

РАСЧЕТ КОМБИНИРОВАННЫХ БАЛОК С ПЕРФОРИРОВАННЫМИ СТЕНКАМИ

АРСС

Ассоциация развития
стального строительства

РАСЧЕТ КОМБИНИРОВАННЫХ БАЛОК С ПЕРФОРИРОВАННЫМИ СТЕНКАМИ

В соответствии с европейскими стандартами по строительству (Еврокодами) и Национальными приложениями к британским стандартам

Р. М. Лоусон. Бакалавр инженерного дела (BSc (Eng)), доктор философии (PhD), дипломированный инженер (CEng), участник Института гражданских инженеров (MICE), участник Института инженеров-строителей (MIStructE), член Американского общества инженеров-строителей (MASCE), выпускник Института Сити и гильдий Лондона (ACGI)

С. Дж. Хикс. Инженер-строитель (BEng), доктор философии (PhD) (Cantab.)





Институт стальных конструкций (SCI) является ведущим независимым экспертом, предлагающим услуги на основе технических знаний и опыта. Институт делится лучшими практическими методами работы в области стального строительства. В партнерстве с заказчиками, членами организации и коллегами в отрасли мы помогаем создавать бизнес и обеспечивать конкурентные преимущества за счет применения наших знаний в коммерческой сфере. Мы находим решения, отвечающие принципам устойчивого развития и экологической ответственности, а также содействуем их продвижению.

Мы предлагаем услуги по следующим пяти направлениям.

Техническая информация

- Курсы
- Публикации
- Интерактивные справочные пособия
- Образование
- Нормы и стандарты

Коммуникационные технологии

- Веб-сайты
- Сообщества
- Средства проектирования

Решения в области монтажа

- Экоустойчивость
- Разработка продукции
- Исследования
- Технические решения

Аттестация

- Аттестация Институтом стальных конструкций

Членство

- Индивидуальное и корпоративное членство

© 2011 SCI. Все права защищены.

Номер публикации: SCI P355

ISBN 978-1-85942-197-0

Публикация:
SCI, Silwood Park, Ascot
Berkshire. SL5 7QN UK (Великобритания)

Тел.: +44 (0)1344 636525
Факс: +44 (0)1344 636570
Эл. почта: reception@steel-sci.com

www.steel-sci.com

О выявленных ошибках просим
сообщать по адресу:
publications@steel-sci.com

Данная публикация не может быть воспроизведена, скопирована или передана в любой форме или любыми средствами без предварительного разрешения издательства, при этом любое воспроизведение копировально-множительными средствами должно соответствовать условиям лицензий, выданных Агентством по лицензированию объектов авторского права Великобритании (UK Copyright Licensing Agency) или иных обществ по защите прав на воспроизведение, действующих за пределами Великобритании. В соответствии с Законом о защите авторских и патентных прав, а также прав на изобретения (Copyright Designs and Patents Act, 1988) вышеуказанный запрет не распространяется на добросовестное использование настоящей публикации для научных исследований и самостоятельного изучения, а также при подготовке критических и обзорных материалов. Для получения разрешений на воспроизведение публикации в любых иных целях следует обращаться в издательский отдел Института стальных конструкций.

При подготовке настоящего издания были приняты все возможные меры для использования актуальной и достоверной информации в отношении изложенных фактов, сложившейся практики и высказанных мнений. Вместе с тем Институт стальных конструкций, авторы и рецензенты не несут ответственности за любые неточности или неправильное толкование данных и (или) информации, а также за любой ущерб, возникший в связи с использованием любой информации из настоящей публикации.

Издания, реализуемые участникам Института на льготных условиях, не предназначены для перепродажи.

Данные о публикации в каталоге Британской библиотеки. Запись каталога о данной публикации имеется в Британской библиотеке.

Бумага, на которой напечатан текст данной публикации, не содержит хлора. Производитель бумаги и типографии прошли независимую сертификацию в соответствии с правилами Лесного попечительского совета.



ВСТУПЛЕНИЕ

Комбинированные балки с прямоугольными или круглыми отверстиями как правило применяются в условиях, когда требуется провести воздуховоды инженерных коммуникаций через стенки балок. Но наличие больших отверстий в стенке означает дополнительные сложности при проектировании. Руководство по проектированию было представлено в ранее выпущенной публикации Института стальных конструкций «Расчет комбинированных балок с перфорированной стенкой» (P068). Вопросы проектирования были дополнительно изучены в рамках проекта Европейского объединения угля и стали (ECSC) «Большие отверстия в стенках для интеграции инженерных коммуникаций в комбинированные балки» (ссылка на проект ECSC 7210-PR-315) и проекта Научно-исследовательского фонда угля и стали (RFCS) по повышению ценности (проект RFCS RFS-C2-05037).

Данная публикация подготовлена профессором Института стальных конструкций Р. М. Лоусоном и профессором строительных систем в Университете Суррея, д-ром С. Дж. Хиксом из Ассоциации исследований в области тяжелого машиностроения, Новая Зеландия (ранее работавшим в Институте стальных конструкций), с дополнительным вкладом д-ра В. И. Симмса и д-ра С. Бейка из Института стальных конструкций. В ней представлен обобщенный метод расчета в соответствии с Еврокодами, который может быть применен к балкам с дискретными и близко расположенными отверстиями.

Эта публикация заменяет руководство по проектированию, указанное в публикации P068.

Исследование и подготовка данной публикации были частично профинансированы компанией Tata Steel.

СОДЕРЖАНИЕ

ВСТУПЛЕНИЕ..... 3	3.5 Стенка балки между отверстиями 58
ОБЗОРНАЯ ИНФОРМАЦИЯ ..7	3.6 Потеря устойчивости стенки при сдвиге в области отверстия... 67
СИСТЕМА ОБОЗНАЧЕНИЙ9	
ВВЕДЕНИЕ..... 13	ПРЕДЕЛЬНОЕ ЗНАЧЕНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ В БАЛКАХ С РЕГУЛЯРНЫМИ ОТВЕРСТИЯМИ 69
1.1 Исходные данные 13	4.1 Изгиб стенки..... 69
1.2 Предыдущее руководство по проектированию 15	4.2 Сопротивление потере устойчивости стенки 71
1.3 Цели публикации 16	4.3 Сопротивление сдвигу..... 71
1.4 Нормы проектирования..... 17	4.4 Эффекты эксцентриситета для вытянутых отверстий..... 72
1.5 Сопротивление материалов..... 20	
1.6 Соединение плит с балками..... 22	РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ БАЛОК С ОТВЕРСТИЯМИ И РЕБРАМИ ЖЕСТКОСТИ..... 73
1.7 Рабочая ширина плиты 24	5.1 Геометрические ограничения... 73
1.8 Частичное (неполное) сдвиговое соединение..... 25	5.2 Балки с горизонтальными ребрами жесткости 73
1.9 Поперечная арматура..... 29	5.3 Вертикальные ребра жесткости 77
	5.4 Кольцевые ребра жесткости 78
ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА ПЕРФОРИРОВАННЫХ БАЛОК 31	ОЦЕНКА ЖЕСТКОСТИ БАЛОК 79
2.1 Общая информация 31	6.1 Расчет дополнительного прогиба 79
2.2 Расчет неперфорированных комбинированных балок 32	6.2 Метод аппроксимации..... 81
2.3 Расчет балок с перфорированной стенкой..... 32	ОСОБЫЕ СЛУЧАИ 83
2.4 Расчетная модель 33	7.1 Балки со смещенными отверстиями 83
2.5 Допущения в расчетной модели..34	7.2 Опорные участки стенки..... 83
2.6 Общие указания по размещению отверстий..... 35	7.3 Балки с вырезами..... 84
2.7 Расчет некомбинированных балок с перфорированной стенкой..... 36	СПИСОК СПРАВОЧНОЙ ЛИТЕРАТУРЫ..... 85
ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛОК С ОТВЕРСТИЯМИ БЕЗ РЕБЕР ЖЕСТКОСТИ..... 39	ИСТОЧНИКИ 87
3.1 Расчетные воздействия на стенки балок..... 39	ПРИЛОЖЕНИЕ А 89
3.2 Предельный изгибающий момент в области отверстия 42	
3.3 Сопротивление сдвигу..... 47	
3.4 Предельный изгибающий момент тавровых профилей 49	

ОБЗОРНАЯ ИНФОРМАЦИЯ

Данная публикация содержит указания по определению несущей способности комбинированных балок с перфорированной стенкой. Комбинированные балки состоят из стальных балок двутаврового сечения и железобетонных плит, соединенных со стальной балкой анкерными упорами. Данная публикация описывает стальные прокатные профили с отверстиями, вырезанными в стенке, составные сечения, изготовленные из прокатных профилей, вырезанных по форме вдоль стенки и повторно сваренных для получения регулярной схемы расположения отверстий в стенке, и составные сварные балки, изготовленные из трех стальных листов, в которых отверстия вырезаются в пластине стенки перед сваркой балки.

Описаны характеристики балок с перфорированной стенкой и представлена расчетная модель. Приводятся выражения для расчетных сопротивлений различных элементов балки — тавровых профилей над и под отверстиями, стенки между отверстиями и сдвигового соединения в верхней части балки, что в целом соответствует методикам Еврокодов 3 и 4. Сопротивления некомбинированных балок могут быть определены с помощью выражений, приведенных в настоящем издании, если пренебречь условиями, учитывающими влияние бетона.

Представлен пример расчета второстепенной балки с прямоугольными и круглыми отверстиями, иллюстрирующий практическое применение положений настоящего руководства.

СИСТЕМА ОБОЗНАЧЕНИЙ

Обозначения соответствуют Еврокодам там, где это возможно.

A_{bT}	площадь поперечного сечения нижнего таврового профиля	e_o	эксцентриситет центра отверстия над осевой линией стенки
A_{tT}	площадь поперечного сечения верхнего таврового профиля	e_r	расстояние смещения центра ребра жесткости от горизонтального края отверстия
A_c	площадь поперечного сечения бетона	E	модуль упругости стали
A_f	площадь поперечного сечения пояса	E_{cm}	модуль деформации бетона
A_{fr}	площадь поперечного сечения горизонтального (-ых) ребра (ребер) жесткости	f_{cd}	расчетное значение прочности на сжатие бетона
A_{sl}	площадь поперечного сечения арматуры, работающей на растяжение	f_{ck}	нормативная цилиндровая прочность бетона на сжатие
A_v	площадь сдвига балки	$f_{ck,cube}$	нормативная кубиковая прочность бетона на сжатие
$A_{v,bT}$	площадь сдвига нижнего таврового профиля	f_u	предел прочности на растяжение стали
$A_{v,tT}$	площадь сдвига верхнего таврового профиля	f_y	предел текучести стали
$A_{w,b}$	площадь поперечного сечения стенки нижнего таврового профиля	f_{yT}	предел текучести стали в ребрах жесткости
$A_{w,T}$	площадь поперечного сечения стенки таврового профиля	$F_{r,d}$	расчетное осевое усилие в ребре жесткости (для проверки концевой анкерной)
b	шаг балок	$F_{r,Rd}$	расчетное осевое сопротивление ребра жесткости
b_{eff}	рабочая ширина плиты в любой позиции вдоль пролета	F_{ten}	растягивающее усилие, действующее на анкерный упор на конце отверстия
$b_{eff,o}$	рабочая ширина плиты у отверстия	G	постоянная нагрузка
b_f	ширина пояса	h	высота стальной балки
b_0	средняя ширина ребра настила (минимальная ширина для настила с профилем типа «ласточкин хвост»); расстояние между центрами выступающих анкерных упоров в группе	h_b	высота нижнего таврового профиля
b_r	ширина выступа ребра жесткости	h_t	высота верхнего таврового профиля
b_w	рабочая ширина плиты для сопротивления вертикальному сдвигу	h_c	высота бетона над профилем настила ($= h_s - h_d$)
d	диаметр хвостовика анкерного упора рабочая высота бетона, сопротивляющегося вертикальному сдвигу	h_d	общая высота профиля настила
		h_{eff}	рабочая высота стального сечения между центрами тяжести тавровых профилей
		h_o	высота отверстия
		h_p	высота профиля настила (измеряется до плеча)
		h_s	суммарная высота плиты
		$h_{s,eff}$	рабочая высота плиты для сдвига при пробивании

h_{sc}	номинальная высота анкерного упора (стандартно либо 100 мм, либо 125 мм)	$M_{o,Ed}$	расчетный изгибающий момент по осевой линии отверстия
h_w	высота в свету стенки балки между поясами	$M_{o,Rd}$	предельный изгибающий момент комбинированного профиля по осевой линии отверстия
h_{wb}	высота стенки нижнего таврового профиля	$M_{pl,Rd}$	предельный изгибающий момент при пластической деформации (таврового профиля)
h_{wt}	высота стенки верхнего таврового профиля	$M_{IT,NV,Rd}$	предельный изгибающий момент верхнего таврового профиля, приведенная для осевого растяжения и сдвига
$h_{w,T}$	высота стенки таврового профиля (h_{wt} или h_{wb} , согласно требованиям)	$M_{wp,Ed}$	расчетный изгибающий момент в стенке на уровне центра отверстия
I_y	второй момент площади относительно y -у (главная) ось	$M_{wp,Rd}$	предельный изгибающий момент стенки (при упругой деформации)
$I_{y,o}$	второй момент инерции комбинированной балки в зоне отверстия относительно y -у (главной) оси	$N_{bT,Ed}$	растягивающее усилие, действующее в нижнем тавровом профиле
k_o	понижающий коэффициент по изгибной жесткости по Виренделю таврового профиля	$N_{a,Rd}$	сопротивление растяжению стальной балки
k_t	понижающий коэффициент для сопротивления стержневого анкера, используемого с профилированным листом, расположенным поперек балки	$N_{c,Ed}$	расчетное значение сжимающего усилия в бетонном поясе
$k_{t,max}$	верхний предел значения k_t	$N_{c,f}$	расчетное значение сжимающего усилия в бетонном поясе, соответствующее полному сдвиговому соединению
l_e	рабочая длина прямоугольного отверстия	$N_{c,Rd}$	сопротивление сжатию бетонной плиты по ее рабочей ширине (ограничивается либо сопротивлением бетона сжатию, либо существующим сдвиговым соединением)
l_o	длина (в свету) отверстия	$N_{c,s,Rd}$	сопротивление бетона сжатию по рабочей ширине плиты
$l_{o,eff}$	рабочая длина отверстия, используемая при оценке класса сечения таврового профиля в изгибе по Виренделю	$N_{bT,Rd}$	осевое сопротивление нижнего таврового профиля
l_v	длина зоны анкерного крепления горизонтального ребра жесткости к прямоугольному отверстию (за пределами конца отверстия)	$N_{IT,Rd}$	осевое сопротивление верхнего таврового профиля
l_w	расчетная длина ребра стенки	$N_{wp,Ed}$	рабочее сжимающее усилие в стенке
L	длина; пролет	$N_{wp,Rd}$	сопротивление потери устойчивости стенки
L_e	эквивалентный пролет	$\Delta N_{b,Ed}$	увеличение натяжения в нижнем тавровом профиле между осевыми линиями соседних отверстий
$M_{pl,a,Rd}$	предельный изгибающий момент при пластической деформации стальной балки	$\Delta N_{co,Rd}$	увеличение сопротивления сжатию плиты, из-за сдвигового соединения над отверстием
$M_{bT,NV,Rd}$	предельный изгибающий момент нижнего таврового профиля, приведенная для осевого растяжения и сдвига	$\Delta N_{cs,Rd}$	увеличение сопротивления сжатию плиты, из-за сдвигового соединения между осевыми линиями отверстий
$M_{el,Rd}$	предельный изгибающий момент при упругом изгибе (таврового профиля)	n	количество анкерных упоров
M_{Ed}	расчетный изгибающий момент		
$M_{pl,N,Rd}$	предельный изгибающий момент при пластической деформации (таврового профиля), приведенная для осевого усилия		

n_f	количество анкерных упоров, необходимых для полного сдвигового соединения	$V_{wp,Ed}$	усилие продольного сдвига в стенке между отверстиями
n_r	количество анкерных упоров на каждое ребро поперечного настила	x	расстояние отверстия от ближайшей опоры
n_{sc}	количество анкерных упоров от опоры до осевой линии отверстия	w	прогиб неперфорированной балки (подстрочный индекс b — изгиб, sw — собственный вес)
$n_{sc,o}$	количество анкерных упоров, установленных непосредственно над отверстием	w_{add}	дополнительный прогиб из-за отверстий (подстрочный индекс b — изгиб и v — сдвиг)
$n_{sc,s}$	количество анкерных упоров, установленных в плите между осевыми линиями соседних отверстий	z_c	высота бетона в сжатом виде
P_{Ed}	расчетное усилие сдвига на анкерный упор	z_{cl}	расстояние от центра тяжести таврового профиля до наружной поверхности пояса
P_{Rd}	расчетное сопротивление сдвигу анкерного упора; расчетное сопротивление сдвигу анкерного упора, приведенное для поперечного настила	z_{pl}	расстояние от нейтральной оси пластической деформации таврового профиля до наружной поверхности пояса
q	временная полезная нагрузка, нагрузка на единицу длины	Оси	
Q	временная полезная нагрузка (точечная нагрузка или суммарная нагрузка)	x	продольная ось вдоль элемента
r	радиус впадины прокатного стального профиля	y -у	главная ось (параллельно поясам)
r_o	радиус закругления отверстия	z -z	второстепенная ось (параллельно стенке)
s	межосевое расстояние между соседними отверстиями	Греческие символы	
s_c	ширина опорного ребра	α	понижающий коэффициент по сопротивлению анкерных упоров из-за отношения h_{sc}/d
s_o	расстояние между краями соседних отверстий	γ_{M0}	частный коэффициент сопротивления стальных сечений
t_f	толщина пояса	γ_{M1}	частный коэффициент сопротивления стальных элементов неустойчивости
t_r	толщина ребра жесткости	γ_c	частный коэффициент для бетона
t_w	толщина стенки	γ_v	частный коэффициент сопротивления сдвигу стержневого анкера
$t_{w,eff}$	рабочая толщина стенки (таврового профиля), приведенная из-за сдвига	η	степень сдвигового соединения
$v_{c,Rd}$	прочность на сдвиг железобетонной плиты в зоне отверстия	μ	коэффициент использования сжимающего напряжения в бетоне от осевой нагрузки
V_b	усилие сдвига в нижнем тавровом профиле	σ_{cp}	сжимающее напряжение в бетоне от осевой нагрузки
$V_{b,Rd}$	сопротивление сдвигу нижнего таврового профиля	$\bar{\lambda}$	безразмерная гибкость стенки для потери устойчивости ребра жесткости стенки
$V_{c,Rd}$	сопротивление сдвигу железобетонной плиты в зоне отверстия	λ_1	значение гибкости для определения относительной гибкости
V_{Ed}	расчетное усилие сдвига	ε	$\sqrt{235/f_y}$, где f_y измеряется в Н/мм ²
V_{Rd}	сопротивление вертикальному сдвигу балки в зоне отверстия	$\psi_{0,i}$	коэффициент для комбинированного значения действия i -й переменной
$V_{t,Rd}$	сопротивление сдвигу верхнего таврового профиля	ξ	понижающий коэффициент для неблагоприятных постоянных нагрузок
$V_{wp,Rd}$	сопротивление продольному сдвигу стенки между отверстиями		

ВВЕДЕНИЕ

1.1 Исходные данные

В современной строительной практике комбинированные конструкции получили большое распространение при строительстве многоэтажных зданий различного назначения. В комбинированных конструкциях стальные двутавровые профили соединяются с железобетонными плитами перекрытий с помощью анкерных упоров.

Объединение конструкций в совместную работу увеличивает изгибную жесткость на 50–100 % по сравнению со стальным профилем, работающим без объединения с плитой. За последние 20 лет было разработано множество большепролетных комбинированных конструкций, и большинство из них были сконфигурированы таким образом, чтобы обеспечить интеграцию инженерных сетей в конструкцию перекрытий и покрытий зданий.

Распространенным способом размещения коммуникаций в перекрытиях являются круглые или прямоугольные отверстия, вырезанные в стенках балок двутаврового профиля. Существуют две основные конфигурации подобных отверстий:

Отдельные прямоугольные или круглые отверстия с переменным шагом (см. рис. 1.1).

Регулярные круглые отверстия с постоянным шагом (иногда с удлинением вдоль оси балки) — они известны как «перфорированные балки» (см. рис. 1.2).



Рис. 1.1
Изолированные
прямоугольные
отверстия в ком-
бинированной
балке

Рис. 1.2
Перфорированная балка с регулярно расположенными круглыми отверстиями, которая образована из двух горячекатаных профилей



Рис. 1.3 Балки, изготовленные из трех пластин, с отверстиями разной формы



- Горячекатаный профиль разрезается вдоль центральной оси балки, полученные тавровые профили располагаются и свариваются заново, образуя ряд отверстий в профиле, с увеличенной высотой. Исторически первым таким типом была зубчатая балка, но в современном строительстве используются балки с круглыми отверстиями (см. рис. 1.2). Сечение может быть асимметричным, что достигается, когда тавровые профили вырезаются из различных I-образных профилей. Этот метод подходит только для регулярно расположенных отверстий.

Отверстия большого размера существенно уменьшают сопротивление балок поперечным усилиям из-за исключения из сечения значительной части стенки, но эффективнее сопротивляются изгибу.

Рис. 1.4
Большие отверстия с ребрами жесткости, используемые в балках переменной высоты (Коммерцбанк, Франкфурт)



Существует три способа изготовления балки с отверстиями в стенке:

- Отдельные отверстия вырезаются в стенке горячекатаного профиля. Стальной профиль имеет симметричную форму. Этот метод применяется для балок, для которых не требуется перфорация на всю длину.
- Составное сечение формируется из трех пластин, которые свариваются вместе, образуя двутавровый профиль (см. рис. 1.3). Сечение может быть асимметричным (например, с развитым нижним поясом), а балки имеют переменное сечение (см. рис. 1.4). Отверстия в стенке вырезаются до или после сварки составного профиля. Этот метод используется как для отдельных отверстий, так и для регулярно расположенных отверстий.

Сопротивление поперечным усилиям в балках с отверстиями является критическим фактором при расчете конструкции, и поэтому рекомендуется располагать отверстия вдали от зон действия наибольших поперечных усилий, чтобы минимизировать их влияние.

Передача сдвига через большие отверстия происходит за счет изгиба по Виренделю или «четыре угла» в сечениях тавровых профилей стенки выше и ниже отверстия; это приводит к сложному напряженному состоянию в угловых точках отверстия.

Вид разрушения при изгибе по Виренделю показан на рис. 1.5. Горизонтальные ребра жесткости оптимизируют передачу сдвига, увеличивая изгибную жесткость двутавровых профилей.

Двутавровые балки часто имеют тонкие стенки, которые могут потребовать установки вертикальных ребер жесткости во избежание потери устойчивости стенки вблизи отверстия (см. рис. 1.4). Указанные меры возможно исключить, выбрав более толстую стенку и тщательно продумав расположение отверстий (т. е. вдали от мест приложения точечной нагрузки), что приведет к более экономичной конструкции.

1.2 Предыдущее руководство по проектированию

В публикации Института стальных конструкций «Расчет комбинированных балок с перфорированными стенками» (P068) ^[1], опубликованной в 1988 году, представлен метод расчета комбинированной конструкции. Методика была уточнена на основе испытаний комбинированных балок с прямоугольными отверстиями с пролетом 10 м, проведенных в Университете Уорика ^[2].

В указанной публикации не был учтен ряд особенностей, важных при проектировании:

- Влияние несимметричности стального двутавра при его применении в составе комбинированных балок.
- Местная потеря устойчивости тонких стенок.
- Влияние вытянутых отверстий (см. рис. 1.6).
- Влияние удаленности краев отверстий от поясов балок.
- Особенности расчета при удалении части стенки между соседними круглыми отверстиями.



Рис. 1.5
Испытание комбинированной балки на изгиб по Виренделю

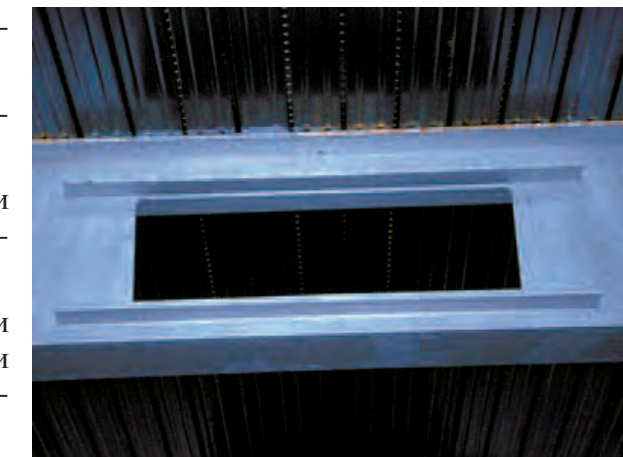


Рис. 1.6
Продолговатое отверстие с ребрами жесткости в комбинированной балке

Эти изменения на практике привели к необходимости пересмотра Р068, чтобы расширить руководство для охвата более широкого ряда как горячекатаных, так и сварных стальных профилей. При этом представляется затруднительным дать исчерпывающие рекомендации для всех случаев, поэтому следует соблюдать общие принципы проектирования конструкций. Это особенно актуально для сварных профилей.

Кроме того, введение Еврокодов требует, чтобы методы расчета соответствовали принципам и правилам применения Еврокода 3 и Еврокода 4 для стальных и комбинированных конструкций соответственно. Проект изменения к приложению N стандарта ENV 1993-1-1: 1992/A2: 1998^[3] по проектированию балок с отверстиями в стенке был запущен, но пока не опубликован и не включен в Еврокод. Существуют и другие международные рекомендации по балкам с перфорированной стенкой (например, в США^[4]), но они не распространяются на перфорированные балки или балки с локальными отверстиями.

Общее руководство по интеграции конструкций и инженерных сетей можно найти в публикации «Расчет зданий со стальным каркасом для интеграции инженерных коммуникаций» (P166)^[5]. В ней представлены схемы воздухопроводов и оконечных устройств для систем кондиционирования воздуха на базе фанкойлов и переменного расхода воздуха в различных формах большепролетных стальных конструкций.

1.3 Цели публикации

Эта публикация расширяет положения руководства Института стальных конструкций Р068 (которое в настоящее время отменено) для горячекатаных и сварных профилей и следует принципам и соответствующим правилам применения BS EN 1993-1-1^[6] и BS EN 1994-1-1^[7]. Настоящая публикация охватывает проектирование комбинированных балок с шарнирными опорами для следующих типов конструкций:

- Балки, изготовленные из прокатных профилей и пластин.
- Симметричные и асимметричные стальные профили (в которых соотношение площадей нижнего и верхнего поясов меньше, чем 3 к 1).
- Стальные профили с поясами класса 1, 2 или 3 и стенками класса 1, 2, 3 или 4.
- Балки с отверстиями, расположенными по центру и со смещением по высоте балки.
- Балки с прямоугольными отверстиями, круглыми отверстиями и удлиненными круглыми отверстиями.
- Балки с широко и близко расположенными отверстиями.
- Перфорированные балки с равномерной толщиной стенок.
- Балки с вырезами.

В публикации не рассмотрены следующие вопросы:

- Эффекты потери устойчивости стенки в перфорированных балках с разной толщиной стенки в верхней и нижней частях.
- Неразрезные балки.
- Конические балки.
- Изогнутые балки.
- Комбинированные балки для перекрытий пониженного профиля.
- Конструкция огнезащиты.

Положения руководства допускается использовать при проектировании некомбинированных балок, игнорируя влияние работы железобетонных плит. Это также актуально при учете этапа строительно-монтажных работ для комбинированных балок, когда бетон еще не затвердел.

Ссылки на Еврокоды в данной публикации относятся к версиям, опубликованным BSI, и включают в себя ссылки на Национальные приложения к британским стандартам.

1.4 Нормы проектирования

Данная публикация подготовлена с использованием принятых терминов в области проектирования зданий и сооружений, и ссылается на положения BS EN 1993-1-1 и BS EN 1994-1-1, которые заменяют BS 5950-1^[8] и BS 5950-3^[9] соответственно. Публикация представляет собой дополнение к указанным стандартам.

1.4.1 Еврокоды

Основа проектирования конструкций в Еврокодах представлена в «базовом» документе BS EN 1990^[11], который также определяет комбинации воздействий (нагрузок). При проектировании балок связевых каркасов для условий первого предельного состояния (прочность и устойчивость) наиболее часто применяемая комбинация нагрузок в Великобритании* описана выражением 6.10b:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

где:

$G_{k,j}$	нормативное значение j -й постоянной нагрузки;
$Q_{k,1}$	нормативное значение ведущей временной полезной нагрузки;
$Q_{k,i}$	нормативное значение i -й временной полезной нагрузки;
$\gamma_{G,j}$	коэффициент для j -й постоянной нагрузки;
$\gamma_{Q,1}$	коэффициент для ведущей временной полезной нагрузки;
$\gamma_{Q,i}$	коэффициент для i -й временной полезной нагрузки;
$\psi_{0,i}$	коэффициент сочетания для других нагрузок;
ξ	понижающий коэффициент для неблагоприятных постоянных нагрузок.

Во втором предельном состоянии (прогибы и трещинообразование) при учете необратимых деформаций следует использовать комбинацию нормативных нагрузок. Комбинации нагрузок при этом определяются следующими выражениями:

Примечание. * Выражение, которое дает наиболее обременительные последствия, зависит от значений параметров, определенных на национальном уровне. См. Р361^[10] для обсуждения комбинаций действий в соответствии с BS EN 1990.

$$\begin{aligned} \text{Нормативные:} & \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \text{Расчетные:} & \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \\ \text{Квазипостоянные:} & \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \end{aligned}$$

Нормативная комбинация обычно используется при проверке прогибов и т. п. Значение ψ_0 принимается для состояния предела прочности (см. ниже), а ψ_1 и ψ_2 зависят от типа нагрузки.

Действия определены в Еврокоде 1, в котором в части 1-1^[12] приведены значения собственного веса и временных нагрузок для зданий. Следует отметить, что во время строительно-монтажных работ собственный вес бетона и другие строительные нагрузки рассматриваются как временные полезные нагрузки; они представлены в части 1-6^[13].

BS EN 1993-1-1 содержит общие правила для стальных конструкций зданий и ссылки на другие части BS EN 1993. BS EN 1994-1-1 содержит общие правила для комбинированных конструкций в зданиях и ссылки на BS EN 1993-1-1 и BS EN 1992-1-1^[14].

Требования к противопожарному проектированию стальных и комбинированных конструкций представлены в BS EN 1993-1-2^[15] и BS EN 1994-1-2^[16].

1.4.2 Национальные приложения

Национальные приложения используются для ввода в действие частей Еврокодов в каждой стране и предлагают решения по установленным в конкретных странах параметрам, к которым относятся коэффициенты по нагрузкам, а также другие вопросы и некоторые ограничения по материалам и применению. В тех случаях, когда в этой публикации использованы положения Национальных приложений к британским стандартам, это отмечено отдельно.

Частные коэффициенты для нагрузок

Частные коэффициенты по нагрузкам приведены в Национальном приложении к BS EN 1990^[11]. Частный коэффициент для постоянных нагрузок $\gamma_{G,j} = 1,35$. Понижающий коэффициент для неблагоприятных постоянных нагрузок $\xi = 0,925$ и коэффициент сочетания для сопутствующих действий обычно составляет $\psi_{0,1} = 0,7$ для большинства категори+й зданий. Таким образом, общий коэффициент для постоянных нагрузок в выражении 6.10b равен $\xi \times \gamma_G = 0,925 \times 1,35 = 1,25$.

Частный коэффициент для временных полезных нагрузок $\gamma_{Q,1}$ равен 1,50, где неблагоприятно.

Общие коэффициенты, применяемые к нормативным значениям нагрузок для получения расчетных значений, приведены в таблице 1.1.

НАГРУЗКА	ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ		
	ПРЕДЕЛ ПРОЧНОСТИ	ПРИГОДНОСТЬ К ЭКСПЛУАТАЦИИ	ПОЖАР
Собственный вес (собственная нагрузка)	1,25	1,0	1,0
Временная нагрузка (ведущая временная полезная нагрузка)	1,5	1,0	0,5

Таблица 1.1
Общие коэффициенты, применяемые к нагрузкам на здания в Великобритании, в выражении 6.10b

РАСЧЕТНЫЙ ПАРАМЕТР	ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ			
	ПРЕДЕЛ ПРОЧНОСТИ	ПРИГОДНОСТЬ К ЭКСПЛУАТАЦИИ	ПОЖАР	
Сопротивление стальных сечений	γ_{M0}	1,0	1,0	1,0
Сопротивление стальных элементов неустойчивости	γ_{M1}	1,0	1,0	1,0
Сопротивление бетона	γ_C	1,5	1,0	1,0
Сопротивление сдвигу стержневого анкера	γ_V	1,25	1,0	1,0
Сопротивление сдвигу комбинированной плиты	γ_{Vs}	1,25	1,0	1,0
Армирование	γ_S	1,15	1,0	1,0

Примечание. Значения, указанные в этой таблице, взяты из Национальных приложений британских стандартов к BS EN 1992-1-1, BS EN 1993-1-1 и BS EN 1994-1-1.

Таблица 1.2
Частные коэффициенты для материалов

Частные коэффициенты прочности материалов

Частные коэффициенты прочности материалов, используемые при проектировании комбинированных балок и плит, приведены в таблице 1.2.

Нормативные значения прочности материала делятся на соответствующие частные коэффициенты, чтобы получить расчетные прочности.

В Национальном приложении британского стандарта к BS EN 1993-1-1 частный коэффициент сопротивления стальных сечений, γ_{M0} , указан как 1,0. Поэтому расчетная прочность численно равна нормативной прочности.

Для обеспечения пригодности к эксплуатации и противопожарного проектирования используются другие частные коэффициенты для материалов, которые отражают требуемый уровень надежности при этих предельных состояниях.

1.4.3 Перекрестные ссылки и символы

Для большего удобства перекрестных ссылок на Еврокоды в тексте данной публикации указаны соответствующие пункты из исходного документа.

Особое внимание следует обратить на использование подстрочного индекса Ed, который обозначает расчетные значения воздействий нагрузок (внутренних усилий и моментов), и подстрочного индекса Rd, который обозначает расчетные значения сопротивления. Таким образом, четко прослеживается различие между символами для обозначения эффектов и сопротивлений.

Более подробный постатейный обзор Еврокода 4 BS EN 1994-1-1 приведен в публикации Джонсона и Андерсона^[17], к которой следует обратиться для получения информации об исходных данных.

1.5 Сопротивление материалов

1.5.1 Сопротивление стали

Сопротивление стали обычно выражается в нормативном пределе текучести f_y в Н/мм². В конструкции комбинированных балок могут использоваться различные марки стали. В Великобритании обычно используются марки S275 и S355, причем более высокая марка часто предпочтительна для комбинированных конструкций, за исключением тех случаев, когда критическим является пригодность конструкции к эксплуатации (второе предельное состояние).

В Национальном приложении британского стандарта к BS EN 1993-1-1 говорится, что нормативное сопротивление стали должно приниматься с минимальным значением, указанным в стандарте на продукцию, обычно BS EN 10025^[18] для горячекатаных профилей. Пределы текучести и пределы прочности на растяжение сталей марок S235–S355 в соответствии с BS EN 10025 представлены в таблице 1.3. Сталь с более высокой прочностью не часто встречается в Великобритании, и правила BS EN 1994-1-1 не распространяются на сталь с номинальным пределом текучести более 460 Н/мм².

В BS EN 1993-1-1, §3.1, указано, что номинальные значения прочности стали должны приниматься в качестве нормативных значений при расчетах.

МАРКА СТАЛИ	НОМИНАЛЬНАЯ ТОЛЩИНА ЭЛЕМЕНТА, t (ММ)			
	$t \leq 16$ ММ		$16 \text{ ММ} < t \leq 40$ ММ	
	f_y (Н/ММ ²)	f_u (Н/ММ ²)	f_y (Н/ММ ²)	f_u (Н/ММ ²)
S235	235	360	225	360
S275	275	430	265	410
S355	355	510	345	470

Таблица 1.3
Предел текучести f_y и предел прочности f_u стали по BS EN 10025-2

1.5.2 Стальной настил

Профилированный стальной настил изготавливается холодным способом из стальной полосы, поставляемой в соответствии с BS EN 10346^[19], обычно марки S280 GD + Z275. (Обратите внимание: EN 10346 заменяет справочный стандарт EN 10147 в BS EN 1994-1-1.) Нормативный предел текучести и предел прочности при растяжении для этой марки следует принимать равными 280 Н/мм² и 360 Н/мм² соответственно, согласно BS EN 1993-1-3^[20]. Вес цинкового покрытия для этой марки составляет 275 г/м².

Минимальная толщина голого металла листов для использования в комбинированных плитах составляет 0,7 мм согласно Национальному приложению британского стандарта к BS EN 1994-1-1, хотя на практике в Великобритании обычно используется номинальная толщина стали (толщина голого металла плюс покрытие) от 0,9 до 1,2 мм.

1.5.3 Сопротивление бетона

В BS EN 1992-1-1 и BS EN 1994-1-1 прочность бетона на сжатие определяется классом прочности, который связан с нормативной цилиндрической прочностью и кубиковой прочностью, например, C30/37 обозначает бетон с цилиндрической прочностью 30 Н/мм² и кубиковой прочностью 37 Н/мм².

В BS EN 1992-1-1 сопротивления выражены по отношению к нормативной цилиндрической прочности f_{ck} . Приблизительный перевод цилиндрической прочности в кубиковую прочность для бетона нормального веса делается так: $f_{ck} \approx 0,8 f_{ck,cube}$.

BS EN 1992-1-1, таблица 3.1, устанавливает ряд свойств для бетона нормального веса, а значения нормативной цилиндрической прочности, кубиковой прочности и модуля упругости для отдельных классов приведены в таблице 1.4. Марками бетона, на которые распространяется действие стандарта BS EN 1994-1-1, являются C20/25 до C60/75 для бетона нормального веса.

СВОЙСТВА БЕТОНА	КЛАСС ПРОЧНОСТИ БЕТОНА				
	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
f_{ck} (МПа)	20	25	30	35	40
$f_{ck,cube}$ (МПа)	25	30	37	45	50
E_{lcm} (ГПа)	30	31	33	34	35

Таблица 1.4
Свойства бетона (взято из таблицы 3.1 стандарта BS EN 1992-1-1)

Примечание. 1 МПа = 1 Н/мм², 1 ГПа = 1 кН/мм²

Значения для легкого бетона с заполнителем приведены в BS EN 1992-1-1, таблица 11.3.1, а выбранные значения приведены в таблице 1.5. (Обратите внимание: нормативное сопротивление f_{lck} используется вместо f_{ck} в выражениях для сопротивления в Еврокоде 2 и 4.) Модуль упругости легкого бетона принимается равным $(\rho/2200)^2$, умноженному на модуль упругости для бетона нормального веса, где ρ — сухая плотность, выраженная в кг/м³ — значения в таблице 1.5 приведены для плотности 1850 кг/м³. Марки легкого бетона с заполнителем, на которые распространяется BS EN 1994-1-1, — LC20/22–LC60/66.

СВОЙСТВА БЕТОНА	КЛАСС ПРОЧНОСТИ БЕТОНА				
	LC20/22	LC25/28	LC30/33	LC35/38	LC40/44
f_{lck} (МПа)	20	25	30	35	40
$f_{lck,cube}$ (МПа)	22	28	33	38	44
E_{lcm} (ГПа)	21	22	23	24	25

Таблица 1.5
Свойства легкого бетона с заполнителем (взято из таблицы 11.3.1 BS EN 1992-1-1)

Примечание. Значения E_{lcm} приведены для сухой плотности 1850 кг/м³.

В BS EN 1994-1-1, §4.2.1.2, расчетная прочность бетона на сжатие определяется как $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$. Однако BS EN 1994-1-1 рекомендует для комбинированных балок с пластическим распределением напряжений ограничивать сжимающее напряжение до $0,85 f_{cd}$.

Коэффициент 0,85 учитывает разницу между параболической кривой «напряжение–деформация» для бетона и идеализированными эпюрами напряжений в пластической области, используемыми при проектировании комбинированной балки. В упругом исполнении напряжение в бетоне ограничивается значением f_{cd} .

Чтобы можно было использовать расчетные уравнения BS EN 1994-1-1 для стержневых анкерных упоров, легкий бетон с заполнителем должен иметь сухую плотность не менее 1750 кг/м³.

1.6 Соединение плит с балками

1.6.1 Анкерные упоры для стержней

В соответствии с BS EN 1994-1-1, §6.6.3, расчетное сопротивление анкерных упоров, в монолитном бетоне плиты, должно определяться из меньшей величины:

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

и

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

с

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

$$\alpha = 1 \quad \text{для } h_{sc}/d > 4$$

где:

d диаметр упора ($16 \text{ мм} \leq d \leq 25 \text{ мм}$);

h_{sc} номинальная высота упора;

f_u заданный предел прочности на растяжение материала упора;

f_{ck} нормативная цилиндровая прочность бетона (плотностью не менее 1750 кг/м^3);

E_{cm} модуль деформации бетона (см. табл. 1.4).

Обычно упоры указываются как тип SD1 в соответствии с EN ISO 13918, для которого $f_u = 450 \text{ Н/мм}^2$.

Расчетные сопротивления стандартных анкерных упоров диаметром $19 \text{ мм} \times 100 \text{ мм}$ (длина в сваренном виде обычно составляет 95 мм), встроенных в монолитную бетонную плиту, приведены в таблице 1.6 и таблице 1.7 (сухая плотность легкого бетона, используемого в Великобритании, обычно составляет 1850 кг/м^3).

Таблица 1.6

Расчетные сопротивления анкерных упоров в монолитных плитах из тяжелого бетона

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ АНКЕРНЫХ УПОРОВ (кН) ДЛЯ МАРКИ БЕТОНА				
C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	> C40/50
65	74	81	81	81

Примечание. Значения взяты из Национального приложения британского стандарта для γ_v и $f_u = 450 \text{ Н/мм}^2$.

Таблица 1.7

Расчетные сопротивления анкерных упоров в легком бетоне (с сухой плотностью $\rho = 1850 \text{ кг/м}^3$)

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ АНКЕРНЫХ УПОРОВ (кН) ДЛЯ МАРКИ БЕТОНА				
LC20/22	LC25/28	LC30/33	LC35/38	LC40/45
55	62	70	77	81

Примечание. Значения взяты из Национального приложения британского стандарта для γ_v и $f_u = 450 \text{ Н/мм}^2$.

При использовании комбинированного настила эти значения могут быть сокращены в соответствии с эмпирической формулой, учитывающей форму профиля настила (см. раздел 1.6.2).

1.6.2 Влияние формы настила на сдвиговое соединение

Эффективность сдвигового соединения между плитой и комбинированной балкой может быть снижена из-за формы и ориентации профиля настила и количества анкерных упоров, размещенных в каждом ребре. Сопротивление анкерных упоров в значительной степени зависит от площади бетона вокруг них и от заглабления головки анкерного упора в тело плиты. Для учета формы профиля настила и количества анкерных упоров в группе используется простая формула понижающего коэффициента.

Понижающий коэффициент прочности настила с ребрами, расположенными поперек балки

Согласно BS EN 1994-1-1, §6.6.4.2, понижающий коэффициент k_t для сопротивления анкерных упоров (относительно сопротивления в монолитной плите) определяется по эмпирической формуле:

$$k_t = \frac{0,7 b_0}{\sqrt{n_r} h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad \text{но не более } k_{t,max}$$

где:

b_0 средняя ширина ребра (или минимальная ширина для профилей типа «ласточкин хвост»);

h_{sc} номинальная высота упора;

h_p высота профиля (до плеча профиля);

n_r количество упоров на ребро ($n_r = 1$ или 2);

$k_{t,max}$ верхний предел на k_t (см. таблицу 1.8).

Согласно BS EN 1994-1-1, §6.6.5.8(1), номинальная высота анкерного упора должна выступать не менее чем на $2 \times$ диаметров упора над верхом настила (т. е. 38 мм для анкерных упоров диаметром 19 мм).

Коэффициент $0,7$ в приведенном выше выражении был установлен в соответствии с требованиями, приведенными в BS EN 1990, Приложение D^[11], на основании результатов последних испытаний на прочность анкерных упоров.

Таблица 1.8
Верхние пределы $k_{t,max}$ для понижающего коэффициента k_t (взято из таблицы 6.2 BS EN 1994-1-1)

КОЛИЧЕСТВО АНКЕРНЫХ УПОРОВ НА РЕБРО	ТОЛЩИНА, t ЛИСТА (мм)	УПОРЫ ДИАМЕТРОМ НЕ БОЛЕЕ 20 мм, ПРИВАРЕННЫЕ ЧЕРЕЗ ПРОФИЛИРОВАННЫЙ ЛИСТ	ПРОФИЛИРОВАННЫЙ ЛИСТ С ОТВЕРСТИЯМИ И УПОРАМИ ДИАМЕТРОМ 19 мм ИЛИ 22 мм
$n_r = 1$	< 10	0,85	0,75
	> 1,0	1,0	0,75
$n_r = 2$	< 1,0	0,70	0,60
	> 1,0	0,80	0,60

В некоторых случаях к сопротивлению, рассчитанному вышеуказанным способом, следует применять понижающий коэффициент. Дополнительные указания см. в документе PN001 на сайте: www.steel-ncci.co.uk.

Понижающий коэффициент прочности при установке анкерных упоров со смещением от оси гофра настила

Многие современные профили для настила имеют ребра жесткости в гофра, что требует смещения анкерного упора от центра гофра. Предпочтительной является такая позиция крепления, при которой анкерные упоры располагаются на стороне ребра, которая находится на наименьшем расстоянии от ближайшей опоры.

Правила BS EN 1994-1-1 приведены только для приваренных по центру анкерных упоров. В случаях, когда упоры невозможно установить по центру, рекомендуется приваривать анкерные упоры в «благоприятном месте» (где площадь смятия бетона перед упором больше, чем позади упора) или по одному на любой стороне от центра гофра.

Понижающий коэффициент прочности настила, расположенного параллельно балке

Для случая, когда настил ориентирован параллельно балке, понижающий коэффициент по отношению к сопротивлению в монолитной плите приводится в BS EN 1994-1-1, §6.6.4.1 как:

$$k_t = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0$$

Этот коэффициент применяется к одиночным и парным анкерным упорам.

1.7 Рабочая ширина плиты

Рабочая ширина плиты b_{eff} , принимаемая для совместного действия со стальной балкой, определена в BS EN 1994-1-1, §5.4.1.2. Она учитывает влияние задержки при сдвиге в бетонном поясе и представляет собой функцию эквивалентного пролета L_e , в зависимости от того, является ли балка просто опираемой или неразрезной. Одна и та же рабочая ширина в середине пролета используется для состояний предела прочности и предела пригодности к эксплуатации.

В середине пролета рабочая ширина определяется так:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

где:

- b_{ei} рабочая ширина плиты по обе стороны от балки ($= L_e/8$, но не более геометрической ширины);
- b_0 расстояние между центрами выступающих анкерных упоров в группе;
- L_e рабочий пролет, который для просто опираемой балки равен ее пролету L .

Поэтому для балки с простой опорой и без учета b_0 рабочая ширина плиты в середине пролета $b_{eff} = L/4$ (но не более расстояния между балками).

В пункте 5.4.1.2(6) указано, что рабочая ширина плиты у концевой опоры может быть определена как:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}$$

где:

$$\beta = 0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}$$

Из этого следует, что для балки с простой опорой рабочая ширина плиты в конце пролета равна:

$$b_{eff} = b_0 + 0,187 L$$

Из этого следует, что рабочая ширина плиты в конце пролета составляет примерно 75 % от ширины в середине пролета. Рабочую ширину в отверстиях стенки см. в разделе 3.2.3.

1.8 Частичное (неполное) сдвиговое соединение

При проектировании комбинированных балок часто учитывается степень сдвигового соединения. В тех случаях, когда предусмотрено меньшее количество анкерных упоров, чем требуется для полного сдвигового соединения, невозможно обеспечить полное сопротивление моменту в пластической области комбинированной балки. Это называется частичным сдвиговым соединением. Степень сдвигового соединения определяется как в точке максимального момента, но частичное сдвиговое соединение существует во всех точках пролета, в зависимости от нарастания продольного сдвига.

Степень сдвигового соединения определяется в BS EN 1994-1-1, §6.6.1.2 как:

$$\eta = \frac{n}{n_f}$$

где:

- n_f количество анкерных упоров, необходимых для полного сдвигового соединения;
- n количество анкерных упоров, имеющих между точками нулевого и максимального момента.

Для случая, когда сопротивление растяжению стальной балки превышает сопротивление сжатию бетонной плиты ($N_{a,Rd} > N_{c,Rd}$), это можно заново выразить следующим образом:

$$\eta = \frac{N_{c,max}}{N_{c,s,Rd}} \quad (1)$$

где:

$N_{c,max}$ суммарное усилие сдвига, передаваемое анкерными упорами между точками нулевого и максимального моментов ($= nP_{Rd}$);

$N_{a,Rd}$ сопротивление растяжению стального профиля;

$N_{c,s,Rd}$ сопротивление бетона сжатию по рабочей ширине плиты $N_{c,s,Rd} = 0,85f_{cd}b_{eff}h_c$, где f_{cd} определяется по BS EN 1994-1-1, см. раздел 1.5.3, b_{eff} — рабочая ширина в позиции максимального момента, h_c — высота бетона над профилем;

P_{Rd} расчетное сопротивление анкерных упоров, используемых с профилированными листами (т. е. P_{Rd} , как указано в разделе 1.6, умноженное на k_i или k_p , как указано в разделе 1.6.2).

Для случая, когда сопротивление растяжению стальной балки меньше сопротивления сжатию бетонной плиты ($N_{a,Rd} < N_{c,s,Rd}$), максимальное усилие, которое может быть развито в плите $= N_{a,Rd}$, а степень сдвигового соединения может быть пересчитана как:

$$\eta = \frac{N_{c,max}}{N_{a,Rd}} \quad (2)$$

1.8.1 Метод линейного взаимодействия

Существует два метода определения предельного изгибающего момента комбинированной балки с частичным сдвиговым соединением. Самым простым методом является так называемый подход «линейного взаимодействия», представленный в BS EN 1994-1-1, §6.2.1.3. Пониженный предельный изгибающий момент, указанный в BS EN 1994-1-1, §6.2.1.3(5), может быть выражен как:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \eta (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \quad (3)$$

где:

η как определено в (1) или (2) выше;

$M_{pl,Rd}$ предельный изгибающий момент комбинированной балки с полным сдвиговым соединением;

$M_{pl,a,Rd}$ предельный изгибающий момент стального профиля.

Должно выполняться условие $M_{Ed} \leq M_{Rd}$, где M_{Ed} — расчетный изгибающий момент, приложенный к балке. Проверку можно повторить в позициях отверстий, пересчитав передаваемое усилие сдвига как $N_c = n_{sc} P_{Rd}$, где n_{sc} — количество анкерных упоров от опоры до позиции отверстия в пролете.

Метод линейного взаимодействия является консервативным по отношению к теории жесткости в пластической области (иногда называется методом «эпюры напряжения»).

1.8.2 Минимальная степень сдвигового соединения

При использовании вышеуказанных методов минимальная степень сдвигового соединения указана в BS EN 1994-1-1, что основано на исследованиях Джонсона и Моленстры^[21] совместно с Арибертом^[22]. Минимальный лимит введен для того, чтобы обеспечить достаточную деформационную способность анкерных упоров, определяемую характеристикой проскальзывания не менее 6 мм. В принципе использование жесткопластической теории вызывает на анкерных упорах большие деформации при разрушении, чем метод линейного взаимодей-

ствия. Поэтому данные пределы более консервативны при использовании метода линейного взаимодействия. (Предельные значения для анкерных упоров с более высокими показателями скольжения были определены по результатам испытаний в Великобритании и приведены в документе PN002: www.steel-ncci.co.uk.)

Для симметричных стальных профилей общее ограничение на степень сдвигового соединения определено в BS EN 1994-1-1, §6.6.1.2 как:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e), \quad \eta \geq 0,4$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1,0$$

где:

L_e расстояние между точками нулевого изгибающего момента (пролет балки для балок с простыми опорами), в метрах.

Влияние прочности стали, f_y , вводится из-за более высоких деформаций и, следовательно, требований к деформации при проектировании в пластической области с использованием более прочных сталей.

Эти пределы также можно использовать, если сечение балки асимметрично относительно зоны верхнего пояса, которая превышает зону нижнего пояса.

Для асимметричных стальных балок, в которых площадь нижнего пояса в три раза больше площади верхнего пояса, минимальная степень сдвигового соединения определяется следующим образом:

$$L_e \leq 20: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015 L_e), \quad \eta \geq 0,4$$

$$L_e > 20: \quad \eta \geq 1,0$$

Для стальных сечений, в которых отношение площадей поясов находится в пределах от 1 до 3, допускается линейная интерполяция между указанными выше пределами сдвиговых соединений.

Ослабление степени сдвигового соединения допускается при соблюдении всех следующих условий:

- упоры имеют общую длину после сварки не менее 76 мм и номинальный диаметр 19 мм;
- стальной профиль представляет собой прокатные или сварные I- или H-образного сечения с равными поясами;
- бетонная плита является комбинированной с профилированным стальным настилом, проходящим перпендикулярно балке, а бетонные ребра являются неразрезными по всей балке;
- на каждое ребро настила приходится по одному упору;
- ребро настила имеет пропорции $b_0/h_p \geq 2$ и $h_p \leq 60$ мм;
- используется метод линейного взаимодействия, описанный в разделе 1.8.1.

В этом случае (для одиночных анкерных упоров) действуют следующие ограничения по степени сдвигового соединения:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (1 - 0,04 L), \quad \eta \geq 0,4$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1,0$$

На рис. 1.7 представлены различные предельные значения сдвиговых соединений в зависимости от расчетного пролета.

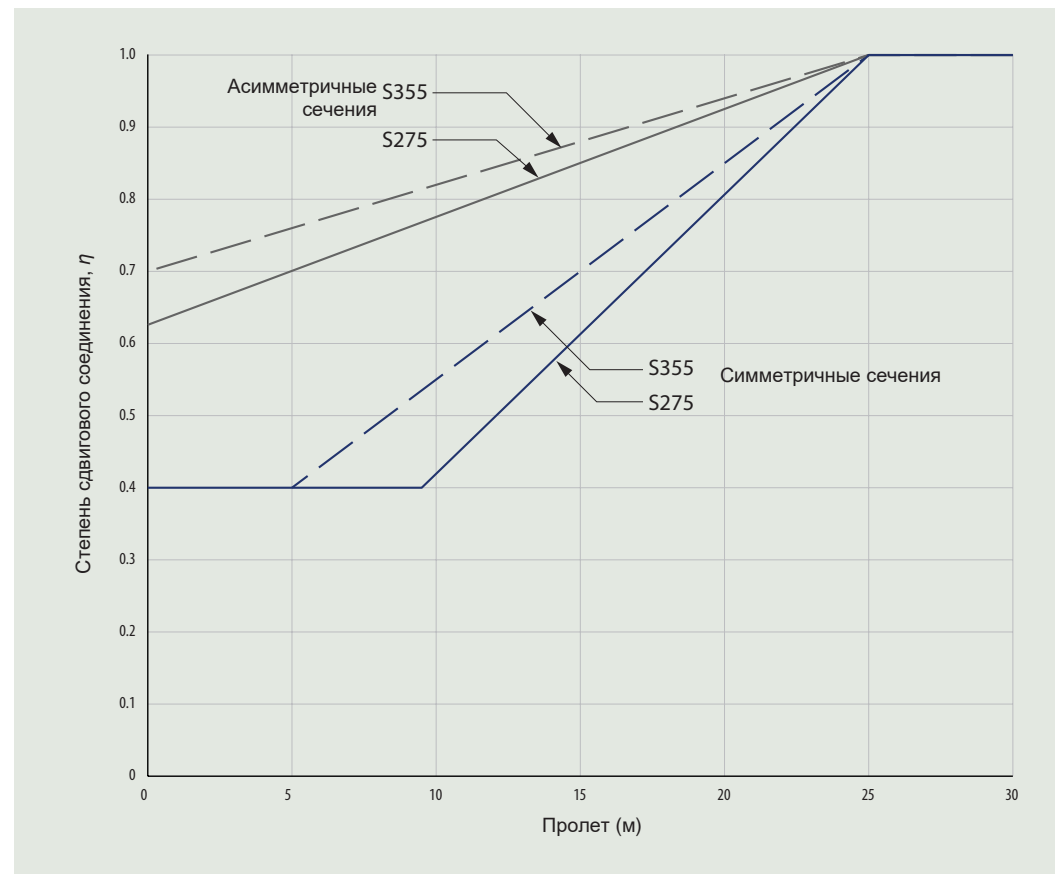


Рис. 1.7
Изменение минимальной степени сдвигового соединения с пролетом комбинированной балки

1.8.3 Шаг анкерных упоров

BS EN 1994-1-1 задает следующие ограничения по шагу между анкерными упорами, что может повлиять на максимальную или минимальную степень сдвигового соединения, которая может быть достигнута на практике.

В пункте 6.6.5.7 указано, что расстояние между анкерными упорами должно быть не менее $5d$ в продольном направлении и $4d$ в поперечном (d — диаметр анкерного упора).

В пункте 6.6.5.5(2) говорится, что (для профилированного листа, расположенного поперек балки), если продольное расстояние между анкерными упорами не превышает $15t_f$, сжатый пояс сечения может рассматриваться как класс 1 или 2, независимо от его номинального класса.

Пункт 6.6.5.5(3) гласит, что максимальный шаг между анкерными упорами не должен быть больше меньшей из двух величин: 6-кратной толщины плиты и 800 мм.

В пункте 6.6.5.6(2) указано, что расстояние между краями (определяется как расстояние от края анкерного упора до вершины пояса) должно быть не менее 20 мм.

Пункт 6.6.5.2(2) гласит, что если требуется покрытие (для обеспечения прочности), то номинальное покрытие до верха анкерных упоров не должно быть менее 20 мм или, как рекомендовано в таблице 4.4 BS EN 1992-1-1 для арматуры, менее 5 мм. Если покрытие не требуется, верхняя часть упора может быть заподлицо с верхней поверхностью плиты.

В пункте 6.6.5.7(5) указано, что минимальная толщина пояса должна быть не менее $0,4 \times$ диаметр упора для адекватной сварки и во избежание снижения прочности анкерного упора из-за изгиба пояса.

1.9 Поперечная арматура

Требование о наличии поперечной арматуры в плите, перпендикулярной оси балки, обеспечивает эффективную передачу усилия от анкерных упоров в плиту без продольного раскалывания бетона.

BS EN 1994-1-1, §6.6.2(1) гласит, что расчетное сопротивление продольному сдвигу должно определяться в соответствии с EN 1992-1-1, §6.2.4. В этом методе используется аналогия с бетонной колонной, в которой арматура поддерживает равновесие за счет связывающего действия по всей балке. Растягивающее усилие в арматуре может быть основано на угле рассеивания от 1:2 до 1:1 от продольного усилия анкерного упора в плите. Поэтому количество поперечной арматуры напрямую зависит от количества предусмотренных анкерных упоров и их расчетного сопротивления. Верхняя граница силы, которую можно развить, основана на сопротивлении сжатию бетонного блока перед анкерными упорами. В BS EN 1994-1-1, §6.6.3(1) говорится, что минимальное количество поперечной арматуры должно быть определено в соответствии с BS EN 1992-1-1, §9.2.2(5).

Для неразрезных комбинированных плит, которые проектируются как просто опирающиеся, BS EN 1994-1-1, §9.8.1(2) требует минимального процента армирования в 0,2 % от площади поперечного сечения плиты для конструкции, не имеющей временных опор. Количество арматуры должно быть увеличено в балках в следующих случаях:

- для конструкций с временными опорами (где 0,4 % от стяжки плиты — рекомендуемая минимальная площадь армирования согласно §9.8.1(2));
- в области значительного сдвига;
- где требуемый период огнестойкости составляет более 60 минут;
- где на плиту действуют большие локальные нагрузки;
- на удлиненных отверстиях, где в плите могут возникнуть локальные трещины.

ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА ПЕРФОРИРОВАННЫХ БАЛОК

2.1 Общая информация

Влияние больших или рядом расположенных отверстий в стенке на характеристики комбинированной балки является сложным. Существует множество факторов, которые могут влиять на напряжения:

- Находится ли отверстие в зоне сильного сдвига или сильного изгиба.
- Равномерно ли нагружена балка или точечно.
- Форма отверстий: круглые, прямоугольные или удлиненные круглые.
- Позиция отверстия в высоте профиля.
- Расстояние между отверстиями.
- Асимметрия стального профиля (по соотношению площадей нижнего и верхнего поясов).
- Усилие продольного сдвига, действующее на плиту у отверстия.
- Гибкость стенки (влияет на сопротивление потере устойчивости).

Передача сдвига через отверстия происходит за счет изгиба Виренделя (или четырех углов). В комбинированной балке сопротивление изгибу Виренделя увеличивается за счет совместной работы верхнего таврового профиля (сечением стенки) и плиты (что может увеличить местное сопротивление изгибу таврового профиля в 2–3 раза). Совместная работа конструкций позволяет проектировать в комбинированной балке отверстия большего размера, чем в аналогичной некомбинированной стальной балке.

В этой публикации метод расчета основан на анализе по первым принципам, который совместим с BS EN 1993-1-1^[6] и BS EN 1994-1-1^[7].

Метод был подтвержден анализом конечных элементов и калибровкой по результатам измерений, проведенных в ходе крупной серии испытаний на полноразмерных балках^[23].

Балки, с отверстиями или без них, должны быть спроектированы таким образом, чтобы удовлетворять проектным требованиям при состояниях предела прочности и предела пригодности к эксплуатации. Наличие отверстий в стенке приводит к необходимости анализа местных напряжений в сечениях балки.

2.2 Расчет неперфорированных комбинированных балок

Неперфорированная комбинированная балка с шарнирными опорами предназначена для обеспечения следующих характеристик:

- Сопротивление изгибу в точке максимального момента.
- Сдвиговое соединение между стальной балкой и бетонной плитой.
- Сопротивление сдвигу на опорах.
- Сопротивление комбинации момента и сдвига вдоль балки.
- Локальное сопротивление в соединениях и при точечных нагрузках.
- Поперечное армирование с учетом количества анкерных упоров.

Объединение в совместную работу конструкций достигается сдвиговым соединением между стальной балкой и бетонной плитой. Расчетная предельный изгибающий момент зависит от классификации сечения балки, которая определяет, какие свойства сечения — упругие или пластические — могут быть использованы для определения общей изгибной жесткости. Классификация сечений является функцией пропорций поясов и стенки при сжатии. Комбинированные балки обычно относятся к классу 1 или 2 при положительном изгибе, поскольку нейтральная ось пластической деформации находится вблизи или на уровне верхнего пояса. Сопротивление изгибу также зависит от рабочей ширины плиты, взаимодействующей с балкой, и от степени сдвигового соединения.

Сдвиговое соединение может быть как «полным», так и «частичным». При полном сдвиговом соединении предельный изгибающий момент при пластической деформации комбинированной балки может развиваться в точке максимального момента. При частичном сдвиговом соединении степень сдвигового соединения должна соответствовать ограничениям BS EN 1994-1-1^[7], как описано в разделе 1.8.2, а предельный изгибающий момент уменьшается. Анкерные упоры должны быть распределены таким образом, чтобы сопротивление изгибу было обеспечено во всех точках пролета.

При оценке предельного состояния пригодности к эксплуатации также необходимо проверить:

- Прогиб комбинированной балки под действием временных нагрузок и других нагрузок, приложенных к комбинированной балке.
- Суммарный прогиб, включая прогиб стальной балки под действием собственного веса и веса бетона (когда балка не имеет временных опор во время строительно-монтажных работ).
- Вибрационные характеристики пола, которые могут быть оценены в соответствии с публикацией Института стальных конструкций P354 [24].

2.3 Расчет балок с перфорированной стенкой

Различные виды напряжений и деформаций, которые могут возникнуть в стенках балок вокруг отверстий, показаны на рис. 2.1. Некоторые виды деформаций возникают из-за локальных концентраторов напряжений вокруг отверстий, в то время как другие возникают из-за изгиба участка стенки между регулярными отверстиями.

- Общий изгиб (зависит от влияния совместной работы балки и плиты вблизи отверстия).

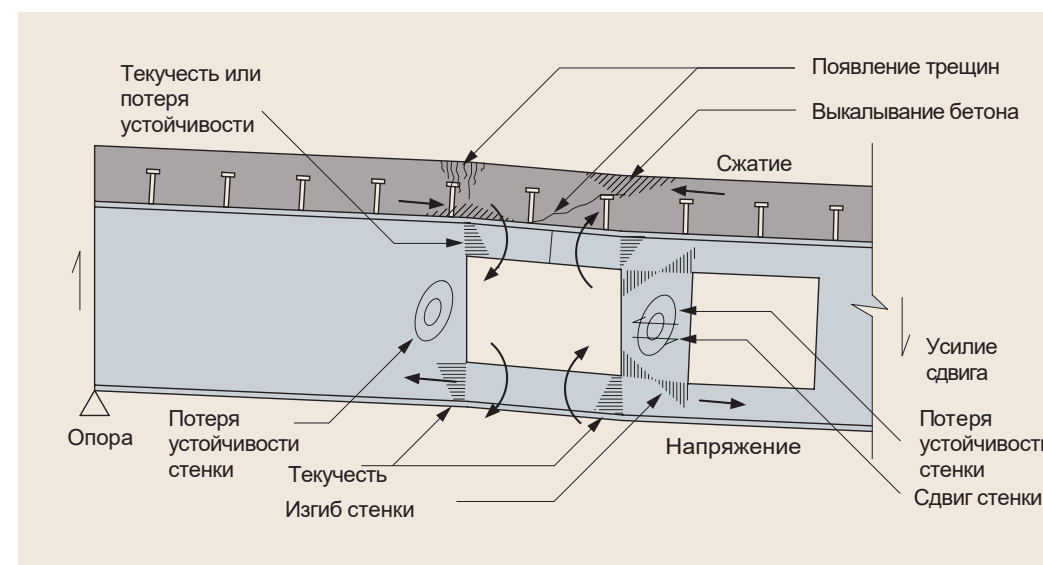


Рис. 2.1
Виды напряжений и деформаций

- Вертикальный сдвиг (зависит от стальной балки с пониженными характеристиками).
- Локальный изгиб по Виренделю (зависит от передачи сдвига через отверстие).
- Горизонтальный сдвиг стенки.
- Предельный изгибающий момент стенки.
- Потеря устойчивости стенки при изгибе.
- Потеря устойчивости при сдвиге.

Локальная гибкость из-за деформации сдвига и изгиба также может быть значительной для перфорированных стенок, и это учитывается в расчетах пригодности к эксплуатации и при проверке на изгиб по методу Виренделя — см. раздел 6.1.

2.4 Расчетная модель

Правила расчета, приведенные в данной публикации, относятся к балкам с прямоугольными, круглыми и удлиненными отверстиями с равномерной толщиной стенки. Правила приведены для ситуаций, когда отверстия расположены рядом друг с другом, и могут быть распространены на балки с отверстиями, расположенными на равном расстоянии друг от друга, например, в перфорированных балках.

Конфигурация отверстий без элементов жесткости в комбинированной балке показана для каждого типа отверстий на рис. 2.2. Эксцентриситет осевой линии отверстия определяется относительно осевой линии стенки.

Расчетная модель представлена для случая прямоугольных отверстий в стенке. Для круглых и овальных отверстий при расчете используется эквивалентное прямоугольное отверстие. Определение рабочей длины отверстия см. в разделе 3.1.4.

Расчетная модель основана на развитии упругих или пластических сопротивлений элементов, в зависимости от классификации сечений, которые сравниваются с внутренними усилиями и моментами.

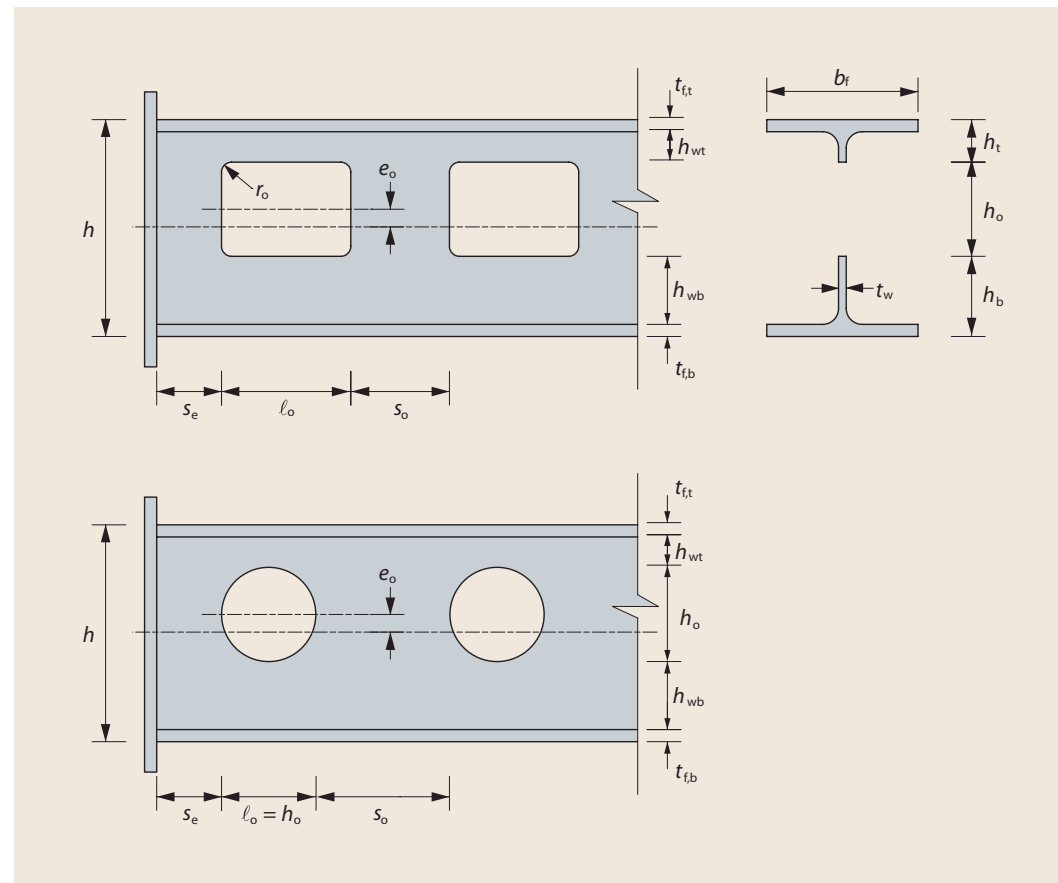


Рис. 2.2
Конфигурация
отверстий раз-
личной формы

Расчетное сопротивление при предельном состоянии рассматривается в разделе 3 для общих случаев, когда отверстие расположено по центру стенки. Случай, когда отверстия асимметричны по высоте балки, рассмотрен в разделе 4. Если отверстия имеют значительно вытянуты, их можно усилить горизонтально вдоль отверстия. Расчет отверстий с элементами жесткости рассмотрен в разделе 5. Расчет для предельного состояния пригодности к эксплуатации рассмотрен в разделе 6. Расчетные сопротивления для особых случаев рассмотрены в разделе 7.

2.5 Допущения в расчетной модели

Распределение внутренних усилий вокруг большого отверстия в стенке очень сложное, поэтому для практического расчета необходимо сделать некоторые допущения:

- Для равномерно нагруженной балки усилие вертикального сдвига устанавливается на стороне более сильного сдвига, чтобы учесть местную нагрузку на стенку. Для балки с точечной нагрузкой усилие сдвига постоянно по всей длине отверстия.
- Растягивающее усилие в нижнем тавровом профиле определяется, исходя из расчетного момента, действующего на осевую линию отверстия. Это консервативное правило для всех расчетных случаев, так как положение нулевого изгибающего момента в тавровом профиле направлено в сторону меньшего момента для отверстия в результате пластического перераспределения.
- Для совместимости с расчетом растягивающего усилия в нижнем тавровом профиле усилие сжатия в плите устанавливается на основе количества анкерных упоров, расположенных до осевой линии отверстия.

- После определения изгибной жесткости комбинированного сечения на осевой линии отверстия увеличение изгибной жесткости поперек отверстия (изгиб Виренделя) определяется из совместной изгибной жесткости тавровых профилей плюс компонент, обусловленный совместным действием верхнего таврового профиля, взаимодействующего с плитой. Это зависит от количества анкерных упоров, установленных над отверстием.
- Сопротивление пластическому или упругому изгибу сечений «Т-образный пояс» (тавровый профиль) зависит от классификации сечений и уменьшается для сосуществующих сдвиговых и осевых усилий, исходя из усилий, рассчитанных, как указано выше.
- В плите у отверстия действует относительно небольшое усилие вертикального сдвига, величина которого ограничивается сдвигом анкерных упоров.
- Усилие вертикального сдвига, действующее на стенку, воспринимается в основном верхним тавровым профилем, а нижний тавровый профиль сопротивляется растяжению под действием расчетного момента. Консервативно допускается считать, что весь расчетный сдвиг воспринимается сопротивлением верхнего таврового профиля и плиты, что упрощает процесс расчета.
- Предельный изгибающий момент Виренделя, обусловленная комбинированным действием конструкций, частично ограничивается напряжением в анкерных упорах вблизи отверстия. Это можно учесть, уменьшив расчетное сопротивление анкерного упора в длинных отверстиях.
- Усилия, развиваемые в стенке между отверстиями, определяются по изменению усилий между осевыми линиями соседних отверстий. Модель потери устойчивости стенки связана с усилием продольного сдвига и моментом в стенке, которые увеличиваются из-за асимметрии стенки по высоте балки.

2.6 Общие указания по размещению отверстий

Геометрические ограничения, приведенные в таблице 2.1, обычно должны соблюдаться при устройстве отверстий в стенках комбинированных балок. Отверстия, превышающие допуски, могут быть использованы при условии, что конструкция обоснована соответствующими расчетами, основанными на положениях данной публикации.

На начальном этапе проектирования для определения влияния отверстия на предельный изгибающий момент комбинированной балки можно использовать следующие приближения:

$$M_{o,Rd} = M_{Rd} (1 - 0,35h_o/h) \quad \text{для отверстий без элементов жесткости}$$

$$M_{o,Rd} = M_{Rd} (1 - 0,2h_o/h) \quad \text{для отверстий с горизонтальными элементами жесткости}$$

где:

M_{Rd} предельный изгибающий момент неперфорированной комбинированной балки;

$M_{o,Rd}$ предельный изгибающий момент комбинированной балки в зоне отверстия;

h_o высота отверстия;

h высота стальной балки.

2.7 Расчет некомбинированных балок с перфорированной стенкой

Расчет некомбинированных балок с перфорированной стенкой может быть выполнен с использованием по существу той же модели и процедур проектирования, которые изложены в данной публикации для комбинированных балок, но без учета влияния плиты. Основное различие заключается в том, что в некомбинированной балке верхний тавровый профиль сопротивляется сжатию из-за общего изгиба (в комбинированной балке плита сопротивляется большей части или всему сжатию), и это означает, что верхний тавровый профиль менее эффективен при сопротивлении изгибу и сдвигу по Виренделю.

Комбинированные балки, сконструированные без временной опоры на этапе строительно-монтажных работ, проверяются как некомбинированные балки на этом этапе.

ПАРАМЕТР	ПРЕДЕЛЬНОЕ ЗНАЧЕНИЕ		КОММЕНТАРИЙ К ПРЕДЕЛЬНОМУ ЗНАЧЕНИЮ
	КРУГЛОЕ ОТВЕР- СТИЕ	ПРЯМОУГОЛЬНОЕ ОТВЕРСТИЕ	
Макс. высота отверстия:	$\leq 0,8h$	$\leq 0,7h$	Опыт показывает, что это практическое ограничение для экономичных конструкций. Это согласуется с другими геометрическими ограничениями, приведенными ниже.
Мин. высота тавровых профилей:	$\geq t_f + 30 \text{ мм}$	$\geq 0,1h$	Практическое предельное значение, исходя из проекта Приложения N к ENV 1993-1-1:1992.
Мин. высота верхнего таврового профиля:	Как описано выше	Как описано выше, и $\geq 0,1\ell_o$, если нет элементов жесткости	Чтобы ограничить локальную деформацию и обеспечить устойчивость верхнего таврового профиля во время строительно-монтажных работ.
Макс. соотношение высоты тавровых профилей:			Асимметрия позиции отверстия может вызвать моменты в стенке. Рекомендуется обеспечить эксцентриситет отверстия в высоте стенки в направлении вверх (положительном).
h_v/h_t	≤ 3	≤ 2	
h_v/h_t	$\geq 0,5$	≥ 1	
Макс. длина отверстия без элементов жесткости, ℓ_o	—	$\leq 1,5h_o$ сильный сдвиг*	Предельное соотношение сторон, ℓ_o/h_o , ограничивает деформацию поперек отверстия, а также напряжение в анкерных упорах.
	—	$\leq 2,5h_o$ слабый сдвиг	
Макс. длина отверстия с элементами жесткости, ℓ_o	—	$\leq 2,5h_o$ сильный сдвиг*	Более строгие ограничения требуются для отверстий в зонах с сильным сдвигом*.
	—	$\leq 4h_o$ слабый сдвиг	
Мин. ширина стенки:			
— области слабого сдвига	$\geq 0,3h_o$	$\geq 0,5\ell_o$	Расчет стенки подлежит дальнейшей проверке. Рекомендуется принять более строгие ограничения для отверстий в зонах с сильным сдвигом*.
— области сильного сдвига*	$\geq 0,4h_o$	$\geq \ell_o$	
Радиус углов прямоугольных отверстий:	—	$r_o \geq 2t_w$ но $r_o \geq 15 \text{ мм}$	Предварительно просверленные вспомогательные отверстия по углам основного отверстия позволяют избежать сдвига и снижения местного пластического сопротивления таврового профиля.

Таблица 2.1
Практические геометрические ограничения для балок с отверстиями в стенке

ПАРАМЕТР	ПРЕДЕЛЬНОЕ ЗНАЧЕНИЕ		КОММЕНТАРИЙ К ПРЕДЕЛЬНОМУ ЗНАЧЕНИЮ
	КРУГЛОЕ ОТВЕР- СТИЕ	ПРЯМОУГОЛЬНОЕ ОТВЕРСТИЕ	
Мин. ширина опорного ребра, s_c :	$\geq 0,5h_o$	$\geq \ell_o$ и $\geq h$	Минимальная ширина стенки зависит также от типа концевых соединений и усилий в анкерных упорах.
Мин. расстояние по горизонтали до точечной нагрузки:			Расстояние до точечной нагрузки измеряется от ближайшего края отверстия. Отдельной проверки требует потеря устойчивости стенки в позициях точечной нагрузки.
— без ребер жесткости	$\geq 0,5h_o$	$\geq h$	
— с ребрами жесткости	$\geq 0,25h_o$	$\geq 0,5h_o$	

* Область сильного сдвига — это область, где расчетное усилие сдвига больше половины максимального значения расчетного усилия сдвига, действующего на балку.

Продолжение
таблицы 2.1
Практические геометрические ограничения для балок с отверстиями в стенке

ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛОК С ОТВЕРСТИЯМИ БЕЗ РЕБЕР ЖЕСТКОСТИ

В данном разделе рассмотрено определение местного сопротивления балок с отверстиями без элементов жесткости в предельном состоянии по прочности и устойчивости. В данном разделе принято, что отверстия расположены по центру по высоте стенки. Влияние эксцентричного расположения отверстий рассмотрено отдельно в разделе 4, а отверстия с элементами жесткости — в разделе 5.

В разделах 3.1–3.4 рассматриваются эффекты и сопротивления в отдельном отверстии; в разделе 3.5 — эффекты и сопротивления в стенке между смежными отверстиями, а в разделе 3.6 — снижение сопротивления потере устойчивости при сдвиге гибкой стенки, примыкающей к отверстию без элементов жесткости.

3.1 Расчетные воздействия на стенки балок

3.1.1 Прямоугольные отверстия

Расчетные усилия и моменты, действующие вокруг отверстия в стенке комбинированной балки с одним прямоугольным отверстием, показаны на рис. 3.1.

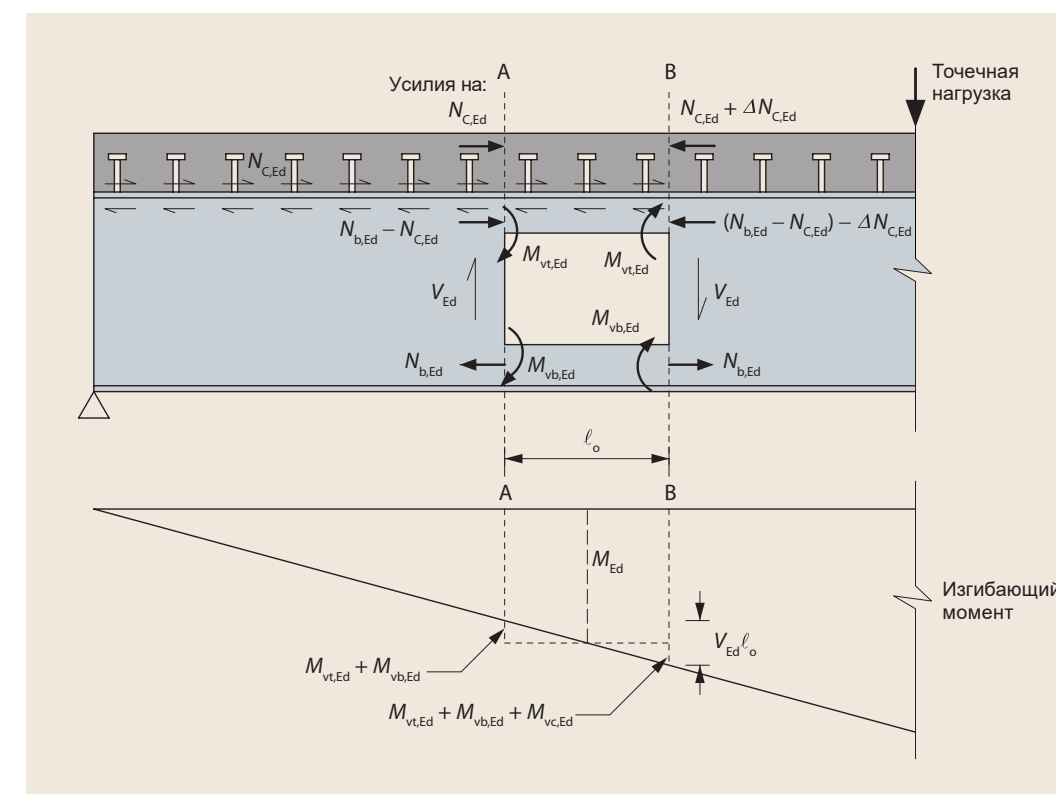


Рис. 3.1
Равновесие сил
в зоне отверстия

Под действием положительного изгибающего момента в нижнем тавровом профиле (т. е. в сечении стенки) возникает растягивающее усилие, которое остается постоянным по всей ширине отверстия. Это усилие уравнивается силой сжатия в бетоне и, в зависимости от пропорций плиты и тавровых профилей, силой сжатия в верхнем тавровом профиле. Обычно предполагается, что верхний тавровый профиль не будет развивать растягивающее усилие, так как для этого потребуются слишком большие пластические деформации.

Сжимающее усилие в бетоне развивается через анкерные упоры, приваренные к верхнему поясу балки. Как правило, анкерные упоры располагаются равномерно вдоль балки или, в случае балок, подверженных точечным нагрузкам, группами с равномерным шагом, зависящим от усилия сдвига. В некоторых случаях усилие, которое может быть передано от балки к плите, ограничено количеством предусмотренных анкерных упоров; это называется частичным сдвиговым соединением (см. раздел 1.8).

Изменение изгибающего момента в стенке под действием расчетного усилия сдвига достигается за счет «действия Виренделя», что приводит к локальному изгибу тавровых профилей в четырех углах. В верхних тавровых профилях на изгиб Виренделя эффективно работает комбинированное сечение балки.

Общая предельный изгибающий момент проверяется на уровне центра стенки. Если предположить, что моменты Виренделя в этой точке равны нулю, то осевое усилие в нижнем тавровом профиле зависит от изгибающего момента в этой позиции. В реальности это не всегда соответствует точке центра изгиба тавровых профилей, которая фактически смещается в сторону меньшего момента со стороны отверстия, когда составляющая сопротивления изгибу Виренделя, обусловленная работой комбинированного сечения, относительно велика и происходит пластическое перераспределение усилий.

3.1.2 Распределение внутренних усилий

В предельном состоянии по пределу прочности разрушение происходит либо из-за образования пластических шарниров вокруг отверстия в зонах большого сдвига и малого момента, либо в результате растягивающей деформации в нижнем тавровом профиле, в зонах малого сдвига и высокого момента. На каждый из тавровых профилей действует комбинированное осевое усилие, изгиб и сдвиг, что влияет на развитие пластичности, и это дает некоторую возможность для перераспределения моментов Виренделя вокруг отверстия.

В таких условиях точный анализ местных расчетных усилий становится очень сложным, поэтому необходимо сделать некоторые упрощения.

Для определения распределения внутренних сил в стенке делаются следующие допущения:

Осевые усилия в тавровых профилях и в бетоне определяются на основании пластического распределения напряжений по всему сечению, т. е. рассматриваются эпюры прямоугольных напряжений.

Усилие сжатия в плите определяется по сдвиговому усилию, действующем от опоры до центра отверстия.

В отверстии вертикальному сдвигу сопротивляются два тавровых профиля и бетонная плита благодаря их совместной работе вблизи отверстия.

Усилие сдвига в плите у отверстия определяется по сопротивлению сдвигу при смятии.

Распределение сдвига между тавровыми профилями основано на их сопротивлении изгибу Виренделя. Объединение балки с плитой увеличивает сопротивление верхнего таврового профиля изгибу по методу Виренделя. Консервативно сдвигом, которому сопротивляется нижний тавровый профиль, можно пренебречь в случае отверстий больших размеров.

3.1.3 Минимальные значения совместного действия сдвига и изгиба

Также необходимо убедиться, что расчетное значение усилия сдвига V_{Ed} , используемое для определения изгибающих эффектов по Виренделю, учитывает возможность неравномерности нагрузки во время строительства и эксплуатации. Поэтому рекомендуется на любом отверстии учитывать комбинации расчетных значений сдвига и совместно действующего изгибающего момента, приведенные в таблице 3.1, для зон балки, подверженных малому сдвигу.

УСЛОВИЕ	УСИЛИЕ СДВИГА	ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ
Строительство (стальная балка)	$0,25 V_{Ed,max}$	$0,75 M_{Ed,max}$
Комбинированное условие	$0,15 V_{Ed,max}$	$0,85 M_{Ed,max}$

$V_{Ed,max}$ максимальное усилие сдвига на опорах для соответствующей расчетной ситуации

$M_{Ed,max}$ максимальный момент в пролете для соответствующей расчетной ситуации

Таблица 3.1
Комбинации расчетных усилий, которые необходимо учитывать в зонах отверстий

3.1.4 Круглые и удлиненные отверстия

В целом круглые и удлиненные отверстия можно анализировать так же, как и прямоугольные, т. е. усилия передаются через отверстие под действием нагрузки Виренделя. Для рассмотрения изгиба по Виренделю рабочая длина эквивалентного прямоугольного отверстия может быть принята как:

$$\begin{aligned} \ell_e &= 0,45h_o && \text{для круглых отверстий} \\ \text{или} &&& \\ \ell_e &= \ell_o - 0,55h_o && \text{для удлиненных отверстий} \end{aligned} \quad (4)$$

где:

ℓ_o длина удлиненного отверстия;

h_o диаметр круглого отверстия или краев удлиненного отверстия.

Для круглых отверстий рабочая высота эквивалентного прямоугольного отверстия для определения сопротивления тавровых профилей изгибу по Виренделю может быть принята равной $0,9h_o$.

Рабочая длина и высота для круглых отверстий была обоснована исследованиями некомбинированных балок с круглыми отверстиями^[25]. Расчетная длина для удлиненных отверстий определяется, исходя из длины круглого отверстия плюс расстояние между двумя полукруглыми краями отверстия.

3.2 Предельный изгибающий момент в области отверстия

Сопротивление изгибу поперечного сечения комбинированной балки должно быть проверено в точке, соответствующей центру отверстия. Эта проверка определяет растягивающее усилие в нижнем тавровом профиле (которое влияет на его изгибную жесткость, а также на изгибную жесткость стенки — см. раздел 3.5).

Как правило, достаточно определить сопротивление пластическому изгибу перфорированного поперечного сечения, хотя это зависит от классификации верхнего таврового профиля и от того, ограничена ли предельный изгибающий момент частичным сдвиговым соединением. Сечения классифицируются в целом в соответствии с BS EN 1993-1-1 [6]. Сечения классов 1 и 2 позволяют использовать сопротивление пластическому изгибу, а сечения классов 3 и 4 ограничиваются сопротивлением упругому изгибу.

3.2.1 Классификация сечения

В неперфорированной комбинированной балке нейтральная ось пластической деформации обычно находится на уровне верхнего пояса стальной балки или над ним; только при использовании сварной балки с гораздо меньшим верхним поясом, чем нижний поясом, нейтральная ось пластической деформации будет находиться в стенке. Это в равной степени относится и к перфорированному профилю, поскольку нейтральная ось пластической деформации находится выше, чем в неперфорированном профиле. Следовательно, перфорированная комбинированная балка обычно имеет класс 2 или выше. Если нейтральная ось пластической деформации асимметричного сечения находится в стенке верхнего таврового профиля, то верхний пояс при сжатии может рассматриваться как минимум на уровне класса 2, даже если его выступ относится к классу 3, если он соединен с плитой; для этого необходимы анкерные упоры по ширине каждого выступа (т. е. одна линия упоров вдоль осевой линии балки неэффективна в этих условиях) с шагом, удовлетворяющим ограничениям BS EN 1994-1-1, §6.6.5.

3.2.2 Равновесие внутренних сил

Для определения сопротивления пластическому изгибу на осевой линии отверстия необходимо, чтобы силы в тавровых профилях и плите находились в равновесии. Возможны две ситуации: с нейтральной осью пластической деформации в плите и с нейтральной осью пластической деформации в верхнем тавровом профиле. Эти две ситуации показаны на рис. 3.2 и рассмотрены ниже по отдельности.

Случай 1: $N_{c,Rd} > N_{bT,Rd}$ (нейтральная ось пластической деформации в плите)

В этом случае сопротивление сжатию на всю высоту рабочей ширины плиты больше, чем сопротивление растяжению нижнего таврового профиля. В этой ситуации можно считать, что нейтральная ось пластической деформации находится в плите на такой высоте, что весь бетон над ней испытывает напряжение $0,85f_{cd}$ (где f_{cd} соответствует определению в BS EN 1994-1-1).

Сопротивление растяжению нижнего таврового профиля определяется по формуле:

$$N_{bT,Rd} = \frac{A_{bT} f_y}{\gamma_{M0}}$$

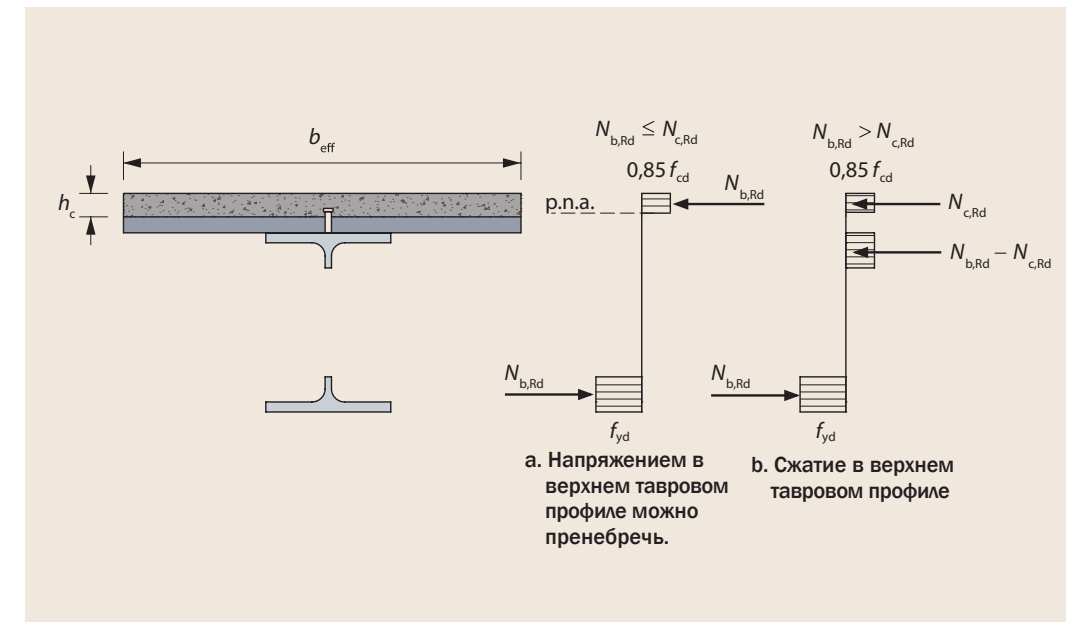


Рис. 3.2
Эпюры напряжений в перфорированной комбинированной балке

где:

A_{bT} — площадь поперечного сечения нижнего таврового профиля;

f_y — расчетное значение предела текучести стали.

Сопротивление сжатию полного сечения плиты в месте расположения отверстия равно меньшей из величин сопротивления сжатию эффективной ширины плиты и сопротивления, обеспечиваемого анкерными упорами между опорой балки и осевой линией отверстия. Для балки с профилированным настилом с ребрами, расположенными поперек балки, сопротивление определяется по формуле:

$$N_{c,Rd} = \min \{ 0,85 f_{cd} b_{eff,o} h_c ; n_{sc} P_{Rd} \} \quad (6)$$

где:

f_{cd} — расчетная прочность бетона ($= f_{ck} / \gamma_c$, при этом f_{ck} и γ_c определены в стандарте BS EN 1992-1-1 и Национальном приложении к нему);

$b_{eff,o}$ — рабочая ширина плиты отверстия, как определено в разделе 3.2.3;

h_c — высота бетонной стяжки ($h_c = h_s - h_d$);

h_s — высота плиты;

h_d — общая высота профиля настила;

n_{sc} — количество анкерных упоров, расположенных на расстоянии от ближайшей опоры до осевой линии отверстия (см. обсуждение в разделе 3.2.4);

P_{Rd} — расчетное сопротивление анкерных упоров, используемых с профилированными листами (т. е. значение P_{Rd} , как указано в разделе 1.6.1, умноженное на k_t или k_p , как указано в разделе 1.6.2).

Следовательно, предельный изгибающий момент при упругой деформации определяется так:

$$M_{o,Rd} = N_{bT,Rd} (h_{eff} + z_t + h_s - 0,5z_c) \quad (7)$$

где:

h_{eff} рабочая высота балки между центральными частями тавровых профилей;

z_t высота центральной части верхнего таврового профиля от наружного края пояса;

z_c высота бетона при сжатии, которая определяется по формуле:

$$z_c = \frac{N_{c,Rd}}{0,85 f_{cd} b_{\text{eff},o}} \leq h_c$$

Из этой модели следует, что для заданного расчетного момента M_{Ed} осевое усилие в нижнем тавровом профиле определяется следующим образом:

$$N_{\text{bT,Ed}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{(h_{\text{eff}} + z_t + h_s - 0,5z_c)} \quad (8)$$

В качестве упрощения можно считать, что z_c в этом выражении равно h_c .

Для балки с настилом, уложенным параллельно балке, приведенные выше выражения должны быть соответствующим образом изменены, если нейтральная ось пластической деформации находится над стяжкой.

Случай 2: $N_{c,Rd} < N_{\text{bT,Rd}}$ (нейтральная ось пластической деформации в верхнем тавровом профиле)

В этом случае сопротивление сжатию на всю высоту рабочей ширины плиты меньше, чем сопротивление растяжению нижнего таврового профиля, и равновесие достигается нарастанием сжатия в верхнем тавровом профиле. Для данной ситуации консервативно считать, что верхний тавровый профиль равномерно напряжен, и на него действует усилие, равное разности между сопротивлением растяжению нижнего таврового профиля и сопротивлением сжатию плиты, т. е. он оказывает сопротивление, равное $N_{\text{bT,Rd}} - N_{c,Rd}$.

где:

$N_{\text{bT,Rd}}$ определено в (5), и $N_{c,Rd}$, как определено в (6).

Исходя из этого допущения, предельный изгибающий момент при упругой деформации определяется так:

$$M_{o,Rd} = N_{\text{bT,Rd}} h_{\text{eff}} + N_{c,Rd} (z_t + h_s - 0,5h_c) \quad (9)$$

где:

h_{eff} , z_t , h_s и h_c — все, как определены выше.

Также необходимо убедиться, что для асимметричных сечений сопротивление сжатию верхнего таврового профиля является достаточным, как показано далее:

$$\frac{A_{\text{T}} f_y}{\gamma_{\text{M0}}} \geq N_{\text{bT,Rd}} - N_{c,Rd}$$

где:

A_{T} площадь поперечного сечения верхнего таврового профиля.

Чтобы определить усилие в нижнем тавровом профиле для этого случая, можно использовать выражение (8), если только оно не дает $N_{\text{bT,Ed}} > N_{c,Rd}$, в этом случае усилие может быть принято как:

$$N_{\text{bT,Ed}} = \frac{M_{\text{Ed}} - N_{c,Rd} (z_t + h_s - 0,5h_c)}{h_{\text{eff}}} \quad (10)$$

где:

$N_{c,Rd}$ задается выражением (6).

Для балки с настилом, уложенным параллельно балке, приведенные выше выражения должны быть соответствующим образом изменены, чтобы учесть площадь бетона по всей толщине плиты перекрытия.

3.2.3 Рабочая ширина плиты вблизи отверстия

В зоне отверстий, расположенных близко к опорам, рабочая ширина плиты сокращается. Как отмечалось, формула для определения рабочей ширины в конце пролета дается в разделе 1.7, BS EN 1994-1-1, §5.4.1.2 (6). Для балки с шарнирными опорами, с плитой перекрытия, которая имеет одинаковую ширину с обеих сторон, рабочая ширина плиты на расстоянии x от опоры, определяется по формуле:

$$b_{\text{eff},o} = 3L_c/16 + x/4 \quad \text{для } x \leq L_c/4$$

и

$$b_{\text{eff},o} = L_c/4 \quad \text{для } x > L_c/4$$

где:

L_c расчетная длина пролета.

3.2.4 Соединение плит с балками вблизи отверстия

При определении предельного изгибающего момента в зоне отверстия количество анкерных упоров необходимо принимать равным количеству упоров от опоры до осевой линии отверстия. Тем самым определяется усилие, действующее на нижний тавровый профиль, которое влияет на предельный изгибающий момент при расчете по методу Виренделя.

Минимальное сдвиговое соединение, которое требуется в месте отверстия, определяется необходимостью создания сопротивления сжатию $N_{c,Rd}$, что приведет к достаточной несущей способности в критических сечениях, таких как зоны отверстий. Для равномерной нагрузки комбинированных балок требования к анкерным упорам в промежуточных положениях между опорой и точками максимального изгибающего момента обычно определяются правилами минимальной степени сдвигового соединения, указанными в BS EN 1994-1-1 для непрерывных профилей. Однако, если точечные нагрузки расположены близко к опорам, участок перфорированной балки в зоне первого отверстия может стать самым нагруженным участком балки.

Для комбинированных балок с перфорированной стенкой, расположенными вблизи опор как правило требуется обеспечить сопротивление сдвиговому соединению, равное 40 % от растягивающего усилия, которое возникает в нижней части таврового профиля (т. е. $N_{c,Rd} \geq 0,4N_{\text{bT,Ed}}$), чтобы обеспечить достаточную изгибную жесткость комбинированной балки. Если не соблюдается требование обеспечения минимальной степени сдвигового соединения, то следует предусмотреть дополнительные анкерные упоры на критических участках пролета или пренебречь совместной работой при расчете предельного изгибающего момента в местах отверстий с недостаточным количеством анкерных упоров.

Если точное местоположение анкерных упоров неизвестно, следует исходить из того, что упоры не могут быть размещены на крайних 300 мм пролета. Во второстепенных балках допускается наиболее неблагоприятное расположение стальных настилов и возможность выполнения вырезов опор второстепенных балок в местах их соединения.

3.2.5 Параметры работы на изгиб

Сопrotивление изгибу неперфорированной комбинированной балки увеличивается линейно вдоль балки, достигая максимального значения в точке расположения анкерного упора, где обеспечивается полное сопротивление при сжатии на рабочей ширине плиты или сопротивление растяжению стали (в зависимости от того, какая из этих величин меньше). Аналогичный набор параметров можно вывести для перфорированного профиля. Оба набора параметров показаны на рисунке 3.3.

Расчетная диаграмма изгибающего момента зависит от того, является ли нагрузка равномерной, точечной или комбинированной. Типичная диаграмма изгибающего момента для равномерно распределенной нагрузки показана на рис. 3.3; здесь предполагается, что расчетный момент практически равен сопротивлению неперфорированного профиля в середине пролета.

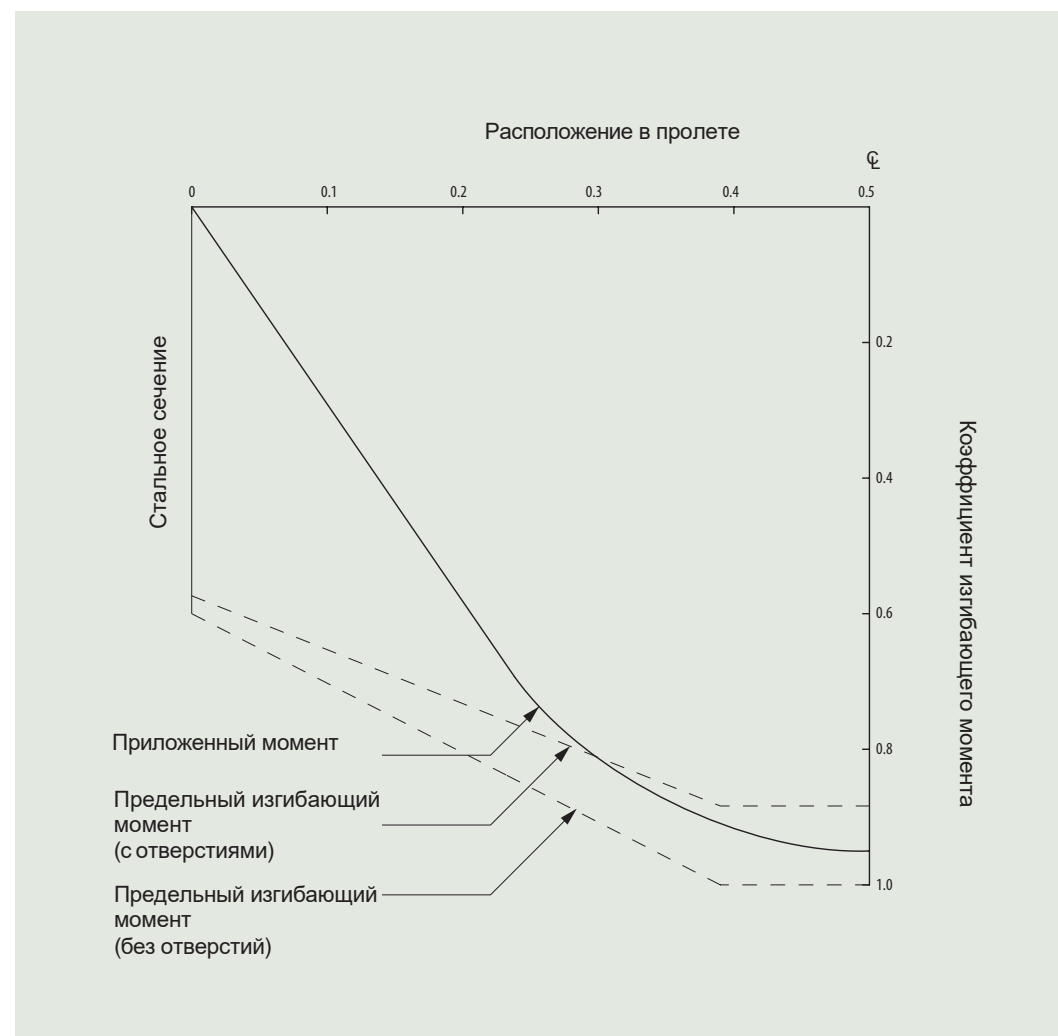


Рисунок 3.3
Диаграмма изгибающего момента для комбинированной балки с отверстиями и без отверстий

На практике предельный изгибающий момент балки в середине пролета должна быть настолько больше расчетного момента, чтобы воздействие отверстий на изгибную жесткость не было критичным.

3.3 Сопrotивление сдвигу

Сопrotивление вертикальному сдвигу комбинированного сечения в месте отверстия может быть принято как сумма сопротивлений сдвигу перфорированного стального профиля $V_{pl,Rd}$ и наименьшей ширины железобетонной плиты $V_{c,Rd}$.

Сопrotивление сдвигу стального сечения значительно снижается из-за наличия больших отверстий. Однако для большинства большепролетных балок участие неперфорированной стенки в сдвиге относительно невелико, поэтому значительное снижение мощности сдвига может быть приемлемым, особенно в нижних зонах сдвига балки.

В комбинированной балке обычно большая часть расчетного сдвига приходится на верхний тавровый профиль, поскольку он работает совместно с плитой и испытывает меньшие нагрузки при общем изгибе по сравнению с нижней частью таврового профиля.

В тех случаях, когда податливость неперфорированной стенки h_w/t_w превышает предел $72\varepsilon/\eta$, указанный в BS EN 1993-1-1, §6.2.6(6), сопротивление потери устойчивости при сдвиге необходимо определять в соответствии с BS EN 1993-1-5^[30], §5.2. Сопротивление потере устойчивости при сдвиге рядом с круглым отверстием см. в разделе 3.6.

3.3.1 Сопrotивление сдвигу перфорированного стального профиля

Сопrotивление сдвигу следует определять по площади сдвига перфорированного стального профиля. Согласно BS EN 1993-1-1, §6.2.6 расчетное сопротивление сдвигу при пластической деформации поперечного сечения определяется как:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

где:

A_v — площадь сдвига.

Для неперфорированной балки двутаврового сечения площадь сдвига соответствует площади стенки (точное определение см. в §6.2.6). Однако перфорированное поперечное сечение фактически представляет собой два сечения таврового профиля, для которых в §6.2.6 приведена полезная площадь сдвига прокатного таврового профиля:

$$A_v = (A - b_f t_f + (2r + t_w) \times 0,5t_f)$$

а для сварного таврового профиля:

$$A_v = t_w (h_{w,T} - 0,5t_f)$$

где:

A — площадь поперечного сечения;

b_f — общая ширина таврового профиля;

t_w — толщина стенки таврового профиля;
 t_f — толщина пояса таврового профиля;
 r — радиус впадины таврового профиля;
 $h_{w,T}$ — общая толщина таврового профиля.

Участки сдвига для прокатных и сварных тавровых профилей показаны на рисунке 3.4.

Таким образом, сопротивление сдвигу при пластической деформации перфорированного профиля составляет:

$$V_{pl,Rd} = \frac{(A_{v,T} + A_{v,bT}) f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Где $A_{v,T}$ и $A_{v,bT}$ — зоны сдвига двух тавровых профилей.

Сдвиг при пластической деформации может развиваться до тех пор, пока не произойдет потеря устойчивости при сдвиге. Обычно этого не происходит, но см. раздел 3.6, где рассматривается потеря устойчивости при сдвиге.

Характер передачи усилия сдвига через большие отверстия в комбинированной балке обычно означает, что при проектировании обычно учитываются воздействия изгиба по Виренделю (см. раздел 3.4), а не сопротивление пластической деформации при сдвиге.

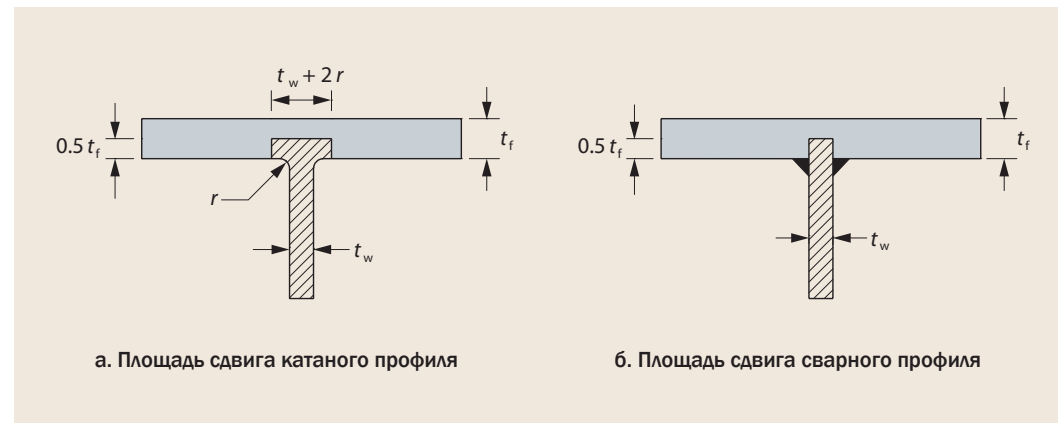


Рисунок 3.4
Площадь сдвига
катаных и свар-
ных тавровых
профилей

3.3.2 Сопротивление сдвигу железобетонной плиты

BS EN 1994-1-1, §6.2.2.2(1) позволяет для расчета сдвига при пластической деформации балки учитывать степень влияния железобетонной плиты. В ходе испытаний комбинированных балок было показано, что можно включить в расчет сопротивление сдвигу железобетонной плиты в области отверстия, и что его величина может быть рассчитана по консервативной формуле, где рабочая ширина плиты принимается равной ширине пояса балки плюс удвоенная полезная толщина железобетонной плиты. Для железобетонных конструкций без поперечной арматуры в BS EN 1992-1-1, §6.2.2 приводится расчетное сопротивление сдвигу (здесь обозначается как $V_{c,Rd}$):

$$V_{c,Rd} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (12)$$

с минимальным:

$$V_{c,Rd} = [v_{min} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (13)$$

где:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \text{ (как приводится в национальном приложении к BS EN 1992-1-1);}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \text{ но } \leq 2,0 \text{ (при } d \text{ в мм);}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d}, \text{ но } \leq 0,02;$$

A_{sl} — площадь арматуры, работающей на растяжение, с сеткой, обеспечивающей предупреждение трещинообразования, которая выходит на $\geq (\ell_{bd} + d)$ за пределы рассматриваемого сечения;

d — полезная толщина плиты перекрытия. На основании результатов испытаний балок, на которые опираются плиты перекрытия с трапециевидным стальным настилом, считается, что полезная толщина плиты перекрытия может быть принята равной h_c ;

ℓ_{bd} — расчетная длина зоны анкеровки арматуры, работающей на растяжение;

k_1 = 0,15 (как приводится в национальном приложении к BS EN 1992-1-1);

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{c,Ed}}{b_{eff} h_c} < 0,2 f_{cd};$$

b_w — рабочая ширина бетонного пояса для сдвига = $b_f + 2h_{s,eff}$;

b_f — ширина пояса верхнего таврового профиля;

$h_{s,eff}$ — полезная толщина плиты перекрытия для сдвига при пробивании $\approx 0,75 h_s$;

v_{min} = $0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ (рекомендуемая величина указана в национальном приложении к британскому стандарту).

Для общего расчета комбинированных балок можно пренебречь σ_{cp} для отверстий, расположенных близко к опорам балки, но это может быть существенным фактором в областях с высоким изгибающим моментом.

Влияние сдвига на общую изгибную жесткость

Влияние сдвига в тавровом профиле приводит к снижению эффективности стенки при изгибе. Простая формула взаимодействия, приведенная в BS EN 1993-1-1, §6.2.8, может быть использована для расчета влияния высокой силы сдвига на общую изгибную жесткость. Снижение изгибной жесткости не требуется для $\rho \leq 0,5$.

3.4 Предельный изгибающий момент тавровых профилей

Изгиб по схеме Виренделя происходит по четырем углам отверстия, и напряжения в модели сопротивления на каждом углу должны быть такими, чтобы поддерживать равновесие по всему отверстию; напряжения и связанные с ними силы показаны на рисунке 3.5 для сопротивления пластической деформации и на рисунке 3.6 для предела упругости.

Как отмечалось в разделе 3.1.4, круглые и вытянутые отверстия могут быть представлены эквивалентным прямоугольным отверстием.

3.4.1 Определение изгибной жесткости по Виренделю

Предельный изгибающий момент по Виренделю — это модель передачи усилия сдвига через большое отверстие. Таким образом, сумма значений предельных изгибающих моментов по Виренделю по четырем углам отверстия плюс совместная работа между верхним тавровым профилем и плитой не должна быть меньше расчетного значения разницы изгибающего момента с одной стороны отверстия под действием усилия сдвига; это может быть выражено следующим образом:

$$2M_{bt,NV,Rd} + 2M_{tt,NV,Rd} + M_{vc,Rd} \geq V_{Ed} \ell_e \quad (14)$$

где:

- $M_{bt,NV,Rd}$ предельный изгибающий момент нижнего таврового профиля, приведенная для взаимно действующих осевого растяжения и сдвига;
- $M_{tt,NV,Rd}$ предельный изгибающий момент верхнего таврового профиля, приведенная для взаимно действующих осевого растяжения и сдвига;
- $M_{vc,Rd}$ локальный предельный изгибающий момент по Виренделю, как определено в разделе 3.4.6;
- V_{Ed} расчетное значение вертикальной силы сдвига (принимается как значение стороны меньшего момента отверстия);
- ℓ_e рабочая длина отверстия для расчета предельного изгибающего момента по Виренделю.

См. раздел 3.4.4 для определения $M_{NV,Rd}$.

На практике предельный изгибающий момент по Виренделю обычно выше значений, используемых в выражении (14), из-за механического упрочнения периодического стального профиля по углам отверстия. Однако этот эффект не учитывается при проектировании.

Предельный изгибающий момент по Виренделю зависит от классификации стенок таврового профиля (см. раздел 3.4.2). Если стенка относится к классу 3 или 4, можно использовать только сопротивление упругому изгибу. Однако осевые силы в тавровом профиле (которые сокращают изгибную жесткость) обычно определяются на основе эпюр пластической деформации (как рассматривается в разделе 3.2). Использование осевых сил, определенных из этой модели, считается консервативным расчетом, даже при оценке упругой изгибной жесткости по Виренделю.

3.4.2 Классификация стенок таврового профиля

Участок стенки таврового профиля может быть классифицирован в зависимости от рабочей длины таврового профиля $\ell_{o,eff}$ и высоты выступа h_t или h_b , как показано в табл. 3.2.

Для такой классификации местной потери устойчивости рабочая длина отверстия определяется с помощью упрощенного расчета:

$$\begin{aligned} \ell_{o,eff} &= \ell_o && \text{для прямоугольных отверстий или} \\ \ell_{o,eff} &= 0,7h_o && \text{для круглых отверстий} \\ \text{или} &&& \\ \ell_{o,eff} &= \ell_{o,eff} - 0,3h_o && \text{для вытянутых отверстий} \end{aligned} \quad (15)$$

Для определения расчетной длины учитывается условие, при котором выступ верхней или нижней части таврового профиля подвержен сжатию на малой части своей длины.

Обычно не требуется учитывать одновременно действующее осевое сжатие из-за общего изгиба в верхней части таврового профиля, поскольку сжимающие напряжения в верхнем поясе комбинированной балки из-за общего изгиба будут относительно небольшими.

Для расчета предельного изгибающего момента по Виренделю допускается сокращение толщины стенки класса 3 до толщины, соответствующей предельному значению класса 2, так что расчет сопротивления может быть основан на сопротивлении пластической деформации сокращенного сечения, при условии, что пояс относится к классу 1 или 2 (это сокращение не нужно применять при оценке общей изгибной жесткости в центре отверстия).

Для стенки класса 4 эффективные упругие характеристики сечения рассчитываются с использованием предельного значения h_w для стенки класса 3.

Для балки без настила будет иметь место значительное сжатие в верхнем тавровом профиле, и вышеприведенную классификацию не следует применять. Для стенок таврового профиля следует использовать обычную классификацию в соответствии с BS EN 1993-1-1, §5.5.2, как для выступа при сжатии.

Влияние осевого растяжения на классификацию сечений нижнего таврового профиля

Напряжение в нижней части таврового профиля изменяет классификацию сечения для тавровых профилей без ребер жесткости и повышает классификацию сечения. При консервативном расчете этим можно пренебречь, чтобы упростить процесс расчета вручную, используя классификацию, приведенную в таблице 3.2. В качестве альтернативы можно учесть влияние напряжения при растяжении, как показано ниже.

ПРЕДЕЛ ТОЛЩИНЫ СТЕНКИ h_w В ЗАВИСИМОСТИ ОТ РАЗМЕРОВ ОТВЕРСТИЯ			
КЛАСС	$\ell_{o,eff} \leq 32\epsilon t_w$	$32\epsilon t_w < \ell_{o,eff} \leq 36\epsilon t_w$	$\ell_{o,eff} > 36\epsilon t_w$
2	(предельное значение отсутствует)	$h_w \leq \frac{10\epsilon t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{32\epsilon t_w}{\ell_{o,eff}}\right)^2}}$	
3	(предельное значение отсутствует)		$h_w \leq \frac{14\epsilon t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{36\epsilon t_w}{\ell_{o,eff}}\right)^2}}$
4	(предельное значение отсутствует)		

h_w толщина стенки верхнего или нижнего таврового профиля, соответственно.

Можно рассматривать стенку класса 3 как стенку класса 2, если эпюра пластических напряжений для таврового профиля, подвергающегося как изгибу, так и растяжению такова, что толщина стенки при сжатии ограничена максимум $10\epsilon t_w$. Это требование можно выразить следующим способом:

Таблица 3.2
Классификация стенок таврового профиля

$$\frac{N_{bT,Ed}}{A_{bT} f_y / \gamma_{M0}} \geq 1 - \frac{20 \varepsilon t_w^2}{A_{bT}} \quad (16)$$

где:

$N_{bT,Ed}$ осевое напряжение в нижнем тавровом профиле;

A_{bT} площадь поперечного сечения нижнего таврового профиля.

Стенки класса 4 можно рассматривать как стенки класса 3, если они также подвергаются осевому растяжению, при условии, что:

$$h_{wb} \leq \frac{14 t_w \varepsilon'}{\sqrt{1 - \left(\frac{36 t_w \varepsilon'}{\ell_{o,eff}} \right)^2}} \quad \text{если } \ell_{o,eff} > 36 t_w \varepsilon' \quad (17)$$

где:

$$\varepsilon' = \varepsilon / \left(1 - \frac{N_{bT,Rd}}{A_{bT} f_y / \gamma_{M0}} \right)^{0.5}$$

h_{wb} толщина стенки нижнего таврового профиля над поясом.

3.4.3 Влияние сдвига на изгибную жесткость тавровых профилей

Сдвиг в тавровом профиле приводит к снижению сопротивления стенки. Однако сокращение толщины стенки при сильном сдвиге влияет на изгибную жесткость по схеме Виренделя и, в свою очередь, на распределение сдвига.

В качестве первого приближения для расчета эффективной толщины стенки можно использовать следующую простую формулу:

$$t_{w,eff} = t_w (1 - (2\mu - 1)^2) \quad \text{для } \mu > 0,5 \quad (18)$$

Сокращение толщины стенки не требуется для $\mu \leq 0,5$.

где:

μ использование поперечного сечения при сдвиге
 $= V_{Ed} / V_{Rd}$;

V_{Ed} расчетное значение силы сдвига в месте отверстия;

V_{Rd} сопротивление пластической деформации сдвига перфорированного профиля
 $= V_{c,Rd} + V_{t,Rd} + V_{b,Rd}$;

$V_{c,Rd}$ сопротивление сдвигу железобетонной плиты (см. раздел 3.3.2);

$V_{t,Rd}$ сопротивление пластической деформации при сдвиге верхнего таврового профиля;

$V_{b,Rd}$ сопротивление пластической деформации при сдвиге нижнего таврового профиля.

Полученное значение $t_{w,eff}$ применяется при расчете сопротивления моменту для обоих тавровых профилей.

Фактическое распределение сил сдвига между тавровыми профилями зависит от их изгибной жесткости по Виренделю, которые, в свою очередь, могут зависеть от сокращенной полезной толщины стенки. Коэффициент использования при сдвиге может быть различным для двух тавровых профилей. См. далее комментарий в разделе 3.4.4.

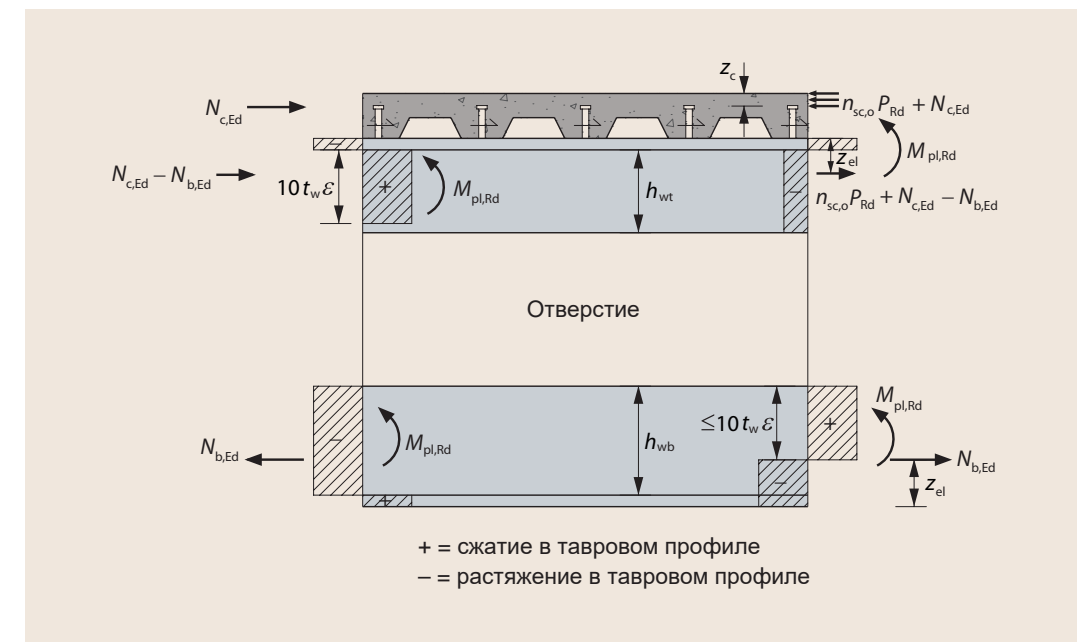


Рисунок 3.5
Напряжения, возникающие при пластической деформации по Виренделю вокруг отверстия

3.4.4 Предельный изгибающий момент при пластической деформации тавровых профилей

Эпюры пластических напряжений можно учитывать, если поперечное сечение тавровых профилей удовлетворяет предельным значениям для сечений класса 2. Эпюры пластических напряжений вокруг прямоугольного отверстия показаны на рисунке 3.5.

Предельный изгибающий момент при пластической деформации при отсутствии осевой силы

Предельный изгибающий момент при пластической деформации верхнего или нижнего таврового профиля при отсутствии осевой силы (и при отсутствии сильного сдвига) определяется следующим выражением, где предполагается, что нейтральная ось пластической деформации находится в поясе таврового профиля:

$$M_{pl,Rd} = \frac{A_{w,T} f_y}{\gamma_{M0}} (0,5 h_{w,T} + t_f - z_{pl}) + \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} (0,5 h_f - z_{pl} + z_{pl}^2 / t_f) \quad (19)$$

где:

z_{pl} расстояние между нейтральной осью пластической деформации и крайним волокном стального пояса $= (A_f + A_{w,T}) / (2 b_f)$;

$A_{w,T}$ площадь поперечного сечения стенки таврового профиля $(= h_{w,T} t_w)$;

A_f площадь поперечного сечения пояса;

b_f ширина пояса;

$h_{w,T}$ толщина стенки таврового профиля (h_{wb} или h_{wt} для нижнего и верхнего таврового профиля, соответственно);

t_f толщина пояса.

Предельный изгибающий момент при пластической деформации при наличии осевой силы

Снижение предельного изгибающего момента при пластической деформации при одновременном действии осевой силы может быть определено по следующей приближенной формуле:

$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd})^2) \quad \text{для профилей класса 1 и 2} \quad (20)$$

где:

$M_{pl,N,Rd}$ пониженный предельный изгибающий момент таврового профиля при пластической деформации с учетом осевых сил;

$N_{pl,Rd}$ осевое сопротивление таврового профиля (для таврового профиля, находящегося в состоянии сжатия, класс 3 по толщине стенки может быть снижен до класса 2 или класс 4 до класса 3, соответственно);

N_{Ed} расчетное значение осевой силы в тавровом профиле, возникающей при общем изгибе: либо сила сжатия в верхнем тавровом профиле, $N_{t,Ed}$, либо сила растяжения в нижнем тавровом профиле, $N_{b,Ed}$.

Для случая 1 в разделе 3.2.2 (нейтральная ось пластической деформации в плите) $N_{t,Ed} = 0$ и $N_{b,Ed}$ приводится в выражении (8). Для случая 2 (нейтральная ось пластической деформации в верхнем тавровом профиле) $N_{b,Ed}$ приводится либо в выражении (8), либо выражении (10) (см. обсуждение в разделе 3.2.2); сжатие в верхней части таврового профиля определяется $N_{t,Ed} = N_{b,Ed} - N_{c,Rd}$, где $N_{c,Rd}$ приводится в выражении (6).

Снижение предельного изгибающего момента вследствие сдвига

Как отмечалось в разделе 3.4.3, работа стенки таврового профиля при сдвиге может сократить ее полезную толщину для сопротивления изгибу и осевому сопротивлению. Полезная толщина $t_{w,eff}$ определяется (18) в зависимости от коэффициента использования μ . Сокращенная площадь поперечного сечения стенки таврового профиля ($= h_{w,T} t_{w,eff}$) затем используется в (19), и пониженный предельный изгибающий момент при пластической деформации используется в (20), что приводит к достижению предельного изгибающего момента при пластической деформации при наличии осевой силы и сдвига, $M_{pl,NV,Rd}$.

Однако сила сдвига, которую может выдержать тавровый профиль, ограничена изгибной жесткостью таврового профиля по Виренделю по длине отверстия. Следовательно, чтобы определить распределение силы сдвига между верхним и нижним тавровым профилем, совместимое с изгибной жесткостью по Виренделю, необходим метод итерации.

Для оценки взаимодействия и определения распределения сдвига между тавровыми профилями необходима следующая процедура.

Распределение сдвига между верхним и нижним тавровыми профилями

При консервативном подходе $V_{b,Rd}$ можно сначала установить на ноль, чтобы вычислить μ и соответствующую полезную толщину стенки $t_{w,eff}$ верхнего таврового профиля, как показано в разделе 3.4.3. Затем можно определить предельный изгибающий момент при деформации верхнего таврового профиля $M_{t,NV,Rd}$. Значение предельного изгибающего момента при пластической деформации для нижнего таврового профиля, $M_{b,T,NV,Rd}$, может быть рассчитано для того же коэффициента использования, а соответствующую силу сдвига в нижнем тавровом профиле можно оценить следующим образом:

$$V_{b,Ed} = 2M_{b,T,NV,Rd} / \ell_e \quad (21)$$

После этого одновременная сила сдвига в верхнем тавровом профиле комбинированной балки может быть оценена следующим образом: $V_{t,Ed} = V_{Ed} - V_{b,Ed}$.

Достаточность несущей способности по Виренделю проверяется с помощью выражения (14).

Если условие (14) не выполняется, можно определить коэффициент использования тавровых профилей из расчетных значений $V_{t,Ed}$ и $V_{b,Ed}$ и повторно определить предельный изгибающий момент. Как правило, достаточно одной итерации.

3.4.5 Предельный изгибающий момент при упругом изгибе тавровых профилей

Когда один или оба тавровых профиля относятся к классу 3 (сюда входят профили класса 4, когда рассматривается расчетное сечение, соответствующее предельным значениям класса 3), необходимо выполнять расчет с учетом упругого изгиба. Состояние упругих напряжений вокруг отверстия показан на рисунке 3.6.

Предельное значение полезной толщины стенки в профилях, которые в противном случае относились бы к классу 4, при консервативном расчете принимается как предельное значение для расчета на сжатие.

Как отмечалось ранее, локальная совместная работа верхнего таврового профиля и плиты перекрытия происходит за счет анкерных упоров, установленных над отверстием, и добавляется к напряжениям от предельного изгибающего момента при упругой деформации тавровых профилей. По этой причине точка нулевого изгиба не находится на центральной линии отверстия.

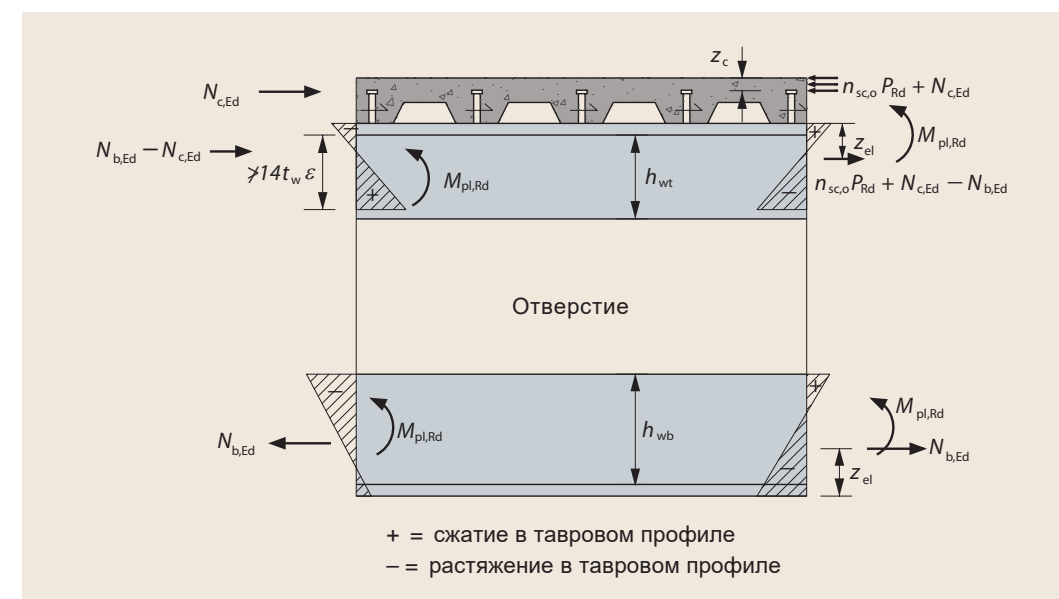


Рисунок 3.6
Напряжения, возникающие при упругой деформации по Виренделю вокруг отверстия

Предельный изгибающий момент при упругой деформации при отсутствии осевой силы

Предельный изгибающий момент при упругой деформации верхнего или нижнего таврового профиля при отсутствии осевой силы определяется по формуле:

$$M_{el,Rd} = \frac{A_{w,T} f_{yd} (0,5h_{w,T} + t_f - z_{el})^2 + A_f f_{yd} (z_{el} - 0,5t_f)^2}{h_{w,T} + t_f - z_{el}} \quad (22)$$

где:

z_{el} расстояние от центра таврового профиля до крайнего волокна пояса, определяемое по формуле:

$$z_{el} = \frac{A_{w,T} (0,5h_{w,T} + t_f) + 0,5t_f A_f}{(A_f + A_{w,T})}$$

Предельный изгибающий момент при упругой деформации при наличии осевой силы

Пониженный предельный изгибающий момент при упругой деформации определяется:

$$M_{el,N,Rd} = M_{el,Rd} (1 - (N_{t,Ed} / N_{Rd})) \quad \text{для профилей класса 3 и 4} \quad (23)$$

где:

- $M_{el,N,Rd}$ сопротивление упругой деформации таврового профиля (для выступа стенки в сжатом состоянии толщина стенки класса 4 может быть сокращена до предельных значений класса 3);
- N_{Rd} осевое сопротивление таврового профиля (для таврового профиля, находящегося в состоянии сжатия, класс 3 по толщине стенки может быть снижен до класса 2 или класс 4 до класса 3, соответственно);
- $N_{T,Ed}$ расчетное значение осевой сжимающей или растягивающей силы в тавровом профиле, возникающей при общем изгибе.

Предельный изгибающий момент при упругой деформации при наличии сильного сдвига

Комбинируемым воздействием сдвига можно пренебречь при расчете упругой деформации, если соблюдено общее сопротивление сдвигу.

3.4.6 Сопротивление по Виренделю вследствие локальной совместной работы

При расчете предельного изгибающего момента по Виренделю добавляется локальная совместная работа верхнего таврового профиля и плиты. Величина этого компонента зависит от количества анкерных упоров, расположенных непосредственно над отверстием. Однако его величина также зависит от гибкости балки в месте отверстия, поэтому необходимо ввести поправочный коэффициент, чтобы избежать чрезмерной зависимости от локальной совместной работы для длинных отверстий.

Предельный изгибающий момент, обусловленная совместной работой верхнего таврового профиля с плитой, определяется с запасом по формуле:

$$M_{vc,Rd} = \Delta N_{c,Rd} (h_s + z_t - 0,5h_c) k_o \quad (24)$$

где:

- $\Delta N_{c,Rd}$ сила сжатия, развиваемая анкерными упорами, установленными над отверстием ($= n_{sc,o} P_{Rd}$);
- $n_{sc,o}$ количество анкерных упоров, установленных над отверстием;
- P_{Rd} расчетное сопротивление анкерных упоров, используемых с профилированными листами (т. е. P_{Rd} , как указано в разделе 1.6.1, умноженное на k_t или k_r , как указано в разделе 1.6.2);
- h_s общая толщина плиты;
- z_t толщина центральной части верхнего таврового профиля от внешнего края пояса (в качестве приближения берем $z_t =$ толщина верхнего пояса);
- h_c толщина бетона над профилем настила;
- k_o понижающий коэффициент, обусловленный гибкостью отверстия, который учитывает эффекты второго порядка вместе с комбинацией сдвигающих и растягивающих сил по краю отверстия. Выражения для k_o приводятся ниже.

Для круглых отверстий, $n_{sc,o}$ рассчитывается по рабочей длине отверстия ℓ_o ($= 0,45h_o$).

Однако, поскольку невозможно гарантировать точное положение анкерных упоров над отверстием, а также учитывая тот факт, что зона влияния отверстия простирается за пределы отверстия, рекомендуется использовать для расчета $n_{sc,o}$ точное значение ℓ_o , деленное на расстояние между упорами (а не целое значение).

При консервативном расчете можно пренебречь совместным влиянием на стенку, если предельный изгибающий момент по Виренделю одного только стального таврового профиля является достаточной. Это частый случай для круглых отверстий — см. учебный пример в Приложении А.

Для верхнего таврового профиля можно пренебречь в выражении (23) влиянием дополнительной осевой силы, обусловленной совместной работой.

В случае нерегулярных отверстий возникает дополнительная составляющая изгиба по Виренделю в связи с изменением линии действия силы сжатия N_c вдоль плиты. Этот показатель может быть значительным для нерегулярных отверстий, но им следует пренебречь для ряда близко расположенных отверстий. Кроме того, из-за этого эффекта в анкерных упорах локально развиваются большие растягивающие усилия, которые увеличиваются, если отверстия расположены близко (см. следующий раздел).

Влияние удлиненных отверстий

В случае вытянутых отверстий следует применять понижающий коэффициент к местному сопротивлению по Виренделю, обусловленному совместной работой, чтобы учесть гибкость стенки. Этот эффект частично объясняется растягивающими усилиями, возникающими в анкерных упорах, а частично — необходимостью контролировать относительные смещения в стенке, чтобы избежать растрескивания бетона и возможного разрушения при сдвиге. Для отверстий без ребер жесткости значение понижающего коэффициента k_o , используемого в выражении (24), определяется по консервативной методике, по формуле:

$$k_o = \left(1 - \frac{\ell_o}{25h_t} \right) \quad (25)$$

где:

- h_t толщина верхнего таврового профиля;
- k_o можно взять 1,0, если $\ell_o \leq 5h_t$.

Альтернативный способ расчета — учет влияния напряжений в сдвиговом соединении

В качестве более точного (но более сложного) альтернативного способа вместо использования выражения (25) понижающий коэффициент k_o в выражении (24) может быть определен с учетом растягивающего усилия, которое развивается в анкерных упорах и зависит от длины отверстия. Растяжение в анкерных упорах возникает на конце отверстия, наиболее удаленного от опоры, и соответствует усилию сдвига, возникающему в плите перекрытия.

Растягивающее усилие в анкерных упорах, возникающее при местном изгибе по методу Виренделя, можно считать возникающим в анкерных упорах у краев отверстий. Когда момент по Виренделю полностью задействован, эта растягивающая сила определяется следующим образом:

$$F_{ten,max} = M_{vc} / n\ell_o \quad (26)$$

где:

- $F_{ten,max}$ расчетное растягивающее усилие на каждый анкерный упор, которое развивается при изгибающем моменте по Виренделю $= M_{vc}$;
- M_{vc} изгибающий момент по Виренделю, обусловленный совместной работой, равный величине сопротивления, определяемого выражением (24) при $k_o = 1,0$;
- n количество анкерных упоров на каждое ребро жесткости (= 1 или 2).

Сопротивление выдергиванию анкерного упора можно принять равным $0,85P_{Rd}$. Это верхний предел изгибающего момента по Виренделю, который может развиваться вследствие совместной работы. В других случаях наличие растягивающих усилий на упорах снижает их расчетное сопротивление сдвигу. Взаимодействие между силой сдвига P_{Ed} и растяжением F_{ten} в анкерных упорах ограничивается следующим критерием, который основан на кривой предельного взаимодействия, приведенной в работе Джонсона и Бакби [28]:

$$\left(\frac{F_{ten}}{0,85P_{Rd}}\right)^{5/3} + \left(\frac{P_{Ed}}{P_{Rd}}\right)^{5/3} \leq 1,0 \quad (27)$$

где:

- F_{ten} расчетная растягивающая сила, действующая на анкерный упор;
- P_{Ed} расчетная сила сдвига, действующая на анкерный упор;
- P_{Rd} расчетное сопротивление анкерных упоров, используемых с профилированными листами (т. е. P_{Rd} , как указано в разделе 1.6, умноженное на k_l или k_r , как указано в разделе 1.6.2).

Предельные значения, $F_{ten} = k_o F_{ten,max}$ и $P_{Ed} = k_o P_{Rd}$ и, следовательно, k_o приводится:

$$k_o = \left[\left(\frac{F_{ten,max}}{0,85P_{Rd}}\right)^{5/3} + 1 \right]^{-3/5} \leq 1,0 \quad (28)$$

Кроме того, согласно BS EN 1994-1-1, §6.6.3.2(2), влиянием растягивающей силы на сопротивление сдвигу можно пренебречь, если $F_{ten} \leq 0,1P_{Rd}$.

Таким образом, понижающий коэффициент k_o может быть установлен на предельное значение, определяемое приведенным выше выражением, которое оценивается в таблице 3.3. Обычно оказывается, что использование этого коэффициента является менее консервативным подходом, чем выражение (25).

3.5 Стенка балки между отверстиями

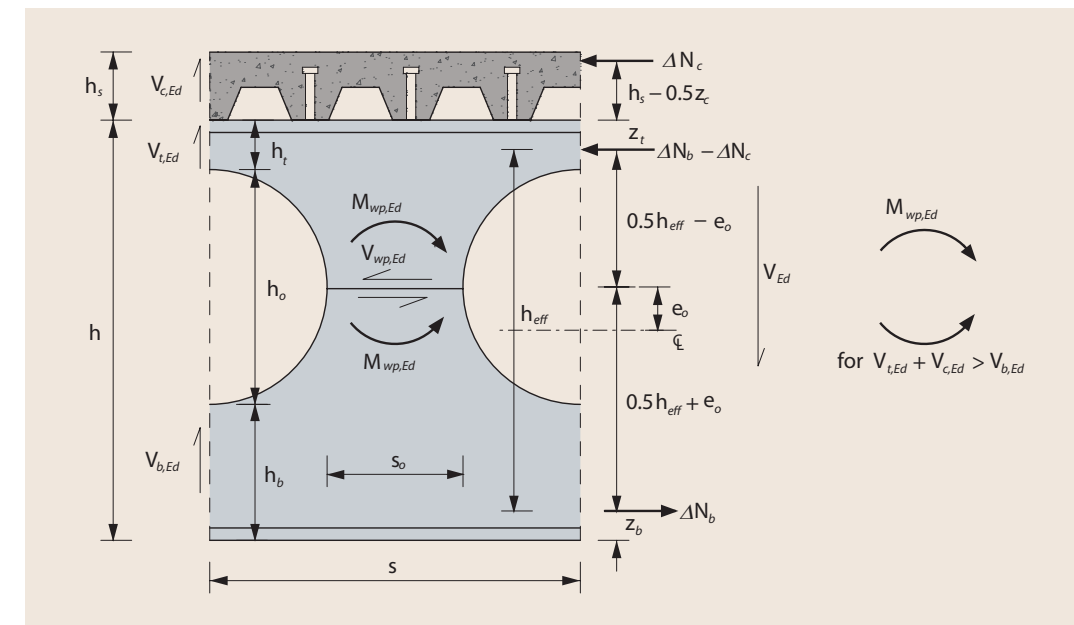
Стенка между соседними отверстиями подвергается большим нагрузкам вследствие:

- Продольного (горизонтального) сдвига по наименьшей ширине.
- Сжатия из-за переноса вертикального сдвига.
- Изгиба, который развивается по Виренделю.

Взаимодействие является более сложным из-за возможной потери устойчивости вследствие комбинации всех этих эффектов (см. рис. 2.1).

РАСТЯГИВАЮЩАЯ СИЛА В СОЕДИНЕНИИ	ПОНИЖАЮЩИЙ КОЭФФИЦИЕНТ
$F_{ten,max}/P_{Rd}$	k_o
0,1	1,0
0,2	0,95
0,3	0,91
0,4	0,86
0,5	0,81
0,6	0,77
0,7	0,72
0,8	0,68

Таблица 3.3
Понижающий коэффициент k_o в зависимости от растягивающей силы



Примечание. Направление положительного $M_{wp,Ed}$ учитывает, что в комбинированной перфорированной балке сдвиг в верхнем тавровом профиле ($V_{t,Ed} + V_{c,Ed}$) обычно больше, чем в нижнем ($V_{b,Ed}$).

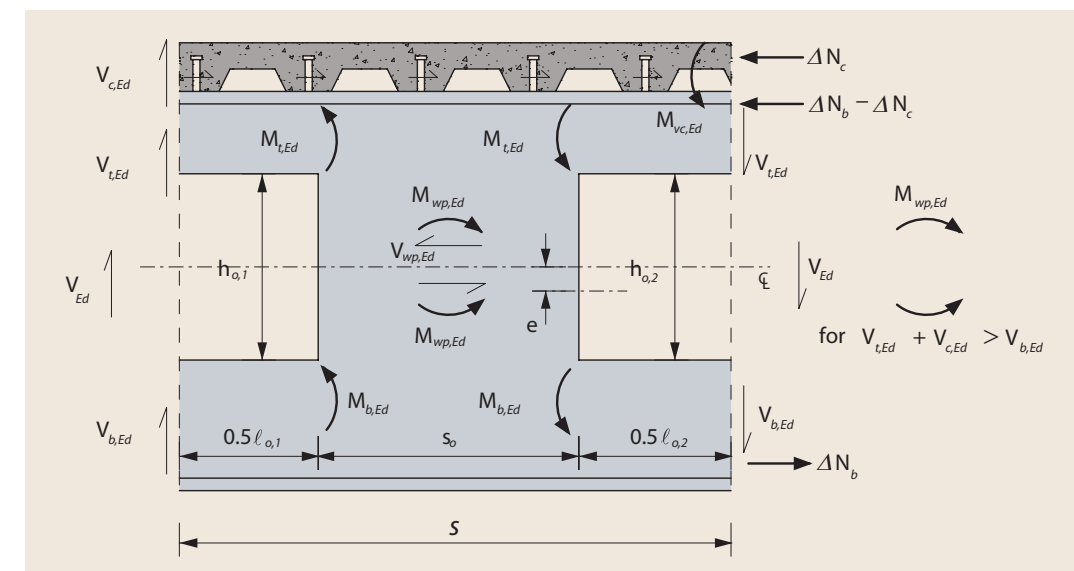


Рисунок 3.8
Силы, действующие в стенках между прямоугольными отверстиями

Расчетные силы для круглых и прямоугольных отверстий показаны на рисунке 3.7 и рисунке 3.8. Баланс верхнего и нижнего таврового профиля можно оценить по отдельности. Горизонтальный сдвиг стенки балки равен увеличению натяжения в нижнем тавровом профиле между осевыми линиями соседних отверстий.

3.5.1 Расчетная продольная сила сдвига в стенке балки

Расчетное значение продольной силы сдвига $V_{wp,Ed}$, действующей на стенку, можно определить из нарастания растягивающего усилия в нижнем тавровом профиле.

В качестве первого приближения предположим, что имеется достаточное сдвиговое соединение для создания усилия в плите, равного постепенно возрастающей силе в нижнем тавровом профиле между отверстиями. Продольная сила сдвига, действующая на стенку, определяется следующим образом:

$$V_{wp,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{(h_{eff} + z_t + h_s - 0,5h_c)} \quad (29)$$

где:

V_{Ed} расчетное значение среднего значения сил сдвига на осевых линиях расположенных рядом отверстий;

s межосевое расстояние между отверстиями;

h_{eff} полезная толщина балки между центрами тавровых профилей (которую можно принять в запас как расстояние между их нейтральными осями упругой деформации);

z_t толщина центральной части верхнего таврового профиля от внешнего края пояса (которую можно принять в запас как положение нейтральной оси упругой деформации).

h_c и h_s определены ранее.

Постепенно возрастающее усилие сжатия, которое может развиваться в плите за счет сопротивления анкерных упоров между отверстиями, определяется по формуле:

$$\Delta N_{cs,Rd} = n_{sc,s} P_{Rd} \quad (30)$$

где:

$n_{sc,s}$ количество анкерных упоров между осевыми линиями соседних отверстий;

P_{Rd} расчетное сопротивление анкерных упоров, используемых с профилированными листами (т. е. P_{Rd} , как указано в разделе 1.6, умноженное на k_t или k_l , как указано в разделе 1.6.2).

Если на участке между отверстиями нет достаточного сдвигового соединения, то продольная сила сдвига, которая развивается в стенке, увеличивается и становится:

$$V_{wp,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot s - \Delta N_{cs,Rd} (z_t + h_s - 0,5h_c)}{h_{eff}} \quad (31)$$

Следует использовать большее из значений, полученных из выражений (29) и (31).

3.5.2 Сжатие в стенках балки

Расчетная сила сжатия для отверстий с большим шагом

Для отверстий с большим шагом или дискретно расположенных отверстий потеря устойчивости стенки не зависит от расстояния между отверстиями. В этом случае считается, что сила сжатия действует на край проема по рабочей ширине $h_o/2$. Величину силы сжатия можно принять равной большей из вертикальных сил сдвига в верхнем и нижнем тавровом профиле. Использование большей из сил сдвига в тавровых профилях учитывает любую асимметрию в положении отверстия. Таким образом, сила сжатия в стенке у края отверстия определяется следующим образом:

$$N_{wp,Ed} = V_{T,Ed} \quad (32)$$

где:

$V_{T,Ed}$ наибольшая из сил сдвига в двух тавровых профилях (верхний тавровый профиль, объединенный с плитой, и нижний из стали).

Расчетная сила сжатия для отверстий с малым шагом

Для определения расчетной силы сдвига близко расположенных отверстий используется продольная сила сдвига $V_{wp,Ed}$, а не вертикальная сила сдвига, как в выражении (32). Здесь учитываются силы, действующие на стенки между отверстиями. Для отверстий, расположенных по центру балки, напряжение сжатия, действующее на стенку, принимается равным продольному напряжению сдвига, действующему на стенку. Таким образом, сила сжатия, действующая на стенку, определяется следующим образом:

$$N_{wp,Ed} = V_{wp,Ed} + |M_{wp,Ed}| / (h_o/2) \quad (33)$$

где:

$V_{wp,Ed}$ задается выражениями (29) или (31);

$M_{wp,Ed}$ значение момента в стенке на середине высоты отверстия.

3.5.3 Изгиб стенок

Стенка балки подвержена изгибу в результате изгибающего воздействия по Виренделю. Когда силы сдвига, воспринимаемые тавровыми профилями выше и ниже отверстия, равны (что соответствует случаю симметричной стальной балки с отверстиями по центру), момент на уровне середины стенки равен нулю. Равные и противоположные моменты, $V_{wp,Ed} h_o/2$ действуют на верхнюю и нижнюю части стенки. Когда силы сдвига не равны, в середине высоты стенки действует дополнительный момент $M_{wp,Ed}$, который определяется следующим образом:

$$M_{wp,Ed} = (V_{t,Ed} + V_{c,Ed} - V_{b,Ed})s/2 + V_{wp,Ed} e_o - \Delta N_{cs} (z_t + h_s - 0,5h_c)/2 \quad (34)$$

где:

- V_{Ed} расчетное значение силы сдвига, действующей посередине между осевыми линиями расположенных рядом отверстий;
- $V_{c,Ed}$ расчетное значение силы сдвига в железобетонной плите, которое может быть принято как $V_{c,Rd}$ (см. раздел 3.3.2);
- $V_{b,Ed}$ расчетное значение силы сдвига в нижнем тавровом профиле;
- $V_{t,Ed}$ расчетное значение силы сдвига в верхнем тавровом профиле;
- $V_{wp,Ed}$ расчетное значение продольной силы сдвига, действующей на стенку (которое можно принять равным $V_{wp,Ed} = \Delta N_{b,Ed}$);
- $\Delta N_{b,Ed}$ увеличение натяжения в нижнем тавровом профиле между осевыми линиями соседних отверстий;
- e_o эксцентриситет осевой линии отверстия, отсчитываемый от оси балки (принимается положительным, если осевая линия отверстия находится выше оси балки);
- ΔN_{cs} постепенно нарастающая сила сжатия, которая создается анкерными упорами на участке s между соседними отверстиями. Эту величину можно принять за $\Delta N_{cs,Rd}$ (см. выражение (30)).

s , z_t , h_s , и h_c определены ранее.

Момент в стенках увеличивается при асимметрии поперечного сечения (см. раздел 4). Можно предположить любое распределение силы сдвига между тавровыми профилями, удовлетворяющее равновесию, при котором значение $M_{wp,Ed}$ будет минимальным.

Из равновесия сил следует, что сила сдвига в верхнем тавровом профиле определяется по формуле:

$$V_{t,Ed} = V_{Ed} - V_{c,Rd} - V_{b,Ed} \text{ и, следовательно:}$$

$$M_{wp,Ed} = (V_{Ed} - 2V_{b,Ed})s/2 + V_{wp,Ed} e_o - \Delta N_{cs} (z_t + h_s - 0,5h_c)/2 \quad (35)$$

Как правило, при малых значениях расчетной силы сдвига моментом в стенке можно пренебречь.

Если высоты соседних отверстий различаются или одно из отверстий усилено ребрами жесткости, а другое нет, то распределение сдвига между верхним и нижним тавровым профилем может различаться для каждого отверстия. В таких случаях в приведенных выше выражениях следует использовать среднее значение для двух отверстий.

3.5.4 Сопротивление сдвигу стенки

Расчетное сопротивление продольному сдвигу стенки допускается принять как:

$$V_{wp,Ed} = \frac{(s_o t_w) f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad (36)$$

где:

- s_o расстояние между краями отверстий ($s - \ell_o$);
- t_w толщина стенки.

3.5.5 Сопротивление потере устойчивости стенки

Потеря устойчивости стенки — это сложное явление, зависящее от:

- формы отверстия — круглое или прямоугольное;
- гибкости стенки в месте отверстия;
- положения отверстия по высоте балки.

Модель для расчета потери устойчивости стенки

Упрощенная модель для оценки была разработана на основе подхода, представленного в публикации SCI P100 [26]. По ней определяется высота стенки, достаточной для сопротивления продольному усилию без потери устойчивости. Модель была откалибрована по результатам анализа методом конечных элементов и является упрощенным инструментом для анализа несущей способности стенки. Она была откалибрована в диапазоне $h_o \geq s_o \geq 0,3h_o$ и экстраполирована для учета отверстий, расположенных несимметрично по высоте балки.

Исходные данные модели стенки

Расчетная модель была разработана со следующими допущениями:

- В стенке действует напряжение сжатия, равное по величине продольному напряжению сдвига, действующему на стенку.
- Потеря устойчивости происходит на рабочей высоте стенки, которая зависит от расстояния между отверстиями.
- На стенку может действовать дополнительное напряжение изгиба в плоскости (для сильно несимметричных отверстий, см. раздел 4).
- Допускается рассмотреть три расчетных случая:
- Далеко расположенные отверстия.
- Близко расположенные отверстия.
- Несимметрично расположенные отверстия по толщине балки.

Анализ для прямоугольных и круглых отверстий отличается только расчетными длинами стенки, выдерживающей продольную нагрузку без потери устойчивости ℓ_w стенки при сжатии.

Эти расчетные случаи показаны на рисунке 3.9.

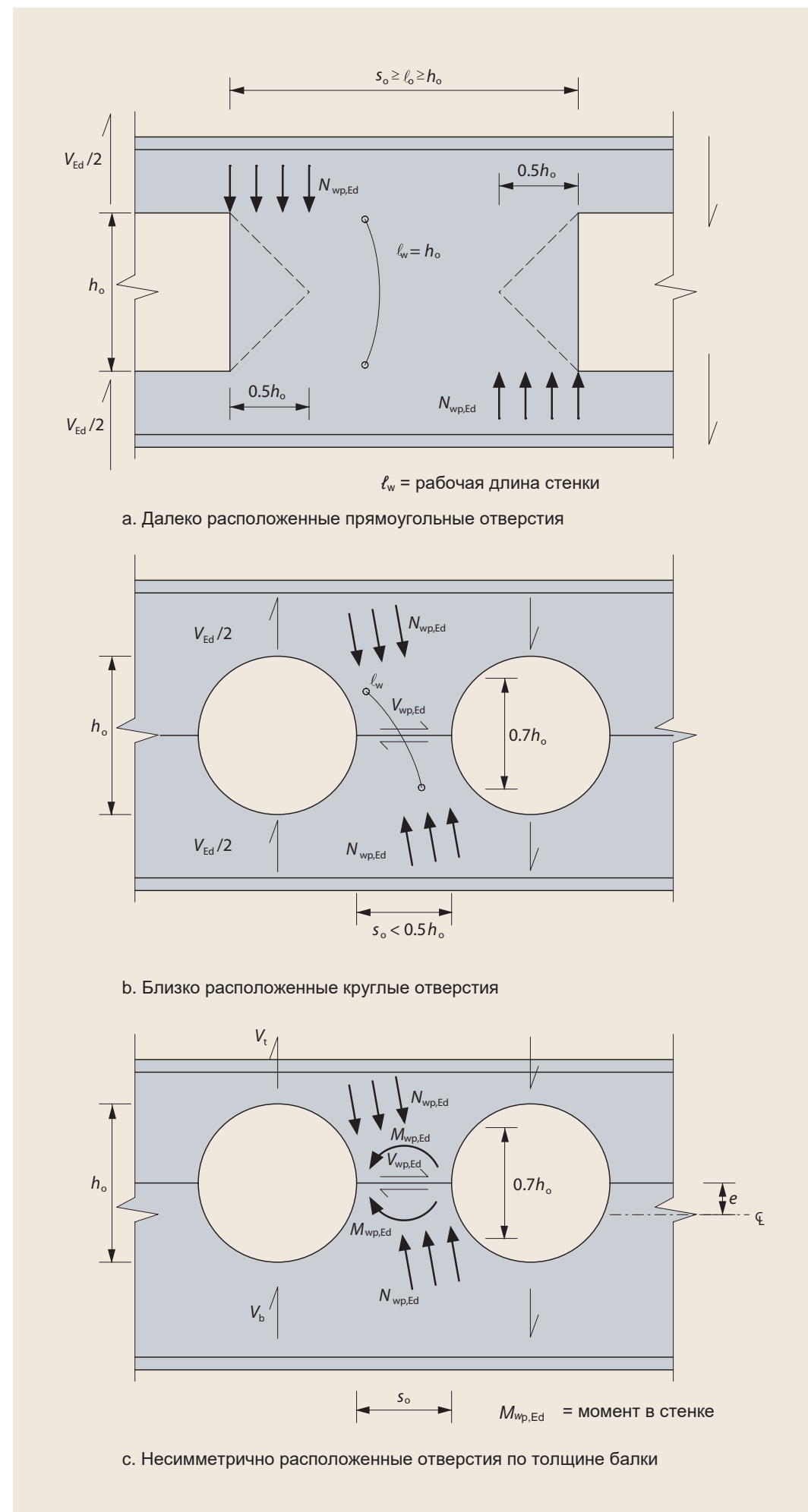


Рисунок 3.9
Модель изгиба
стенки для ана-
лиза на потерю
устойчивости

Сопротивление потере устойчивости для далеко расположенных отверстий

Для далеко расположенных отверстий высота стенки, при которой сохраняется устойчивость, $\ell_w = h_o$ для прямоугольных отверстий и $\ell_w = 0,7h_o$ — для круглых и вытянутых круглых отверстий.

Для определения коэффициента снижения сопротивления потере устойчивости χ безразмерный коэффициент податливости стенки может быть выражен для высоты, при которой сохраняется устойчивость, следующим образом:

а) Для круглых и вытянутых круглых отверстий:

$$\bar{\lambda} = \frac{2,5h_o}{t_w} \frac{1}{\lambda_1} \quad (37)$$

б) Для прямоугольных отверстий:

$$\bar{\lambda} = \frac{3,5h_o}{t_w} \frac{1}{\lambda_1} \quad (38)$$

где λ_1 определено в BS EN 1993-1-1, §6.3.1.3 как:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 94 \varepsilon \text{ и } \varepsilon = \sqrt{(235 / f_y)}$$

Расчетное сопротивление потере устойчивости стенки $N_{wp,Rd}$ определяется по BS EN 1993-1-1, §6.3.1. На основании результатов испытаний кривая потери устойчивости b может использоваться для катаных профилей; кривая потери устойчивости c должна использоваться для балок, изготовленных из листов. Таким образом, сопротивление потере устойчивости стенки составляет:

$$N_{wp,Rd} = \chi \frac{0,5h_o t_w f_y}{\gamma_{M1}} \quad (39)$$

Проверку можно выразить следующим образом $N_{wp,Rd} \geq N_{wp,Ed}$

Сопротивление потере устойчивости для близо расположенных отверстий

Для близо расположенных отверстий требуемая высота стенки $\ell_w = 0,7\sqrt{(s_o^2 + h_o^2)}$ подходит для прямоугольных отверстий и $\ell_w = 0,5\sqrt{(s_o^2 + h_o^2)}$ — для круглых и вытянутых круглых отверстий.

Тогда безразмерный коэффициент податливости стенки может быть выражен как:

а) Для круглых и вытянутых круглых отверстий:

$$\bar{\lambda} = \frac{1,75\sqrt{s_o^2 + h_o^2}}{t_w} \frac{1}{\lambda_1} \quad (40)$$

б) Для прямоугольных отверстий:

$$\bar{\lambda} = \frac{2,5\sqrt{s_o^2 + h_o^2}}{t_w} \frac{1}{\lambda_1} \quad (41)$$

где λ_1 определено в BS EN 1993-1-1, §6.3.1.3 (см. выше).

Расчетное сопротивление потере устойчивости стенки $N_{wp,Rd}$ определяется по кривой потери устойчивости b в BS EN 1993-1-1, §6.3.1.2 для прокатных сечений и балок, составленных из прокатных профилей, или по кривой потери устойчивости c для балок, изготовленных из листов. Таким образом, сопротивление потере устойчивости стенки составляет:

$$N_{wp,Rd} = \chi \frac{s_o t_w f_y}{\gamma_{M1}} \quad (42)$$

Проверку можно выразить следующим образом $N_{wp,Rd} \geq N_{wp,Ed}$

Минимальная ширина отверстия

Эффекты потери устойчивости стенки невелики и их можно игнорировать для широко расположенных отверстий при следующих условиях:

$$h_o/t_w \leq 25 \text{ для круглых отверстий} \quad (43)$$

$$h_o/t_w \leq 20 \text{ для прямоугольных отверстий} \quad (44)$$

3.5.6 Предельный изгибающий момент стенки

Несущую способность стенки следует принимать за значение сопротивления упругой деформации. Для прямоугольных отверстий, а также для круглых проемов на середине высоты отверстия оно определяется следующим образом:

$$M_{wp,Rd} = \frac{s_o^2 t_w f_y}{6 \gamma_{M0}} \quad (44)$$

Для прямоугольных отверстий предельный изгибающий момент стенки должна быть следующей:

$$M_{wp,Rd} \geq V_{wp} h_o / 2 + |M_{wp,Ed}| \quad (45)$$

где:

$V_{wp,Ed}$ задается выражениями (29) или (31);

$M_{wp,Ed}$ значение момента стенки на середине высоты отверстия. Несущую способность стенки можно контролировать для близко расположенных прямоугольных отверстий.

Расчетный момент в середине высоты стенки не изменяет ее способности к сопротивлению сдвигу в этом сечении, при условии применения предельного изгибающего момента при упругой деформации стенки.

Для круглых отверстий предельный изгибающий момент стенки не зависит от конструкции, так как увеличение ширины стенки от середины высоты увеличивает их несущую способность.

3.6 Потеря устойчивости стенки при сдвиге в области отверстия

В качестве альтернативной методики для тонких стенок с широко расположенными отверстиями потеря устойчивости при сдвиге может быть скорректирована, чтобы учесть отдельно расположенное отверстие. Потеря устойчивости при сдвиге для тонкой неперфорированной стенки указана в BS EN 1993-1-1, §6.2.6(6) и BS EN 1993-1-5, §5. Потерю устойчивости при сдвиге для стенки с обособленными отверстиями можно выразить консервативной формулой:

$$V_{w,o,Rd} = 0,9 V_{bw,Rd} \left(1 - \frac{\sqrt{h_o \ell_o}}{h_w} \right) \quad (46)$$

где $V_{bw,Rd}$ потеря устойчивости при сдвиге, указанная в BS EN 1993-1-5, §5.2.

Для круглых отверстий $\ell_o = h_o$ по этой формуле.

Следует отметить, что эта формула основана на предельном напряжении сдвига в стенке и поэтому подходит только для обособленных отверстий из-за дополнительного сжатия, которое развивается в стенке. Если отверстие находится на расстоянии не менее $0,8h_w$ от конца балки (где h_w — свободная толщина между поясами), $V_{w,o,Rd}$ можно принять как значение для крайнего фрагмента стенки, как определено в BS EN 1993-1-5, независимо от фактической ширины крайнего фрагмента стенки.

ПРЕДЕЛЬНОЕ ЗНАЧЕНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ В БАЛКАХ С РЕГУЛЯРНЫМИ ОТВЕРСТИЯМИ

В данном разделе приведены выражения для предельного значения сопротивления вертикальному сдвигу для балок с близко расположенными отверстиями, в зависимости от предельного изгибающего момента и сопротивления потере устойчивости стенки.

4.1 Изгиб стенки

4.1.1 Сопротивление стенок с круглыми отверстиями

В предельном значении сила сдвига в нижнем тавровом профиле достигает своей максимальной величины из-за изгиба по Виренделю, а момент в стенке достигает своего предела упругой деформации. Преобразуя предыдущие уравнения равновесия, можно получить зависимости для определения величины предельного напряжения при вертикальном сдвиге (т. е. когда $M_{wp,Ed} = M_{wp,Rd}$).

Для неполного сдвигового соединения, когда $V_{wp,Ed} > \Delta N_{cs,Rd}$, предельное значение расчетного сопротивления вертикальному сдвигу перфорированной балки определяется по формуле:

$$V_{Rd} = \frac{2M_{wp,Rd} / s + 4M_{bt,NV,Rd} / \ell_o}{1 + 2e_o / h_{eff}} + \frac{\Delta N_{cs,Rd}}{s} (z_t + h_s - 0,5h_c) \quad (47)$$

где:

$M_{wp,Rd}$ расчетный момент при упругой деформации стенки на уровне центра отверстия, определяется выражением (44);

$M_{bt,NV,Rd}$ расчетный момент в нижнем тавровом профиле, который снижается вследствие влияния осевого напряжения (задается выражением (20) или (23) в зависимости от классификации сечения).

$\Delta N_{cs,Rd}$ постепенно возрастающее усилие сжатия, которое может развиваться в плите за счет сопротивления анкерных упоров между отверстиями.

$e_o, h_c, h_{eff}, h_s, \ell_o, s$ и z_t определены ранее.

Для полного сдвигового соединения, когда $V_{wp,Ed} \leq \Delta N_{cs,Rd}$, сила сжатия в стенке принимается равной $V_{wp,Ed}$, что приводит к следующему уравнению для предельного сопротивления вертикальному сдвигу перфорированной балки:

$$V_{Rd} = \left[2M_{wp,Rd} / s + 4M_{bt,NV,Rd} / \ell_o \right] \frac{[h_{eff} + h_s - 0,5h_c]}{[h_{eff} + 2e_o]} \quad (48)$$



В качестве предельного значения V_{Rd} следует принимать меньшее из значений, определяемых этими двумя уравнениями.

Если сопротивление силе сдвига V_{Ed} можно определить путем оценки V_{Rd} при установке $M_{wp,Rd}$ на ноль, то из этого следует, что для сбалансированного состояния не требуется момент в стенке.

4.1.2 Сопротивление стенок с прямоугольными отверстиями

Характеристики балок с близко расположенными прямоугольными отверстиями отличаются от характеристик балок с круглыми отверстиями.

В комбинированной балке с прямоугольными отверстиями в стенке нижнего таврового профиля возникают значительные моменты в плоскости стенки. Наиболее уязвимой точкой при этом становится верхняя крайняя точка стенки вследствие комбинированного момента и влияния продольного сдвига, в которой должно выполняться следующее условие:

$$M_{wp,Rd} \geq V_{wp,Ed} h_o / 2 + |M_{wp,Ed}| \quad (49)$$

где:

$M_{wp,Rd}$ предельный момент при упругой деформации стенки, определяется выражением (44);

$M_{wp,Ed}$ момент в стенке на середине высоты отверстия.

Преобразовывая предыдущие уравнения равновесия, можно показать^[27], что сопротивление сдвигу, которое может возникнуть между соседними прямоугольными отверстиями, следующее.

Для неполного сдвигового соединения, когда $V_{wp,Ed} > \Delta N_{cs,Rd}$, предельное значение расчетного сопротивления вертикальному сдвигу перфорированной балки определяется по формуле:

$$V_{Rd} = \frac{2M_{wp,Rd} / s + 4M_{bT,NV,Rd} / \ell_o}{1 + (2e_o + h_o) / h_{eff}} + \frac{\Delta N_{cs,Rd}}{s} (z_t + h_s - 0,5h_c) \quad (50)$$

Если одно из соседних отверстий имеет элементы жесткости, а другое — нет, то $M_{bT,NV,Rd}$ можно принять как среднее значение для двух нижних тавровых профилей.

Для полного сдвигового соединения, когда $V_{wp,Ed} \leq \Delta N_{cs,Rd}$, предельное значение расчетного сопротивления сдвигу определяется по формуле:

$$V_{Rd} = \left[2M_{wp,Rd} / s + 4M_{bT,NV,Rd} / \ell_o \right] \frac{[h_{eff} + h_s - 0,5h_c]}{[h_{eff} + 2e_o + h_o]} \quad (51)$$

В качестве значения V_{Rd} следует принимать меньшее из значений, определяемых этими двумя выражениями.

4.2 Сопротивление потере устойчивости стенки

Для неполного сдвигового соединения:

$$V_{Rd} = \frac{N_{wp,Rd} (h_o / s) + 4M_{bT,NV,Rd} / \ell_o}{1 + h_{o,eff} / h_{eff}} + \frac{\Delta N_{cs,Rd}}{s} (z_t + h_s - 0,5h_c) \quad (52)$$

Для полного сдвигового соединения сила сжатия $\Delta N_{c,Ed}$ принимается равной $V_{wp,Ed}$, что приводит к следующему уравнению для предельного сопротивления вертикальному сдвигу:

$$V_{Rd} = \left[N_{wp,Rd} (h_o / s) + 4M_{bT,NV,Rd} / \ell_o \right] \frac{[h_{eff} + h_s - 0,5h_c]}{[h_{eff} + h_o + 2e_o]} \quad (53)$$

где:

$N_{wp,Rd}$ сопротивление потере устойчивости стенки, как определено в разделе 3.5.6;

$M_{bT,NV,Rd}$ предельный изгибающий момент нижнего таврового профиля, которая снижается вследствие влияния осевого напряжения и сдвига, в зависимости от того, что применяется (задается выражением (20) или (23) в зависимости от классификации сечения).

В качестве предельного значения V_{Rd} следует принимать меньшее из значений, определяемых этими двумя выражениями.

Как отмечалось выше, если одно отверстие имеет ребро жесткости, а другое — нет, то можно использовать среднее значение $M_{bT,NV,Rd}$.

Проверка устойчивости стенки для смещенных от оси балки отверстий одинакова как для круглых, так и для прямоугольных отверстий, при использовании соответствующего значения $N_{wp,Rd}$. Проверка устойчивости стенки не требуется, если расстояние между отверстиями удовлетворяет ограничениям для широко расположенных отверстий.

4.3 Сопротивление сдвигу

Значение сопротивления сдвигу V_{Rd} следует принимать равным меньшему из предельных значений для изгиба и потери устойчивости стенки, указанных в разделах 4.1 и 4.2, но не более $(V_{pl,Rd} + V_{c,Rd})$ для перфорированного сечения (см. раздел 3.3). Как правило, для прямоугольных отверстий характерен изгиб стенки, а для круглых проемов — потеря устойчивости стенки.

Для проверки устойчивости к сдвигу значение V_{Rd} должно быть, по крайней мере, равно усилию сдвига, действующему посередине между осевыми линиями соседних отверстий, V_{Ed} .

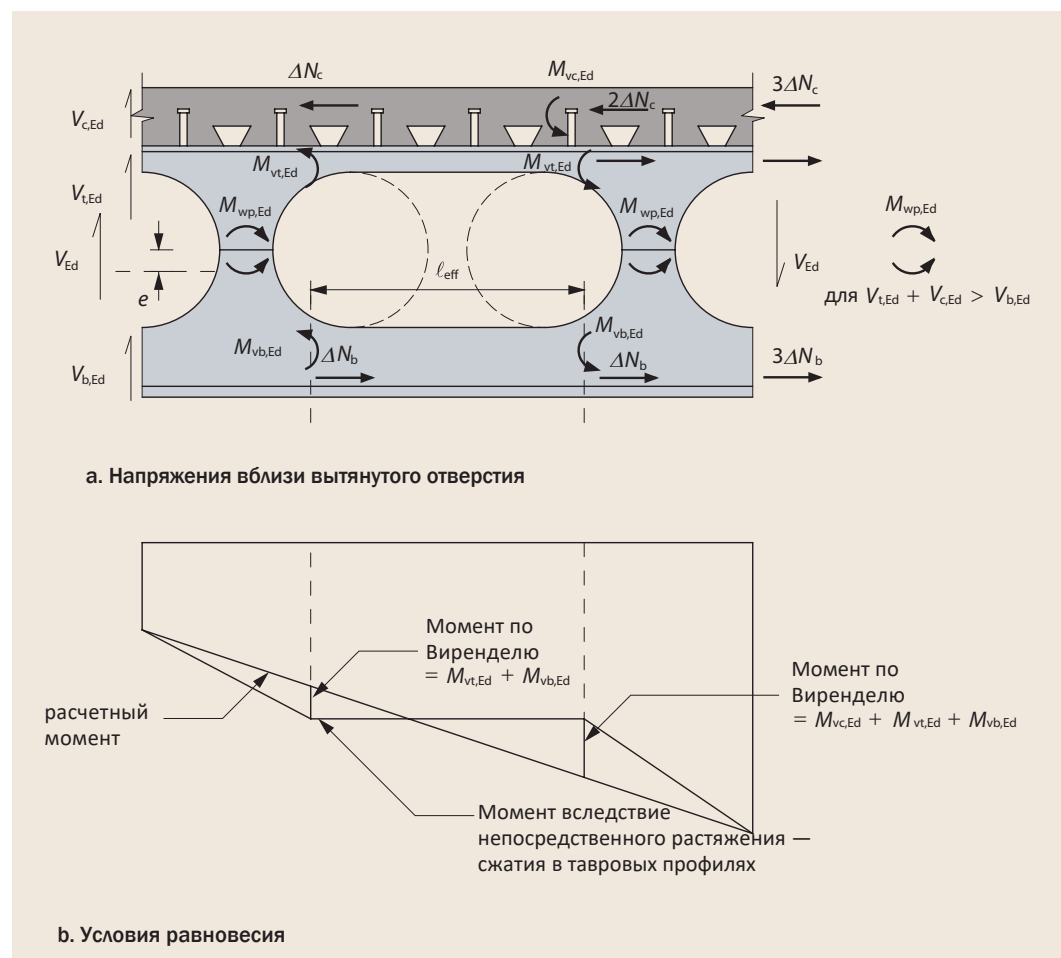


Рисунок 4.1
Напряжения в стенке в зоне удлиненного отверстия

4.4 Эффекты эксцентриситета для вытянутых отверстий

Удлиненные отверстия можно создать, удалив часть стенки между соседними круглыми отверстиями. К удлиненным отверстиям применим тот же подход, что и для близко расположенных отверстий, за исключением того, что момент в стенке, образующийся вследствие эффектов несимметричности, увеличится. Это проиллюстрировано на рисунке 4.1.

Предыдущие выражения могут быть изменены следующим образом: значение s должно быть принято как расстояние между осевыми линиями круглых и вытянутых отверстий (которое часто в два раза больше стандартного расстояния, когда часть стенки была удалена); рабочая длина отверстия определяется $l_c = l_o - 0,55h_o$. Из этого следует, что максимальное значение V_{Rd} в приведенных выше выражениях значительно уменьшается, если не увеличить $M_{b,N,Rd}$ за счет использования горизонтальных ребер жесткости над удлиненным отверстием и под ним.

РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ БАЛОК С ОТВЕРСТИЯМИ И РЕБРАМИ ЖЕСТКОСТИ

5.1 Геометрические ограничения

В тех случаях, когда круглые или прямоугольные отверстия усиливаются ребрами жесткости для обеспечения достаточного расчетного сопротивления в комбинированной конструкции, целесообразно учитывать геометрические ограничения для положения и размеров отверстий и ребер жесткости. Предельные значения, приведенные на рисунке 5.1, основаны на практических требованиях к сварке и эффективной передаче усилий вокруг отверстий. Эти предельные значения не являются точными, но достаточными для случаев проектирования, когда балки подвергаются равномерно распределенной нагрузке или многоточечной нагрузке.

5.2 Балки с горизонтальными ребрами жесткости

5.2.1 Общие требования

Горизонтальные ребра жесткости изготавливаются из прямоугольных пластин, приваренных к верхним и/или нижним краям отверстий с одной или двух сторон. Они оказывают следующее действие:

- Повышают местное сопротивление к изгибу по Виренделю.
- Предотвращают местную потерю устойчивости стенки таврового профиля.

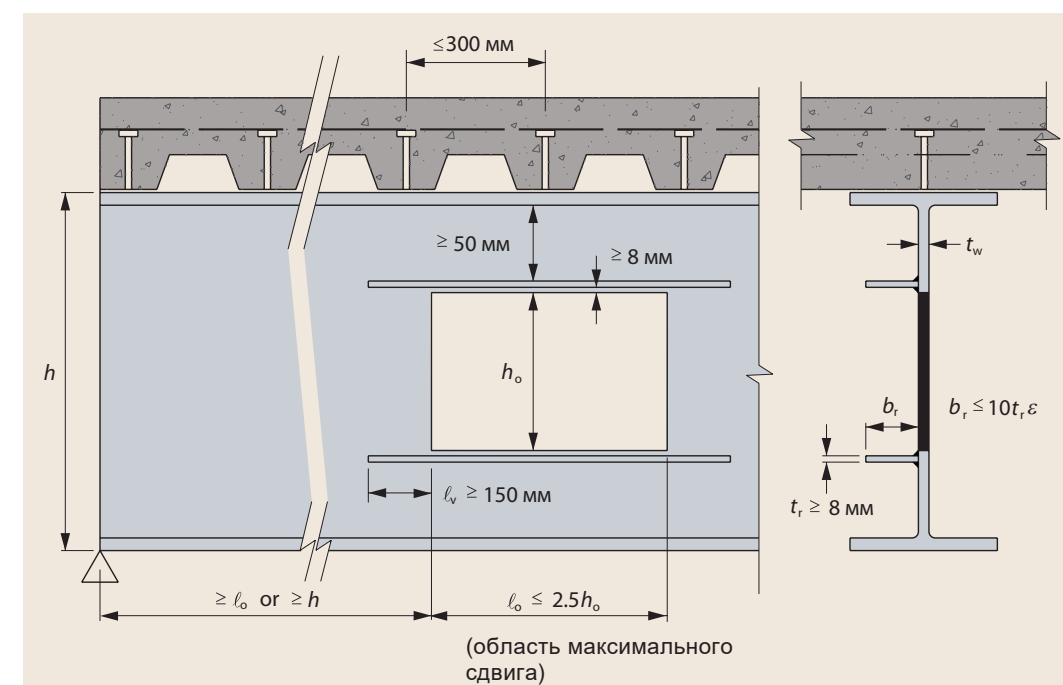


Рисунок 5.1
Предельные значения для прямоугольных проемов в зонах сильного сдвига

При выборе размера и расположения горизонтальных ребер жесткости необходимо учитывать целесообразность соединения ребер жесткости со стенкой балки (т. е. должно быть достаточное пространство для выполнения сварных швов). Если отверстия расположены близко к поясам профиля, единственным решением может быть сварка встык с частичным проплавлением с одной стороны ребра жесткости.

Отношение ширина/толщина ребер жесткости не должно превышать предельных значений для профиля класса 3 (полукомпактный). Если балка спроектирована как профиль класса 1 или 2, то любая часть стенки, превышающая предел класса 2, должна рассматриваться как неэффективная.

В области отверстия считается, что стенка относится к классу 2 при наличии ребер жесткости.

Максимальный размер ребра жесткости обычно зависит от способности стенки к сопротивлению силам, воспринимаемым креплением, которые передаются сварным швом между ребрами жесткости и участком стенки на концах отверстия.

Ребра жесткости, приваренные с одной стороны стенки, могут быть более эффективными с технологической точки зрения, но при использовании односторонних ребер жесткости необходимо обеспечить достаточную прочность стенки при поперечном изгибе, чтобы эксцентрические силы могли передаваться от ребра жесткости к стенке.

5.2.2 Размер ребра жесткости и длина крепления

Практический верхний предел площади ребра жесткости составляет $A_r \leq 0,5h_o t_w$. Это обеспечит достаточную прочность прилегающей стенки, чтобы противостоять усилию, передаваемому от ребра жесткости.

На практике не рекомендуется использовать горизонтальные арматурные стержни (ребра жесткости) шириной более 200 мм и толщиной более 20 мм. Рекомендуемая минимальная ширина 80 мм или $\ell_o/10$.

При выборе размера ребра жесткости можно использовать следующее правило для ребра жесткости с обеих сторон стенки:

$$\frac{t_r}{t_w} \leq 1,2 \left(\frac{\ell_v}{2b_r} \right) \quad (54)$$

где:

- ℓ_v — длина крепления ребра жесткости;
- t_r — толщина ребра жесткости;
- t_w — толщина стенки;
- b_r — ширина ребра жесткости.

Ребра жесткости предпочтительнее крепить угловыми сварными швами с обеих сторон (хотя в некоторых случаях, как отмечалось выше, придется выполнять сварку встык). Высота провара углового сварного шва должна быть равна как минимум половине толщины ребра жесткости. Минимальное расстояние смещения от края отверстия должно составлять не менее 8 мм, чтобы можно было выполнить угловой сварной шов длиной не менее 5 мм.

Длина крепления ℓ_v ребра жесткости за пределами каждой кромки отверстия должна составлять не менее $0,25\ell_o$ и должна удовлетворять следующим критериям:

- а) Для сопротивления сдвигу угловых сварных швов $\ell_v \geq \frac{F_r}{2na f_{vw,d}}$
- б) Для сопротивления сдвигу ребер жесткости $\ell_v \geq \frac{F_r}{nt_r f_{yr} / (\gamma_{M0} \sqrt{3})}$ (55)
- в) Для сопротивления сдвигу стенок балки $\ell_v \geq \frac{F_r}{2nt_w f_{yr} / (\gamma_{M0} \sqrt{3})}$

где:

F_r — расчетное усилие в ребре жесткости, которое выражается как:

$$F_r = F_{r,Rd} = \frac{A_r f_{yr}}{\gamma_{M0}};$$

A_r — площадь поперечного сечения ребра жесткости или полезная площадь ребра жесткости класса 3;

f_{yr} — предел текучести ребра жесткости;

n — 1 — для односторонних ребер жесткости; 2 — для двусторонних ребер жесткости;

a — высота провара углового сварного шва;

$f_{vw,d}$ — расчетная прочность на сдвиг углового сварного шва, как указано в BS EN 1993-1-8, §4.5.3.3 [29] (обратите внимание, что это значение зависит от значения γ_{M2} , указанного в Национальном приложении).

Следовательно, ℓ_v принимается не менее $0,25\ell_o$ или $2b_r$ или не менее 150 мм, а сварные швы должны быть проверены на передачу усилий по этой длине.

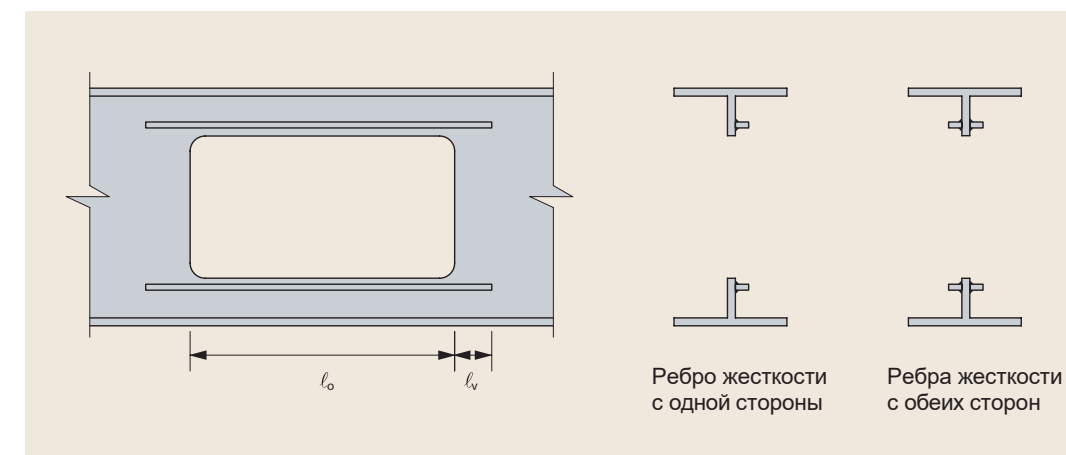


Рисунок 5.2
Критерии для крепления ребер жесткости

5.2.3 Дополнительные требования к односторонним ребрам жесткости

Односторонним ребрам жесткости часто отдается предпочтение, когда используются относительно небольшие ребра жесткости, но их эффективность может быть снижена из-за способности стенки к сопротивлению изгибу вне плоскости под действием эксцентрической осевой силы в ребрах жесткости. В этих случаях рекомендуется, чтобы:

- толщина стенки не превышала 70ϵ ;
- толщина ребра b_r не превышала $\ell_o/6$ для сборных балок и $\ell_o/4$ — для катаных балок;

- толщина ребра жесткости t_r не превышала t_w (см. ниже);
- длина крепления ℓ_v должна быть меньше $2b_r$ и расстояния до края соседнего отверстия и должна удовлетворять ограничениям, указанным в выражении (55).

Толщина ребра жесткости должна удовлетворять следующим ограничениям:

$$\frac{t_r}{t_w} \leq 0,96 \left(\frac{\ell_v}{2b_r} \right), \text{ но } \leq 1,0 \text{ для ребер жесткости с одной стороны балки (56)}$$

5.2.4 Предельный изгибающий момент балок с горизонтальными ребрами жесткости

Расчет изгиба по Виренделю

Сопротивление пластической деформации тавровых профилей

Выражения для предельного изгибающего момента при пластической деформации таврового профиля, приведенные в разделе 3.4.4, изменяются при использовании продольных ребер жесткости следующим образом:

$$M_{pl,Rd} = \frac{A_{w,T} f_y}{\gamma_{M0}} \left(\frac{h_{wt}}{2} + t_f - z_{pl} \right) + \frac{A_r f_y}{\gamma_{M0}} \left(0,5t_f - z_{pl} + z_{pl}^2/t_f \right) + \frac{A_r f_y}{\gamma_{M0}} (t_f + h_{w,T} - e_r - z_{pl}) \quad (57)$$

где:

z_{pl} расстояние между нейтральной осью пластической деформации и крайним волокном стального пояса:

$$z_{pl} = (A_f + A_{w,T} + A_r)/(2b_f) \text{ для } A_r \leq A_f - A_{w,T};$$

$A_{w,T}$ площадь поперечного сечения стенки таврового профиля = $h_{w,T} t_{w,eff}$;

A_f площадь поперечного сечения пояса;

b_f ширина пояса;

$h_{w,T}$ толщина стенки таврового профиля, исключая пояс (= h_{wb} или h_{wt} , исходя из условий);

t_f толщина пояса;

A_r площадь поперечного сечения горизонтальных ребер жесткости;

e_r расстояние смещения центра ребра жесткости от вершины стенки.

Сопротивление упругой деформации тавровых профилей

Выражения для предельного изгибающего момента при упругой деформации таврового профиля, приведенные в разделе 3.4.5, изменяются при использовании продольных ребер жесткости следующим образом:

$$M_{el,Rd} = \frac{A_{w,T} f_y (0,5h_{w,T} + t_f - z_{el})^2 + A_f f_y (z_{el} - 0,5t_f)^2 + A_r f_y (h_{w,T} - e_r + t_f - z_{el})^2}{(h_{w,T} + t_f) \gamma_{M0}} \quad (58)$$

где:

z_{el} расстояние между нейтральной осью упругой деформации и крайним волокном стального пояса:

$$z_{el} = \frac{A_{w,T} (0,5h_{w,T} + t_f) + 0,5t_f A_f + A_r (h_{w,T} - e_r + t_f)}{(A_f + A_{w,T})} \quad (59)$$

5.2.5 Влияние осевой силы на предельный изгибающий момент

Для нижнего таврового профиля с ребром жесткости применяется консервативное линейное сокращение изгибной жесткости при осевом растяжении вследствие влияния площади жесткости [23], как показано ниже:

$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - N_{Ed}/N_{pl,Rd}) \quad (60)$$

Эта формула взаимодействия момента и осевой силы является консервативной для площадей ребер жесткости небольшого размера, где взаимодействие имеет квадратичную форму.

5.2.6 Сопротивление сдвигу тавровых профилей

Горизонтальные ребра жесткости можно игнорировать при консервативном расчете сопротивления сдвигу тавровых профилей. В связи с этим площадь сдвига тавровых профилей можно рассчитать в соответствии с разделом 3.3.1, а если тавровый профиль подвергается большому сдвигу, то предельный изгибающий момент должна быть сокращена, как показано в разделе 3.4.3.

5.2.7 Влияние вытянутых отверстий

Для вытянутых отверстий с ребрами жесткости следует применять понижающий коэффициент к предельному изгибающему моменту по Виренделю, обусловленной совместной работой, чтобы учесть гибкость в области отверстия. Для отверстий с горизонтальными ребрами жесткости этот понижающий коэффициент k_o определяется как:

$$k_o = \left(1 - \frac{\ell_o}{35h_t} \right) \quad (61)$$

где:

h_t толщина верхнего таврового профиля;

k_o можно принять за 1,0 для $\ell_o \leq 5h_t$ для отверстий с ребрами жесткости.

Альтернативный, более точный (но сложный) подход заключается в рассмотрении влияния растягивающих сил в анкерных упорах на составляющую предельного изгибающего момента по Виренделю, $M_{vc,Rd}$, как представлено в разделе 3.4.6.

5.3 Вертикальные ребра жесткости

Вертикальные ребра жесткости обычно не требуются для балок с сечениями класса 1 или 2, но могут потребоваться для сечений класса 4. Однако вертикальные ребра жесткости могут потребоваться при больших сосредоточенных точечных нагрузках и в местах соединения вторичных балок.

Это обобщение применимо и к перфорированным балкам. Если вертикальные ребра жесткости предусмотрены, они должны быть, как правило, на всю высоту, за исключением случаев, когда часть стенки без ребер жесткости является достаточной для предотвращения местной потери устойчивости.

5.4 Кольцевые ребра жесткости

5.4.1 Влияние кольцевых ребер жесткости на жесткость стенки

Кольцевые ребра жесткости, приваренные к внутренним сторонам круглых отверстий, препятствуют потере устойчивости стенки (для стенок класса 3). Можно рассмотреть два случая:

Расположенные рядом отверстия с кольцевыми ребрами жесткости

На основе анализа методом конечных элементов (FEA) типовых случаев считается, что кольцевые ребра жесткости уменьшают податливость стенки в 0,7 раза, предотвращая потерю устойчивости по краю отверстия, поэтому значение, полученное из выражения (37), умножается на коэффициент 0,7. Можно считать, что для отверстий диаметром менее $40t_w$ потеря устойчивости стенки полностью отсутствует, если предусмотрены кольцевые ребра жесткости.

Отверстия с кольцевым ребром жесткости с одной стороны стенки

По результатам FEA считается, что кольцевые ребра жесткости с одной стороны стенки оказывают частичное влияние на потерю устойчивости стенки. Считается, что длина стенки, при которой выдерживается продольная нагрузка без потери устойчивости, уменьшается в 0,85 раз для $s/h_0 \leq 1,5$ и, таким образом, значение, заданное выражением (40), умножается на 0,85. Для более широких элементов стенки с $s/h_0 > 1,5$ не следует учитывать влияние близко расположенного кольцевого ребра жесткости.

ОЦЕНКА ЖЕСТКОСТИ БАЛОК

Предельные значения по пригодности к эксплуатации, которые могут иметь отношение к проектированию сборных балок, касаются контроля прогибов, контроля трещинообразования в перекрытии и минимизации ощутимых вибраций перекрытия. Для балок с перфорированной стенкой основными факторами, влияющими на расчет предельного состояния по пригодности к эксплуатации (SLS), являются:

- Дополнительный прогиб из-за потери жесткости на изгиб в области отверстий.
- Дополнительный прогиб из-за эффекта изгибной жесткости по Виренделю в отверстиях большого размера (прогиб от сдвига).
- Снижение общей жесткости (что приводит к более высоким динамическим характеристикам).

6.1 Расчет дополнительного прогиба

6.1.1 Использование упругих характеристик сечения

Показатели пригодности к эксплуатации устанавливаются с помощью упругих свойств, с учетом потерь при прогибах. Для простого изгиба упругая жесткость определяется, как показано на рисунке 6.1. Испытания комбинированных балок с перфорированной стенкой показали, что отклонения упругих свойств при реакции балки на прогиб под нагрузкой происходят лишь в состоянии, близком к отказу, поэтому локальная текучесть не имеет большого значения с точки зрения общей пригодности к эксплуатации. Кроме того, для балок, стенки которых имеют ребра жесткости, потеря жесткости перфорированного сечения уменьшается.

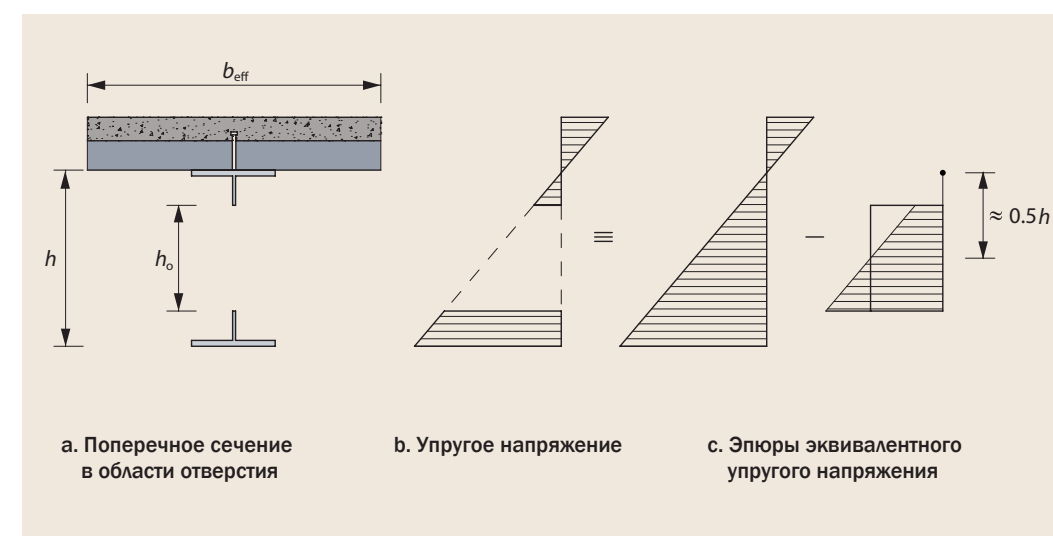


Рисунок 6.1
Упругие свойства перфорированной балки

Второй момент площади сечения комбинированной балки в области отверстия может быть определен, как схематично показано на рисунке 6.1. Сокращенный второй момент площади сечения в области отверстия приблизительно равен:

$$I_{y,o} = I_y - 0,3h h_o^2 t_w$$

Для расчета дополнительных прогибов, обусловленных круглыми и прямоугольными отверстиями, можно использовать упрощения. Можно вывести эмпирические формулы, которые являются точными для большинства практических применений.

6.1.2 Увеличенный прогиб, обусловленный отверстиями

Увеличенный прогиб комбинированной балки состоит из компонентов, возникающих при изгибе и сдвиге, как показано на рисунке 6.2.

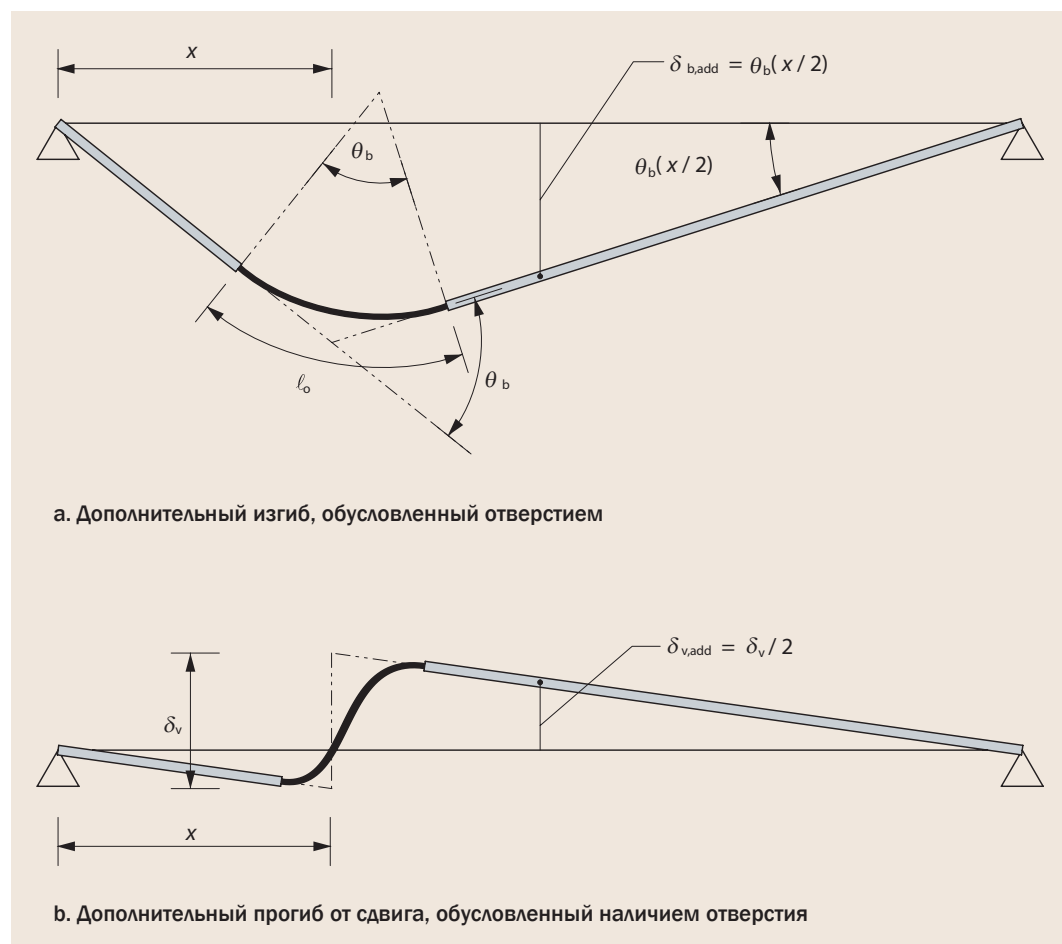


Рисунок 6.2
Прогибы компонентов, обусловленные гибкостью балки в местах отверстий

Дополнительный изгиб, обусловленный наличием отверстия

Для равномерно нагруженной балки с одним отверстием, расположенным на расстоянии x от каждой опоры, можно показать, что дополнительный простой изгиб $w_{b,add}$ по отношению к центральному прогибу w_b комбинированной балки без отверстий приблизительно равен:

$$\frac{w_{b,add}}{w_b} = 19,2 \left(1 - \frac{x}{L}\right) \left[\frac{x}{L}\right]^2 \left(\frac{\ell_o}{L}\right) \left\{ \frac{EI_y}{EI_{y,o}} - 1 \right\} \quad (62)$$

где:

I_y — второй момент площади полного комбинированного сечения;
 $I_{y,o}$ — второй момент площади комбинированного сечения вблизи отверстия.

$$w_b = \frac{5F_{d,ser} L^3}{384EI}$$

где:

$F_{d,ser}$ — расчетная величина общей нагрузки на балку в предельном состоянии по пригодности к эксплуатации;

L — балочный пролет.

Для балки, на которую действует центральная точечная нагрузка, дополнительный прогиб определяется следующим образом:

$$\frac{w_{b,add}}{w_b} = 12,0 \left(1 - \frac{x}{L}\right) \left[\frac{x}{L}\right]^2 \left(\frac{\ell_o}{L}\right) \left\{ \frac{EI_y}{EI_{y,o}} - 1 \right\} \quad (63)$$

и центральный прогиб определяется с помощью:

$$w_b = \frac{F_{sd} L^3}{48EI_y}$$

Дополнительный прогиб от сдвига

Дополнительный прогиб от сдвига $w_{v,add}$ для обособленного отверстия, выраженный относительно простого изгиба, определяется следующим образом:

$$\frac{w_{v,add}}{w_b} = 1,6 \left(1 - \frac{2x}{L}\right) \left[\frac{\ell_o}{L}\right]^3 \frac{EI_y}{EI_{y,T}} \quad \text{для равномерно распределенной нагрузки} \quad (64)$$

$$\frac{w_{v,add}}{w_b} = 1,0 \left(1 - \frac{2x}{L}\right) \left[\frac{\ell_o}{L}\right]^3 \frac{EI_y}{EI_{y,T}} \quad \text{для нагрузки в центральной точке}$$

где $I_{y,T}$ — второй момент площади сечения таврового профиля, усредненный, над или под отверстием. При этом не принимается в расчет роль бетонной смеси в локальной совместной работе, что может быть учтено при более тщательном анализе. Можно ожидать, что жесткость удвоится по сравнению с эффективной жесткостью таврового профиля, EI_T . Этот компонент сдвига может быть значительным для удлиненных отверстий.

Таким образом, общий дополнительный прогиб составляет $w_{b,add} + w_{v,add}$.

6.2 Метод аппроксимации

6.2.1 Отдельное отверстие в комбинированной балке

В качестве более простой альтернативы на основе анализа дополнительного прогиба комбинированной балки, основанного на простом изгибе из-за потери жесткости в отверстии, выведена следующая приблизительная эмпирическая формула. Эта аппроксимация также учитывает влияние прогиба в зонах сильного сдвига с помощью члена $(1 - x/L)$, где x — расстояние от ближайшей опоры до осевой линии отверстия.

Дополнительный прогиб, обусловленный отверстием w_{add} , может быть выражен с достаточной аппроксимацией относительно прогиба неперфорированной комбинированной балки при чистом изгибе, w_b , следующим образом:

$$\frac{w_{add}}{w_b} = k_o \left(\frac{\ell_o}{L} \right) \left(\frac{h_o}{h} \right) \left(1 - \frac{x}{L} \right) \quad \text{для } x \leq 0,5L$$

$$\frac{w_{add}}{w_b} = k_o \left(\frac{\ell_o}{L} \right) \left(\frac{h_o}{h} \right) \left(\frac{x}{L} \right) \quad \text{для } x > 0,5L$$
(65)

где коэффициент k_o выражается:

$k_o = 1,0$ для отверстий с продольными ребрами жесткости;

$k_o = 1,5$ для отверстий без ребер жесткости;

и:

ℓ_o рабочая длина отверстия ($= 0,45h_o$ для круглых отверстий при расчете прогибов);

w_b изгиб неперфорированной комбинированной балки.

Формула для дополнительного прогиба становится более консервативной для более коротких проемов, где прогибы по Виренделю меньше.

6.2.2 Дополнительный прогиб, обусловленный наличием отверстий

Для нескольких отверстий среднего размера дополнительные прогибы можно определить как:

$$\frac{w_{add}}{w_b} = 0,7n_o k_o \left(\frac{\ell_o}{L} \right) \left(\frac{h_o}{h} \right)$$
(66)

где n_o — количество отверстий, расположенных на одинаковом расстоянии друг от друга вдоль балки. Коэффициент 0,7 представляет собой совокупное влияние распределения момента и сдвига вдоль балки.

Как правило, для перфорированной балки (где $\ell_o = 0,45h_o$) приведенное выше выражение сводится к:

$$\frac{w_{add}}{w_b} = 0,47n_o \left(\frac{h_o}{h} \right)^2 \left(\frac{h}{L} \right)$$
(67)

Дополнительный прогиб из-за отверстий в перфорированной балке обычно составляет от 12 до 15 % от прогиба неперфорированной балки той же толщины.

ОСОБЫЕ СЛУЧАИ

7.1 Балки со смещенными отверстиями

Может потребоваться расположить отверстия в высшей степени несимметрично, если отверстие должно быть близко к одному поясу, как показано на рисунке 7.1. В этом случае рекомендуется установить горизонтальное ребро жесткости, чтобы увеличить местную изгибную жесткость оставшейся части. В этом случае предельный изгибающий момент по Виренделю полностью зависит от другого таврового профиля.

В таких случаях отверстия должны располагаться на достаточном расстоянии друг от друга, чтобы изгиб стенки не был критичным (см. раздел 4). Это условие выполняется, если расстояние между краями отверстий превышает высоту большего отверстия в два раза.

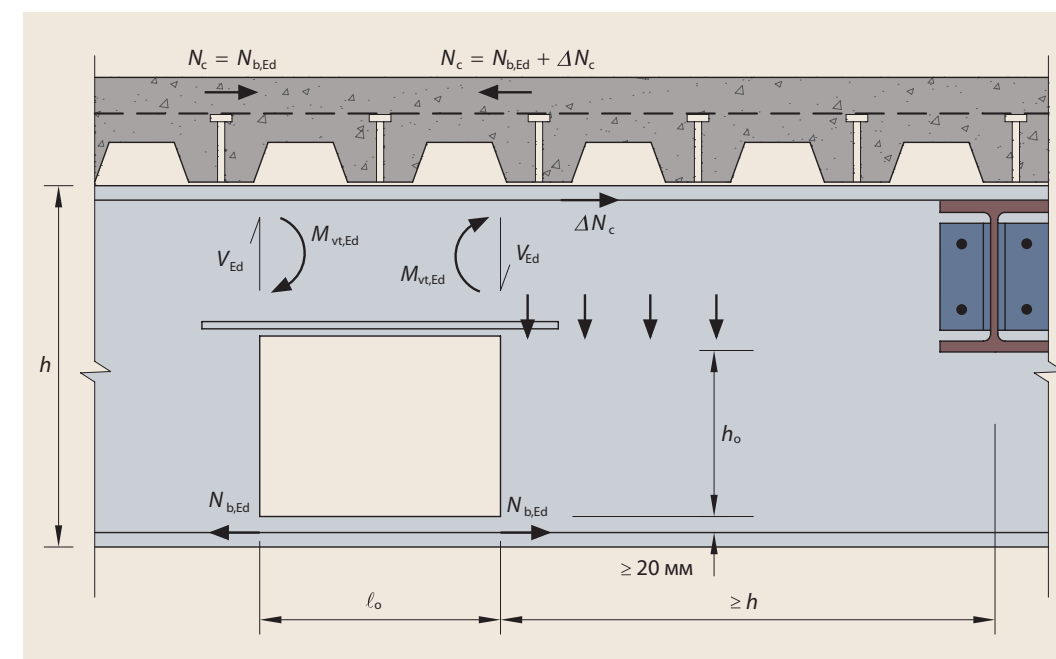


Рисунок 7.1
Несимметрично
расположенное
прямоугольное
отверстие

7.2 Опорные участки стенки

Ширина крайнего элемента стенки определяет расстояние до края первого отверстия от конца балки. Сопротивление продольному сдвигу и потере устойчивости крайнего элемента стенки зависит от типа используемого соединения и от вырезов на концах балки.

Для главных балок предпочтительнее торцевые пластины во всю толщину, которые воспринимают большие силы сдвига, и служат для соединений с колоннами. В этом случае торцевая пластина плавно передает усилия сдвига на стенку балки и частично сдерживает ее от прогиба.

Следовательно, устойчивость крайнего элемента стенки гарантированно выше, чем первого элемента стенки между отверстиями.

Напротив, пластины, планки и торцевые пластины, расположенные не по всей толщине балки, оказывают гораздо меньшее давление на крайний элемент стенки.

Кроме того, второстепенные балки часто имеют вырез на верхнем поясе, что увеличивает рабочую ширину крайнего элемента стенки, особенно для некомбинированных балок.

Невозможно дать однозначные рекомендации по проектированию крайних элементов стенок комбинированных балок с отверстиями в стенке в зависимости от типа соединения. Рекомендуется, чтобы минимальная ширина крайнего элемента стенки была не менее $0,5h_o$, для круглого проема, где h_o — диаметр первого проема, и, для прямоугольного отверстия, не менее его длины, l_o .

Для перфорированных балок с несколькими отверстиями консервативный подход заключается в том, чтобы игнорировать совместную работу в области первого отверстия, что приведет к увеличению продольных сил сдвига, используемых в расчетных проверках для крайнего элемента стенки. Кроме того, последнее отверстие может быть заполнено наполовину, чтобы увеличить ширину крайнего элемента стенки. Как отмечалось выше, соединение с помощью торцевой пластины на всю толщину обеспечит крайнему элементу стенки достаточную жесткость.

7.3 Балки с вырезами

В балке, примыкающей к колонне, иногда делают большие вырезы для прохода инженерных коммуникаций и т. д. Вырез образуется путем резки нижнего пояса и стенки, прилегающей к опоре, как показано на рисунке 7.2. Как правило, для увеличения локальной изгибной жесткости сокращенного сечения предусмотрены горизонтальные ребра жесткости.

Для целей анализа проводим аналогию между местным изгибом у выреза и изгибом по Виренделю вокруг отверстий; здесь предельный изгибающий момент по Виренделю уменьшается из-за напряжения, возникающего при локальной совместной работе между плитой и верхним тавровым профилем. Данное требование можно выразить следующим образом:

$$V_{Ed} l_o \leq M_{IT,NV,Rd} + M_{vc,Rd} \quad (68)$$

где:

$M_{IT,NV,Rd}$ предельный изгибающий момент верхнего таврового профиля, приведенная для осевого растяжения и сдвига;

$M_{vc,Rd}$ изгибающий момент по Виренделю, как определено в разделе 3.4.6.

Рекомендуемые предельные размеры балок с вырезами показаны на рисунке 7.2, чтобы избежать локальных деформаций в вырезе.

Также рекомендуется, чтобы первое соседнее отверстие располагалось от конца выреза на расстоянии не менее длины выреза.

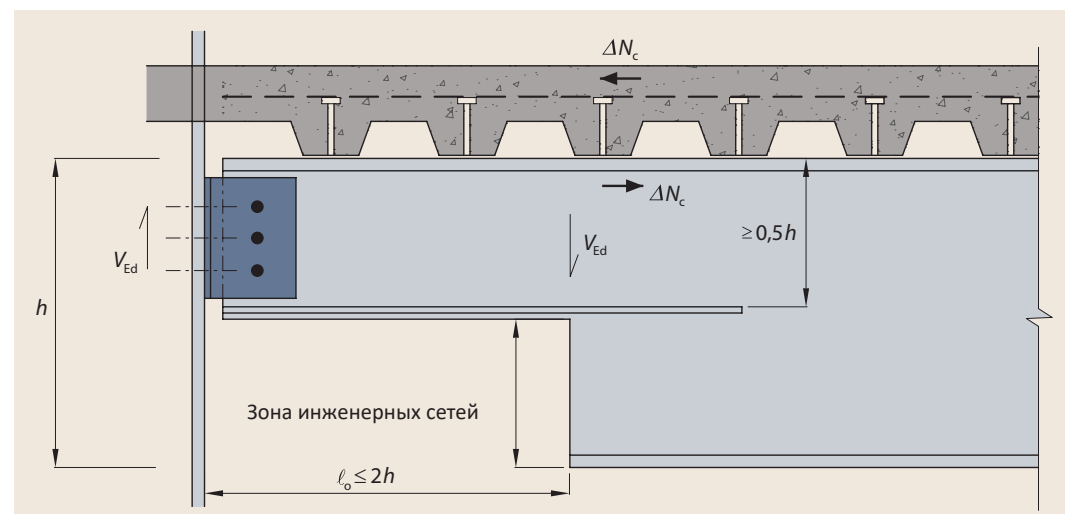


Рисунок 7.2
Балка с вырезами, с указанием рекомендуемых размеров

СПИСОК СПРАВОЧНОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

- [1] LAWSON, R. M. «Расчет отверстий в стенках комбинированных балок» (P068), SCI/CIRIA, 1987
- [2] LAWSON, R. M., CHUNG, K. F. и PRICE, A. M. «Испытания комбинированных балок с перфорированной стенкой для обоснования существующих методов проектирования», журнал «The Structural Engineer», Том 70, № 1, 7 января 1992 г.
- [3] ENV 1993-1-1:1992/A2:1998 Еврокод 3. Часть 1.1 – дополнение A2, CEN, 1998
- [4] DARWIN, D. «Проектирование стальных и комбинированных балок с отверстиями в стенке». Руководство по проектированию стальных конструкций, выпуск 2, Американский институт стальных конструкций, 1990
- [5] MCKENNA, R. D. и LAWSON, R. M. «Проектирование стальных каркасов зданий для интеграции инженерных коммуникаций» (P166), Институт стальных конструкций, 1997
- [6] BS EN 1993-1-1:2005 Еврокод 3: «Проектирование стальных конструкций. Часть 1.1. Общие правила и правила для зданий», BSI
- [7] BS EN 1994-1-1:2004 «Еврокод 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1.1. Общие правила и правила для зданий», BSI
- [8] BS 5950 1:2000 «Использование стальных конструкций в строительстве. Часть 1. Свод правил для проектирования. Катаные и сварные профили», BSI
- [9] BS 5950 3-1:1990 «Использование стальных конструкций в строительстве. Часть 3.1. Проектирование комбинированной конструкции. Свод правил для проектирования простых и многопролетных комбинированных балок», BSI
- [10] BRETTE, M. E. «Проектирование зданий из стальных конструкций. Введение в Еврокоды» (P361), Институт стальных конструкций, 2009
- [11] BS EN 1990:2002 «Еврокод. Исходные данные для расчета конструкций», BSI
- [12] BS EN 1991-1-1:2002 «Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1.1. «Общие воздействия. Плотность, собственный вес, временные нагрузки для зданий», BSI
- [13] BS EN 1991-1-6:2005 «Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1.6. «Общие воздействия. Воздействия во время исполнения», BSI
- [14] BS EN 1992-1-1:2004 «Еврокод 2: Проектирование бетонных конструкций». Часть 1.1. Общие правила и правила для зданий», BSI
- [15] BS EN 1993-1-2:2005 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1.2. Общие правила. Проектирование строительных конструкций», BSI
- [16] BS EN 1994-1-2:2005 «Еврокод 4. Проектирование комбинированных стальных и бетонных конструкций. Часть 1.2. Общие правила. Проектирование строительных конструкций», BSI
- [17] JOHNSON, R. P. и ANDERSON, D. «Руководство для разработчиков по EN 1994-1-1 Еврокод 4. Проектирование комбинированных стальных и бетонных конструкций. Часть 1.1. Общие правила и правила для зданий», Thomas Telford, 2005
- [18] BS EN 10025:2004 «Горячекатаные изделия из конструкционных сталей». Часть 2. «Технические условия поставки нелегированных конструкционных сталей», BSI
- [19] BS EN 10346:2009 «Изделия из стали с покрытием, изготовленные методом непрерывной горячей прокатки. Технические условия поставки», BSI
- [20] BS EN 1993-1-3:2006 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1.3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов», BSI

- [21] JOHNSON R. P. и MOLENSTRA N. «Неполное сдвиговое соединение в комбинированных балках для зданий.» Материалы Института гражданских инженеров, часть 2, том 91, декабрь 1991 г., стр. 679–70
- [22] ARIBERT, J. M. «Проектирование комбинированных балок с неполным сдвиговым соединением» (на французском языке). Симпозиум по смешанным конструкциям, включая новые материалы, Брюссель, IABSE. Цюрихский доклад 60, 1990, стр. 215–220
- [23] «Отверстия большого размера в стенке балки для интеграции коммуникаций в комбинированные перекрытия». Окончательный отчет по исследовательскому контракту ECSC 7210-PR-315, 2003 г. Европейская комиссия, EUR 21345, ISBN: 92-79-01723-3, книжный магазин ЕС (<http://bookshop.europa.eu>), каталожный номер: KI-NA-21345-EN-C, 2006
- [24] SMITH, A. L., HICKS, S. J. и DEVINE, P. J. «Проектирование перекрытий с учетом вибраций. Новый подход» (P354), Институт стальных конструкций, 2009
- [25] REDWOOD, R. G. «Проектирование балок с отверстиями в стенке», Канадский совет по строительству сталелитейной промышленности, 1973
- [26] WARD, J. K. «Проектирование комбинированных и стальных балок с перфорированной стенкой» (P100), Институт стальных конструкций, 1990
- [27] LAWSON, R. M., LIM, J., HICKS, S. J. и SIMMS, W. I. «Проектирование комбинированных асимметричных балок с перфорированной стенкой и балок с отверстиями большого размера в стенке», Журнал исследований конструкционной стали, том 62, № 6, июнь 2006, стр. 614–629.
- [28] JOHNSON, R. P. и BUCKBY, R. J. «Сталежелезобетонные конструкции, том 2: Мосты», Второе издание, Collins, Лондон, 1986
- [29] BS EN 1993-1-8:2005 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1.8. Расчет стыков», BSI
- [30] BS EN 1993-1-5:2006 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1.5. Конструктивные элементы с покрытием», BSI

ИСТОЧНИКИ



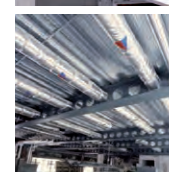
1 Деталь отверстий в балке Бродгейт Тауэр, Лондон



12 Бродгейт Тауэр, Лондон



13 Лондонской школы экономики, Лондон



14 Лонгэкр, Лондон



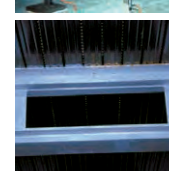
14 Коммерцбанк, Франкфурт



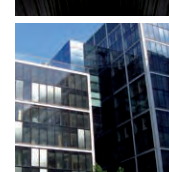
14 Белгрейв Хаус, Лондон



15 Испытание отверстий в стенке балки, Университет Уорика



15 Отверстие в стенке большого размера



39 Бишопс-сквер, Лондон



68 Кингс Плейс, Лондон

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Пример расчета конструкции комбинированной балки с отверстиями в стенке

Рабочий пример выполнен для комбинированной балки с круглыми и прямоугольными отверстиями, чтобы проиллюстрировать использование метода проектирования, представленного в данной публикации.

Список содержания расчетного примера

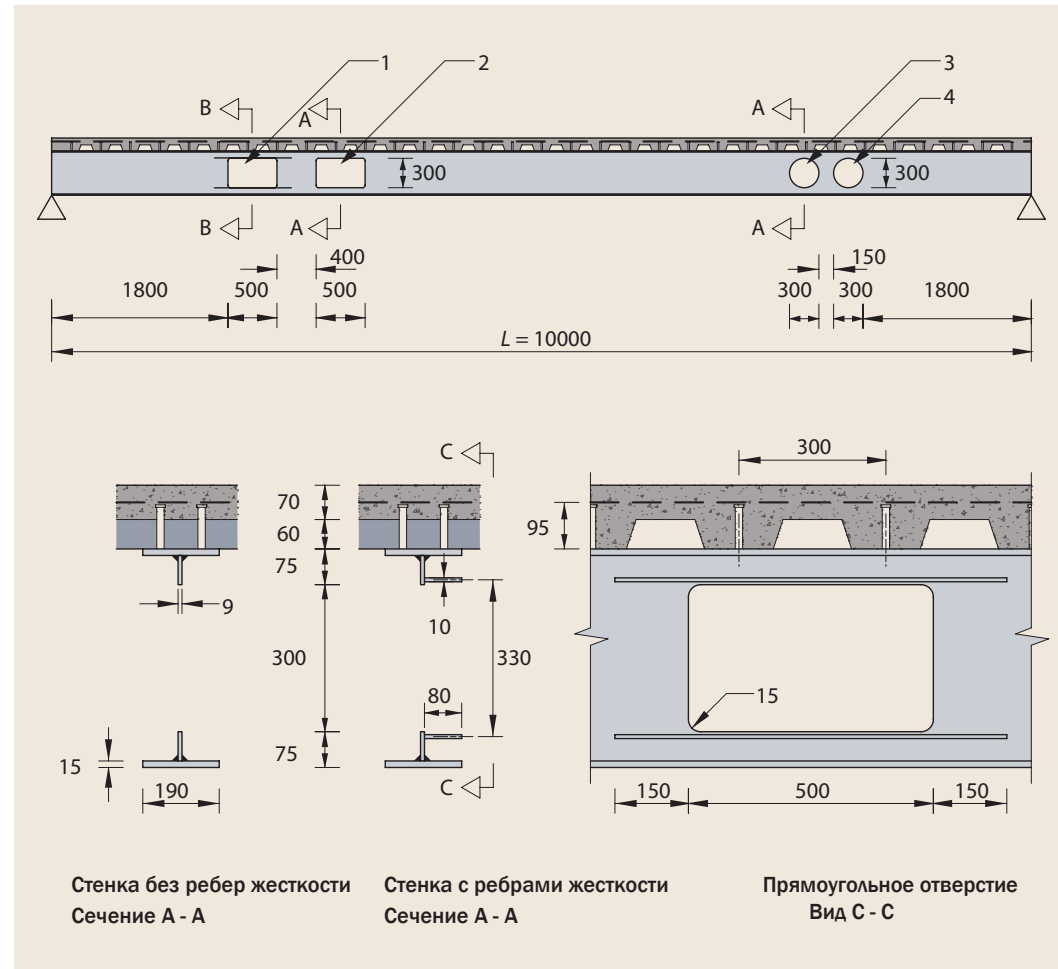
1	ОБЪЕМ РАБОТЫ	90	6.5	Сопротивление сдвигу перфорированного композитного профиля	100
2	РАЗМЕРЫ И СВОЙСТВА	91	6.6	Изгибная жесткость тавровых профилей.....	102
2.1	Общие размеры.....	91	6.7	Проверка расчета изгибной жесткости по Виренделю	103
2.2	Отверстия.....	91	6.8	Потеря устойчивости, изгиб и сдвиг стоек стенки между отверстиями 3 и 4.....	103
2.3	Свойства сечений балки.....	91			
2.4	Свойства материалов.....	91			
3	НАГРУЗКИ	92	7	РАСЧЕТ БАЛКИ В ОБЛАСТИ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ОТВЕРСТИЙ 1 И 2	105
3.1	Этап монтажа	92	7.1	Геометрические данные	105
3.2	Этап проектирования	92	7.2	Особенности проектного решения	106
3.3	Частные коэффициенты для нагрузок	92	7.3	Классификация сечения	106
3.4	Расчетные значения комбинированных нагрузок	92	7.4	Изгибная жесткость по осевой линии прямоугольного отверстия.....	106
3.5	Расчетные изгибающие моменты и силы сдвига	93	7.5	Сопротивление сдвигу перфорированного композитного профиля	108
4	СОЕДИНЕНИЕ ПЛИТ С БАЛКАМИ.....	93	7.6	Изгибная жесткость профилей без ребер жесткости.....	108
4.1	Сопротивление анкерных упоров	93	7.7	Изгибная жесткость отверстия 1 с ребрами жесткости.....	110
4.2	Количество анкерных упоров....	94	7.8	Потеря устойчивости, изгиб и сдвиг стоек стенки	113
4.3	Детализирование сдвигового соединения	95	8	ЭТАП МОНТАЖА.....	115
5	ИЗГИБНАЯ ЖЕСТКОСТЬ В СЕРЕДИНЕ ПРОЛЕТА (ЭТАП ПРОЕКТИРОВАНИЯ).....	96	9	ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ ПО ПРИГОДНОСТИ К ЭКСПЛУАТАЦИИ.....	116
6	РАСЧЕТ БАЛКИ В ОБЛАСТИ КРУГЛЫХ ОТВЕРСТИЙ 3 И 4 (ЭТАП ПРОЕКТИРОВАНИЯ).....	97	9.1	Прогибы.....	116
6.1	Геометрические данные	97	9.2	Вибрации.....	118
6.2	Особенности проектного решения	98			
6.3	Классификация сечения	98			
6.4	Изгибная жесткость по осевой линии круглого отверстия.....	99			

1 Объем работы

Проверка комбинированной второстепенной балки пролетом 10 м с отверстиями в стенке в соответствии с BS EN 1993-1-1 и BS EN 1994-1-1. На балку действует равномерная нагрузка $5,0 \text{ кН/м}^2$. Балка имеет два круглых отверстия с одной стороны середины пролета и два прямоугольных отверстия, которые, возможно, необходимо усилить ребрами жесткости.

Необходимо проверить прочность как на этапе проектирования, так и на этапе монтажа.

Выбранный размер балки составляет $457 \times 191 \times 74 \text{ кг/м UKB}$ из стали S355, а конфигурация показана ниже.



В этом примере рассматриваются следующие аспекты проектного решения:

- Предельный изгибающий момент неперфорированного сечения в середине пролета.
- Предельный изгибающий момент перфорированного сечения в местах отверстий.
- Предельный изгибающий момент профилей по Виренделю выше и ниже отверстий.
- Сопротивление стенки сдвигу, изгибу и сжатию.
- Прогиб (вследствие влияния отверстий).
- Проверка на этапе монтажа.

2 Размеры и свойства

2.1 Общие размеры

Пролет балки	L	= 10 м	
Шаг балок	b	= 3 м	
Толщина плиты перекрытия	h_s	= 130 мм	
Глубина настила	h_d	= h_p = 60 мм	(предполагается простой трапецевидный профиль)
Средняя ширина гофры	b_0	= 160 мм	
Шаг гофры		= 300 мм	
Толщина настила	t	= 0,9 мм	
Толщина плиты перекрытия над профилем	h_c	= 70 мм	
Расположение арматурной сетки		35 мм ниже поверхности плиты	
Анкерные упоры (2 на каждую гофру)		19 мм диаметр, 100 мм общая номинальная высота	
Поперечное расстояние между анкерными упорами:		100 мм	

2.2 Отверстия

Два прямоугольных отверстия, $300 \times 500 \text{ мм}$, расстояние между краями 400 мм

Два круглых отверстия, диаметр 300 мм, расстояние между краями 150 мм

2.3 Свойства сечений балки

Размер балки $457 \times 191 \times 74 \text{ кг/м UKB}$:

h	= 457 мм	A	= 94,6 м ²
b_f	= 190 мм	I_y	= 33 300 см ⁴
t_f	= 14,5 мм	$W_{pl,y}$	= 1650 см ³
t_w	= 9,0 мм		
r	= 10,2 мм		

Свойства сечения

P363

2.4 Свойства материалов

Марка стали S355	f_y	= 355 Н/мм ²	3-1-1/NA
Класс бетонной смеси C30/37	f_{ck}	= 30 Н/мм ² (тяжелый бетон)	
Армирование		сетка A252 в соотв. с BS 4483	
Анкерные упоры		диаметр 19 мм, тип SD1 в соотв. с BS EN ISO 13918	
	f_u	= 450 Н/мм ²	

3 Нагрузки

3.1 Этап монтажа

Постоянные нагрузки

Собственный вес балки	от 0,75 до 0,25 кН/м ²
Собственный вес настила	0,1 кН/м ²
Собственный вес сетки	0,05 кН/м ²
Итого, постоянные нагрузки	$g_k = 0,4$ кН/м ²

Временные полезные нагрузки

Вес влажной бетонной смеси	2,55 кН/м ² (25 кН/м ³ × 0,102 м ² /м ширина)
Монтажная нагрузка	0,75 кН/м ²
Итого, временные полезные нагрузки	$q_k = 3,3$ кН/м ²

3.2 Этап проектирования

Постоянные нагрузки

Собственный вес балки	0,25 кН/м ²
Собственный вес настил	0,1 кН/м ²
Собственный вес сетки	0,05 кН/м ²
Собственный вес плиты	2,45 кН/м ² (24 кН/м ³ × 0,102 м ² /м ширина)
Отделка, коммуникации и т. д.	1,3 кН/м ²
Итого, постоянные нагрузки	$g_k = 4,15$ кН/м ²

Временные полезные нагрузки

Временная нагрузка	$g_k = 5,0$ кН/м ²
--------------------	-------------------------------

BS EN 1990

3.3 Частные коэффициенты для нагрузок

Таблица
NA.A1.2(B)

Частный коэффициент для постоянных нагрузок	$\gamma_G = 1,35$
Частный коэффициент для временных полезных нагрузок	$\gamma_Q = 1,50$
Понижающий коэффициент	$\xi = 0,925$

3.4 Расчетные значения комбинированных нагрузок

(6.10) Этап монтажа	$\gamma_G g_k + g_Q q_k$ $= 0,4 \times 1,35 + 3,3 \times 1,5 = 5,49$ кН/м ²
(6.10b) Этап проектирования	$\gamma_G \xi g_k + \gamma_Q q_k$ $= 1,35 \times 0,925 \times 4,15 + 1,5 \times 5,0 = 12,68$ кН/м ²

3.5 Расчетные изгибающие моменты и силы сдвига

Этап монтажа

Максимальная сила сдвига	$V_{Ed} = 5,49 \times 3 \times 10/2 = 82,4$ кН
Максимальный момент (середина пролета)	$M_{Ed} = 5,49 \times 3 \times 10^2/8 = 206$ кНм

Этап проектирования

Максимальная сила сдвига	$V_{Ed} = 12,68 \times 3 \times 10/2 = 190$ кН
Максимальный момент (середина пролета)	$M_{Ed} = 12,68 \times 3 \times 10^2/8 = 476$ кНм

4 Соединение плит с балками

4.1 Сопротивление анкерных упоров

Сопротивление на сдвиг анкерного упора с головкой равно меньшему из значений:

$$P_{Rd} = 0,8 f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \quad \text{и} \quad 4-1-1/\$6.6.3.1$$

$$P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm} / \gamma_v}$$

где:

2-1-1/Таблица 3.1

$$E_{cm} = 33 \text{ кН/м}^2$$

$$f_u = 450 \text{ Н/мм}^2$$

Приложение 2.4
4-1-1/NA.2.9

$$g_v = 1,25$$

$$h_{sc}/d = 100/19 = > 5,3 (> 4) \quad \text{Следовательно, } \alpha = 1$$

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \times 450 \times \pi \times 19^2 / 4}{1,25} \times 10^{-3} = 81,7 \text{ кН, или}$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{30 \times 33 \times 1000}}{1,25} \times 10^{-3} = 83,3 \text{ кН}$$

Таким образом, сопротивление на сдвиг анкерного упора в сплошной плите составляет $P_{Rd} = 81,7$ кН.

Понижающий коэффициент, учитывая профиль настила — ребра настила в поперечном направлении по отношению к несущим балкам:

4-1-1/\\$6.6.4.2

$$k_t = \left(\frac{0,7}{\sqrt{n_t}} \right) \left(\frac{b_0}{h_p} \right) \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)$$

$$= \left(\frac{0,7}{\sqrt{2}} \right) \left(\frac{160}{60} \right) \left(\frac{100}{60} - 1 \right) = 0,88$$

Экв. (9)

BS EN 1994 1-1 При этом верхний предел для k_t составляет 0,7 при $n_t = 2$ и
Таблица 6.2 толщине листа $\leq 1,0$ мм.

Таким образом, $k_t = 0,7$ и сопротивление сдвигу одного анкерного упора при попарном расположении на каждом ребре настила составляет:

$$P_{Rd} = 81,7 \times 0,7 = 57,2 \text{ кН}$$

В документе PN001 предусматривается дополнительное снижение из-за расположения сетки относительно головок упоров, но в данном случае это снижение не применяется.

4.2 Количество анкерных упоров

До точки максимального момента (середина пролета)

Количество шагов между упорами по всему пролету (с учетом 300 мм на торцевые расстояния):

$$\frac{10000 - 2 \times 300}{300} = 31,33 \text{ или } 31 \text{ (округл.)}$$

Раздел 1.8 Таким образом, количество анкерных упоров в полупролете (между нулевым и максимальным моментом)

$$n = (15+1) \times 2 = 32$$

В месте прямоугольных отверстий 1 и 2

Раздел 3.2.4 Количество шагов до осевой линии прямоугольного отверстия 1:

$$= (2050 - 300)/300 = 5$$

Таким образом, количество анкерных упоров $n_{sc,1} = 6 \times 2 = 12$

Аналогично $n_{sc,2} = 9 \times 2 = 18$

Над отверстиями 1 и 2

$$\text{Количество шагов над прямоугольным отверстием} = \frac{500}{300} = 1,67$$

Но $n_{sc,o1}$ и $n_{sc,o2}$ можно принять в виде десятичного числа, а не ближайшего целого. Для пар анкерных упоров $n_{sc,o} = 3,3$

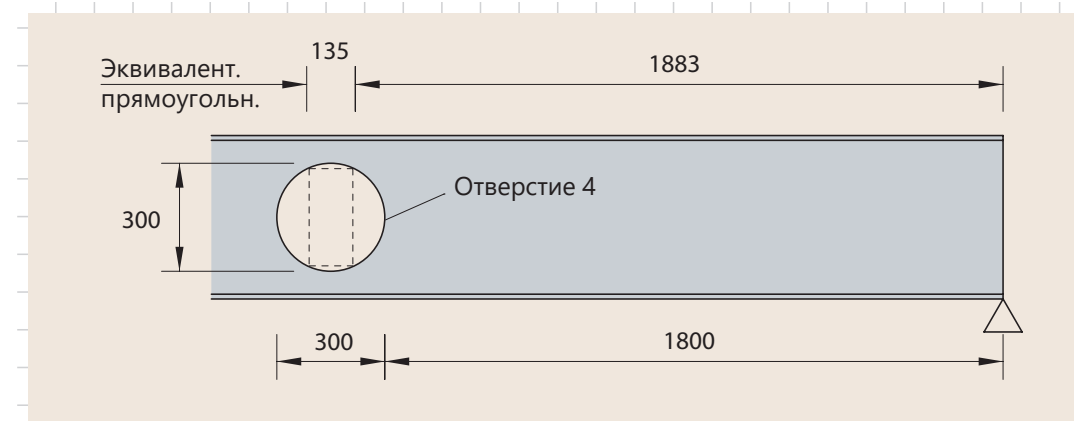
Между прямоугольными отверстиями

Раздел 3.4.6 Количество шагов между прямоугольными отверстиями:

$$n_{sc,1-2} = \frac{900}{300} = 3 \text{ (между центрами)}$$

Таким образом, возьмем количество анкерных упоров между осевыми линиями отверстий,

$$n_{sc,1-2} = 3 \times 2 = 6$$



В области круглых отверстий 3 и 4

Эквивалентная длина прямоугольного отверстия

Экв. (4)

$$\ell_e = 0,45 h_o = 0,45 \times 300 = 135 \text{ мм}$$

Количество шагов от опоры до осевой линии проема 4, без учета первых 300 мм от опоры

Раздел 3.2.4

$$= (1800 + 300/2 - 300)/300 = 5,5$$

Таким образом $n_{sc,4} = 2 \times 6 = 12$

Аналогично $n_{sc,3} = 2 \times 8 = 16$

Между круглыми отверстиями 3 и 4

Количество шагов между круглыми отверстиями 3 и 4 (между центрами)

$$= \frac{450}{300} = 1,5$$

Таким образом, количество анкерных упоров между отверстиями $n_{sc,3-4} = 1,5 \times 2 = 3$

Над отверстиями 3 и 4

$$\text{Количество шагов над круглым отверстием} = \frac{135}{300} < 1$$

При консервативном подходе, для целей данного анализа, предположим, что над круглыми отверстиями нет анкерных упоров, т.е. $n_{sc,o4} = n_{sc,o3} = 0$.

4.3 Детализирование сдвигового соединения

Поперечное расстояние между анкерами $b_o = 100$ мм (Приложение 2.1) $> 4d = 76$ мм

4-1-1/§6.6.5.7(4)

Номинальная высота анкера над выступом профиля = $100 - 60 = 40$ мм

Требуемая минимальная высота = $2d = 2 \times 19 = 38$

4-1-1/§6.6.5.8

5 Изгибная жесткость в середине пролета (этап проектирования)

Раздел 1.7 Рабочая ширина сжатого фланца в середине пролета, без учета расстояния между анкерами b_0 :

$$b_{\text{eff}} = \text{пролет}/4 = 2,5 \text{ м} < 3 \text{ м (шаг балок)}$$

Сопrotивление плиты сжатию

$$N_{\text{c,s,Rd}} = \frac{0,85 f_{\text{ck}} b_{\text{eff}} h_{\text{c}}}{c} = \frac{0,85 \times 30 \times 2500 \times 70}{1,5} \times 10^{-3} = 2975 \text{ кН}$$

Сопrotивление растяжению стального профиля

$$N_{\text{a,Rd}} = \frac{A f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{9460 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3358 \text{ кН}$$

Поскольку $N_{\text{a,Rd}} > N_{\text{c,s,Rd}}$, нейтральная ось пластической деформации лежит в стальном сечении.

Соединение балок с плитами

Раздел 1.8 $N_{\text{c,max}} = n P_{\text{Rd}} = 32 \times 57,5 = 1830 \text{ кН}$

Градус работающего на сдвиг соединения в середине пролета:

Экв. (1) $\eta = \frac{N_{\text{c,max}}}{N_{\text{c,s,Rd}}} = \frac{1830}{2975} = 0,62$

4-1-1/§6.6.1.2 Предельное значение градуса соединения балок с плитами: для эквивалентного пролета L_e менее 25 м предельное значение для симметричных секций с парами анкерных упоров составляет: η

4-1-1/(6.12) $\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e) \geq 0,4$

$$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{355} \right) (0,75 - 0,03 \times 10) = 0,55$$

Поскольку фактический градус сдвигового соединения составляет 0,62, что превышает 0,55, минимальный градус сдвигового соединения соблюден.

Изгибная жесткость для полного сдвигового соединения

Сопrotивление растяжению стального фланца:

$$N_{\text{f,Rd}} = \frac{b_t f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{190 \times 14,5 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 978 \text{ кН}$$

Сопrotивление растяжению стенки балки:

$$N_{\text{w,Rd}} = N_{\text{a,Rd}} - 2N_{\text{f,Rd}} = 3358 - 2 \times 978 = 1402 \text{ кН}$$

Поскольку $N_{\text{a,Rd}} > N_{\text{cm,Rd}}$ и $N_{\text{w,Rd}} < N_{\text{cm,Rd}}$, нейтральная ось пластической деформации находится в стальном фланце.

Моменты около верхнего фланца:

$$M_{\text{pl,Rd}} \approx N_{\text{cm,Rd}} (h_s + h_p)/2 + N_a h/2$$

$$[2975 \times (130 + 60)/2 + 3358 \times 457/2] \times 10^{-3} = 1050 \text{ кНм}$$

Изгибная жесткость для неполного сдвигового соединения

Для неполного сдвигового соединения изгибная жесткость композитного сечения получается путем интерполяции между сопротивлением композитного сечения и его же сопротивлением при полном сдвиговом соединении.

4-1-1/§6.2.1.3

Изгибная жесткость стального профиля

$$M_{\text{pl,a,Rd}} = W_{\text{pl,y}} \frac{f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = 1650 \times 355 \times 10^{-3} = 586 \text{ кНм}$$

Приложение 2:
(для свойств
стального сечения)

Используем линейную интерполяцию:

4-1-1/§6.2.1.3

$$M_{\text{Rd}} = M_{\text{pl,a,Rd}} + \eta (M_{\text{pl,Rd}} - M_{\text{pl,a,Rd}})$$

$$= 586 + 0,62 \times (1050 - 586) = 873 \text{ кНм}$$

Экв. (3)

Поскольку $M_{\text{Rd}} = 873 \text{ кНм} > M_{\text{Ed}} = 476 \text{ кНм}$, расчетная изгибная жесткость в середине пролета удовлетворительная.

Приложение 3.5

6 Расчет балки в области круглых отверстий 3 и 4 (этап проектирования)

6.1 Геометрические данные

Центры отверстий в $x_{0,4} = 1,95 \text{ м}$ и $x_{0,3} = 2,4 \text{ м}$ от ближайшего конца балки.

Диаметр отверстия = 300 мм.

Высота эквивалентного прямоугольного отверстия,

$$h_{\text{eo}} = 0,9 h_o = 0,9 \times 300 = 270 \text{ мм}$$

Длина эквивалентного прямоугольного отверстия для изгибной прочности по Виренделю:

Экв. (4)

$$\ell_e = 0,45 \times 300 = 135 \text{ мм}$$

Экв. (15) Рабочая длина отверстия для классификации сечения выступа тавровых профилей:

$$\ell_{\text{о,eff}} = 0,7h_o = 0,7 \times 300 = 210 \text{ мм}$$

Площадь каждого из двух тавровых профилей:

$$A_T = (A - h_o t_w) / 2 = (9460 - 270 \times 9,0) / 2 = 3515 \text{ мм}^2$$

$$\text{Глубина таврового профиля } h_T = (h - h_{\text{св}}) / 2 = (457 - 270) / 2 = 93,5 \text{ мм}$$

$$\text{Толщина стенки таврового профиля } h_{\text{wT}} = h_T - t_f = 93,5 - 14,5 = 79 \text{ мм}$$

Глубина на которой находится нейтральная ось упругой деформации таврового профиля от наружной поверхности фланца определяется по формуле:

$$z_{\text{el}} = \frac{b_f t_f^2 / 2 + (t_f + h_{\text{wT}} / 2) h_{\text{wT}} t_w}{A_T}$$

Не рассматриваем переходные поверхности таврового профиля:

$$z_{\text{el}} = \frac{190 \times 14,5^2 / 2 + (14,5 + 79 / 2) \times 79 \times 9,0}{190 \times 14,5 + 79 \times 9,0} = 17 \text{ мм}$$

Полезная толщина между центрами тавровых профилей,

$$h_{\text{eff}} = 457 - 2 \times 17 = 423 \text{ мм}$$

6.2 Особенности проектного решения

Изгибный момент по осевой линии отверстия 4 ($x_{0,4} = 1,95 \text{ м}$):

$$M_{\text{Ed}} = 190 \times 1,95 - 12,69 \times 3 \times 1,95^2 / 2 = 299 \text{ кНм}$$

Аналогично, момент в месте отверстия 3 составляет $M_{\text{Ed}} = 347 \text{ кНм}$

Сила сдвига по краю эквивалентного отверстия 4 ($x_{0,4} = 0,135 / 2$) = 119 кН

$$V_{\text{Ed}} = 190 - 12,69 \times 3 \times (1,95 - 0,135 / 2) = 119 \text{ кН}$$

Сила сдвига на середине между отверстиями: ($x_{3,4} = 2,175$) составляет:

$$V_{\text{Ed}} = 190 - 12,69 \times 3 \times 2,175 = 107 \text{ кН}$$

6.3 Классификация сечения

Верхний фланец относится к классу 2 вследствие его крепления к перекрытию (сдвиговые соединители в середине выступа с шагом 300 мм по оси балки).

Классификация выступа стенки верхнего таврового профиля при изгибной жесткости по Виренделю (без учета осевого сжатия):

Для стенки класса 2, независимо от ее толщины:

Таблица 3.2 $\ell_{\text{о,eff}} < 32\epsilon t_w$

где:

$$\epsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 355} = 0,81$$

Таким образом, $32\epsilon t_w = 32 \times 0,81 \times 9,0 = 233 \text{ мм} > \ell_{\text{о,eff}} = 210 \text{ мм}$

Тавровый профиль относится к классу 2 в изгибной жесткости по Виренделю.

Таким образом, нижний тавровый профиль также относится к классу 2, независимо от силы натяжения в тавровом профиле (что улучшает класс).

6.4 Изгибная жесткость по осевой линии круглого отверстия

Сопротивление растяжению нижнего таврового профиля определяется по формуле:

$$N_{\text{bT,Rd}} = \frac{A_{\text{bT}} f}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{3515 \times 355 \times 10^{-3}}{1,0} = 1250 \text{ кН} \quad \text{Экв. (5)}$$

Сопротивление сжатию полезной ширины плиты в месте отверстия определяется по формуле: Экв. (6)

$$N_{\text{c,Rd}} = \text{мин.} \{0,85 f_{\text{cd}} b_{\text{eff,o}} h_c; n_{\text{sc}} P_{\text{Rd}}\}$$

Если пренебречь b_o , то полезная ширина определяется: Экв. (11)

$$b_{\text{eff,o}} = 3L_c / 16 + x / 4 \text{ для } x \leq L_c / 4$$

Расстояние от конца опоры до центра отверстия 4, $x_{0,4} = 1950 \text{ мм}$

$$b_{\text{eff,o}} = 3 \times 10\,000 / 16 + 1950 / 4 = 2363 \text{ мм}$$

$$n_{\text{sc,4}} = 12$$

Приложение 4.2

Таким образом:

$$N_{\text{c,Rd}} = \text{мин.} \{0,85 \times (30 / 1,5) \times 2363 \times 70; 12 \times 57,2\}$$

$$= \text{мин.} \{2811; 686\} = 686 \text{ кН}$$

Нейтральная ось пластической деформации находится на фланце верхнего таврового профиля (случай 2 в разделе 3.2.2). Следовательно, изгибная жесткость при упругой деформации определяется:

$$M_{\text{c,Rd}} = N_{\text{bT,Rd}} h_{\text{eff}} + N_{\text{c,Rd}} (z_t + h_s - 0,5h_c) \quad \text{Экв. (9)}$$

$$z_t = z_{\text{el}} = 17 \text{ мм}$$

Приложение 6.1

$$M_{\text{c,Rd}} = [1250 \times 423 + 686 \times (17 + 130 - 0,5 \times 70)] \times 10^{-3} = 605 \text{ кНм}$$

Данная изгибная жесткость является достаточной как для отверстия 4, так и для отверстия 3.

Для учета одновременно действующих сил общего изгиба, изгиба по Виренделю и сдвига в отверстии 4 требуется расчетная сила растяжения в нижнем тавровом профиле.

Для случая 2 значение $N_{bT,Ed}$ определяется следующим образом (если оно не превышает $N_{c,Rd}$, см. раздел 3.2.2)

$$\begin{aligned} \text{Экв. (8)} \quad N_{bT,Ed} &= \frac{M_{Ed}}{(h_{eff,o} z_t + h_s - 0,5 z_c)} \\ N_{bT,Ed} &= \frac{299}{(423 + 17 + 130 - 0,5 \times 70)} \times 10^3 = 559 \text{ кН} \end{aligned}$$

Сопротивление сжатию плиты составляет 686 кН, поэтому нет необходимости в сопротивлении верхнего таврового профиля осевому сжатию в области этого отверстия. (Если бы сила растяжения в нижнем тавровом профиле была больше, чем сопротивление плиты, то уравнение (10) использовалось бы для определения силы растяжения в нижнем тавровом профиле и, соответственно, сжатия в верхнем тавровом профиле.)

6.5 Сопротивление сдвигу перфорированного композитного профиля

Расчетное сопротивление сдвигу — это сумма сопротивлений верхнего и нижнего тавровых профилей и железобетонной плиты:

$$V_{Rd} = V_{t,Rd} + V_{b,Rd} + V_{c,Rd}$$

Сопротивление пластической деформации при сдвиге определяется по формуле:

$$\text{3-1-1/§6.2.6} \quad V_{pl,Rd} = \frac{A_y f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

в которой $A_v = A - b_f t_f + (2r + t_w) \times 0,5 \times t_f$

Для сопротивления пластической деформации при сдвиге рассмотрим всю высоту круглого отверстия, площадь которого определяется по формуле:

$$\begin{aligned} A_T &= (A - h_o t_w) / 2 = (9460 - 300 \times 9,0) / 2 = 3380 \text{ мм}^2 \\ A_v &= 3380 - 190 \times 14,5 + (2 \times 10,2 + 9,0) \times 7,25 = 838 \text{ мм}^2 \\ V_{t,Rd} &= V_{b,Rd} = \frac{838 \times 355 / \sqrt{3}}{1,0} = 172 \text{ кН} \end{aligned}$$

Сопротивление сдвигу железобетонной плиты в области отверстия:

$$\text{Экв. (12)} \quad V_{c,Rd} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_{f,ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

С минимальным значением:

$$V_{c,Rd} = [v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad \text{Экв. (13)}$$

Рабочая ширина плиты $b_w = b_f + 2h_{s,eff}$

$$h_{s,eff} = 0,75 h_s = 0,75 \times 130 = 97,5 \text{ мм}$$

$$b_w = 190 + 2 \times 97,5 = 385 \text{ мм}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \text{ и } k_1 = 0,15$$

2-1-1/Таблица NA.1 (§6.2.2(1))

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \text{ но } \leq 2,0$$

2-1-1/§6.2.2(1)

Полезная толщина плиты при сдвиге, $d = h_c = 70 \text{ мм}$

Раздел 3.3.2

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{70}} = 2,69 > 2 \text{ и, следовательно, } k = 2$$

Пропорция армирования:

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{252}{1000 \times 70} = 0,0035 > 0,02$$

Значение первого члена в выражении для $V_{c,Rd}$ составляет:

$$C_{Rd,c} k (100 \rho_{f,ck}) = 0,12 \times (2 \times 100 \times 0,0035 \times 30)^{1/3} = 0,52 \text{ Н/мм}^2$$

Значение первого члена в выражении для минимального значения $V_{c,Rd}$ составляет:

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 2^{3/2} \times \sqrt{30} = 0,54 \text{ Н/мм}^2$$

2-1-1/Таблица NA.1 (§6.2.2(1))

Итак, используем 0,54 Н/мм².

Исходя из вышеизложенного (Приложение 6.5), при условии отсутствия сжатия в верхнем тавровом профиле, сила в плите в области отверстия равна силе в нижнем тавровом профиле = 556 кН.

Сила сжатия воздействует на полезную ширину $b_{eff} = 2363 \text{ мм}$ и, следовательно:

Приложение 6.4

$$A_c = h_c b_w = 70 \times 1876 = 131 \times 103 \text{ мм}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{556 \times 10^3}{2363 \times 70} = 3,36 \text{ Н/мм}^2$$

$$k_1 \sigma_{cp} = 0,15 \times 3,36 = 0,50 \text{ Н/мм}^2$$

Общая прочность бетонной смеси на сдвиг составляет:

Отсюда:

$$V_{c,Rd} = (0,54 + 0,50) \times 385 \times 70 \times 10^{-3} = 28 \text{ кН}$$

Раздел 3.4.3 Отсюда:

$$V_{Rd} = V_{c,Rd} + V_{t,Rd} + V_{b,Rd} = 28 + 172 + 172 = 372 \text{ кН}$$

Это превышает расчетную силу сдвига в области отверстия 4, $V_{Ed} = 119 \text{ кН}$.

6.6 Изгибная жесткость тавровых профилей

Предполагаемое распределение силы сдвига

Первоначально предположим, что в каждом тавровом профиле действует 50 % силы сдвига V_{Ed} . Поскольку сила сдвига в каждом тавровом профиле ($119/2 = 59,5 \text{ кН}$) меньше, чем $0,5V_{pl,Rd}$, толщину стенки не нужно уменьшать при определении изгибной жесткости при пластической деформации и осевого сопротивления.

Если сила сдвига в нижнем тавровом профиле ограничена изгибной жесткостью по Виренделю в поперечном сечении таврового профиля, может потребоваться перераспределение силы сдвига.

Изгибная жесткость при пластической деформации

Для поперечного сечения класса 2 изгибная жесткость при пластической деформации таврового профиля без ребер жесткости при отсутствии осевой силы и сильного сдвига определяется по формуле:

$$Экв. (19) \quad M_{pl,Rd} = \frac{A_{w,T} f_y}{\gamma_{M0}} (0,5h_{w,T} + t_f - z_{pl}) + \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} (0,5t_f - z_{pl} + z_{pl}^2 / t_f)$$

Глубина, на которой находится нейтральная ось пластической деформации таврового профиля от внешней поверхности фланца определяется по формуле:

$$z_{pl} = \frac{(A_f + A_{w,T})}{2b_f} = \frac{190 \times 14,5 + 79 \times 9,0}{2 \times 190} = 9,1 \text{ мм}$$

Отсюда:

$$M_{pl,Rd} = \frac{79 \times 9 \times 355}{1,0} (0,5 \times 79 + 14,5 - 9,1) \times 10^{-6} + \frac{190 \times 14,5 \times 355}{1,0} (0,5 \times 14,5 - 9,1 + 9,1^2 / 14,5) \times 10^{-6} = 15,1 \text{ кНм}$$

Изгибная жесткость при пластической деформации нижнего таврового профиля уменьшается при осевом растяжении следующим образом:

$$Экв. (26) \quad M_{bt,N,Rd} = M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]$$

в котором $N_{Ed} = 559 \text{ кН}$ и $N_{pl,Rd} = N_{bt,Rd} = 1250 \text{ кН}$

Следовательно, $M_{bt,N,Rd} = 15,1 \times (1 - (559/1250)^2) = 12,1 \text{ кНм}$

Сопротивление пластической деформации верхнего таврового профиля не уменьшается под действием осевой силы и, следовательно, составляет:

$$M_{it,N,Rd} = 15,1 \text{ кНм}$$

Изгибная жесткость при совместной работе

Как и в худшем случае, над круговыми отверстиями нет анкерных упоров, поэтому не возникает локальной совместной работы. Поэтому можно пренебречь составляющей изгибной жесткости по Виренделю, обусловленной совместной работой (т. е. $M_{vc,Rd} = 0$).

6.7 Проверка расчета изгибной жесткости по Виренделю

Критерий пригодности изгибной жесткости по Виренделю:

$$2M_{bt,NV,Rd} + 2M_{it,NV,Rd} + M_{vc,Rd} \geq V_{Ed} \ell_e \quad Экв. (14)$$

Таким образом, при использовании приведенных выше значений для тавровых профилей критерий представляет собой:

$$2 \times 12,1 + 2 \times 15,1 + 0 = 54,2 \text{ кНм} > 119 \times 0,135 = 16,1 \text{ кНм}$$

6.8 Потеря устойчивости, изгиб и сдвиг стоек стенки между отверстиями 3 и 4

Для близко расположенных круглых отверстий сопротивление стоек стенки на сдвиг, изгиб или потерю устойчивости может быть определяющим. Каждое из этих сопротивлений необходимо проверить. (Но изгиб стоек стенки будет критическим только в том случае, если распределение силы сдвига между тавровыми профилями радикально отличается.)

Изгибная жесткость стоек стенки

Изгибная жесткость при упругой деформации стоек стенки (на середине высоты между круглыми отверстиями):

$$M_{wp,Rd} = s_o^2 t_w f_y / 6 = (450 - 300)^2 \times 9,0 \times 355 \times 10^{-6} / 6 = 11,9 \text{ кНм} \quad Экв. (44)$$

Поскольку расчет изгибной жесткости по Виренделю был проверен выше для равных сил сдвига в каждом тавровом профиле при отсутствии сил сдвига в плите перекрытия, момент на средней высоте стойки стенки $M_{wp,Ed} = 0$. Поэтому для круглых проемов проверка изгибной жесткости в верхней и нижней частях отверстия не требуется.

Сопротивление сдвигу стоек стенки

Проверим, имеется ли достаточное сдвиговое соединение для создания усилия в плите, равного постепенно возрастающей силе в нижнем тавровом профиле.

Сдвиговое соединение является достаточным, если $V_{wp,Ed} \leq \Delta N_{cs,Rd}$

$$\text{Экв. (29)} \quad V_{wp,Ed} = \frac{V_{Ed} s}{(h_{eff} + z_t + h_s - 0,5 h_c)}$$

Берем значение V_{Ed} посередине между отверстиями:

$$V_{wp,Ed} = \frac{107 \times 450}{(423 + 17 + 130 - 0,5 \times 70)} = 90 \text{ кН}$$

$$\Delta N_{cs,Rd} = n_{sc,s} P_{Rd}$$

Приложение 4.2 Для $n_{sc,3-4} = 3$:

$$\Delta N_{cs,Rd} = 3 \times 57,2 = 171 \text{ кН}$$

Таким образом, между осевыми линиями отверстий имеется достаточное сдвиговое соединение.

Сопротивление сдвигу стоек стенки

Сопротивление продольному сдвигу стойки стенки составляет:

$$\text{Экв. (36)} \quad V_{wp,Rd} = \frac{(s_o t_w) f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 150 \times 9,0 \times 0,577 \times 355 \times 10^{-3}$$

$$= 276 \text{ кН} > V_{wp,Ed} = 90 \text{ кН}$$

Сопротивление потере устойчивости стоек стенки

Потеря устойчивости стоек стенки может быть рассмотрена с учетом сжимающего напряжения, вызванного действующей продольной силой в стойке стенки.

Экв. (33) Поскольку отверстия располагаются по центру в толщине стенки, момент, действующий на стойки полотна в середине высоты $M_{wp,Ed} = 0$, $N_{wp,Ed} = V_{wp,Ed}$.

Отсюда $N_{wp,Ed} = 90 \text{ кН}$

Раздел 3.5.3 Расстояние от края до края между отверстиями 3 и 4 = 150 мм, что меньше, чем h_o , и поэтому отверстия классифицируются как «близко расположенные».

Безразмерный коэффициент податливости стойки стенки:

$$\text{Экв. (40)} \quad \bar{\lambda} = \frac{1,75 \sqrt{s_o^2 + h_o^2}}{t_w} \frac{1}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = 76 \text{ для S355}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1,75 \sqrt{150^2 + 300^2}}{9,0} \frac{1}{76} = 0,86$$

Понижающий коэффициент для потери устойчивости при изгибе рассчитывается с помощью коэффициента ϕ , представленного в виде:

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

Для сварного профиля используется кривая потери устойчивости с, для которой $\alpha = 0,49$

$$\text{Таким образом } \phi = 0,5(1 + 0,49(0,86 - 0,2) + 0,86^2) = 1,03$$

Понижающий коэффициент определяется: χ

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}}$$

$$= \frac{1}{1,03 + (1,03^2 - 0,86^2)^{0,5}} = 0,63$$

$$N_{wp,Rd} = \chi \frac{s_o t_w f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{wp,Rd} = \frac{0,63 \times 150 \times 9 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 302 \text{ кН} > N_{wp,Ed} = 90 \text{ кН}$$

7 Расчет балки в области прямоугольных отверстий 1 и 2

7.1 Геометрические данные

Центры отверстий в $x_{0,1} = 2,05 \text{ м}$ и $x_{0,2} = 2,95 \text{ м}$ от ближайшего конца балки.

Высота отверстий $h_o = 300 \text{ мм}$

Площадь каждого из двух тавровых профилей:

$$A_T = (A - h_o t_w) / 2 = (9460 - 300 \times 9,0) / 2 = 3380 \text{ мм}^2$$

Глубина таврового профиля

$$h_T = (h - h_o) / 2 = (457 - 300) / 2 = 78,5 \text{ мм}$$

Толщина стенки таврового профиля

$$h_{w,T} = h_T - t_f = 78,5 - 14,5 = 64 \text{ мм}$$

Глубина, на которой находится нейтральная ось упругой деформации таврового профиля от наружной поверхности фланца, определяется по формуле:

$$z_{el} = \frac{b_f t_f^2 / 2 + (t_f + h_{w,T} / 2) h_{w,T} t_w}{A_T}$$

Не рассматриваем переходные поверхности таврового профиля:

$$z_{el} = \frac{190 \times 14,5^2 / 2 + (14,5 + 64 / 2) \times 64 \times 9,0}{190 \times 14,5 + 64 \times 9,0} = 14,0 \text{ мм}$$

Полезная толщина между центрами тавровых профилей,

$$h_{eff} = 457 - 2 \times 14 = 429 \text{ мм}$$

Рабочая длина отверстий для классификации сечения тавровых профилей составляет $\ell_{o,eff} = 500 \text{ мм}$.

3-1-1/§6.3.1.2

Экв. (42)

7.2 Особенности проектного решения

Изгибный момент по осевой линии отверстия 1 ($x_{0,1} = 2050$ мм) составляет:

$$M_{Ed} = 190 \times 2,05 - 12,69 \times 3 \times 2,05^2/2 = 310 \text{ кНм}$$

Аналогично, момент в месте отверстия 2 составляет 395 кНм.

Сила сдвига на краю отверстия 1 ($x_{0,1} = 0,500/2$) составляет:

$$V_{Ed} = 190 - 12,69 \times 3 \times (2,05 - 0,250) = 121 \text{ кН}$$

Аналогично, сила сдвига в месте отверстия 2 составляет 87 кН. Сила сдвига на середине между отверстиями составляет 95 кН.

7.3 Классификация сечения

Верхний фланец относится к классу 2 из-за его крепления к плите.

Классификация выступа стенки верхнего таврового профиля при изгибной жесткости по Виренделю (без учета осевого сжатия).

Для стенки без ребер жесткости класса 2, независимо от ее толщины:

Таблица 3.2 $\ell_{o,eff} < 32 \varepsilon t_w$

Согласно Приложению 6.7, этот предел равен $\ell_{o,eff} = 210$ мм, поэтому необходимо определить предельную толщину для класса 2.

Предельная толщина стенки таврового профиля определяется:

$$\frac{10 t_w \varepsilon}{\sqrt{1 - \left(\frac{32 t_w \varepsilon}{\ell_{o,eff}}\right)^2}} = \frac{10 \times 9,0 \times 0,81}{\sqrt{1 - \left(\frac{32 \times 9,0 \times 0,81}{500}\right)^2}} = 82 \text{ мм} > h_w = 64 \text{ мм}$$

Следовательно, сечения таврового профиля в области прямоугольных отверстий 1 и 2 относятся к классу 2.

7.4 Изгибная жесткость по осевой линии прямоугольного отверстия

Отверстия без ребер жесткости

Сопrotивление растяжению нижнего таврового профиля определяется по формуле:

$$\text{Экв. (5)} \quad N_{bT,Rd} = \frac{A_{bT} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3380 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 1200 \text{ кН}$$

Сопrotивление сжатию полезной ширины плиты в месте отверстия определяется по формуле:

$$\text{Экв. (6)} \quad N_{c,Rd} = \min \{ 0,85 f_{cd} b_{eff,o} h_c ; n_{sc} P_{Rd} \}$$

Если пренебречь b_o , то полезная ширина определяется:

$$b_{eff,o} = 3L_c/16 + x/4 \text{ для } x \leq L_c/4 \quad \text{Экв. (11)}$$

Расстояние от конца опоры до центра отверстия 1, $x_{0,1} = 2050$ мм

$$b_{eff,o} = 3 \times 10\,000/16 + 2050/4 = 2388 \text{ мм}$$

$$n_{sc,1} = 12$$

Приложение 4.2

Таким образом:

$$N_{c,Rd} = \min \{ 0,85 \times (30/1,5) \times 2388 \times 70 ; 12 \times 57,2 \}$$

$$= \min \{ 2842 ; 686 \} = 686 \text{ кН}$$

Для отверстия 2 $n_{sc,2} = 18$

Приложение 4.2

Нейтральная ось пластической деформации находится на фланце верхнего таврового профиля (случай 2 в разделе 3.2.2). Следовательно, изгибная жесткость при упругой деформации определяется:

$$M_{o,Rd} = N_{bt,Rd} h_{eff} + N_{c,Rd} (z_t + h_s - 0,5h_c) \quad \text{Экв. (9)}$$

$$M_{o,Rd} = [1200 \times 429 + 686 \times (14 + 130 - 0,5 \times 70)] \times 10^{-3} = 590 \text{ кНм}$$

Данная изгибная жесткость является достаточной как для отверстия 1, так и для отверстия 2.

Для учета одновременно действующих сил общего изгиба, изгиба по Виренделю и сдвига в отверстии 1 (в котором сдвиг больше, чем в отверстии 2) требуется расчетная сила растяжения в нижнем тавровом профиле.

Для случая 2 значение $N_{bT,Ed}$ определяется следующим образом (если оно не превышает $N_{c,Rd}$, см. раздел 3.2.2):

$$N_{bT,Ed} = \frac{MEd}{(h_{eff} + z_t + h_s - 0,5z_c)} \quad \text{Экв. (8)}$$

$$N_{bT,Ed} = \frac{310}{(429 + 14 + 130 - 0,5 \times 70)} \times 10^3 = 576 \text{ кН в области отверстия 1}$$

Сопrotивление сжатию плиты составляет 686 кН, поэтому нет необходимости в сопротивлении верхнего таврового профиля осевому сжатию в области этого отверстия. (Если бы сила растяжения в нижнем тавровом профиле была больше, чем сопротивление плиты, то уравнение (10) использовалось бы для определения силы растяжения в нижнем тавровом профиле и, соответственно, сжатия в верхнем тавровом профиле.)

По аналогичному расчету $N_{bT,Ed} = 734$ кН в области отверстия 2, что больше, чем $N_{c,Rd} (= 1030 \text{ кН, для } n_{sc,2} = 18)$, поэтому можно использовать уравнение (8).

7.5 Сопротивление сдвигу перфорированного композитного профиля

Приложение 6.5

Для круглых отверстий:

$$V_{pl,Rd} = 172 \text{ кН (для каждого таврового профиля)}$$

Рабочая ширина плиты перекрытия для сдвига такая же, как и для круглых отверстий:

$$b_w = 385 \text{ мм}$$

Толщина бетона для сопротивления сдвигу = 70 мм

Предположив отсутствие напряжений в верхнем тавровом профиле, напряжение в бетоне в области отверстия 1 дано для рабочей ширины 2388 мм:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{bT,Ed}}{b_{eff,o}d} = \frac{576 \times 10^3}{2388 \times 70} = 3,44 \text{ Н/мм}^2$$

Таким образом, $k_1 \sigma_{cp} = 0,15 \times 3,44 = 0,52 \text{ Н/мм}^2$

Отсюда, сопротивление сдвигу бетона:

$$V_{c,Rd} = (0,54 + 0,52) \times 385 \times 70 \times 10^{-3} = 28 \text{ кН для отверстия 1}$$

Аналогично, для отверстия 2 $V_{c,Rd} = 32 \text{ кН}$

7.6 Изгибная жесткость профилей без ребер жесткости

Первоначальное предположение распределения силы сдвига

Первоначально предположим, что в каждом тавровом профиле действует 50 % силы сдвига V_{Ed} .

В дальнейшем сила сдвига может быть перераспределена между тавровыми профилями в зависимости от силы сдвига, которая может передаваться при расчете изгиба нижнего таврового профиля по методу Виренделя. Величина перераспределения также может быть ограничена необходимостью минимизации момента стоек полотна на средней высоте отверстия; достаточность сопротивления сдвигу при допущении $M_{wp,Ed} = 0$ будет проверена в разделе 7.8.

Поскольку сила сдвига в каждом тавровом профиле ($121/2 = 60,5 \text{ кН}$) меньше, чем $0,5V_{pl,Rd}$ ($= 172 \text{ кН}$, см. Приложение 6.5), толщину стенки не нужно уменьшать при определении изгибной жесткости при пластической деформации и осевого сопротивления.

Изгибная жесткость при пластической деформации

Для поперечного сечения класса 2 изгибная жесткость при пластической деформации таврового профиля без ребер жесткости при отсутствии осевой силы и сильного сдвига определяется по формуле:

$$M_{pl,Rd} = \frac{A_{w,T} f_y}{\gamma_{M0}} (0,5h_{w,T} + t_f - z_{pl}) + \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} (0,5h_f - z_{pl} + z_{pl}^2 / t_f) \quad \text{Экв. (19)}$$

Глубина, на которой находится нейтральная ось пластической деформации таврового профиля от наружной поверхности фланца, определяется по формуле:

$$z_{pl} = \frac{(A_f + A_{w,T})}{2b_f} = \frac{190 \times 14,5 + 64 \times 9,0}{2 \times 190} = 8,8 \text{ мм}$$

Отсюда:

$$M_{pl,Rd} = \frac{64 \times 9 \times 355}{1,0} (0,5 \times 64 + 14,5 - 8,8) \times 10^{-6} + \frac{190 \times 14,5 \times 355}{1,0} (0,5 \times 14,5 - 8,8 + 8,8^2 / 14,5) \times 10^{-6} = 11,4 \text{ кНм}$$

Изгибная жесткость при пластической деформации нижнего таврового профиля уменьшается при осевом растяжении следующим образом:

$$M_{bT,N,Rd} = M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad \text{Экв. (20)}$$

$N_{Ed} = 576 \text{ кН}$ в области отверстия 1

Приложение 7.4

$N_{Ed} = 734 \text{ кН}$ в области отверстия 2

$N_{b,Rd} = N_b = 1200 \text{ кН}$

Следовательно,

$M_{bT,N,Rd} = 11,4 \times (1 - (576/1200)^2) = 8,8 \text{ кНм}$ в области отверстия 1 и

$M_{bT,N,Rd} = 11,4 \times (1 - (734/1200)^2) = 7,1 \text{ кНм}$ в области отверстия 2

Изгибная жесткость по Виренделю при совместной работе

Сила сжатия, развиваемая в плите вследствие совместной работы над проемом:

$$\Delta N_{c,Rd} = n_{sc,o} P_{Rd} = 3,3 \times 57,2 = 188 \text{ кН}$$

Для отверстий без ребер жесткости коэффициент уменьшения, обусловленный длиной отверстий, k_o определяется по формуле:

$$k_o = 1 - \ell_o / (25h_t) = 1 - 500 / (25 \times 78,5) = 0,75 \quad \text{Экв. (25)}$$

где h_t = толщина верхнего таврового профиля = 78,5 мм.

Изгибная жесткость по Виренделю вследствие локальной совместной работы определяется:

$$M_{vc,Rd} = \Delta N_{c,Rd} (h_s + z_t - 0,5h_c) k_o = 188 \times (130 + 14 - 35) \times 10^{-3} \times 0,75 = 15,4 \text{ кНм} \quad \text{Экв. (24)}$$

Проверка расчета изгибной жесткости по Виренделю

Критерий пригодности изгибной жесткости по Виренделю:

Экв. (14)

$$2M_{bT,NV,Rd} + 2M_{bT,NV,Rd} + M_{vc,Rd} \geq V_{Ed} \ell_c$$

Таким образом, используя приведенные выше значения для тавровых профилей, общее сопротивление по Виренделю составляет:

— в области отверстия 1:

$$2 \times 8,8 + 2 \times 11,4 + 15,4 = 55,6 \text{ кНм}$$

— области отверстия 2:

$$2 \times 7,1 + 2 \times 11,4 + 15,4 = 52,4 \text{ кНм}$$

Расчетные значения моментов по Виренделю составляют:

$$M_v = V_{Ed} \ell_o = 121 \times 0,5 = 60,5 \text{ кНм в области отверстия 1 } (> 55,6 \text{ кНм})$$

$$M_v = V_{Ed} \ell_o = 87 \times 0,5 = 43,5 \text{ кНм в области отверстия 2 } (< 52,4 \text{ кНм})$$

Таким образом, необходимо усилить отверстие 1 ребрами жесткости. Для отверстия 2 ребра жесткости не требуются.

При использовании значения полной изгибной жесткости по Виренделю для верхнего таврового профиля

его сопротивление сдвигу составит $2 \times 11,4/0,500 = 45,6 \text{ кН}$. Это составляет всего 27 % от сопротивления сдвигу при пластической деформации, поэтому нет необходимости уменьшать изгибную жесткость при одновременно действующем напряжении сдвига.

7.7 Изгибная жесткость отверстия 1 с ребрами жесткости

Свойства сечения для тавровых профилей с ребрами жесткости

К обоим тавровым профилям приваривается пластина 10×80 таким образом, чтобы от края отверстия до лицевой стороны стенки оставалось свободное расстояние 10 мм. Таким образом, центральная часть находится на расстоянии 63,5 мм от наружной поверхности фланца.

Соотношение пластины $= 80/10 = 8$, что соответствует предельному значению класса 2 для выступов (т. е. $10 \varepsilon = 8,1$ для S355).

Область ребра жесткости $A_r = 80 \times 10 = 800 \text{ мм}^2$

Глубина, на которой находится нейтральная ось упругой деформации от наружной поверхности фланца, увеличилась из-за добавления ребра жесткости и теперь составляет:

$$z_{el} = \frac{14,0 \times 3380 + 800 \times 63,5}{3380 + 800} = 24 \text{ мм}$$

Расстояние между центрами двух тавровых профилей с ребрами жесткости составляет:

$$h_{eff} = 457 - 2 \times 24 = 409 \text{ мм}$$

Поскольку площадь стенки ($64 \times 9 = 576 \text{ мм}^2$) плюс ребро жесткости меньше площади фланца ($190 \times 14,5 = 2755 \text{ мм}^2$), ось пластической деформации таврового профиля проходит через фланец на глубине, которая определяется по формуле:

$$z_{pl} = \frac{190 \times 14,5 + 64 \times 9,0 + 80 \times 10}{2 \times 190} = 10,9 \text{ мм}$$

Сопротивление растяжению нижнего таврового профиля с ребром жесткости:

$$N_{bT,Rd} = 1200 + 80 \times 10 \times 355 \times 10^{-3} = 1484 \text{ кН}$$

Сопротивление пластической деформации таврового профиля составляет:

$$M_{pl,Rd} = \frac{A_{w,T} f_y}{\gamma_{M0}} \left(\frac{h_{wt}}{2} + t_f - z_{pl} \right) + \frac{A_r f_y}{\gamma_{M0}} \left(0,5 t_f - z_{pl} + z_{pl}^2 / t_f \right) + \frac{A_r f_y}{\gamma_{M0}} \left(t_f + h_{w,T} - e_r - z_{pl} \right) \quad \text{Экв. (57)}$$

$$M_{pl,Rd} = \left[\frac{64 \times 9 \times 355}{1,0} \left(\frac{64}{2} + 14,5 - 10,9 \right) + \frac{190 \times 14,5 \times 355}{1,0} \left(\frac{14,5}{2} - 10,9 + \frac{10,9^2}{14,5} \right) + \frac{80 \times 10 \times 355}{1,0} (14,5 + 64 - 15 - 10,9) \right] \times 10^{-6} = 7,3 + 4,4 + 14,9 = 26,6 \text{ кНм}$$

Сила, действующая в нижнем тавровом профиле

Верхний профиль имеет ребро жесткости и нейтральная ось пластической деформации композитного сечения по-прежнему проходит через фланец (случай 2 в разделе 3.2.2), и изгибная жесткость композитного сечения определяется по формуле:

$$M_{o,Rd} = N_{bT,Rd} h_{eff} + N_{c,Rd} (z_t + h_s - 0,5 h_c) \quad \text{Экв. (9)}$$

$$M_{o,Rd} = [1480 \times 409 + 686 \times (14 + 130 - 0,5 \times 70)] \times 10^{-3} = 682 \text{ кНм}$$

Поскольку сопротивление сечения без ребра жесткости было достаточным, эта проверка не является строго необходимой, но включена для полноты картины.

Для случая 2 сила растяжения в нижнем тавровом профиле определяется по формуле:

$$N_{bT,Ed} = \frac{M_{Ed}}{(h_{eff} + z_t + h_s - 0,5 z_c)} \quad \text{Экв. (8)}$$

$$N_{bT,Ed} = \frac{310}{(409 + 24 + 130 - 0,5 \times 70)} \times 10^3 = 587 \text{ кН в области отверстия 1}$$

Значения изгибной жесткости по Виренделю

Раздел 5.2.5 Изгибная жесткость нижнего таврового профиля с ребром жесткости, подверженного осевому растяжению, уменьшается за счет линейного взаимодействия, согласно:

$$\text{Экв. (60)} \quad M_{\text{бТ,Н,Рd}} = M_{\text{пл,Рd}} \left[1 - \left(\frac{N_{\text{бТ,Ed}}}{N_{\text{бТ,Рd}}} \right) \right] = 26,6 \times (1 - (587/1484)) = 16,1 \text{ кНм}$$

Для отверстий с ребрами жесткости понижающий коэффициент для расчета изгибной жесткости по Виренделю, обусловленной совместной работой, за счет длины проема, k_o , определяется по формуле:

$$\text{Экв. (61)} \quad k_o = 1 - \ell_o / (35 h_t) = 1 - 500 / (35 \times 78,5) = 0,82$$

Изгибная жесткость по Виренделю вследствие локальной совместной работы определяется:

$$\begin{aligned} \text{Экв. (24)} \quad M_{\text{vc,Рd}} &= \Delta N_{\text{с,Рd}} (h_s - 0,5 h_c + z_t) k_o \\ &= 188 \times (14 + 95) \times 10^{-3} \times 0,82 = 16,8 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Менее консервативное снижение изгибной жесткости из-за длины отверстия можно получить с использованием альтернативного метода из раздела 3.4.6 и значений, приведенных в таблице 3.3, но здесь это не оценивается.

Экв. (14) Критерий пригодности изгибной жесткости по Виренделю:

$$2M_{\text{бТ,Н,В,Рd}} + 2M_{\text{т,Н,В,Рd}} + M_{\text{vc,Рd}} \geq V_{\text{Ed}} \ell_e$$

Таким образом, используя приведенные выше значения для тавровых профилей, общее сопротивление составляет:

$$2 \times 16,1 + 2 \times 26,6 + 16,8 = 102,2 \text{ кНм}$$

Расчетное значение момента по Виренделю в области отверстия 1 составляет:

$$M_v = V_{\text{Ed}} \ell_o = 121 \times 0,5 = 60,5 \text{ кНм}$$

Таким образом, отверстие с ребром жесткости является надежным при расчете изгибной жесткости по Виренделю.

Если задействовать полную изгибную жесткость, сдвиг в верхнем тавровом профиле составил бы:

$$2 \times 26,6 / 0,5 = 106 \text{ кН}$$

Это больше 50 % от $V_{\text{пл,Рd}}$ (= 172 кН, см. Приложение 6.5) и $M_{\text{т,Н,В,Рd}}$ необходимо будет уменьшить для сдвига. Здесь изгибная жесткость по Виренделю составляет всего $60,5/102 = 59\%$ и, таким образом, нет необходимости в уменьшении.

7.8 Потеря устойчивости, изгиб и сдвиг стоек стенки

Для близко расположенных прямоугольных отверстий изгибная жесткость по Виренделю потенциально ограничена изгибной жесткостью соседних стоек стенки.

Проверьте, достаточно ли анкерных упоров для создания усилия в плите на расстоянии между осевыми линиями отверстий, равного постепенно возрастающей силы в нижнем тавровом профиле.

При наличии достаточного количества анкерных упоров $V_{\text{wp,Ed}} \leq \Delta N_{\text{с,Рd}}$

$$V_{\text{wp,Ed}} = \frac{V_{\text{Ed}} s}{(h_{\text{eff}} + z_t + h_s - 0,5 h_c)} \quad \text{Экв. (29)}$$

Возьмем значение V_{Ed} посередине между осевыми линиями отверстий и h_{eff} для отверстия с ребрами жесткости:

$$V_{\text{wp,Ed}} = \frac{95 \times 900}{(409 + 24 + 130 - 0,5 \times 70)} = 162 \text{ кН}$$

$$\Delta N_{\text{с,Рd}} = n_{\text{с,с}} P_{\text{Рd}}$$

Для $n_{\text{с,1-2}} = 6$:

$$\Delta N_{\text{с,Рd}} = 6 \times 57,2 = 343 \text{ кН}$$

Таким образом, между осевыми линиями отверстий имеется достаточное сдвиговое соединение.

Сопротивление сдвигу стоек стенки

Сопротивление продольному сдвигу стойки стенки составляет:

$$V_{\text{wp,Рd}} = \frac{(s_o t_w) f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{400 \times 9,0 \times 355}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 738 \text{ кН} \quad \text{Экв. (36)}$$

Сопротивление сдвигу стоек стенки является достаточным.

Изгибная жесткость стоек стенки

Изгибная жесткость стоек стенки при упругой деформации:

$$\begin{aligned} M_{\text{wp,Рd}} &= \frac{s_o^2 t_w f_y}{6 \gamma_{M0}} \\ &= 400^2 \times 9,0 \times 355 / 6 \times 10^{-6} = 85,2 \text{ кНм} \end{aligned} \quad \text{Экв. (44)}$$

Сопротивление балки сдвигу, ограниченное изгибом стоек, равно меньшему из двух значений:

$$V_{\text{Рd}} = \frac{2M_{\text{wp,Рd}}/s + 4M_{\text{бТ,Н,В,Рd}}/\ell_o}{1 + (2e_o + h_o)/h_{\text{eff}}} + \frac{\Delta N_{\text{с,с}}}{s} (z_t + h_s - 0,5 h_c) \quad \text{Экв. (50)}$$

и:

$$\text{Экв. (51)} \quad V_{Rd} = \left[2M_{wp,Rd}/s + 4M_{bt,N,Rd}/\ell_o \right] \frac{[h_{eff} + h_s - 0,5h_c]}{[h_{eff} + 2e_o + h_o]}$$

Приложение 7.6 и 7.7 Поскольку одно отверстие имеет ребро жесткости, а другое — нет, используйте среднее значение сопротивления по Виренделю для обоих тавровых профилей:

$$M_{bt,N,Rd} = (16,1 + 7,1)/2 = 11,6 \text{ кНм}$$

Таким образом, сопротивление балки сдвигу, ограниченное изгибом стоек, равно меньшему из двух значений:

$$V_{Rd} = \frac{2 \times 85,2/900 + 4 \times 11,6/500}{1 + (0 + 300)/409} \times 10^3 + \frac{342}{900} (24 + 130 - 0,5 \times 70) = 208 \text{ кН}$$

и

$$V_{Rd} = \left[2 \times 85,2 / 900 + 4 \times 11,6 \times 10^3 / 500 \right] \times 10^3 \times \frac{[409 + 130 - 0,5 \times 70]}{[409 + 0 + 3000]} = 201 \text{ кН}$$

Приложение 7.2 Отсюда, $V_{Rd} = 201 \text{ кН} > V_{Ed} = 95 \text{ кН}$

Изгибная жесткость при упругой деформации стоек стенки $M_{wp,Rd}$ не ограничивает сопротивление сдвигу.

Усилие сжатия в стойке стенки уменьшается за счет минимизации значения момента стойки стенки на средней высоте отверстия. Если принять значение

$$M_{wp,Ed} = 0, \text{ то момент в верхней части стойки стенки будет равен } V_{wp,Ed} \times h_o/2 (= 162 \times 0,15 = 24,2 \text{ кНм}).$$

Подставив это значение в приведенные выше выражения для сопротивления сдвигу, ограниченное изгибом стоек, получаем $V_{Rd} = 104 \text{ кН} > V_{Ed} = 95 \text{ кН}$. Таким образом, предположение о том, что $M_{wp,Ed} = 0$, не противоречит проверке сопротивления сдвигу и последующей проверке сопротивления потере устойчивости стоек.

Потеря устойчивости стоек стенки

Для близко расположенных отверстий эффективная сила сжатия в стойках стенки определяется по формуле:

$$\text{Экв. (33)} \quad N_{wp,Ed} = V_{wp,Ed} + |M_{wp,Ed}|/(h_o/2)$$

Как отмечалось выше, можно предположить, что $M_{wp,Ed} = 0$.

Приложение 7.8 Отсюда, $N_{wp,Ed} = V_{wp,Ed} + 0 = 162 \text{ кН}$

Экв. (41) Поскольку $s_o < l_o$, отверстия расположены близко друг к другу, податливость стоек полотна определяется по формуле:

$$\bar{\lambda} = \frac{2,5\sqrt{s_o^2 + h_o^2}}{t_w} \frac{1}{\lambda_1}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2,5\sqrt{400^2 + 300^2}}{9,0} \frac{1}{76} = 1,83$$

Таким образом:

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 2,57, \text{ где } \alpha = 0,49 \text{ (кривая потери устойчивости c), и;}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = [2,57 + (2,57^2 - 1,83^2)^{0,5}]^{-1} = 0,23$$

$$N_{wp,Rd} = \chi \frac{s_o t_w f_y}{\gamma_{M1}} = 0,23 \frac{400 \times 9 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 292 \text{ кН} > N_{wp,Ed} = 162 \text{ кН} \quad \text{Экв. (42)}$$

Замкнутое решение для вертикального сопротивления сдвигу, ограниченного потерей устойчивости стоек, для случая, когда имеется полное сдвиговое соединение между отверстиями, дается следующим образом:

$$V_{Rd} = \left[N_{wp,Rd} (h_o / s) + 4M_{bt,NV,Rd} / \ell_o \right] \frac{[h_{eff} + h_s - 0,5h_c]}{[h_{eff} + h_o + 2e_o]} \quad \text{Экв. (53)}$$

$$V_{Rd} = \left[292 (300 / 900) + 4 \times 11,6 / 0,500 \right] \frac{[409 + 130 - 0,5 \times 70]}{[409 + 300 + 0]} = 134 \text{ кН}$$

Отсюда, $V_{Rd} = 134 \text{ кН} > V_{Ed} = 95 \text{ кН}$

Это значение сопротивления сдвигу больше, чем значение, ограниченное изгибом стоек, если предположить, что $M_{wp,Ed} = 0$ ($V_{Rd} = 104 \text{ кН}$). Меньшее значение является главным.

8 Этап монтажа

Этап монтажа редко является критичным для расчета, поэтому проверка выполняется здесь для полноты картины, предварительно определив свойства сечения балки в области отверстия.

Рассмотрим конструкцию прямоугольного отверстия с ребрами жесткости:

Приложение 3.4

$$\text{Расчетные нагрузки на этапе монтажа} \quad q_d = 5,49 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{Максимальный момент на середине пролета} \quad M_{Ed} = 206 \text{ кНм}$$

Максимальный момент в области прямоугольного отверстия:

$$M_{o,Ed} = (5,49 \times 3 \times 5) \times 2,05 - 5,49 \times 3 \times 2,05^2/2 = 134 \text{ кНм}$$

$$\text{Сила сдвига в области отверстия, } V_{Ed} = 5,49 \times 3 \times (5 - 1,8) = 52,7 \text{ кН}$$

Изгибная жесткость неперфорированной стальной балки:

$$M_{Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = 1650 \times 10^3 \times 355 \times 10^{-6} = 586 \text{ кНм} > 195 \text{ кНм}$$

Изгибная жесткость стальной балки в области отверстия:

$$M_{o,Rd} = 586 - 9,0 \times 300^2 \times 355 \times 10^{-6}/6 = 538 \text{ кНм} > 137 \text{ кНм}$$

Момент по Виренделю в области прямоугольного отверстия:

$$M_{v,Ed} = V_{Ed} l_o = 52,7 \times 0,5 = 26,4 \text{ кНм}$$

Сила растяжения, действующая в нижнем тавровом профиле:

$$N_{b,Ed} = M_{o,Ed} / h_{eff} = 134 \times 10^3 / 409 = 328 \text{ кН}$$

Приложение 7.7 Изгибная жесткость таврового профиля с ребрами жесткости $M_{pl,Rd} = 27,9 \text{ кНм}$

Сопротивление растяжению таврового профиля с ребрами жесткости

$$N_{pl,Rd} = 1484 \text{ кН}$$

Изгибная жесткость таврового профиля с ребрами жесткости при одновременном действии осевой силы:

$$\text{Экв. (60)} \quad M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd})$$

$$M_{pl,N,Rd} = 27,9 \times (1 - 328 / 1484) = 21,7 \text{ кНм}$$

Комбинированная изгибная жесткость тавровых профилей по Виренделю:

$$M_{v,Rd} = 4M_{pl,N,Rd} = 4 \times 21,7 = 86,8 \text{ кНм} > 26,4 \text{ кНм}$$

9 Предельное состояние по пригодности к эксплуатации

9.1 Прогибы

3-1-1/§3.2.6 Модуль упругости:

2-1-1/Таблица 3.1

4-1-1/§5.4.2.2

Сталь $E_a = 210\,000 \text{ Н/мм}^2$

Бетонная смесь $E_{cm} = 33 \text{ ГПа (кратковременная нагрузка)}$

$$E_{c,eff} = E_{cm} / 2 = 16,5 \text{ ГПа (длительная нагрузка)}$$

Модульное соотношение (для краткосрочных и длительных нагрузок — см. 4-1-1/§5.4.2.2(11)):

$$n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} = \frac{210}{16,5} = 12,7$$

Расчет без настила

Учитываются только постоянные нагрузки (монтажные нагрузки отбрасываются).

Собственный вес композитной плиты и балки $= 0,4 + 2,45 = 2,85 \text{ кН/м}^2$

$$w_a = \frac{5g_k bL^4}{384E_a I_y} = \frac{5 \times 2,85 \times 3 \times 10^4 \times 10^9}{384 \times 210 \times 33300 \times 10^4} = 15,9 \text{ мм}$$

Этап проектирования

Отделка $g_k = 1,3 \text{ кН/м}^2$

Временная нагрузка $q_k = 5,0 \text{ кН/м}^2$

Второй комбинированный момент площади (удаленной от проема) может быть выражен как:

$$I_y = \frac{A(h + h_s + h_p)^2}{4(1 + nr)} + \frac{b_{eff} h_c^3}{12n} + I_y$$

где:

$$r = \frac{A}{b_{eff} h_c} = \frac{9460}{2500 \times 70} = 0,054$$

$$I_y = \frac{9460 \times (457 + 130 + 60)^2}{4(1 + 12,7 \times 0,054)} + \frac{2500 \times 70^3}{12 \times 12,7} + 33300 \times 10^4$$

$$I_y = 926 \times 10^6 \text{ мм}^4$$

Прогиб, вызванный отделкой и временной нагрузкой:

$$w_i = \frac{5q_k bL^4}{384E_a I_y} = \frac{5 \times 6,3 \times 3 \times 10^4 \times 10^9}{384 \times 210 \times 926 \times 10^6} = 12,7 \text{ мм}$$

(При условии полного сдвигового соединения.)

В данной расчетной ситуации влиянием неполного сдвигового соединения на проскальзывание можно пренебречь, так как градус сдвигового соединения превышает 0,5. Отсюда:

4-1-1/§7.3.1(4)

$$\text{Общий прогиб } w = 15,9 + 12,7 = 28,6 \text{ мм}$$

Дополнительный прогиб из-за отверстий, w_{add}

Для каждого отверстия дополнительный прогиб, вызванный наличием отверстия, определяется следующим образом:

$$\frac{w_{add}}{w} = k_o \left(\frac{l_o}{L} \right) \left(\frac{h_o}{h} \right) \left(1 - \frac{x}{L} \right)$$

Экв. (65)

где $k_o = 1,0$ для отверстий с ребром жесткости и $k_o = 1,5$ для отверстий без них. Для отверстия 1 (прямоугольное с ребром жесткости):

$$\frac{w_{add}}{w} = 1,0 \left(\frac{0,5}{10} \right) \left(\frac{0,3}{0,457} \right) \left(1 - \frac{2,05}{10} \right) = 0,026$$

Для отверстия 2 (прямоугольное без ребра жесткости):

$$\frac{w_{add}}{w} = 1,5 \left(\frac{0,5}{10} \right) \left(\frac{0,3}{0,457} \right) \left(1 - \frac{2,95}{10} \right) = 0,035$$

Для отверстия 3 (круглое):

$$\frac{w_{\text{add}}}{w} = 1,5 \left(\frac{0,135}{10} \right) \left(\frac{0,3}{0,0457} \right) \left(1 - \frac{2,40}{10} \right) = 0,010$$

Для отверстия 4 (круглое):

$$\frac{w_{\text{add}}}{w} = 1,5 \left(\frac{0,135}{10} \right) \left(\frac{0,3}{0,0457} \right) \left(1 - \frac{1,95}{10} \right) = 0,011$$

Общий прогиб, обусловленный отверстиями:

$$w_{\text{add}} = (0,026 + 0,035 + 0,010 + 0,011) \times 31,2 = 0,082 \times 28,6 = 2,3 \text{ мм}$$

Прогиб, вызванный только временной нагрузкой, после учета отверстий, составляет:

$$12,7 \times (1 + 0,082) \times 5,0/6,3 = 10,9 \text{ мм}$$

Это меньше, чем пролет/360 (= 27,7 мм), который является общепринятым пределом для наложенных нагрузок.

$$\text{Общий прогиб} = 28,6 + 2,3 = 30,9 \text{ мм}$$

Это эквивалентно L/323, что меньше L/250, обычно применяемого предельного значения общего прогиба для балок с фальшполом и подвесным потолком.

9.2 Вибрации

BS EN 1990/ A1.4.4 Для предельного состояния по пригодности к эксплуатации собственная частота вибраций должна быть выше соответствующего значения для комфорта пользователей.

NA.2.2.6 Необходимо использовать частую комбинацию нагрузок.

Частая комбинация выражается как:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

BS EN 1990/ таблица NA.A1.1 Для зданий категорий А и В $\psi_1 = 0,5$ и, таким образом, общая расчетная величина нагрузок составляет:

Собственный вес	$2,85 \times 1,0$	$= 2,85 \text{ кН/м}^2$
Отделка	$1,3 \times 1,0$	$= 1,3 \text{ кН/м}^2$
Временная нагрузка	$5,0 \times 0,5$	$= 2,5 \text{ кН/м}^2$
		$6,45 \text{ кН/м}^2$

Для определения собственной частоты используется динамический модуль для бетонной смеси, чтобы определить второй момент площади комбинированного сечения.

Из P354, $E_{c,dyn} = 38 \text{ кН/мм}^2$ и, следовательно, $n = 210/38 = 5,53$

P354

Используется $r = 0,054$, как выше, таким образом:

$$I_y = \frac{9460 \times (457 + 130 + 60)^2}{4(1 + 5,33 \times 0,054)} + \frac{2500 \times 70^3}{12 \times 5,33} + 33300 \times 10^{44}$$

$$I_y = 1120 \times 10^6 \text{ мм}^4$$

Влияние отверстий увеличивает прогиб балки примерно на 8 %.

Следовательно, используется $I_{y1} = 0,92 \times 1120 \times 10^6 \text{ мм}^4 = 1030 \times 10^6 \text{ мм}^4$

$$w_{sw} = \frac{5q_{sw} bL^3}{384E_a I_{y1}} = \frac{5 \times 6,45 \times 3,0 \times 10^4 \times 10^9}{384 \times 210 \times 1030 \times 10^6} = 11,6 \text{ мм}$$

$$f = \frac{18}{\sqrt{w_{sw}}} = \frac{18}{\sqrt{11,6}} = 5,3 \text{ Hz}$$

Может потребоваться детальная оценка динамической реакции всего перекрытия с учетом его конфигурации и назначения здания (см. публикацию SCI P354 [24]).

Членство в Институте стальных конструкций
Техническая информация
Решения для монтажа
Коммуникационные технологии
Аттестация Института стальных конструкций

РАСЧЕТ КОМБИНИРОВАННЫХ БАЛОК С ПЕРФОИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

Комбинированные балки перекрытия являются распространенным решением для многоэтажного строительства — этот вид конструкции позволяет перекрывать большие пролеты и при наличии отверстий в стенках стального профиля, что облегчает проводку инженерных коммуникаций в плоскости расположения конструкций. Данное руководство по проектированию содержит исчерпывающую информацию о проектировании балок с дискретно и равномерно расположенными круглыми или прямоугольными отверстиями в стенках балок. В руководстве также рассматривается проектирование асимметричных стальных профилей с овальными отверстиями и отверстиями с усилением стенок ребрами жесткости.

Руководство по проектированию было подготовлено с целью представить проектные решения в соответствии с Еврокодами, и включает в себя рабочие примеры расчетов.

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИЗДАНИЯ

Дополняющие публикации для проектирования зданий в соответствии с Еврокодами в Великобритании:

- P361 **Введение в Еврокоды**
- P362 **Краткое изложение Еврокодов**
- P363 **Расчетные данные (Синяя книга)**

Ссыл. номер SCI: P355
ISBN: 978-1-85942-197-0

Институт стальных конструкций
Silwood Park, Ascot, Berkshire.
SL5 7QN UK (Великобритания)

Тел.: +44 (0)1344 636525
Факс: +44 (0)1344 636570
Эл. почта:
reception@steel-sci.com
www.steel-sci.com

АССОЦИАЦИЯ РАЗВИТИЯ
СТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

+7 (495) 744-02-63

info@steel-development.ru

www.steel-development.ru