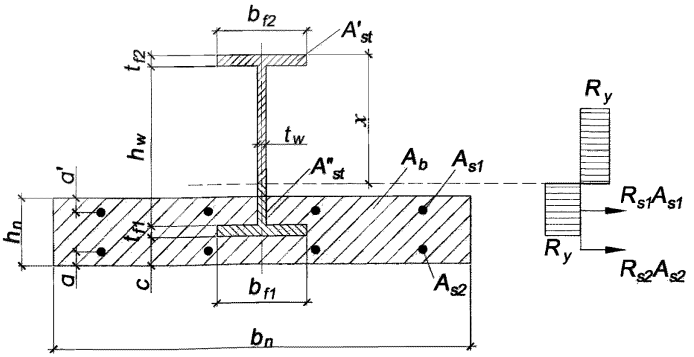


Рисунок 6.3– К примеру расчета №3. Общий вид поперечного сечения

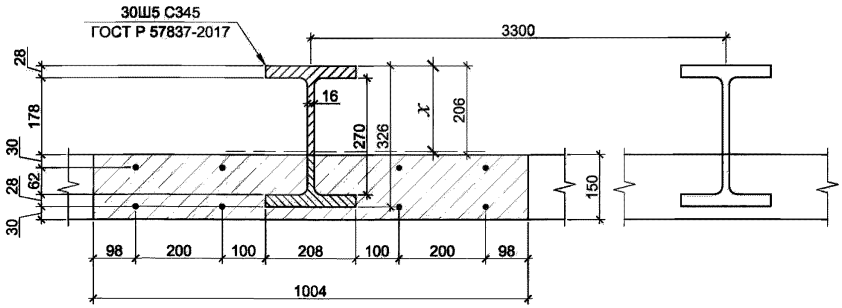


Рисунок 6.4– К примеру расчета №3. Геометрические размеры поперечного сечения

Запишем геометрические и прочностные характеристики элементов, формирующих рассматриваемое поперечное сечение:

$R_{s1} = R_{s2} = 435$ МПа,
$R_b = 14.5$ МПа,
$R_y = 310$ МПа,
$A_{s1} = 452$ мм^2,
$A_{s2} = 452$ мм^2,
$A_{st} = 16246$ мм^2,
$b_{f1} = b_{f2} = 208$ мм,
$t_{f1} = t_{f2} = 28$ мм,
$t_w = 16$ мм,
$h_w = 270$ мм,
$b_f = 1004$ мм,
$h_f = 150$ мм.

1 Расчет прочности поперечного сечения элемента

Согласно СП 266.1325800.2016 (таблица 4.1) в расчет вводится бетонная полка шириной: $b_f = \frac{b_f}{2} + 6t_f = \frac{208}{2} + 6 \cdot 150 = 1004$ мм, но не более $\frac{B}{2} = \frac{330}{2} = 1650$ мм, и не менее $\frac{l}{8} = \frac{7000}{8} = 875$ мм,

где l – пролет стальной балки; B – расстояние между осями стальных балок.

Таким образом, принимаем расчетную ширину железобетонной плиты $b_{sl} = 1004$ мм.

Определяем высоту сжатой зоны сечения применительно к случаю расчета по 3.1.3 по формуле (3.5), при этом предполагая, что вся железобетонная плита находится в растянутой зоне:

$$x = \frac{R_{s1}A_{s1} + R_{s2}A_{s2} + R_y\left(b_{f1}t_{f1} - b_{f2}t_{f2} + t_w h_w + 2t_w t_{f2}\right)}{2R_y t_w} =$$

$$= \frac{435 \cdot 226 + 435 \cdot 226 + 310 \cdot (208 \cdot 28 - 208 \cdot 28 + 16 \cdot 270 + 2 \cdot 16 \cdot 28)}{2 \cdot 310 \cdot 16} = 202{,}7 \text{ мм}.$$

Получено, что нейтральная ось сечения пересекает стенку двутавра и вся железобетонная плита находится в растянутой зоне, как и предполагалось в формуле (3.5). Вычисленное значение x принимаем для дальнейших расчетов.

Проверку прочности сталежелезобетонного сечения выполним по СП 266.1325800.2016 (формула (6.61)):

$$M \le \sum \gamma_{s,i} R_{s,i} A_{s,i} y_{s,i} + \sum \gamma_{c,i} R_{y,i} A_{st,i} y_{st,i},$$

где $y_{s,i}$– расстояние от центра тяжести сечения арматуры до оси, относительно которой вычисляются моменты;

$y_{st,i}$– расстояние от центра тяжести i-го участка стального сечения с одинаковым напряжением до оси, относительно которой вычисляются моменты.

Запишем уравнение равновесия моментов всех сил, действующих в рассматриваемом поперечном сечении, относительно наиболее сжатого волокна стального профиля, при этом не учитывая растянутую бетонную часть:

$$M_{\text{пр}} = R_{s1}A_{s1}(a' + h_1) + R_{s2}A_{s2}\left(h_1 + h_f - a\right) +$$

$$+R_y\left(b_{f1}t_{f1}\left(h_w + t_{f2} + \frac{t_{f1}}{2}\right) + t_w\left(h_w + t_{f2} - x\right)\left(x + \frac{h_w + t_{f2} - x}{2}\right)\right) -$$

$$-R_y\left(b_{f2}t_{f2}\frac{t_{f2}}{2} + t_w\left(x - t_{f2}\right)\left(\frac{x - t_{f2}}{2} + t_{f2}\right)\right) =$$

$$= 435 \cdot 452 \cdot (30 + 206) + 435 \cdot 452 \cdot (206 + 150 - 30) +$$

$$+310 \cdot \left(208 \cdot 28 \cdot \left(270 + 28 + \frac{28}{2}\right) + 16 \cdot (270 + 28 - 202{,}7)\left(202{,}7 + \frac{270 + 28 - 202{,}7}{2}\right)\right) -$$

$$-310 \cdot \left(208 \cdot 28 \cdot \frac{28}{2} + 16 \cdot (202{,}7 - 28)\left(\frac{202{,}7 - 28}{2} + 28\right)\right) = 667052464 \text{ Нмм} = 667 \text{ кНм}.$$

$M_{\text{пр}} = 667$ кНм $> M = 588{,}6$ кНм.

Прочность сталежелезобетонного сечения обеспечена.

Кроме рассмотренного в примере определения предельного момента, который может быть воспринят поперечным сечением сталежелезобетонной конструкции, необходимо выполнить весь комплекс проверок стальной части балки в соответствии с требованиями СП 16.13330 «Стальные конструкции», включающие в себя проверку устойчивости стенки, поясов и пр.

6.2.4 Расчет сдвиговых соединений

При выполнении расчетов сдвиговых соединений железобетонной плиты со стальной балкой необходимо руководствоваться указаниями СП 266.1325800.2016 (6.2.4 и 9.1.2).

Сдвигающие силы по шву объединения следует определять для каждого расчетного участка. Расчетный участок ограничивается соседними расчетными поперечными сечениями. В соответствии с СП 266.1325800.2016 (4.4.4.1 и 6.2.4) расчетные поперечные сечения, включают также:

- 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.

Так как расчет сдвиговых соединений является составной частью общего расчета, то ниже приведен полный расчет однопролетной комбинированной балки шарнирно опертой левым торцом и частично защемленной правым торцом. На рисунке 6.17 и 6.18 приведена эпюра погонной сдвигающей силы, эпюра несущей способности гибких упоров и схема установки гибких упоров.

Пример 4. Пример расчета сдвигового соединения

Выполним расчет сдвигового соединения комбинированной балки, состоящей из стального двутавра и железобетонной плиты по верхней полке балки.

Сечение балки приведено на рисунке 6.5.

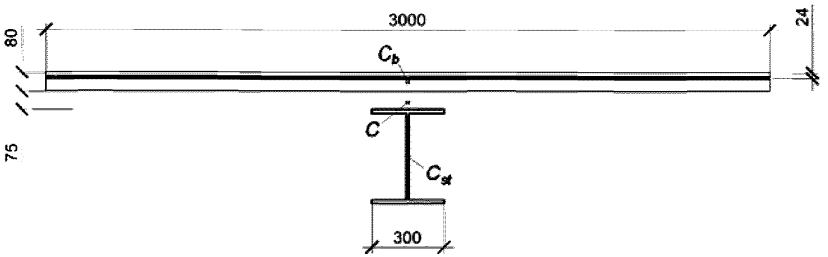


Рисунок 6.5 - Сечение рассчитываемой балки, размеры в *мм* (армирование показано как тонкая пластина при моделировании)

Стальная часть – двутавр широкополочный 40 Ш2 по ГОСТ Р 57837-2017, сталь С345 по ГОСТ 27772-88.

Плита по профилированному настилу, суммарной толщиной 0,155 м, настил Н75-750-0,8 по ГОСТ 24045-2016 высотой 0,075 м. Гофры профилированного настила ориентированы перпендикулярно оси стальной балки. Расчетная ширина плиты 3,0 м. Бетон тяжелый класса прочности В25. Армирование 15 стержнями диаметром 16 А500, погонная площадь сечения приведенной полосы 10,05 см2/ п.м.

Пролет балки 12,15 м. Шарнирное опирание на одной опоре (А) и частичное защемление на 75% на второй опоре. Расчетная схема приведена на рисунке 6.6.

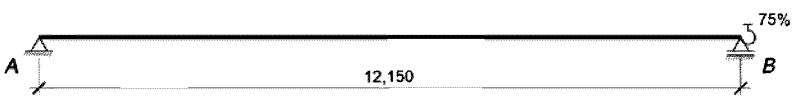


Рисунок 6.6 - Расчетная схема балки, размеры в *м*

Характеристики материалов:

Нормативное сопротивление бетона на сжатие $R_{bn} = 18{,}5$ МПа.

Нормативное сопротивление бетона на растяжение $R_{bt,n} = 1{,}55$ МПа.

Нормативное сопротивление растяжению арматуры $R_{s,n} = 500$ МПа.

На рисунке 6.7 приведена трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона класса В25 с начальным значением модуля упругости $E_b = 30.0$ ГПа для расчетов по второму предельному состоянию.

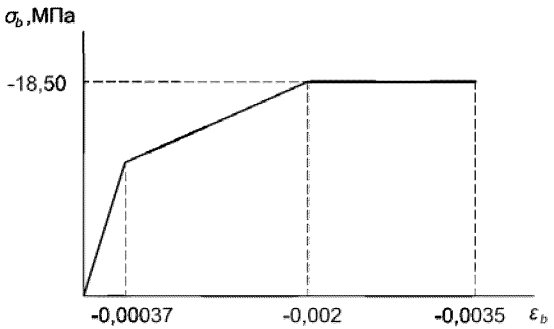


Рисунок 6.7 – Трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона класса В25

На рисунке 6.8 приведена двухлинейная диаграмма состояния растянутой арматуры класса А500 с модулем упругости $E_s = 200$ ГПа для расчетов по второму предельному состоянию.

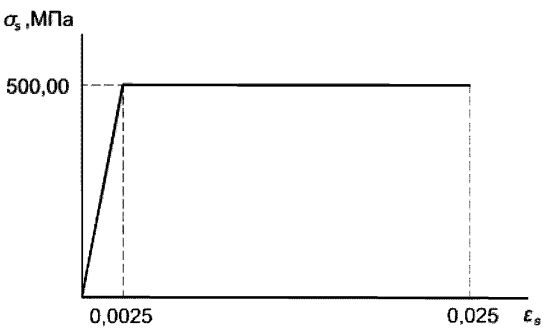


Рисунок 6.8 – Двухлинейная диаграмма состояния растяной арматуры класса А500

Расчетное сопротивление стали $R_y = 315$ МПа.

Модуль упругости стали $E_{st} = 206$ ГПа.

Предельная деформация стали $\varepsilon_{lim,st} = 0{,}0153\%$.

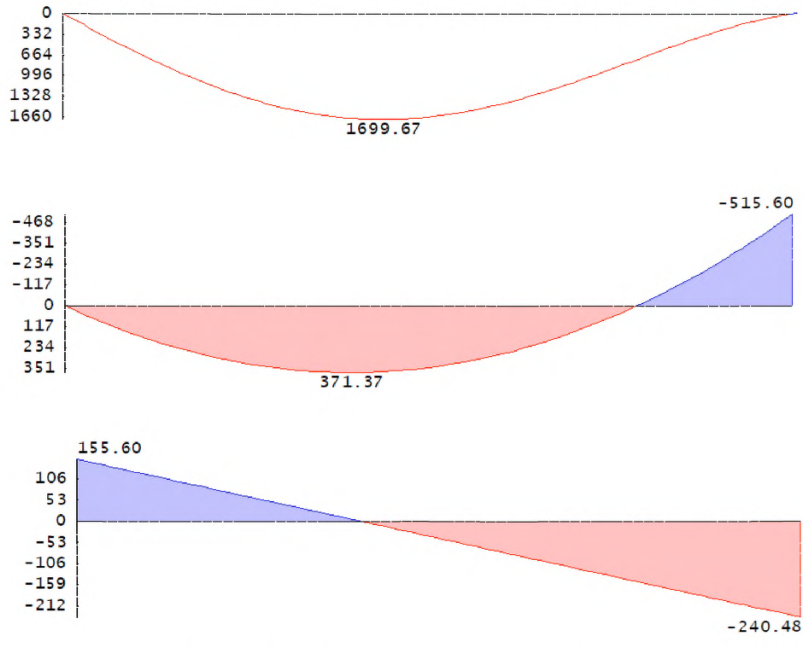
Изгибная жесткость сечения двутавра при упругой деформации $E_{st}I_{st} = 276.13$ МНм2

Нагрузки и воздействия

Балка нагружена постоянной равномерно распределенной нагрузкой $q = 32{,}6$ кН/м, с учетом коэффиента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}1$.

Расчет по прочности и трещиностойкости плиты

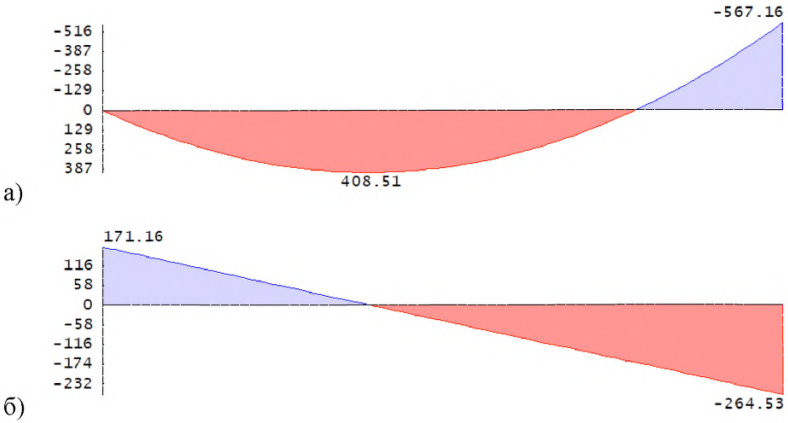
При расчете по линейно упругой теории на действие нормативной нагрузки максимальный прогиб составляет 0,017 м, полученные эпюры деформаций и внутренних сил представлены на рисунке 6.9.



а) прогибы f , мм $\cdot 10^{-2}$; б) изгибающие моменты M_n, КНм; в) поперечные силы Q_n, Нм

Рисунок 6.9 – Эпюры при расчете балки на действие нормативной нагрузки

При расчете на действие расчетной нагрузки, полученные внутренние усилия: изгибающие моменты $M_{max} = 408{,}51$ кНм, $M_{min} = -567{,}16$ кНм, поперечные силы на опорах $Q_A = 171{,}16$ кНм, $Q_B = 240{,}48$ кНм, эпюры и их значения представлены на рисунке 6.10 и в таблице 6.1.



а) изгибающие моменты M, кНм; б) поперечне силы Q, Нм

Рисунок 6.10 – Эпюры при расчетете балки на действие расчетной нагрузки

Таблица 6.1

Начало участка при расстоянии от опоры «А» l_i, м	Изгибающий момент в сечении балки M, кНм;	Поперечная сила в сечении Q, Нм
0,00	0,00	171,17
0,15	25,27	165,79
0,20	33,84	163,92
3,04	354,49	62,24
4,77	408,51	0,0
6,08	378,12	-46,68
9,00	88,16	-151,57
9,11	70,90	-155,61
9,50	7,89	-169,50
9,54	0,41	-171,08

Окончание таблицы 6.1

Начало участка при расстоянии от опоры «А» l_i, м	Изгибающий момент в сечении балки M, кНм;	Поперечная сила в сечении Q, Нм
9,60	-9,22	-173,09
11,00	-286,75	-223,29
11,96	-516,28	-257,54
12,00	-527,91	-259,15
12,15	-567,19	-264,53

При помощи САПР был проведен расчет армирования. При действии максимального момента на опоре «В» $M = -567{,}16$ кНм, запас по площади арматуры составил 40%, прочность плиты обеспечена.

При расчете по трещиностойкости в САПР из условия обеспечения сохранности арматуры и ширине продолжительного раскрытия трещин $a_{crc1} = 0{,}3$ мм и непродолжительного раскрытия $a_{crc} = 0{,}4$ мм получены следующие значения:

Расчет в пролете $M_n = 371{,}4$ кНм, $M_{crc} = 1038{,}9$ кНм, $a_{crc1} = 0{,}000$ мм, $a_{crc} = 0{,}000$ мм .

Расчет на опоре «В» $M_n = 515{,}6$ кНм, $M_{crc} = 197{,}6$ кНм, $a_{crc1} = 0{,}205$ мм, $a_{crc} = 0{,}205$ мм. Полученная эпюра прогибов с учетом образования трещин представлена на рисунке 6.11.

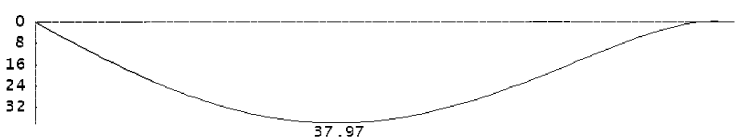


Рисунок 6.11 – Эпюра прогибов с учетом образования трещин, мм

Расчет на сдвигающее усилие

В число расчетных сечений для формирования расчетных участков включаются следующие сечения, где l_i – удаленность сечения от опоры «А»:

1-е сечение - опорное сечение $l_1 = 0{,}00$ м,

$M_1 = 0$ кНм;

2-е сечение – сечение с максимальным моментом $l_2 = 4{,}77$ м,

$M_2 = 408{,}51$ кНм;

3-е сечение - сечение с нулевым моментом $l_3 = 9{,}544$ м,

$M_3 = 0$ кНм;

4-е сечение - опорное сечение $l_4 = 12{,}15$ м,

$M_4 = -567{,}19$ кНм.

Схема расположения расчетных сечений представлена на рисунке 6.12.

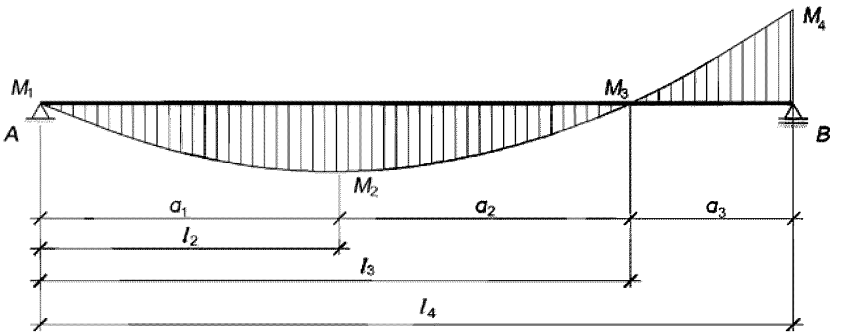


Рисунок 6.12 – Схема расположений расчетных сечений при расчете на сдвигающее усилие на эпюре моментов

Расчет сдвигающего усилия осуществляется в соответствии с СП 263.1325800.2016 (6.2.4.2, формуле (6.63)), а также 3.1.5:

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

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

В рассматриваемом случае $a_1 = 4{,}77$м; $a_2 = 4{,}774$м; $a_3 = 2{,}606$м (см. рисунок 6.12).

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

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

Ниже приведен расчет сечения для $M_2 = 408{,}51$ кН/м.

При действии момента $M_2 = 408{,}51$ кН/м высота сжатой зоны составит $x = 0{,}119$ м (рисунок 6.13). Полученные значения деформаций и напряжений в материалах приведены в таблице 6.2, а также на рисунке 6.14.

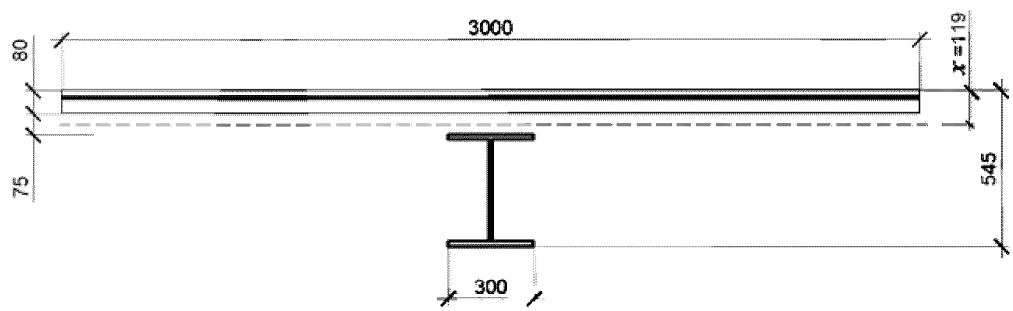
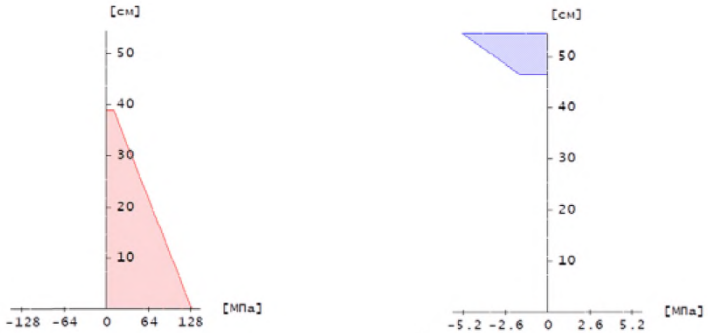


Рисунок 6.13 – Положение нейтральной оси при действии момента M_2

Таблица 6.2

Деформации и напряжений в материал при действии момента M_2

Материал	Максимальная относительная деформация ε_{max}	Напряжение при максимальной относительной деформации σ, МПа	Минимальная относительная деформация ε_{min}	Напряжение при минимальной относительной деформации σ, МПа
Бетон	-0,0006	-1,74	-0,01018	-5,29
Арматура	-0,0014	-28,14	-0,0014	-28,14
Сталь	-0,0063	129,79	0,0005	10,94
Примечание: Знак «+» при растяжении, знак «-» при сжатии				



а) б)

а) в стали, б) в бетоне

Рисунок 6.14 – Эпюры напряжений в частях сечения при действии момента M_2

Усилия в железобетонной части сечения относительно ее центра тяжести: $N_{b2} = -927{,}4$ кН, $M_{b2} = 5{,}9$ кНм.

Усилия в стальной части относительно ее центра тяжести: $N_{st2} = -927{,}4$ кН, $M_{st2} = 114$ кНм.

Усилие в железобетонной части (бетоне и арматуре) равно

$N_{b2} = (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{s2}A_s)$.

Из рисунка 6.14 и таблицы 6.2:

$$\sigma_{b2}A_b = \frac{\sigma_{b2,\min} + \sigma_{b2,\max}}{2} b_f h_f = \frac{-5{,}29 - 1{,}74}{2} 3000 \cdot 80 = 843{,}6 \text{ кН},$$

$\sigma_{s2}A_s = 28{,}14 \cdot 15 \cdot 201{,}1 = 84{,}8$ кН,

$N_{b2} = 843{,}6 + 84{,}88 = 927{,}4$ кН.

Соответственно, сдвигающая сила для этого участка равна, вычисленная по формуле (3.30):

$S_1 = |0 - (-927{,}4)| = 927{,}4$ 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 $S_2 = -927{,}4$ 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 $M_4 = -567{,}19$ кНм.

Ниже приведен расчет сечения для $M_4 = -567{,}19$ кНм.

При действии момента $M_4 = -567{,}19$ кНм высота сжатой зоны составит $x = 0{,}254$ м (рисунок 6.15) . Полученные значения деформаций и напряжений в сечении стальной части рассчитаны в программном комплексе автоматически и приведены в таблице 6.3, а также на рисунке 6.16.

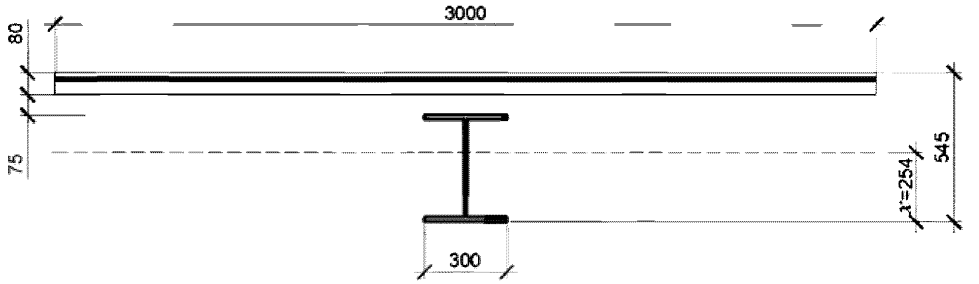


Рисунок 6.15– Положение нейтральной оси при действии момента M_4

Таблица 6.3

Деформации и напряжений в материалах при действии момента M_2

Материал	Максимальная относительная деформация ε_{max}	Напряжение при максимальной относительной деформации σ, МПа	Минимальная относительная деформация ε_{min}	Напряжение при минимальной относительной деформации σ, МПа
Бетон	0,0127	0,00	0,0092	0,00
Арматура	0,0117	233,69	0,0117	233,69
Сталь	0,0059	122,49	-0,0111	-223,44
Примечание: Знак «+» при растяжении, знак «-» при сжатии				

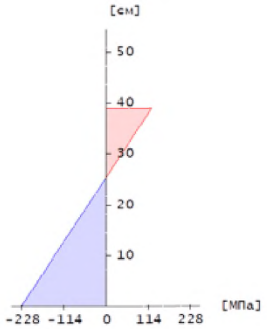


Рисунок 6.16 – Эпюры напряжений в стальной части

Усилия в железобетонной части сечения относительно ее центра тяжести: $N_{b2} = 704{,}8$ кН, $M_{b2} = -10{,}4$ кНм.

Усилия в стальной части сечения относительно ее центра тяжести: $N_{st2} = -704{,}8$ кН, $M_{st2} = -337{,}4$ кНм.

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 $l_{3,1} = 9{,}50$ м и сечение справа от третьего расчетного сечения с $l_{3,2} = 9{,}60$ м. Для сечения $l_{3,1} = 9{,}50$ м $M_{3,1} = 7{,}89$ кНм, $Q_{3,1} = -169{,}5$кН. Для сечения $l_{3,2} = 9{,}60$ м $M_{3,2} = -9{,}22$ кНм, $Q_{3,2} = -173{,}09$кН. В таблицах 6.4 и 6.5 представлены расчеты погонных сдвигающих сил для данных сечений.

Погонная сдвигающая сила определена по формуле:

$$\overline{S_i} = \frac{S_i}{a_i},$$

где S_i – сдвигающее усилие по шву объединения на заданном участке, определенное по формуле (3.30),

a – длина расчетного участка.

Таблица 6.4

Определение погонной сдвигающей силы в сечении $l_{3,1} = 9{,}50$ м при $Q_{3,1} = 169{,}5$ кН

Длина расчетного участка a, м	Изгибающий момент в сечении слева M_1, кНм	Изгибающий момент в сечении справа M_2, кНм	Продольное усилие в железобетонной части в сечении слева N_{b1}, кН	Продольное усилие в железобетонной части в сечении справа N_{b2}, кН	Погонная сдвигающая сила, $\overline{S}$, кН/м
0,002336	7,9	7,5	-18,0	-17,1	385,3

Таблица 6.5

Определение погонной сдвигающей силы в сечении $l_{3,2} = 9{,}60$ м при $Q_{3,2} = 173{,}1$ кН

Длина расчетного участка a, м	Изгибающий момент в сечении слева M_1, кНм	Изгибающий момент в сечении справа M_2, кНм	Продольное усилие в железобетонной части в сечении слева N_{b1}, кН	Продольное усилие в железобетонной части в сечении справа N_{b2}, кН	Погонная сдвигающая сила, $\overline{S}$, кН/м
0,0028	-8,7	-9,2	10,8	11,4	213,9

В таблицах 6.6 и 6.7 представлены расчеты погонных сдвигающих сил в первом и четвертом расчетных сечениях (опорных).

Таблица 6.6

Определение погонной сдвигающей силы в сечении $l_1 = 0{,}00$ м при $Q_1 = 171{,}0$ кН

Длина расчетного участка a, м	Изгибающий момент в сечении слева M_1, кНм	Изгибающий момент в сечении справа M_2, кНм	Продольное усилие в железобетонной части в сечении слева N_{b1}, кН	Продольное усилие в железобетонной части в сечении справа N_{b2}, кН	Погонная сдвигающая сила, $\overline{S}$, кН/м
0,150	0	25,27	0	57,98	386,5

Таблица 6.7

Определение погонной сдвигающей силы в сечении $l_4 = 12{,}15$ м при $Q_4 = 264.5$ кН

Длина расчетного участка a, м	Изгибающий момент в сечении слева M_1, кНм	Изгибающий момент в сечении справа M_2, кНм	Продольное усилие в железобетонной части в сечении слева N_{b1}, кН	Продольное усилие в железобетонной части в сечении справа N_{b2}, кН	Погонная сдвигающая сила, $\overline{S}$, кН/м
0,1071	-538,8	-567,2	669,6	704,8	328,7

Эпюра погонных сдвигающих сил приведена на рисунке 6.17.

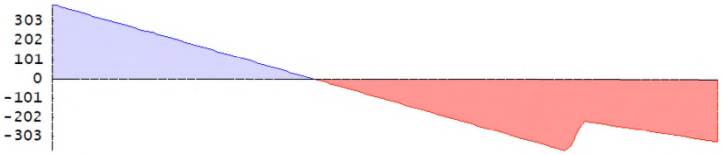


Рисунок 6.17 – Эпюра погонных сдвигающих сил S , кН/м

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

В рассматриваемом примере используются гибкие упоры диаметром 19 мм длиной 120 мм и расчетным сопротивлением стали $R_y = 350$ МПа.

$\frac{l}{d_{an}} = \frac{120}{19} = 6{,}316 > 4{,}2.$

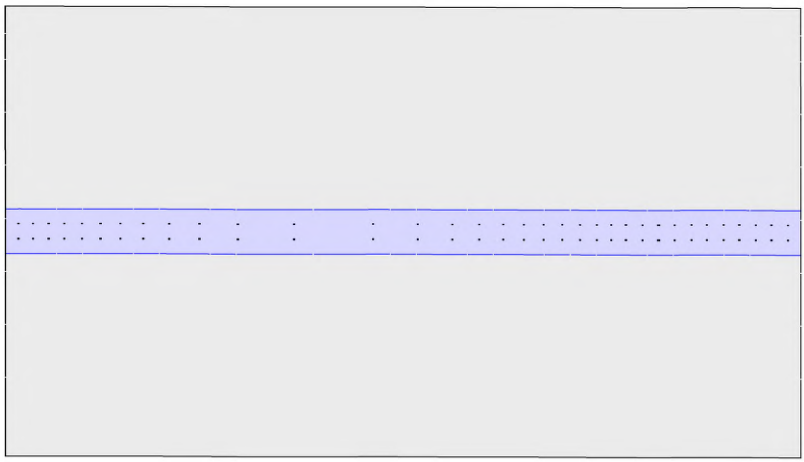
Несущая способность гибкого упора определяется по формуле (3.26) и равна:

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

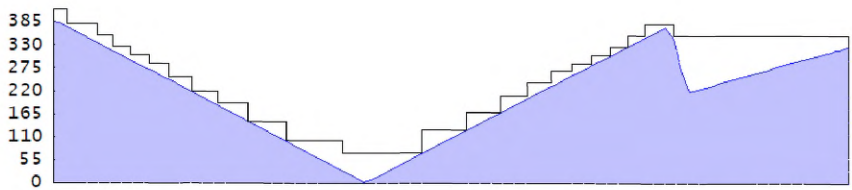
Также выполнено и условие (3.27)

$P_{rd} = 49{,}10 \leq 0{,}063d_{an}^2\gamma_c R_y = 0{,}0631{,}9^2 \times 1{,}0 \times 350 = 79{,}6$, кН.

На рисунке 6.18 приведена схема расстановки гибких упоров и эпюра несущей способности соединения по длине балки.



а)



б)

а) схема установки гибких упоров для обеспечения требуемой несущей способности соединения (без учета шага гофр); б) эпюра сдвигающих сил S и несущей способности соединения P по длине балки с учетом переменного шага упоров, кН/м

Рисунок 6.18– Расчет сдвигового соединения

В таблице 6.8 приведен расчет несущей способности соединения с учетом переменного шага гибких упоров, шаг упоров приведен требуемый, без учета фактического шага гофр настила.

Таблица 6.8

Расчет несущей способности сдвигового соединения

Начало участка при расстоянии от опоры «А» l_i, м	Погонная сдвигающая сила, S, кН/м	Шаг упоров s, мм	Количество упоров на рассматриваемом участке	Несущая способность соединения P, кН/м
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
6,8	167,1	418	1	208,0
7,24	201,2	36	1	240,8
7,60	230,7	232	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	381,0
9,48	342,8	247	10	352,0

Пример 5. Расчет несущей способности гибкого уголкового упора типа Hilti X-HVB

Выполним расчет несущей способности уголковых упоров для комбинированной балки, приведенной в примере 4. Характеристики гибких уголковых упоров Hilti X-HVB приняты на основании данных технического свидетельства (технического паспорта) на продукт.

При высоте толщине плиты 0,155 м и отношению размеров гофры профлиста $b_0/h_n < 1{,}8$, примем упор X-HVB 125 с расчетным сопротивлением на сдвиг равным 30 кН. Упор размещается вдоль гофр профилированного листа как показано на схеме.

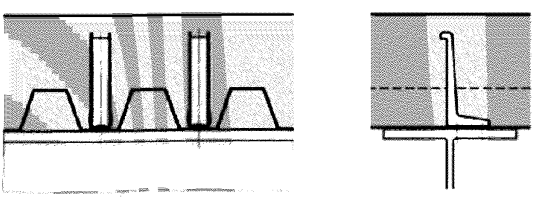


Рисунок 6.16– К примеру №5. Схема расположения уголкового упора в гофре профилированного настила

При устройстве плиты по профилированному настилу, необходимо учитывать снижение несущей способности уголковых упоров на сдвиг P_{rd} в зависимости от ориентации профилированного настила относительно стальной балки, а также от ориентации упора в гофре.

Вычислим понижающие коэффициенты $k_t{}^1$для одного и двух упоров в гофре на основании технической документации производителя [21].

$$k_t{}^1 = \frac{1{,}18}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_n} \cdot \left(\frac{h_{an}}{h_n} - 1\right) = \frac{1{,}18}{\sqrt{1}} \cdot \frac{72{,}75}{75} \cdot \left(\frac{125}{75} - 1\right) = 0{,}76 \leq 1,$$

$$k_t{}^2 = \frac{1{,}18}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_n} \cdot \left(\frac{h_{an}}{h_n} - 1\right) = \frac{1{,}18}{\sqrt{2}} \cdot \frac{72{,}75}{75} \cdot \left(\frac{125}{75} - 1\right) = 0{,}55 \leq 1.$$

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 и более упоров,

b_0, h_n – ширина полки и высота гофра настила (см. рисунок 5.3),

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

Несущая способность гибкого упора равна:

При одном упоре в гофре

$P_{rd}{}^1 = 0{,}89 \cdot k_t{}^1 \cdot P_{rd}$=0,89·30·0,76=20,3 кН.

При двух и более упорах в гофре

$P_{rd}{}^2 = 2 \cdot 0{,}89 \cdot k_t{}^2 \cdot P_{rd}$=2·0,89·30·0,55= 29,4 кН.

При размещении упора поперек гофр профилированного листа расчетное сопротивление срезу упора X-HVB 125 согласно [21] определяется по формуле

$$P_{rd}` = k_t \cdot P_{rd},$$

$$k_t = \frac{0{,}66}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_n} \cdot \left(\frac{h_{an}}{h_n} - 1\right) \leq 1.$$

При ориентации гофр профлиста параллельно оси стальной балки расчетное сопротивление срезу упора X-HVB 125 согласно [21] определяется по формуле

$$P_{rd}` = k_l \cdot P_{rd},$$

$$k_l = 0.6 \cdot \frac{b_0}{h_n} \cdot \left(\frac{h_{an}}{h_n} - 1\right) \leq 1.$$

6.3 Колонны с жесткой арматурой малой гибкости

Пример 6. Дано: сталежелезобетонная колонна среднего этажа рамного каркаса квадратного поперечного сечения с размерами по рисунку 6.17. Длина колонны – 3,0 м. Бетон класса по прочности на сжатие В30. Стальной сердечник – двутавр 40К6 по ГОСТ Р 57837-2017 из стали С345. Стержневая арматура расположена по контуру согласно рисунку 6.17– 8 шт. Ø40А500.

Нагрузки:

- изгибающий момент в плоскости наибольшей жесткости двутавра $M_z = 490{,}5$ кНм;
- изгибающий момент в плоскости наименьшей жесткости двутавра $M_y = 196{,}2$ кНм;
- продольная сила $N = 7700{,}0$ кН.

Все нагрузки длительные.

Требуется проверить прочность поперечного сечения.

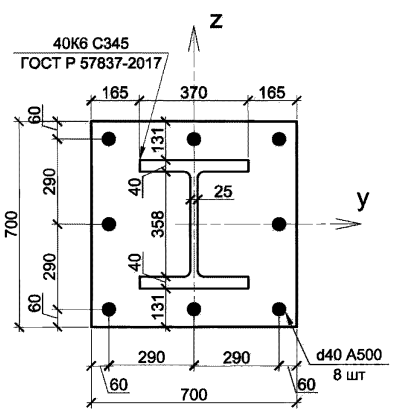


Рисунок 6.17 – К примеру расчета №6. Геометрические размеры поперечного сечения колонны

Запишем геометрические и прочностные характеристики элементов, формирующих поперечное сечение сталежелезобетонной колонны:

$R_s = 435$ МПа

$R_{sc} = 435$ МПа

$R_b = 17{,}0$ МПа

$R_y = 310$ МПа

$E_s = 2{,}0 \cdot 10^5$ МПа

$E_{st} = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа

$E_b = 32500$ МПа

$\varepsilon_{b2} = 0{,}0035$

$A_{st} = 38965$ мм^2

$b_{f1} = b_{f2} = 370$ мм

$t_{f1} = t_{f2} = 40$ мм

$t_w = 25$ мм

$h_w = 358$ мм

Площадь поперечного сечения одного стержня продольной арматуры – 1256,1 мм^2

Момент инерции одного стержня продольной арматуры относительно собственной оси – $1{,}257 \cdot 10^5$ мм^4

Моменты инерции стального сердечника относительно собственной оси:

$I_{y,st} = 128432{,}3 \cdot 10^4$ мм^4, $I_{z,st} = 33828{,}6 \cdot 10^4$ мм^4

С учетом длительности действия нагрузок расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_b = \gamma_{b1} R_b = 0{,}9 \cdot 17{,}0 = 15{,}3$ кг/см^2.

Модуль деформации бетона с учетом длительности действия нагрузки определим согласно СП 266.1325800.2016 (формуле Г.13):

$$E_{b1} = E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1+\varphi_{b,cr}} = \frac{32500}{1+2{,}3} = 9848{,}5 \text{ кг/см}^2.$$

Определим коэффициенты приведения к бетону для жесткой и гибкой арматуры согласно СП 266.1325800.2016 (формуле Г.18):

$$\alpha_{st} = \frac{E_{st}}{E_{b1}} = \frac{206000}{9848{,}5} = 20{,}92,$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{b1}} = \frac{200000}{9848{,}5} = 20{,}31.$$

Выполним проверку условия 7.1.1.3 СП 266.1325800.2016 [8] $\frac{l_0}{i_{red}} > 14$.

Радиус инерции приведенного сечения определяется по СП 266.1325800.2016 (формуле (Г.15)):

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}}.$$

Вычислим моменты инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести по СП 266.1325800.2016 (формуле (Г.16)) (в рассматриваемом примере центр тяжести приведенного сечения совпадает с

центром тяжести бетонной части и жесткой арматуры в связи с их симметричным расположением):

$I_{y,red} = I_y + I_{y,st}\alpha_{st} + I_{y,s} \cdot \alpha_s = 18089179963{,}6 + 128432{,}3 \cdot 10^4 \cdot 20{,}92 + 634833369{,}6 \cdot 20{,}31 = 57845203347{,}3$ мм^4,

$I_{z,red} = I_z + I_{z,st}\alpha_{st} + I_{z,s} \cdot \alpha_s = 19035219963{,}6 + 33828{,}6 \cdot 10^4 \cdot 20{,}92 + 634833369{,}6 \cdot 20{,}31 = 39002997439{,}6$ мм^4.

где $I_{y,s}, I_{z,s}$ – моменты инерции стержневой арматуры относительно центра тяжести приведенного сечения:

$I_{y,s} = I_{z,s} = 8 \cdot I_s + 6 \cdot 1256{,}1 \cdot \left(\frac{H-a-a`}{2}\right)^2 = 8 \cdot 1{,}257 \cdot 10^5 + 6 \cdot 1256{,}1 \cdot \left(\frac{700-60-60}{2}\right)^2 = 634833369{,}6$ мм^4 ,

I_y, I_z – моменты инерции бетонной части относительно центра тяжести приведенного сечения (с учетом вытеснения бетона арматурой):

$I_y = \frac{bh^3}{12} - I_{y,s} - I_{st_y} = \frac{700 \cdot 700^3}{12} - 634833369{,}6 - 128432{,}3 \cdot 10^4 = 18089179963{,}6$ мм^4,

$I_z = \frac{hb^3}{12} - I_{z,s} - I_{st_z} = \frac{700 \cdot 700^3}{12} - 634833369{,}6 - 33828{,}6 \cdot 10^4 = 19035219963{,}6$ мм^4.

Определим площадь приведенного поперечного сечения по СП 266.1325800.20 (формуле Г.17) :

$A_{red} = A_b + A_{st}\alpha_{st} + (A_s + A'_s)\alpha_s = (b \cdot h - A_{st} - A_s - A'_s) + A_{st}\alpha_{st} + (A_s + A'_s)\alpha_s =$
$= (700 \cdot 700 - 38965 - 1256{,}1 \cdot 8) + 38965 \cdot 20{,}92 + 1256{,}1 \cdot 8 \cdot 20{,}31 = 1409065{,}1$ мм^2 .

Радиусы инерции приведенного сечения:

$i_{y,red} = \sqrt{\frac{I_{y,red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{57845203347{,}3}{1409065{,}1}} = 202{,}6$ мм,

$i_{z,red} = \sqrt{\frac{I_{z,red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{39002997439{,}6}{1409065{,}1}} = 166{,}4$ мм.

Расчетная длина элемента согласно 8.1.17 СП 63.13330.2012:

$l_0 = 0{,}7L = 0{,}7 \cdot 3000 = 2100$ мм .

Тогда:

$\frac{l_0}{i_{y,red}} = \frac{2100}{202{,}6} = 10{,}36 < 14$,

$\frac{l_0}{i_{z,red}} = \frac{2100}{166{,}4} = 12{,}62 < 14$.

Согласно СП 266.1325800.2016 (условию 7.1.1.3), влияние прогиба на величину эксцентриситета не учитывается и коэффициент η=1.

Определение эксцентриситетов

Определим случайный эксцентриситет e_a согласно СП 266.1325800.2016 (7.1.1.5):

$$e_a = \max\begin{cases}\frac{1}{600}L = \frac{1}{600}\cdot 3000 = 5 \text{ мм},\\ \frac{1}{30}h = \frac{1}{30}\cdot 700 = 23{,}3 \text{ мм},\\ 10 \text{ мм}\end{cases} = 23{,}3 \text{ мм}.$$

Определим эксцентриситет e_0 продольной силы для плоскостей *y* и *z*:

$$e_z = \frac{M_z}{N} = \frac{490{,}5\cdot 10^6}{7700\cdot 10^3} = 63{,}7 \text{ мм},$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{196{,}2\cdot 10^6}{7700\cdot 10^3} = 25{,}5 \text{ мм}.$$

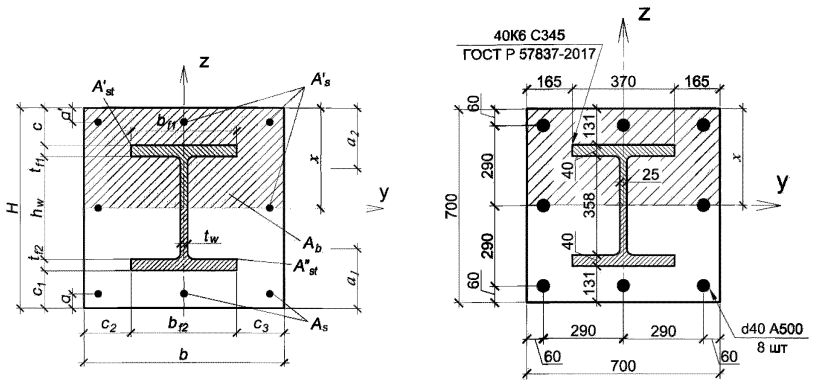
Определим эксцентриситет приложения продольной силы относительно центра тяжести сечения растянутого стержня гибкой арматуры с учетом случайного эксцентриситета и влияния продольного изгиба согласно СП 266.1325800.2016 (7.1.2.4):

$$e_{1,z} = e_0\cdot\eta + \frac{h'-a'}{2} = 63{,}7\cdot 1 + \frac{(700-60)-60}{2} = 353{,}7 \text{ мм}.$$

$$e_{1,y} = e_0\cdot\eta + \frac{h'-a'}{2} = 25{,}5\cdot 1 + \frac{(700-60)-60}{2} = 315{,}5 \text{ мм}.$$

Проверка прочности поперечного сечения элемента в плоскости наибольшей жесткости z.

Общий вид поперечного сечения элемента при проверке прочности в плоскости наибольшей жесткости приведен на рисунке 6.18.



а) общий вид поперечного сечения

б) поперечное сечение – размеры и материалы

Рисунок 6.18– К примеру расчета №4. Проверка прочности поперечного сечения элемента в плоскости наибольшей жесткости *z*

Определяем граничную относительную высоту сжатой зоны для стального сердечника и стержневой арматуры:

- для стального сердечника:

$$\xi_R = \frac{0{,}8}{1+\frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0{,}8}{1+\frac{1{,}505\cdot 10^{-3}}{0{,}0035}} = 0{,}559,$$

где $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_y}{E_{st}} = 1.505 \cdot 10^{-3}$,

- для стержневой арматуры:

$$\xi_R = \frac{0.8}{1+\frac{2.175\cdot 10^{-3}}{0.0035}} = 0.493,$$

где $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = 2.175 \cdot 10^{-3}$.

В качестве рабочего значения принимаем меньшее, как наиболее опасное: $\xi_R = 0.493$.

Определяем высоту сжатой зоны сечения применительно к случаю расчета по 4.1.8 по формуле (4.3):

$$x = \frac{N+R_s A_s+R_b A'_s-R_{sc}A'_s-(R_b-R_y)[t_w(t_{f1}+c)-b_{f1}t_{f1}]+R_y[t_w(h_w+t_{f1}+c)+b_{f2}t_{f2}]}{R_b b+R_y t_w-t_w(R_b-R_y)} =$$

$$= \frac{7700 \cdot 10^3 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 + 15{,}3 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 - 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 - (15{,}3 - 310)[25 \cdot (40 + 131) - 370 \cdot 40] +}{15{,}3 \cdot 700 + 310 \cdot 25 - 25 \cdot (15{,}3 - 310)} =$$

$$= \frac{+310 \cdot [25 \cdot (358 + 40 + 131) + 370 \cdot 40]}{} = 516{,}6 \text{ мм}.$$

Расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до растянутой грани сечения:

$$a_1 = \frac{t_w\left(h_w + t_{f1} + c - x\right)\left(\frac{h_w + t_{f1} + c - x}{2} + c_1 + t_{f2}\right)R_y + b_{f2}t_{f2}\left(\frac{t_{f2}}{2} + c_1\right)R_y + R_sA_sa}{A''_{st}R_y + R_sA_s} =$$

$$= \frac{25 \cdot (358 + 40 + 131 - 516{,}6)\left(\frac{358 + 40 + 131 - 516{,}6}{2} + 131 + 40\right) \cdot 310 + 370 \cdot 40 \cdot \left(\frac{40}{2} + 131\right) \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 \cdot 60}{15108{,}8 \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3} = 128 \text{ мм},$$

где $A''_{st} = t_w\left(h_w + t_{f1} + c - x\right) + b_{f2}t_{f2} =$

$= 25 \cdot (358 + 40 + 131 - 516{,}6) + 370 \cdot 40 \ = 15108{,}8 \text{ мм}^2$.

Рабочая высота сечения $h_0 = H - a_1 = 700 - 127{,}8 = 572{,}2$ мм.

Определим относительную высоту сжатой зоны $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{516{,}6}{572{,}2} = 0.903$.

$$\xi = 0.903 > \xi_R = 0.493 .$$

Условие $\xi < \xi_R$ не выполнено, поэтому расчет высоты сжатой зоны необходимо выполнить по формуле (4.6).

Определяем высоту сжатой зоны сечения для случая $\xi > \xi_R$.

Предположим, что в растянутой зоне находится полка жесткой арматуры и половина стенки двутавра. Центр тяжести растянутой арматуры относительно растянутой грани сечения:

$$a_1 = \frac{t_w\frac{h_w}{2}\left(\frac{h_w}{4} + c_1 + t_{f2}\right)R_y + b_{f2}t_{f2}\left(\frac{t_{f2}}{2} + c_1\right)R_y + R_sA_sa}{t_w\frac{h_w}{2}R_y + b_{f2}t_{f2}R_y + R_sA_s} =$$

$$= \frac{25 \cdot \frac{358}{2} \cdot \left(\frac{358}{4} + 131 + 40\right) \cdot 310 + 370 \cdot 40 \cdot \left(\frac{40}{2} + 131\right) \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 \cdot 60}{25 \cdot \frac{358}{2} \cdot 310 + 370 \cdot 40 \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3} = 151{,}4 \text{ мм}.$$

Рабочая высота сечения $h_0 = H - a_1 = 700 - 151{,}4 = 548{,}6$ мм.

Высота сжатой зоны:

$$x = h_0\frac{[N - (R_y - R_b)A'_{st} - R_{sc}A'_s](1 - \xi_R) + (R_yA''_{st} + R_sA_s)(1 + \xi_R)}{R_bbh_0(1 - \xi_R) + 2(R_yA''_{st} + R_sA_s)} =$$

$$= 548{,}6 \cdot \left(\frac{[7700 \cdot 10^3 - (310 - 15{,}3) \cdot 19483 - 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3](1 - 0.493)}{15{,}3 \cdot 700 \cdot 548{,}6 \cdot (1 - 0.493) + 2 \cdot (310 \cdot 19483 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3)} + \right.$$

$$+\frac{(310\cdot 19483+435\cdot 1256{,}1\cdot 3)(1+0.493)}{15{,}3\cdot 700\cdot 548{,}6\cdot(1-0.493)+2\cdot(310\cdot 19483+435\cdot 1256{,}1\cdot 3)}\Bigg)=$$

$$=348{,}0\text{ мм},$$

где $A'_{st}=A''_{st}=\frac{A_{st}}{2}=19483$ мм^2.

Полученное значение x почти полностью совпало с предполагаемой величиной. В случае сильного отличия необходимо выполнить дополнительную итерацию по корректировке ее значения.

Определим центр тяжести сжатого бетона относительно наиболее сжатой точки поперечного сечения:

$$a_2=\frac{b\cdot x\cdot\frac{x}{2}-\left[b_{f1}t_{f1}\left(c+\frac{t_{f1}}{2}\right)+t_w\left(x-c-t_{f1}\right)\left(\frac{x-c-t_{f1}}{2}+t_{f1}+c\right)\right]-A'_s a'}{b\cdot x-A'_{st}-A'_s}=$$

$$=\frac{700\cdot 348{,}0\frac{348{,}0}{2}-\left[370\cdot 40\cdot\left(131+\frac{40}{2}\right)+25\cdot(348{,}0-131-40)\left(\frac{348{,}0-131-40}{2}+40+131\right)\right]-1256{,}1\cdot 3\cdot 60}{700\cdot 348{,}0-19483-1256{,}1\cdot 3}=176{,}0\text{ мм}.$$

Определяем предельный момент, который может быть воспринят сечением элемента, относительно наиболее растянутого стержня гибкой арматуры:

$$M_z=R_b(bx-A'_s-A'_{st})(h'-a_2)+R_{sc}A'_s(h'-a')+$$

$$+R_y\left[b_{f1}t_{f1}\left(h'-c-\frac{t_{f1}}{2}\right)+t_w\left(x-c-t_{f1}\right)\left(h'-c-t_{f1}-\frac{x-c-t_{f1}}{2}\right)\right]-$$

$$-R_y\left[b_{f2}t_{f2}\left(c_1+\frac{t_{f2}}{2}-a\right)+t_w\left(h_w+t_{f1}+c-x\right)\left(\frac{h_w+t_{f1}+c-x}{2}+t_{f2}+c_1-a\right)\right]=$$

$$=15{,}3\cdot(700\cdot 348{,}0-1256{,}1\cdot 3-19483)(640-176{,}0)+435\cdot 1256{,}1\cdot 3\cdot(640-60)+$$

$$+310\left[370\cdot 40\cdot\left(640-131-\frac{40}{2}\right)+25\cdot(348{,}0-131-40)\left(640-131-40-\frac{348{,}0-131-40}{2}\right)\right]-$$

$$-310\left[370\cdot 40\cdot\left(131+\frac{40}{2}-60\right)+25\cdot(358+40+131-348{,}0)\left(\frac{358+40+131-348{,}0}{2}+40+131-60\right)\right]=$$

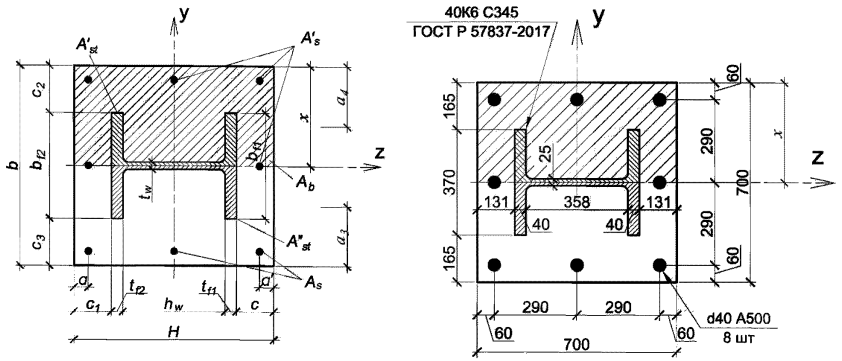
$$=4580383921{,}8\text{ Н}\cdot\text{мм}.$$

Отсюда предельная продольная сила, которая может быть воспринята сечением элемента при заданном эксцентриситете:

$$N_z=\frac{M_z}{e_{1,z}}=\frac{4580383921{,}8}{353{,}7}=12949{,}9\text{ кН}.$$

Проверка прочности поперечного сечения элемента в плоскости наименьшей жесткости y.

Общий вид поперечного сечения элемента при проверке прочности в плоскости наименьшей жесткости приведен на рисунке 6.19.



а) общий вид поперечного сечения

б) поперечное сечение – размеры и материалы

Рисунок 6.19– К примеру расчета №4. Проверка прочности поперечного сечения элемента в плоскости наименьшей жесткости *y*

Определяем высоту сжатой зоны сечения применительно к случаю расчета по 4.1.12 по формуле (4.4):

$$x = \frac{N + R_s A_s + R_b A'_s - R_{sc} A'_s + 2R_y t_{f1}(b_{f1} + 2c_2) - 2R_b t_{f1} c_2 + h_w t_w (R_b - R_y)}{R_b b + 2t_{f1}(2R_y - R_b)} =$$

$$= \frac{7700 \cdot 10^3 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 + 15{,}3 \cdot 1256{,}1 \cdot 5 - 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 5 + 2 \cdot 310 \cdot 40 \cdot (370 + 2 \cdot 165) - 2 \cdot 15{,}3 \cdot 40 \cdot 165 + 358 \cdot 25 \cdot (15{,}3 - 310)}{15{,}3 \cdot 700 + 2 \cdot 40 \cdot (2 \cdot 310 - 15{,}3)} =$$

$= 359{,}2$ мм.

Полученный результат свидетельствует о том, что нейтральная ось пересекает стенку двутавра, что не соответствует принятой схеме расположения нейтральной оси в поперечном сечении. Необходимо выполнить перерасчет и уточнить значение высоты сжатой зоны. Теперь, при записи уравнения равновесия будем полагать, что стенка находится в растянутой зоне.

Определяем высоту сжатой зоны сечения применительно к случаю расчета по 4.1.14 по формуле (4.5):

$$x = \frac{N + R_s A_s + R_b A'_s - R_{sc} A'_s + R_y(2b_{f1} t_{f1} + 4c_2 t_{f1} + h_w t_w) - 2R_b t_{f1} c_2}{R_b b + 2t_{f1}(2R_y - R_b)} =$$

$$= \frac{7700 \cdot 10^3 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 5 + 15{,}3 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 - 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 + 310(2 \cdot 370 \cdot 40 + 4 \cdot 165 \cdot 40 + 358 \cdot 25) - 2 \cdot 15{,}3 \cdot 40 \cdot 165}{15{,}3 \cdot 700 + 2 \cdot 40 \cdot (2 \cdot 310 - 15{,}3)} = 487{,}1 \text{ мм},$$

Полученный результат свидетельствует о том, что стенка двутавра находится в сжатой зоне, что не соответствует принятой схеме расположения нейтральной оси в поперечном сечении. Согласно пункту 4.1.13 настоящего стандарта организации будем считать, что нейтральная ось проходит в пределах толщины стенки профиля жесткой арматуры.

Принимаем x=350 мм.

Центр тяжести растянутой арматуры относительно растянутой грани сечения:

$$a_3 = \frac{2 \cdot t_{f1} \cdot (b_{f1} + c_2 - x) R_y \left(\frac{b_{f1}+c_2-x}{2} + c_3\right) + R_s A_s a}{2 \cdot t_{f1} \cdot (b_{f1} + c_2 - x) R_y + R_s A_s} =$$

$$= \frac{2 \cdot 40 \cdot (370+165-350) \cdot 310 \cdot \left(\frac{370+165-350}{2}+165\right) + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 \cdot 60}{2 \cdot 40 \cdot (370+165-350) \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3} = 205{,}5 \text{ мм}.$$

Рабочая высота сечения $h_0 = H - a_3 = 700 - 205{,}5 = 494{,}5$ мм.

Определим относительную высоту сжатой зоны $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{350}{494{,}5} = 0{,}708$.

$\xi = 0{,}708 > \xi_R = 0.493$.

Условие $\xi < \xi_R$ не выполнено, поэтому расчет высоты сжатой зоны необходимо выполнить по формуле (4.6).

Определяем высоту сжатой зоны сечения для случая $\xi > \xi_R$.

Рассмотрим случай, когда нейтральная ось пересекает полки двутавра, стенка и более половины ширины полок сжаты по пункту 4.1.12.

Высоту сжатой зоны примем равной x=400 мм.

Центр тяжести растянутой арматуры относительно растянутой грани сечения:

$$a_3 = \frac{2 \cdot t_{f1} \cdot (b_{f1} + c_2 - x) \left(\frac{b_{f1}+c_2-x}{2} + c_3\right) R_y + R_s A_s a}{2 \cdot t_{f1} \cdot (b_{f1} + c_2 - x) R_y + R_s A_s} =$$

$$= \frac{2 \cdot 40 \cdot (370+165-400) \left(\frac{370+165-400}{2}+165\right) \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 \cdot 60}{2 \cdot 40 \cdot (370+165-400) \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3} = 175{,}8 \text{ мм}.$$

Рабочая высота сечения $h_0 = H - a_3 = 700 - 175{,}8 = 524{,}2$ мм

Высота сжатой зоны:

$$x = h_0 \frac{[N - (R_y - R_b)A'_{st} - R_{sc}A'_s](1 - \xi_R) + (R_y A''_{st} + R_s A_s)(1 + \xi_R)}{R_b b h_0 (1 - \xi_R) + (R_y A_{st} + R_s A_s + R_{sc} A'_s)} =$$

$$= 524{,}2 \cdot \frac{[7700 \cdot 10^3 - (310 - 15{,}3) \cdot 28165 - 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 5](1 - 0{,}493) + (310 \cdot 10800 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3)(1 + 0{,}493)}{15{,}3 \cdot 700 \cdot 524{,}2 \cdot (1 - 0{,}493) + (310 \cdot 38965 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 5)} =$$

$$= 156{,}5 \text{ мм},$$

где $A''_{st} = 2 \cdot t_{f1} \cdot (b_{f1} + c_2 - x) = 2 \cdot 40 \cdot (370 + 165 - 400) = 10800$ мм^2.

$A'_{st} = A_{st} - A''_{st} = 38965 - 10800 = 28165$ мм^2.

Полученный результат свидетельствует о том, что стенка двутавра находится в растянутой зоне, что не соответствует принятой схеме расположения нейтральной оси в поперечном сечении. Необходимо выполнить перерасчет и уточнить значение высоты сжатой зоны. Теперь, при записи уравнения равновесия будем полагать, что стенка находится в растянутой зоне.

Рассмотрим случай, когда нейтральная ось пересекает полки двутавра, менее половины ширины полок сжата, более половины ширины полок и стенка – растянуты (пункт 4.1.14 настоящего стандарта организации).

Высоту сжатой зоны примем равной x=250 мм.

$$a_3 = \frac{2 \cdot t_{f1} \cdot (b_{f1} + c_2 - x)\left(\frac{b_{f1} + c_2 - x}{2} + c_3\right) R_y + t_w h_w \left(\frac{b_{f2}}{2} + c_3\right) R_y + R_s A_s a}{2 \cdot t_{f1} \cdot (b_{f1} + c_2 - x) R_y + t_w h_w R_y + R_s A_s} =$$

$$= \frac{2 \cdot 40 \cdot (370 + 165 - 250)\left(\frac{370 + 165 - 250}{2} + 165\right) \cdot 310 + 25 \cdot 358 \cdot \left(\frac{370}{2} + 165\right) \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 5 \cdot 60}{2 \cdot 40 \cdot (370 + 165 - 250) \cdot 310 + 25 \cdot 358 \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 5} = 263{,}1 \text{ мм}.$$

где $A_s = 1256{,}1 \cdot 5 = 6280{,}5$ мм^2.

Рабочая высота сечения $h_0 = H - a_3 = 700 - 263{,}1 = 436{,}9$ мм.

Высота сжатой зоны:

$$x = h_0 \frac{[N - (R_y - R_b)A'_{st} - R_{sc}A'_s](1 - \xi_R) + (R_y A''_{st} + R_s A_s)(1 + \xi_R)}{R_b b h_0 (1 - \xi_R) + (R_y A_{st} + R_s A_s + R_{sc} A'_s)} =$$

$$= 436{,}9 \cdot \frac{[7700 \cdot 10^3 - (310 - 15{,}3) \cdot 6800 - 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3](1 - 0{,}493) + (310 \cdot 32165 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 5)(1 + 0{,}493)}{15{,}3 \cdot 700 \cdot 436{,}9 \cdot (1 - 0{,}493) + (310 \cdot 38965 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3)} = 488{,}1 \text{ мм}.$$

где $A'_{st} = 2t_{f1}(x - c_2) = 2 \cdot 40 \cdot (250 - 165) = 6800$ мм^2,

$A''_{st} = A_{st} - A'_{st} = 38965 - 6800 = 32165$ мм^2.

Полученный результат свидетельствует о том, что стенка двутавра

находится в сжатой зоне, что не соответствует принятой схеме расположения нейтральной оси в поперечном сечении. Согласно 4.1.13 настоящего стандарта организации будем считать, что нейтральная ось проходит в пределах толщины стенки профиля жесткой арматуры.

Принимаем x=350 мм.

Определим центр тяжести сжатого бетона относительно наиболее сжатой точки поперечного сечения:

$$a_4 = \frac{b \cdot x \cdot \frac{x}{2} - \left[2t_{f1}(x - c_2)\left(\frac{x-c_2}{2} + c_2\right)\right] - A_s' a'}{b \cdot x - A_{st}' - A_s'} =$$

$$= \frac{700 \cdot 350 \cdot \frac{350}{2} - \left[2 \cdot 40 \cdot (350 - 165)\left(\frac{350-165}{2} + 165\right)\right] - 1256{,}1 \cdot 3 \cdot 60}{700 \cdot 350 - 14800 - 1256{,}1 \cdot 3} = 171{,}5 \text{ мм},$$

где $A_{st}' = 2t_{f1}(x - c_2) = 2 \cdot 40 \cdot (350 - 165) = 14800$ мм^2.

Определяем предельный момент, который может быть воспринят сечением элемента, относительно наиболее растянутого стержня гибкой арматуры:

$$M_y = R_b(bx - A_s' - A_{st}')(h' - a_4) + R_{sc}A_s'(h' - a') +$$

$$+R_y\left[2t_{f1}(x - c_2)\left(h' - c_2 - \frac{x-c_2}{2}\right)\right] - R_y\left[2t_{f1}(b_{f1} + c_2 - x)\left(h' - x - \frac{b_{f1}+c_2-x}{2}\right)\right] =$$

$$= 15{,}3 \cdot (700 \cdot 350 - 1256{,}1 \cdot 3 - 14800)(640 - 171{,}5) + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 \cdot (640 - 60) +$$

$$+310 \cdot \left[2 \cdot 40 \cdot (350 - 165)\left(640 - 165 - \frac{350-165}{2}\right)\right] -$$

$$-310 \cdot \left[2 \cdot 40 \cdot (370 + 165 - 350)\left(640 - 350 - \frac{370+165-350}{2}\right)\right] = 3422521395{,}8 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Отсюда предельная продольная сила, которая может быть воспринята сечением элемента при заданном эксцентриситете:

$$N_z = \frac{M_y}{e_{1,y}} = \frac{3422521395{,}8}{315{,}5} = 10848598{,}2 \text{ Н} = 10848{,}6 \text{ кН}.$$

Определяем предельное значение продольной силы, которая может быть воспринята элементом по СП 266.1325800.2016 (формуле (7.4)):

$$N_{ult} = \frac{1}{\varphi} \cdot \left(R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_{s,tot} + R_y \cdot A_{st}\right) =$$

$$= \frac{1}{0.92} \cdot (15{,}3 \cdot 440986{,}2 + 435 \cdot 8 \cdot 1256{,}1 + 310 \cdot 38965) = 25214{,}6 \text{ кН},$$

где φ принимаем по СП 266.1325800.2016 (таблице 7.1) $\varphi = 0{,}92$;

$A_b = bh - A_{st} - A_{s,tot} = 700 \cdot 700 - 38965 - 8 \cdot 1256{,}1 = 440986{,}2$ мм^2.

Выполняем проверку прочности по СП 266.1325800.2016 (условию (7.3)):

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_y}+\frac{1}{N_z}-\frac{1}{N_{ult}}} = \frac{1}{\frac{1}{12949,9}+\frac{1}{10848,6}-\frac{1}{25214,6}} = 7708 \text{ кН} < N = 7700 \text{ кН}.$$

Прочность поперечного сечения колонны обеспечена.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 24045-2016 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия
2. ГОСТ Р 57837-2017 Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия
3. СП 14.13330.2014 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах» (с изменением № 1)
4. СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции»
5. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия»
6. СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (с изменениями № 1, № 2)
7. СП 70.13330.2012 «СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции»
8. СП 266.1325800.2016 Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования.
9. СП 267.13330.2016 Здания и комплексы высотные. Правила проектирования
10. Рекомендации по учёту ползучести и усадки бетона при расчёте бетонных и железобетонных конструкций. НИИЖБ Госстроя СССР, Москва, Стройиздат, 1988, 120 с.
11. СТО 573938459-001-2010 Профили стальные листовые гнутые для сталебетонных перекрытий. Технические условия. ООО «Стальные конструкции - Профлист». Рязань, 2010
12. СТО 57398459-002-2011 Перекрытия железобетонные монолитные с несъемной опалубкой из профилированного листа. Общие технические требования. Проектирование и производство работ. ООО «Стальные конструкции - Профлист». Рязань, 2011
13. СТО 57398459-30-2008 (СТП/ПП/30) Профили стальные листовые гнутые для сталебетонных перекрытий. ООО «Стальные конструкции - Профлист». Рязань, 2008

14. СТО 57398459-035-2014 Плиты перекрытий зданий и сооружений сталежелезобетонные с применением стальных профилированных листов. Нормы проектирования. ООО «Стальные конструкции - Профлист». Рязань, 2010
15. Семенов В.А., Семенов П.Ю. Выбор расчетных моделей пространственных комбинированных систем // Пространственные конструкции зданий и сооружений (исследование, расчет, проектирование, применение), вып.9, М., 2004
16. Семенов В.А., Семенов П.Ю. О расчетах зданий и сооружений методом конечных элементов с использованием изогеометрического подхода // Пространственные конструкции зданий и сооружений (исследование, расчет, проектирование, применение), вып.10, М., 2006
17. Семенов В.А., Семенов П.Ю. Метод соединения различных моделей конечных элементов и его приложение к стержням и оболочкам // В кн.: Математическое моделирование в механике сплошных сред. Методы граничных и конечных элементов. Труды XXI Международной конференции, т. 2, СПб.:НИИХ СпбГУ, 2006
18. Семенов В.А. Современные подходы к построению расчетных схем строительных конструкций и их использование при расчетах высотных зданий // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 2008, Volume 4
19. Семенов В.А., Семенов П.Ю. О некоторых апостериорных оценках погрешностей результатов численных расчетов конструкций // В кн.: Математическое моделирование в механике сплошных сред. Методы граничных и конечных элементов. Труды XX Международной конференции, т. III, СПб.:НИИХ СпбГУ, 2003
20. Рекомендации по учёту ползучести и усадки бетона при расчёте бетонных и железобетонных конструкций. НИИЖБ Госстроя СССР, Москва, Стройиздат, 1988, 120 с.

21. Hilti nailed shear connector X-HVB - Evaluation report for ETA. University of Stuttgart, 2016

ОКС 91.080.01;

91.080.10;

91.080.40

Ключевые слова: конструкции сталежелезобетонные, комбинированные балки, сталежелезобетонные плиты, балки, колонны, конструкции комбинированные, расчет сталежелезобетонных конструкций, профилированный настил, жесткая арматура, стальной сердечник, внешнее армирование, несъемная опалубка, трубобетон, трубобетонные конструкции, надежность сталежелезобетонных конструкций, долговечность сталежелезобетонных конструкций, трещиностойкость, гибкий упор, жесткий упор, стад-болт, конструирование сталежелезобетонных конструкций, конструктивные требования, расчет конструкции объединения стальной и железобетонной части сечения

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Утверждено приказом генерального директора Ассоциации «Объединения участников бизнеса по развитию стального строительства» № 10/02 от 25 августа 2018 г. и введено в действие с 01 ноября 2018 г.

Подписано в печать 29.10.2018. Формат: 35х45/2. Усл. печ. л. 58. Тираж 300 экз. Заказ № 1025/18.
Бумага мелованная матовая. Печать офсетная. Гарнитура: DINPro, Times New Roman
Отпечатано ООО «АКСИОМ ГРАФИКС ЮНИОН», Москва, 2-й Кожевнический пер., д. 12, стр. 2

Все права защищены. Ни одна часть пособия не может быть опубликована, воспроизведена или размножена любым другим способом без письменного разрешения владельцев авторских прав.

© Ассоциация развития стального строительства, 2018 г., Москва, ул. Остоженка, д.19 стр. 1.

ISBN 978-5-6040878-7-9

УДК 624.012.45
ББК 38.53

gost.e-ecolog.ru