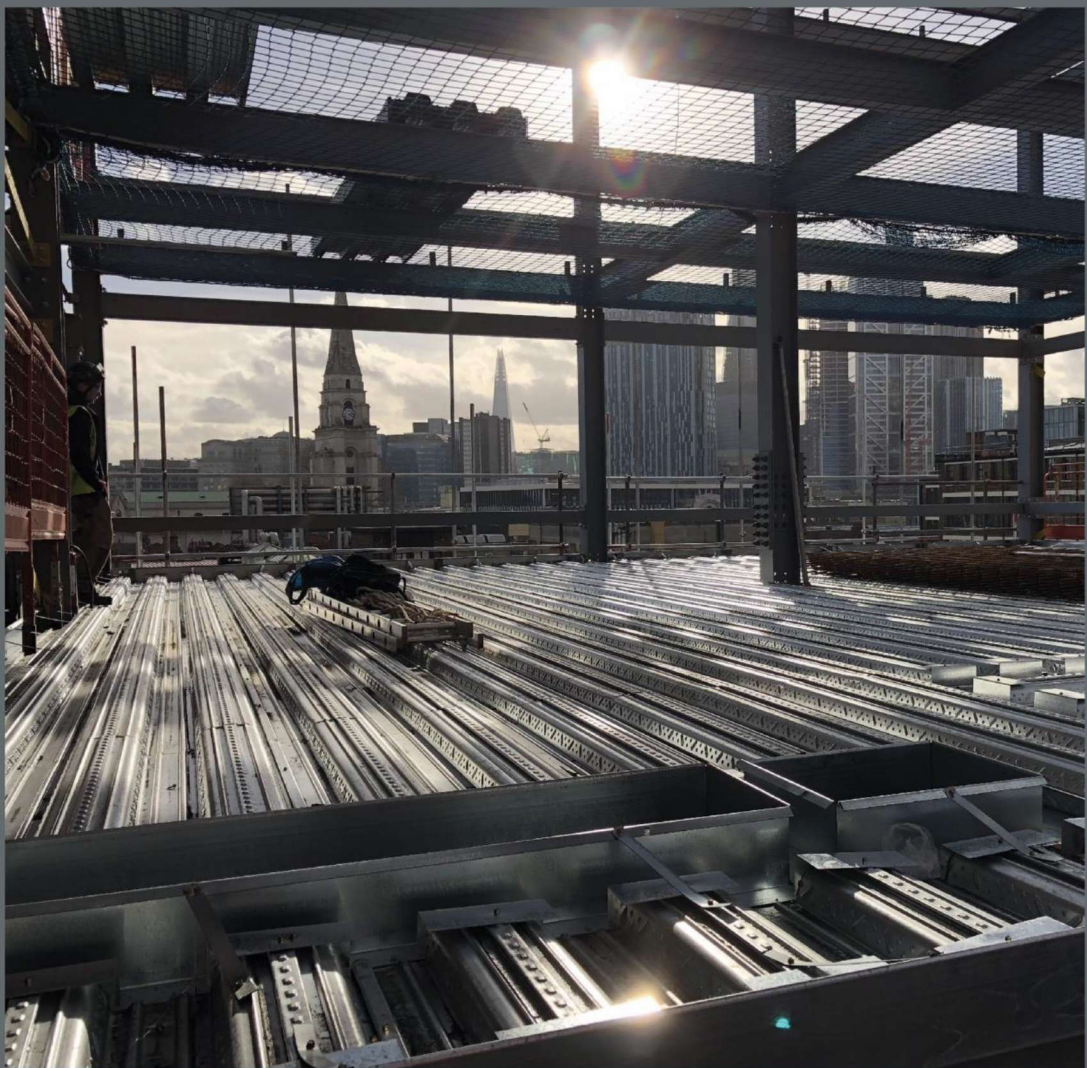




УКРАИНСКИЙ ЦЕНТР
СТАЛЬНОГО
СТРОИТЕЛЬСТВА

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 4 и национальными приложениями Украины



Проектирование сталежелезобетонных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 4 и национальными приложениями Украины

Н.А. Беляев, магистр технических наук, инженер по статическому расчету AS UPB

К.В. Калафат, директор ООО «Ковлар Групп» и Регионального испытательного центра безопасности строительных материалов и конструкций ООО «Донстройтест».

А.С. Билык, кандидат технических наук, доцент Киевского национального университета строительства и архитектуры, главный инженер проектной компании «Вартість».

А.М. Постернак, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций Киевского национального университета строительства и архитектуры.

Под редакцией Н.А. Беляева

Данная публикация и ее части не могут переиздаваться, сберегаться или передаваться в любой форме и любыми средствами без предварительного письменного разрешения редактора.

Несмотря на то, что были приняты меры для обеспечения корректности данной публикации в пределах известных фактов или принятых на момент публикации практик, авторы и редакторы не несут ответственности за какие-либо ошибки или неверные толкования этой информации и за любые потери, связанные с ее использованием.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Сталежелезобетонные конструкции в мировой строительной практике относятся к стандартным решениям. Они объединяют в себе ряд преимуществ, среди которых высокая скорость возведения и снижение ресурсоемкости, что позволяет значительно повысить экономическую эффективность в целых сегментах строительства.

Для многих стран именно применение сталежелезобетонных конструкций и, в частности, обеспечение совместной работы стальных балок с плитами и монолитные перекрытия по профилированным настилам дали толчок применению стальных конструкций в многоэтажном коммерческом строительстве.

По сравнению с этими рынками Украина значительно отстает во внедрении сталежелезобетонных конструкций в стандартную практику проектирования. В отечественных условиях главное применение сталежелезобетонные конструкции находят в мостах, некоторых уникальных объектах и других отдельных случаях. Во многом это обусловлено сложившимися традициями отечественной школы проектирования. Поэтому основными задачами данной публикации является формирование у проектировщиков понимания о преимуществах применения сталежелезобетонных конструкций, методиках их расчета и правилах грамотного конструирования.

С 1 июля 2014 года на территории Украины полностью вступила в силу параллельная ветка нормативной документации, регулирующей проектирование строительных конструкций в соответствии с Еврокодами. Гармонизированным частям Еврокодов присвоили обозначения ДСТУ-Н Б EN, а особенности характерные для территории Украины определили в их национальных приложениях параметрами, открытыми для национального выбора.

Для сталежелезобетонных конструкций среди гармонизированных Еврокодов базовым является Еврокод 4, Часть 1-1 (ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1) «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий», а в национальной ветке проектирования - ДБН В.2.6-160:2010 «Сталежелезобетонные конструкции. Основные положения». При этом в ДБН В.2.6-160:2010 учтены основные положения (принципы) EN 1994-1-1.

Данная публикация концентрируется на проектировании сталежелезобетонных конструкций в соответствии с Еврокодом 4 и призвана дать проектировщикам понимание методики расчета в соответствии с гармонизированными частями ДСТУ-Н Б EN 1994, а также осветить вопросы правильного конструирования сталежелезобетонных элементов.

Основные акценты публикации сделаны на монолитные перекрытия по профилированному настилу, а также шарнирно опертые двутавровые симметричные и моносимметричные балки, в которых обеспечивается совместная работа с плитой перекрытия.

Для облегчения применения на практике теоретических материалов, изложенных в данной публикации, она также содержит ряд примеров расчета. Все неосвещенные в публикации вопросы станут тематикой последующих публикаций.

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ

СОДЕРЖАНИЕ

АННОТАЦИЯ

1	ВВЕДЕНИЕ	10
1.1	Цели и область применения	10
1.2	Преимущества сталежелезобетонных перекрытий	15
1.3	Преимущества сталежелезобетонных колонн	20
1.4	Структура	22
1.5	Термины и определения	23
1.6	Обозначения	24
2	МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ	28
2.1	Конструкционная сталь	28
2.2	Соединительные элементы (анкерные упоры)	30
2.3	Профилированные стальные настилы	35
2.4	Другие типы и интересные решения настилов	43
2.5	Бетон	48
2.6	Арматурная сталь	53
3	НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ	58
3.1	Общие положения	58
3.2	Нагрузки и воздействия на этапе строительства	61
3.2.1	Постоянные нагрузки на этапе строительства	61
3.2.2	Переменные нагрузки на этапе строительства	62
3.2.3	Комбинации нагрузок на этапе строительства	66
3.2.3.1	Предельные состояния по несущей способности	66
3.2.3.2	Предельные состояния по эксплуатационной пригодности	67
3.3	Нагрузки и воздействия на этапе эксплуатации	68
3.3.1	Предельные состояния по несущей способности	68
3.3.2	Предельные состояния по эксплуатационной пригодности	70
3.3.3	Аварийные ситуации и обеспечение живучести	71
4	ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ	76
4.1	Создание расчетной модели	76

4.2	Учет геометрической нелинейности	76
4.3	Учет несовершенств	79
4.4	Методы расчета	86
4.4.1	Расчет в упругой стадии (линейно-упругий)	87
4.4.1.1	Ползучесть и усадка	87
4.4.1.2	Образование трещин	93
4.4.1.3	Последовательность возведения	94
4.4.1.4	Ограниченное перераспределение усилий при расчете в упругой стадии	95
4.5	Классификация поперечных сечений	97
5	ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ	102
5.1	Расчет на этапе строительства	102
5.1.1	Расчет настила	102
5.1.1.1	Несущая способность на изгиб	103
5.1.1.2	Несущая способность на сдвиг	104
5.1.1.3	Несущая способность по действию локальной поперечной нагрузки	105
5.1.1.4	Совместное действие поперечного и осевого усилия с изгибающим моментом	108
5.1.1.5	Совместное действие изгибающего момента и локальной нагрузки (опорной реакции)	109
5.1.2	Расчет балок настила	109
5.1.2.1	Несущая способность балки на изгиб	110
5.1.2.2	Несущая способность балки при действии поперечной силы	111
5.1.2.3	Несущая способность балки при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы	113
5.1.2.4	Несущая способность балки по критерию устойчивости плоской формы изгиба	114
	Общий случай для элементов постоянного сечения	115
	Кривые потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных и эквивалентных сварных сечений	116
	Критический момент потери устойчивости в упругой стадии	118
5.2	Расчет на этапе эксплуатации	120
5.2.1	Сталежелезобетонные плиты	120
5.2.1.1	Несущая способность на изгиб	121
	Расчетное сечение	121
	Расчет на изгиб при полном сдвиговом соединении	121
	Расчет на изгиб при частичном сдвиговом соединении	125
	Эмпирический m-k метод проверки продольного сдвига	127
	Концевая анкеровка	129
5.2.1.2	Несущая способность на сдвиг в вертикальной плоскости	130
	Расчетное сечение	130
	Расчет на сдвиг в вертикальной плоскости	130
5.2.1.3	Несущая способность на действие локальных нагрузок	132
	Расчетное сечение	132
	Расчет на поперечный изгиб	134
	Расчет на продавливание	135
5.2.2	Сталежелезобетонные балки	136
5.2.2.1	Несущая способность балки на изгиб	137
	Расчетное сечение	137
	Несущая способность на изгиб в пластической стадии с полным сдвиговым соединением	141
	Несущая способность на изгиб в пластической стадии с частичным сдвиговым соединением	145
	Балки с обетонированием стенки	149

Несущая способность на изгиб с учетом физической нелинейности материалов	149
Несущая способность на изгиб в упругой стадии	150
5.2.2.2 Несущая способность балки на сдвиг	150
Расчетное сечение	150
Расчет на сдвиг	151
5.2.2.3 Несущая способность балки при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы	151
5.2.2.4 Несущая способность балки по критерию устойчивости плоской формы изгиба	152
Упрощенная проверка элементов зданий без непосредственных вычислений	153
Проверка для сечений неразрезных балок Классов 1, 2 и 3 по модели U-образной рамы	154
5.2.2.5 Несущая способность стенки балки при действии локальных поперечных нагрузок	159
5.2.2.6 Анкерные упоры	159
Стад-болты	160
Анкерные упоры Hilti X-HVB	163
Гибкие упоры в виде прокатных швеллеров без подкрепляющих ребер	164
Угловые упоры с арматурным анкером в сплошных плитах	165
Наклонные и петлевые анкеры в сплошных плитах	166
Жесткие упоры с гибкими наклонными либо петлевыми анкерами в сплошных плитах	167
5.2.2.7 Расчет на продольный сдвиг	169
Расчетное сечение	169
Определение касательных напряжений от усилий продольного сдвига	171
Расчет условных сжатых бетонных подкосов	173
Расчет поперечной арматуры	174
5.2.3 Сталежелезобетонные колонны	175
5.2.3.1 Общий метод расчета	176
5.2.3.2 Упрощенный метод расчета	177
Классификация	177
Область применения упрощенного метода	178
Расчетное сечение	181
Местная потеря устойчивости	181
Несущая способность по прочности сечения на сжатие	182
Несущая способность по устойчивости элемента при центральном сжатии	184
Проверка несущей способности сжато-изогнутого элемента	189
Усилия сдвига и их влияние на кривую взаимодействия	197
Сдвиговое соединение и приложение нагрузки	198
Сдвиговое соединение в зонах приложения нагрузки	199
Сдвиговое соединение за пределами зон приложения нагрузки	208
6 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ	210
6.1.1 Расчет на этапе строительства	215
6.1.1.1 Расчет настила	215
Расчетное сечение	215
Определение прогибов	216
6.1.1.2 Расчет балок настила	218
Расчетное сечение	218
Определение прогибов	218
6.1.2 Расчет на этапе эксплуатации	220
6.1.2.1 Расчет сталежелезобетонных плит	220
Расчетное сечение	220
Определение прогибов	222
Контроль вибраций	224
Трещиностойкость	224
6.1.2.2 Расчет сталежелезобетонных балок	225
Расчетное сечение	225
Определение прогибов	226
Контроль напряжений	233

Контроль вибраций	234
Трещиностойкость	236
6.1.2.3 Расчет сталежелезобетонных колонн	243
7 РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ	244
7.1 Монолитная сталежелезобетонная плита по профилированному настилу	244
7.2 Однопролетная шарнирно опертая сталежелезобетонная балка с плитой по профилированному настилу	269
7.3 Центральнo сжатая сталежелезобетонная колонна с сечением из круглого замкнутого профиля, заполненного бетоном	300
7.4 Сталежелезобетонная сжато-изогнутая колонна с двутавровым частично обетонированным сечением	310
8 КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ	349
8.1 Конструирование сталежелезобетонных плит	349
8.1.1 Крепление настилов	349
8.1.2 Опираиe плит	353
8.1.3 Армирование плит	358
8.1.4 Проемы в перекрытиях	361
8.1.5 Торцы перекрытий	363
8.2 Балки настила	365
8.3 Расположение соединительных элементов (анкерных упоров) в сталежелезобетонных балках 375	375
8.4 Защитный слой	386
8.5 Анкеровка арматуры	390
8.6 Перехлест арматуры	394
8.7 Конструирование сталежелезобетонных колонн	398
9 РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДАМИ	401
9.1 Основные положения противопожарного проектирования	401
9.1.1 Варианты расчета огнестойкости сталежелезобетонных конструкций	402
9.1.2 Температурные режимы	402
9.1.2.1 Номинальные температурно-временные зависимости	403
9.1.2.2 Стандартный температурный режим	403
9.1.2.3 Температурный режим наружного пожара <i>ef</i>	403
9.1.2.4 Температурный режим углеводородного пожара <i>HC</i>	404
9.1.2.5 Параметрические температурно-временные зависимости	404
9.1.3 Основные принципы расчета конструкций в условиях пожара	404
9.2 Свойства материалов	406
9.2.1 Теплофизические свойства	406
9.2.2 Механические и деформационные свойства конструкционной стали	409
9.2.3 Механические и деформационные свойства бетона	411

9.2.4	Механические и деформационные свойства арматурных сталей	413
9.2.5	Механические и деформационные свойства болтовых и сварных соединений	413
9.3	Методика расчета огнестойкости сталежелезобетонных конструкций	414
9.3.1	Основные положения	414
9.3.2	Конструирование	416
9.3.2.1	Балки и колонны с частичным обетонированием	416
9.3.2.2	Трубобетонные колонны	417
9.3.2.3	Узлы примыкания балок к колоннам	417
9.3.3	Упрощенные расчетные методики	418
9.3.4	Табличные данные	421
9.3.4.1	Балки с частичным обетонированием сечения	421
9.3.4.2	Колонны с частичным обетонированием сечения	424
9.3.4.3	Колонны с полным обетонированием сечения	425
9.3.4.4	Трубобетонные колонны	426
9.3.5	Уточненные расчетные модели	430
9.4	Огнезащита сталежелезобетонных конструкций	431
9.5	Рабочие примеры	432
9.5.1	Расчет сталежелезобетонной балки без обетонирования сечения	432
9.5.2	Расчет огнестойкости сталежелезобетонной плиты согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2	436
10	СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	443
ПРИЛОЖЕНИЕ А	РЕКОМЕНДУЕМАЯ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ПРОВЕДЕНИЯ РАСЧЕТОВ ЭЛЕМЕНТОВ	445
A.1.	Учет геометрической нелинейности	445
A.2.	Учет ползучести	446
A.3.	Учет усадки	447
A.4.	Учет образования трещин	448
A.5.	Расчет неразрезной сталежелезобетонной плиты	449
A.6.1	Расчет шарнирно опертой однопролетной сталежелезобетонной балки по несущей способности	450
A.6.2	Расчет шарнирно опертой однопролетной сталежелезобетонной балки по эксплуатационной пригодности	451
A.7.	Расчет центрально сжатой колонны	452
A.8.	Расчет сжато-изогнутой колонны	453

АННОТАЦИЯ

Данная публикация освещает проектирование сталежелезобетонных конструкций в соответствии с Еврокодом 4, делая особый акцент на практическом применении, изложенного материала.

Публикация разделена на несколько основных тематик в зависимости от соответствующего этапа проектирования конструкции: расчета, конструирования, расчета огнестойкости и проектирования огнезащиты. Каждый из разделов включает теоретическую и практическую части с примерами расчета.

Изложенный материал охватывает обе основные для сталежелезобетонных конструкций расчетные ситуации: этап строительства и этап эксплуатации, соответствующие требования, нагрузки и расчетные предпосылки.

Так как наиболее распространенными и рациональными типами сталежелезобетонных конструкций в мировой практике считаются шарнирно опертые балки и монолитные плиты перекрытий по профилированному настилу, в данной публикации им уделено особое внимание.

С целью обеспечить максимальное прикладное использование проектировщиками материалов данной публикации в ней рассмотрен ряд численных примеров.

1 ВВЕДЕНИЕ

1.1 Цели и область применения

Цель данной публикации – сделать эффективное и рациональное применение сталежелезобетонных конструкций стандартной практикой проектирования и строительства зданий в Украине.

Основным целевым сегментом недвижимости для применения сталежелезобетонных конструкций являются офисы, паркинги и другие многоэтажные коммерческие объекты. Однако они могут эффективно применяться и в других типах строительства:

- промышленных зданиях и сооружениях;
- логистических комплексах;
- объектах спорта и досуга;
- общественных зданиях;
- при реконструкции;
- в индивидуальном и многоквартирном жилье.

Практика использования сталежелезобетонных конструкции в разных уголках мира определила перекрытия, состоящие из плит по стальным настилам и сталежелезобетонных балок, наиболее оптимальным и распространенным конструктивом. На строительных рынках Западной Европы, Содружества наций, США и развитых стран Среднего Востока они стали тем эффективным инструментом, который позволил серьезно повысить эффективность строительства и конкурентоспособность металлических каркасов.

Сталежелезобетонные перекрытия рекомендуется применять в конструкциях всех типов зданий на основе вариантного проектирования и сравнительного анализа затрат на строительство.

В особенности сталежелезобетонные перекрытия рекомендуется применять при проектировании многоэтажных производственных и общественных зданий в широком диапазоне нагрузок, в том числе при нестандартных шагах и пролетах конструкций, большом числе проемов и отверстий, а также при отсутствии строительной базы в районе возведения объекта, значительных транспортных расходах, в особых условиях строительства и труднодоступных пунктах.

В производственных объектах плиты по профилированным настилам в комбинации со стальными элементами балочной клетки также следует применять для закрытых и открытых этажерок, технологических площадках, транспортных галерей, перекрытиях перегрузочных станций и т. д. В таком случае применение сталежелезобетонного перекрытия дает возможность заменить сложные по конфигурации опалубочные работы несъемной опалубкой из профнастила и получить жесткое ребристое перекрытие, упростить устройство проемов и выбрать наиболее простые схемы балочных клеток.



Рисунок 1.1. Примеры использования сталежелезобетонных перекрытий в промышленном и гражданском строительстве.

В многоэтажных каркасных зданиях из сборного или монолитного железобетона плиты по стальным профилированным настилам рекомендуется применять в комбинации со сборными или монолитными железобетонными балками с внешним полосовым армированием либо анкерными выпусками.

В жилых зданиях рекомендуется применение перекрытий пониженной высоты по стальным балкам и плит по стальным профилированным настилам в комбинации с сборным и сборно-монолитным каркасом. При стеновой конструктивной схеме проектом следует предусмотреть закладные детали либо другие опорные площадки под настил перекрытия.



Рисунок 1.2. Пример жилья с применением перекрытий пониженной высоты

Отдельно следует выделить реконструкцию объектов с применением сталежелезобетонных элементов, которые, как показано на Рисунке 1.3, за счет высокой технологичности позволяют в разы снизить трудоемкость и выполнить работы в стесненных условиях.



Рисунок 1.3. Пример использования перекрытия пониженной высоты при реконструкции здания

Еврокод 4 состоит из 3-х частей:

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий»

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие положения. Расчет конструкций на огнестойкость»

ДСТУ-Н Б EN 1994-2 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 2. Общие правила и правила для мостов»

Правила проектирования сталежелезобетонных конструкций сооружений гражданского назначения и зданий регулируются Частью 1-1 Еврокода 4 (ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1). Он имеет общие для всех типов элементов и частные (отдельно для балок, колонн и плит ограничения области применения. Основные **общие ограничения** применимости ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 формулируются тремя положениями:

1. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 распространяется на проектирование сталежелезобетонных конструкций сооружений гражданского назначения и зданий.
2. В конструкциях должны применяться бетоны классов прочности не ниже C20/25 и LC20/22 и не выше C60/75 и LC60/66.
3. Правила ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 применимы для конструкций из стали с номинальным пределом текучести не более 460Н/мм².

1.1.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
3.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
3.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Частные требования к плитам по профилированным настилам:

1. Плита по профилированному настилу может рассчитываться как сталежелезобетонная только при использовании профнастила способного к передаче горизонтального сдвига по контакту с бетоном. Адгезионное сцепление стального профилированного листа с бетоном не считается эффективным обеспечением совместной работы. Совместная работа стального профилированного настила и бетона обеспечивается одним или комбинацией следующих методов:

9.1.2.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- а) механическая связь сдвига при помощи выштамповок в профиле (риффы и тиснения);

б) фрикционная связь в настилах с гофрами закрытого типа;

в) концевая анкеровка соединительными элементами только в комбинации с (а) или (б);

г) концевая анкеровка деформацией гофров только в комбинации с (б);

Данные методы обеспечения совместной работы показаны на Рисунке 1.4. Другие типы соединений не включены в область применения ДСТУ-Н Б EN1994-1-1.

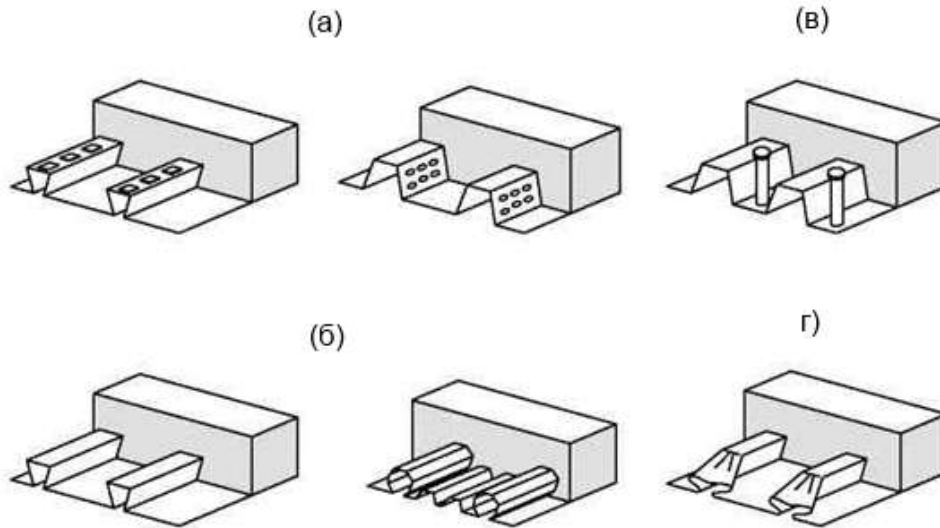


Рисунок 1.4. Типовые формы образования сдвигового соединения в сталежелезобетонных плитах

2. Правила ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 применимы для расчета сталежелезобетонных плит перекрытий с применением стальных профилированных настилов толщиной не менее 0,7мм, изготавливаемых из сталей по EN 10025, холоднокатаного листа по EN 10149-2 или EN 101049-3 или оцинкованного проката по EN 10147.
3. Применение ограничивается профилированными настилами с часто расположенными стенками:

$$\frac{b_r}{b_s} \leq 0,6$$

где

b_r ширина верхней полки настила

b_s шаг гофров настила

Частные требования к сталежелезобетонным балкам:

1. При укладке профнастила гофрами поперек балки расчетная методика для анкерных упоров, расположенных в гофрах применима при выполнении следующих условий:

3.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.1.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.4.2 (1) и (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- а) стад-болты расположены в гофрах высотой h_p не более 85мм и шириной b_0 не менее h_p , как показано на Рисунке 1.5.
- б) при приварке стад-болтов к балке сквозь настил диаметр упоров не превышает 20мм;
- в) при установке стад-болтов через отверстия в профилированном листе диаметр стад-болтов не превышает 22мм;
- г) расчетом принимается количество стад-болтов в гофрах не более двух.

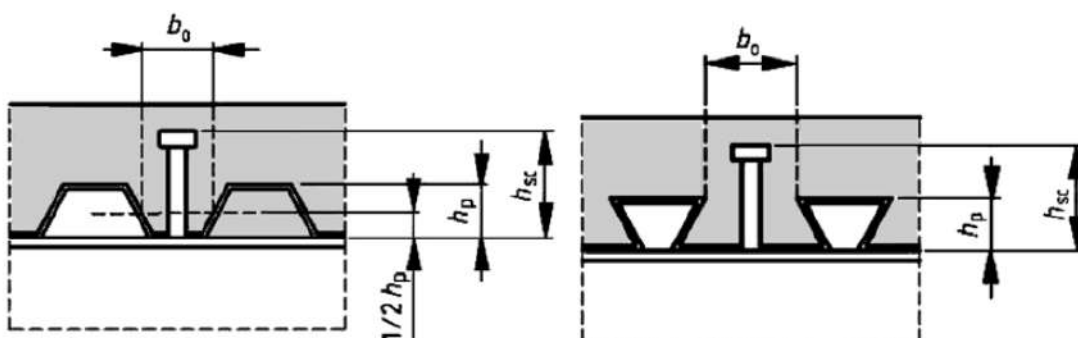


Рисунок 1.5. Параметры геометрии, ограничиваемые при установке стад-болтов в гофры стального профилированного листа, расположенного поперек балки

2. Правила ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 применимы для балок с обетонированием стенки с сечениями класса 1 и 2 при условии, что:

$$d/t_w \leq 124 \cdot \varepsilon$$

где

d — эффективная высота обетонирования стенки балки

t_w — толщина стальной стенки балки

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Частные требования к сталежелезобетонным колоннам:

1. Правила ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 применимы к расчету колонн, которые могут классифицироваться как сталежелезобетонные (см. Раздел 5.2.3.2), являются отдельно стоящими либо входят в состав каркасов, где остальные элементы являются сталежелезобетонными или стальными;
2. В сталежелезобетонных колоннах должны использоваться стали марок от S235 до S460;
3. Для заполнения и обетонирования сталежелезобетонных колонн должны использоваться обычные тяжелые бетоны классов прочности от $C^{20}/_{25}$ до $C^{50}/_{60}$.

6.3.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (3) и (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Более мелкие ограничения, касающиеся отдельных составляющих (например, анкерных упоров) либо методов расчета (например, упрощенного метода расчета колонн), приводятся в соответствующих разделах данной публикации.

1.2 Преимущества сталежелезобетонных перекрытий

Сталежелезобетонные перекрытия являются мощным инструментом повышения конкурентоспособности стальных каркасов в различных сегментах строительства, и особенно в многоэтажных коммерческих объектах. Примеры такой тенденции - строительные рынки таких развитых стран как Германия, США, Канада, Великобритания и т. д. Подобный положительный эффект объясняется рядом существенных преимуществ:

1. Высокая скорость строительства

Подавляющее большинство сталежелезобетонных конструкций зданий представляют собой сборную металлическую основу (колонны, балки, настилы), которая одновременно служит частью несущего каркаса, армированием и несъемной опалубкой, куда укладывается бетон.

Такое решение позволяет в кратчайшие сроки выполнить монтаж каркаса и значительно упростить бетонные работы, исключая большую часть опалубочных работ и, в частности, демонтаж опалубки.

Одно звено рабочих способно монтировать до 150м^2 профнастила для плит перекрытий в смену с привлечением крана только для подачи пачек на высоту. При этом настил одновременно является несъемной опалубкой перекрытия, уменьшает объем армирования и создает рабочую площадку для передвижения рабочих, позволяя раньше приступить к последующим процессам. Аналогичный показатель звена при использовании щитовой опалубки перекрытий с учетом необходимого демонтажа составляет всего $35\text{м}^2/\text{смену}$. Трудоемкость обустройства 100м^2 классической сталежелезобетонной плиты по настилам высотой до 85мм с учетом приварки стаб-болтов составляет 75 чел.-ч., то есть $0,75\text{ чел.-ч}/\text{м}^2$. Сокращение общих трудозатрат на обустройство перекрытий составляет 25-40% в сравнении с традиционными монолитными технологиями (со стержневой арматурой), а общее сокращение сроков - до 30%.

2. Снижение материалоемкости каркаса

Сталежелезобетонные перекрытия обеспечивают увеличение несущей способности и жесткости конструкции. В них используется принцип совместной работы металлических элементов с железобетоном, что распределяет внутренние усилия между соответствующими частями сечений, повышая их расчетные характеристики. Благодаря этому снижается общая металлоемкость, уменьшаются размеры сечений и общая строительная высота перекрытий.

Снижение металлоемкости типового длиннопролетного перекрытия благодаря композитной работе составляет до 20%.

При использовании варианта монолитных плит по стальным профилированным настилам результатом является более эффективная ребристая плита взамен классической - плоской. Приведенная толщина наиболее простых плит по настилам высотой до 85мм находится в пределах 100мм в сравнении с 120-150мм для аналогичной плоской плиты.

Уменьшение массы перекрытия суммарно составляет 30...50% по сравнению с железобетонными перекрытиями традиционной конструкции.

3. Большие пролеты при небольших габаритах

Повышенная жесткость и несущая способность балок перекрытий позволяет говорить о уменьшении их габаритов в сравнении с аналогичными конструкциями, но без обеспечения совместной работы с железобетоном. Положительными эффектами подобной оптимизации станут: уменьшение высоты этажей и площади фасадов, увеличение пространства для разводки коммуникаций в ограниченном габарите перекрытия, возможность повышения этажности при той же общей высоте здания, уменьшение отапливаемого объема и теплопотерь.

Например, высота 16-метровой балки перекрытия может быть снижена вплоть до 500мм взамен 1000мм при аналогичной металлоемкости благодаря обеспечению совместной работы с плитой, использованию стали повышенной прочности S355 и приданию балке строительного подъема, как это показано на Рисунке 1.6.



Рисунок 1.6. Пример длиннопролетной балки со строительным подъемом и обеспечением совместной работы

Еще один наглядный пример можно получить, если сравнить сталежелезобетонную балку с железобетонным аналогом в составе ребристого перекрытия. Эквивалентом сталежелезобетонной балки сечением 1600x400мм будет железобетонное ребро размером 1600x1200мм, что в три раза больше, не говоря о трудоемкости изготовления.

Перекрытия пониженной высоты – особый тип сталежелезобетонных и комбинированных перекрытий, который создан с целью реализовать два принципа: строительная высота перекрытия в пределах 400мм и повышение предела огнестойкости до 60 мин. Для этого плита перекрытия размещается в створе балок и опирается на столик, функцию которого, как правило, выполняет нижний более широкий пояс коробчатого сечения, моносимметричного двутавра либо приваренный опорный элемент (пластина, уголок), что проиллюстрировано на Рисунке 1.7.

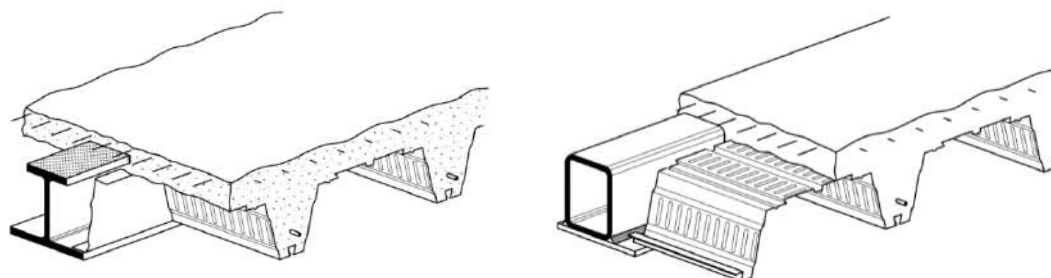


Рисунок 1.7. Примеры решений перекрытий пониженной высоты

Отдельная разновидность перекрытий пониженной высоты, которая преобладает в коммерческом строительстве Скандинавских стран, - это системы на основе стальных коробчатых балок (HQ- и WQ-балки, DeltaBeam и т. д.), показанные на Рисунке 1.8. Благодаря такой форме сечения они не склонны к потере устойчивости плоской формы изгиба ни на этапе строительства, ни в ходе эксплуатации, характеризуются минимальными габаритами при максимальной несущей способности, а также хорошо работают на кручение по торцам перекрытия.



Рисунок 1.8. Пример перекрытий пониженной высоты на основе HQ- и WQ-балок

4. Устойчивость каркаса

При условии достаточной анкеровки сталежелезобетонные перекрытия образуют горизонтальные жесткие диски, которые способны обеспечить континуальное частичное (в одной плоскости) или полное раскрепление элементов балочной клетки. Это позволяет более эффективно использовать балки перекрытий, ограничиваясь только их прочностью и прогибами, и исключая общую потерю устойчивости.

Раскрепляя конструкцию, сталежелезобетонная плита подменяет собой горизонтальные связи. В отдельных случаях правильное конструктивное и технологическое решение сталежелезобетонного перекрытия может полностью исключить в нем связевые элементы. Полный или частичный отказ от связей перекрытий – это относительно небольшое уменьшение металлоемкости в пределах 7%, но намного более значительное сокращение в трудоемкости монтажа, количестве элементов и метизов. Жесткие диски перекрытий влияют не только на простановку горизонтальных связей по перекрытиям, но также передают горизонтальные нагрузки на отдельные вертикальные связевые блоки и ядра жесткости.

Не менее важные эффекты от образования диска жесткости – это равномерное пространственное перераспределение горизонтальных нагрузок с нивелированием пиковых значений в наиболее нагруженных элементах и значительное (до нескольких раз) увеличение общей жесткости конструкции в горизонтальных направлениях. На этапе строительства аналогичный, но меньший эффект может давать прикрепленный соответствующим образом стальной профнастил.

Как результат, стальной либо сталежелезобетонный каркас с композитными перекрытиями является легкой и многосвязной конструкцией с применением пластичных материалов, что определяет их повышенную стойкость к сейсмике, неравномерным осадкам и аварийным ситуациям.

5. Повышенная огнестойкость

Одним из следствий использования комбинации бетона и стали является выполнение бетоном функции конструктивной огнезащиты металлических элементов.

Подобный эффект объясняется уменьшением обогреваемого периметра профилей и обетонированием части незащищенных поверхностей. В частности, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 для стальных балок с бетонной либо сталежелезобетонной плитой на одной из сторон вводит коэффициенты 0,7 (для незащищенных) и 0,85 (для защищенных), которые повышают расчетную несущую способность в условиях пожара и соответствующую критическую температуру. В пониженных перекрытиях незащищенной, обычно, остается только нижняя полка балок, что сводит к минимуму площадь огнезащитного покрытия.

6. Снижение транспортных расходов

Использование относительно компактных стальных конструкций и настилов уменьшает затраты на транспортировку и логистику. Соотношение вес-прочность стальных конструкций в несколько раз выше, чем у бетона. Следственно любое процентное повышение использования в конструкции стали уменьшит вес и объем поставляемых на строительную площадку материалов.

Применяя сталежелезобетонные конструкции в строительстве зданий, стараются исключить из работ опалубку, требующую перевозки и складирования. На примере перекрытий количество бетона может быть снижено на 20...50%, а опалубка заменяется профилированным настилом, более 1500м² которого может перевозиться одной стандартной фурой. Транспортные расходы на стальные каркасы в 10-12 раз ниже аналогичных показателей для сборного железобетона.

7. Простота разводки инженерных сетей

Для сталежелезобетонных перекрытий разработан ряд типовых принципиальных решений компактной разводки коммуникаций в их створе, как это показано на примерах Рисунка 1.9.

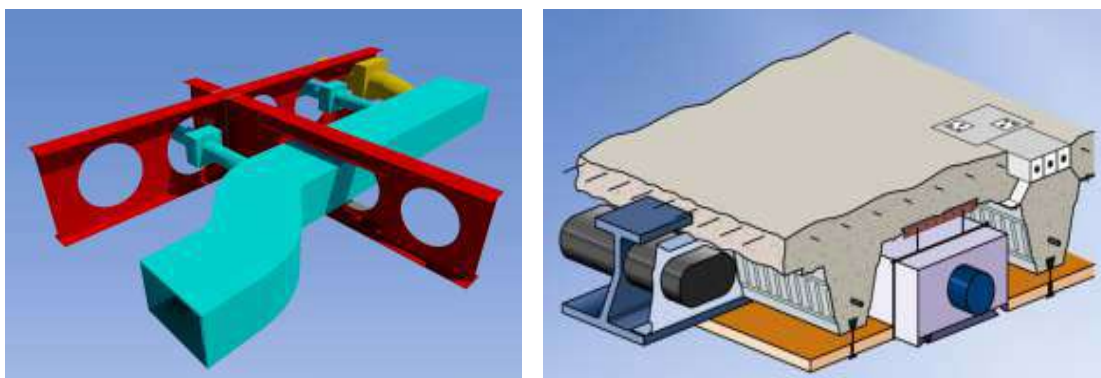


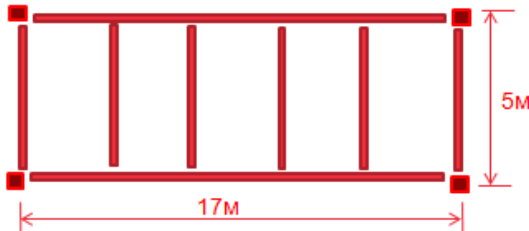

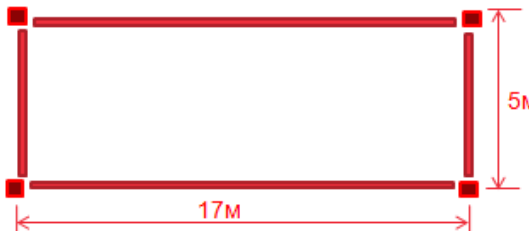

Рисунок 1.9. Примеры горизонтальной разводки инженерных сетей и оборудования в одном уровне с несущими конструкциями перекрытий

8. Легкость повторного использования, реконструкции и расширения

Сталь, как материал, характеризуется высокой технологичностью. 94% стальных элементов конструкций пригодны к повторному использованию либо переработке. Различные методы обработки, соединения на сварке и метизах расширяют возможности по усилению, реконструкции и расширению объектов с преимущественным использованием стальных конструкций.

Обычно сталежелезобетонные перекрытия позволяют добиться улучшения не одного показателя, а провести комплексную оптимизацию, в которой критерии устанавливает заказчик и архитектор. Соответствующий пример приведен в Таблице 1.1.

Таблица 1.1. Пример сравнения классического стального и сталежелезобетонного перекрытий

Вариант 1	Вариант 2
<p>Инструменты оптимизации – нет, сталь S235</p>  <p>Сечение главной балки:</p>  <p>Верхний пояс – 280x20мм; Нижний пояс – 280x20мм; Стенка – 960x14мм; Высота главной балки – 1000мм; Общая высота перекрытия – 1130мм; Вес м.п. главной балки – 193,4 кг; Вес м.п. второстепенной балки – 32,9 кг; Конструктивный коэффициент – 1,1; Удельная металлоемкость балочной клетки – 53,19 кг/м²; Вес профнастила – 10 кг/м²; Удельная металлоемкость перекрытия с учетом профнастила – 63,19 кг/м²; Удельная стоимость перекрытия – 107,83 у.е./м².</p>	<p>Инструменты оптимизации:</p> <ul style="list-style-type: none"> - применены стали повышенной прочности S355; - балки приняты сталежелезобетонными с обеспечением совместной работы стаб-болтами; - приняты плиты перекрытия по наиболее высоким профнастилам пролетом 5м; - балкам задан строительный подъем в 100мм; - сечение балок принято в виде сварных моносимметричных двутавров; - временные связи на этапе монтажа.  <p>Сечение главной балки:</p>  <p>Верхний пояс – 180x20мм; Нижний пояс – 230x20мм; Стенка – 560x12мм; Высота главной балки – 600мм; Общая высота перекрытия – 690мм; Вес м.п. главной балки – 99,3 кг; Вес м.п. распорки – 22,3 кг; Конструктивный коэффициент – 1,1; Удельная металлоемкость балочной клетки – 23,29 кг/м²; Вес профнастила – 16 кг/м²; Удельная металлоемкость перекрытия с учетом профнастила – 39,29 кг/м²; Удельная стоимость перекрытия – 93,75 у.е./м².</p>
Результаты сравнения	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Снижение металлоемкости балочной клетки – 56,2%; 2. Снижение металлоемкости перекрытия с учетом профнастила – 37,8%; 3. Снижение удельной стоимости перекрытия – 13%; 4. Уменьшение высоты перекрытия – 38,9%; 5. Уменьшение количества элементов балочной клетки – 66,7%; 6. Уменьшение площади нанесения огнезащитных составов (при необходимости) – 67,5%. 	

1.3 Преимущества сталежелезобетонных колонн

1. Повышенная несущая способность и уменьшение габаритов

Сталежелезобетонные колонны позволяют при сохранении или незначительном увеличении габаритов стального профиля повысить его несущую способность от 10% до нескольких раз.

Обратная задача позволяет при помощи бетонного заполнения либо обетонирования стального профиля уменьшить габариты колонн с сохранением равнозначной несущей способности. Сравнение отдельно взятой колонны показало, что эквивалентом железобетонного сечения габаритами 800x1200мм стала полностью обетонированная сталежелезобетонная колонна размерами 700x700мм, что равнозначно уменьшению габаритов на 30% и площади – в два раза.

Это особенно важно для коммерческой многоэтажной недвижимости, где увеличение габаритов колонн и их количество негативно сказывается на планировке и привлекательности помещений. Ведь кроме собственного габарита каждая колонна делает малоэффективными 1-2м² вокруг себя.



Рисунок 1.10. Пример мощных частично обетонированных колонн

2. Повышенная огнестойкость

Для сталежелезобетонных колонн возможен полный отказ от огнезащитных мероприятий либо многократное снижение соответствующих затрат.

Возможность отказа от огнезащиты очевидна для полностью обетонированных колонн, что наглядно продемонстрировано Рисуноком 1.11 на примере здания фешенебельного отеля. Согласно Еврокоду 4 исключение огнезащитных мероприятий возможно и для частично обетонированных элементов, и для заполненных бетоном труб (до R150 и выше), что может подтверждаться расчетом и выполнением конструктивных требований.

Частичное обетонирование профилей с точки зрения огнезащиты одновременно запускает два механизма экономии:

- закрывает часть профиля, тем самым уменьшая площадь нанесения огнезащиты;
- уменьшает обогреваемый периметр и соответствующий коэффициент сечения, что в комбинации с повышенной несущей способностью снижает необходимую толщину огнезащитного покрытия.

Для замкнутых профилей характерны минимальные отношения периметра сечения к внутренней площади, что в терминах огнезащиты означает минимальную площадь нанесения при высокой несущей способности элемента, которая, даже с учетом ее снижения в условиях пожара, может быть достаточной без нанесения огнезащиты.



Рисунок 1.11. Сталежелезобетонные колонны с полным обетонированием на примере отеля Хилтон, г. Киев

3. Упрощение либо отказ от опалубочных работ

Важным преимуществом сталежелезобетонных колонн на базе труб является именно отказ от опалубочных работ.

Частично обетонированные сечения позволяют выполнять арматурные и бетонные работы, как до монтажа, так и после. На Рисунке 1.10 тяжелые и без бетонного заполнения колонны сперва установлены в проектное положение, а затем обетонированы. При другой технологии выполнения работ колонна может быть сперва обетонирована в заводских условиях либо на площадке, а затем установлена на свое место в готовом виде.

Полностью обетонированные сечения в меньшей степени упрощают задачи по армированию и бетонированию, хотя, являясь сборными элементами, не исключают полной заводской готовности.

Как и с перекрытиями, сталежелезобетонные колонны дают преимущества не по одному, а сразу по нескольким критериям, что показано на примере Таблицы 1.2.

Таблица 1.2. Пример сравнения классической стальной и сталежелезобетонной колонн

Вариант 1	Вариант 2
<p>Инструменты оптимизации – нет, сталь S235</p> <p>Сечение колонны:</p>  <p>Пояса колонны – 450x25мм; Стенка колонны – 400x12мм; Габариты колонны – 450x450мм; Вес стального профиля – 214,3кг/м.п.; Огнестойкость незащищенной конструкции – R15; Обогреваемый периметр профильный – 2,68кв.м./м.п.; Обогреваемый периметр коробчатый – 1,80кв.м./м.п.</p>	<p>Инструменты оптимизации:</p> <ul style="list-style-type: none"> - применены стали повышенной прочности S355; - колонны приняты сталежелезобетонными с частичным обетонированием сечения. <p>Сечение колонны:</p>  <p>Пояса колонны – 300x18мм; Стенка колонны – 276x12мм; Габариты колонны – 300x300мм; Вес стального профиля – 125,1кг/м.п.; Огнестойкость незащищенной конструкции – R30; Обогреваемый периметр профильный – 0,67кв.м./м.п.; Обогреваемый периметр коробчатый – 0,67кв.м./м.п.</p>
Результаты сравнения	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Уменьшение габаритов колонны – 33%; 2. Снижение металлоемкости колонны – 42 %; 3. Повышение предела огнестойкости незащищенной конструкции – 100%; 4. Уменьшение толщины огнезащитного покрытия (при необходимости) – 50%; 5. Уменьшение площади нанесения огнезащиты (при необходимости) – от 63 до 75%. 	

1.4 Структура

Все разделы публикации имеют сквозную нумерацию. В случае, когда информация в тексте повторяет по смыслу положения Еврокодов или других нормативных и справочных документов, на полях приводятся соответствующие ссылки.

Публикация имеет последовательную структуру, которая повторяет этапы процесса проектирования: выбор материалов и компонентов (Раздел 2), определение нагрузок (Раздел 3), построение расчетной схемы и определение внутренних усилий (Раздел 4), расчет по первой группе предельных состояний (Раздел 5), расчет по второй группе предельных состояний (Раздел 6). Прикладное применение информации первых шести разделов продемонстрировано в численных примерах Раздела 7, а соответствующие краткие алгоритмы расчета в виде блок-схем сведены в Приложение А. Чтобы правильно применить результаты расчета, в Разделе 8 даны основные правила конструирования стальных и железобетонных частей сечения. Если сталежелезобетонным конструкциям требуется повышенная огнестойкость, что необходимо не всегда, но в большинстве случаев, потому что они часто применяются в многоэтажных зданиях, то отдельный Раздел 9 публикации посвящен определению огнестойкости и проектированию огнезащиты. Данный раздел содержит численные примеры, дополняющие теоретическую часть.

1.5 Термины и определения

Сталежелезобетонный элемент (composite member) – конструктивный элемент с компонентами бетона и конструкционной стали либо холодноформованных профилей, объединенных сдвиговым соединением, ограничивающим взаимный продольный сдвиг между бетоном и сталью, а также отрыв одного компонента от другого.

1.5.2.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Сдвиговое соединение (shear connection) – соединение между бетонным и стальным компонентами сталежелезобетонного элемента, имеющие достаточную прочность и жесткость, позволяющую рассчитывать оба компонента как части единого конструктивного элемента.

1.5.2.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Совместная работа (composite behaviour) – состояние, при котором сдвиговое соединение становится эффективным вследствие твердения бетона.

1.5.2.3
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Сталежелезобетонная балка (composite beam) – сталежелезобетонный элемент, подверженный преимущественно изгибу.

1.5.2.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Сталежелезобетонная колонна (composite column) – сталежелезобетонный элемент, подверженный преимущественно сжатию либо сжатию с изгибом.

1.5.2.5
ДСТУ-Н Б
EN 5-1-1

Сталежелезобетонная плита (composite slab) – плита перекрытия, в которой стальные профилированные листы используются вначале в качестве несъемной опалубки, затем конструктивно объединяются с бетоном, и после его затвердения работают в качестве растянутой арматуры.

1.5.2.6
ДСТУ-Н Б
EN 5-1-1



Рисунок 1.11. Примеры сталежелезобетонных колонн, балок и плит

Сталежелезобетонный узел (composite joint) – узел сопряжения двух сталежелезобетонных элементов, сталежелезобетонного со стальным либо железобетонным элементом, армирование которого учитывается при определении несущей способности и жесткости узла.

1.5.2.8
ДСТУ-Н Б
EN 5-1-1

Сталежелезобетонный каркас (composite frame) – каркас, в котором несколько или все элементы являются сталежелезобетонными, а большинство остальных – стальными.

1.5.2.7
ДСТУ-Н Б
EN 5-1-1

Усадка бетона - его свойство уменьшаться в объеме и линейных размерах в следствии твердения и потери влаги. Усадка в бетоне возникает при твердении (собственная или аутогенная усадка) и в процессе его высыхания (усушка).

Ползучестью бетона - его свойство, характеризующееся нарастанием неупругих деформаций при длительном действии нагрузки.

Эффект сдвигового запаздывания – неравномерное распределение напряжений в широких полках, обусловленное деформацией сдвига, что учитывается в расчетах путем использования приведенной «эффективной» ширины полки при оценке несущей способности.

1.6 Обозначения

Далее приведены наиболее важные и системно повторяющиеся обозначения, используемые в ДСТУ Н Б EN 1994-1-1 и документах, на которые он ссылается. Значение этих и остальных обозначений также приводятся в местах, где они впервые встречаются в тексте.

Для разделения близких по смыслу переменных широко применены подстрочные индексы. Если необходимо, используется несколько индексов, которые разделяются запятой.

Характеристики материалов

f_y номинальное значение предела текучести конструкционной стали

f_u номинальное значение временного сопротивления конструкционной стали

f_{ck} характеристическое значение прочности бетона на сжатие по цилиндрическому образцу

f_{cd} расчетное значение прочности бетона на сжатие по цилиндрическому образцу

f_{sk} характеристическое значение предела текучести арматурной стали

f_{sd} расчетное значение предела текучести арматурной стали

f_{yb} номинальное значение предела текучести основного металла профилированного настила

E_a модуль упругости конструкционной стали

E_{cm} секущий модуль упругости бетона

$E_{c,eff}$ эффективный модуль упругости бетона

E_s модуль упругости арматурной стали

n_L коэффициент приведения, зависящий от типа загрузки

φ_t коэффициент ползучести бетона

ε_{cs} общая деформация усадки бетона

Размеры и геометрические характеристики сечений

h_a высота стального сечения

h_{sc} общая номинальная высота анкерного упора

h_p общая высота стального профилированного настила без учета рифов и

теснений

t_w толщина стенки стального профиля

t_f толщина полки стального профиля

b_{eff} общая эффективная ширина бетонной полки

A_a площадь поперечного сечения стального профиля

A_c площадь поперечного сечения бетона

A_s площадь поперечного сечения арматуры

A_p площадь поперечного сечения профилированного настила

I_a момент инерции сечения стального профиля

I_c момент инерции сечения бетона без трещин

I_s момент инерции сечения арматуры

Частные коэффициенты надежности

γ_{M0} обобщенный коэффициент надежности для конструкционной стали при расчете несущей способности поперечных сечений по прочности

γ_{M1} обобщенный коэффициент надежности для конструкционной стали при расчете несущей способности элементов по устойчивости

γ_c частный коэффициент надежности по материалу для бетона

γ_s частный коэффициент надежности по материалу для арматурной стали

γ_V частный коэффициент надежности для расчета несущей способности анкерных упоров

γ_{VS} частный коэффициент надежности для расчета несущей способности сдвигового соединения в сталежелезобетонных плитах

γ_F обобщенный коэффициент надежности для воздействий, учитывающий погрешности модели и возможные отклонения (γ_G для постоянных и γ_Q для переменных нагрузок)

Сочетания нагрузок и результаты воздействий

ψ_i коэффициенты сочетания нагрузок

ξ понижающий коэффициент для неблагоприятного значения постоянных нагрузок

N_{Ed} расчетное продольное осевое усилие

V_{Ed} расчетное поперечное сдвигающее усилие

M_{Ed} расчетный изгибающий момент

Расчет по несущей способности и устойчивости

N_{Rd} расчетная несущая способность при действии продольного осевого усилия

V_{Rd} расчетная несущая способность при действии поперечного сдвигающего

усилия

M_{Rd} расчетная несущая способность при действии изгибающего момента

$M_{b,Rd}$ расчетная несущая способность элемента по критерию потери устойчивости плоской формы изгиба

$V_{b,Rd}$ расчетная несущая способность сечения или его части на сдвиг по критерию устойчивости

α_{cr} коэффициент запаса устойчивости конструкции

N_{cr} предельное сжимающее осевое усилие потери устойчивости в упругой стадии

M_{cr} предельный изгибающий момент потери устойчивости в упругой стадии

$N_{c,f}$ расчетное продольное сжимающее усилие в бетонной полке при полном сдвиге соединения

N_c расчетное продольное сжимающее усилие в бетонной полке при частичном сдвиге соединения

x_{pl} высота сжатой зоны бетона в пластической стадии

Сдвиговое соединение

P_{Rd} расчетная несущая способность отдельного анкерного упора на сдвиг

η степень объединения на продольный сдвиг в балках

v_{Ed} расчетное значение продольных касательных напряжений

m и k эмпирические коэффициенты, описывающие продольный сдвиг в сталежелезобетонных плитах

$\tau_{u,Rd}$ и τ_{Rd} предельное касательное напряжение по контакту бетона и стали

$\bar{\lambda}$ условная гибкость

$\bar{\lambda}_{LT}$ условная гибкость для проверки устойчивости плоской формы изгиба

χ понижающий коэффициент для проверки устойчивости в форме продольного изгиба

χ_{LT} понижающий коэффициент для проверки устойчивости плоской формы изгиба

Эксплуатационная пригодность конструкций

f_u предельный прогиб или перемещение

w_{max} предельно допустимая ширина раскрытия трещин

δ_{total} суммарный прогиб конструкции

w_k ширина раскрытия трещин

f_1 основная (по первой форме) собственная частота колебаний конструкции

Огнестойкость конструкций

θ_g температура газовой среды в противопожарном отсеке либо вблизи конструкции

θ_a температура стали

θ_c температура бетона

η_{fi} коэффициент снижения результатов воздействий E_d до значения $E_{fi,d}$ в условиях пожара

$\eta_{fi,t}$ коэффициент использования конструкции в условиях пожара

R огнестойкость по критерию сохранения несущей способности

E огнестойкость по критерию сохранения целостности

I огнестойкость по критерию теплоизолирующей функции

2 Материалы и компоненты

Расчетное значение параметра материала или изделия (X_d) в общем виде может быть выражено формулой:

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m}$$

где:

X_k характеристическое значение параметра материала или изделия;

γ_m частный коэффициент надежности для параметра материала или изделия;

η переводной коэффициент, который может учитывать:

- влияние количества и объема
- влияние влажности и температуры
- других существенных параметров

Расчетные значения характеристик материалов обычно не выражаются самостоятельными значениями. Коэффициент перерасчета η применяется не для всех типов материалов и изделий, поскольку нередко он уже учтен в самом характеристическом значении X_k или частном коэффициенте γ_m .

2.1 Конструкционная сталь

Правила ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 применимы для конструкций из стали с номинальным значением предела текучести не более 460 Н/мм².

В части материалов для несущих стальных элементов ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 ссылается на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, а следственно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 и данная публикация охватывают вопросы проектирования металлоконструкций из сталей соответствующих ДСТУ EN 10025 и ДСТУ EN 10219.

В Таблице 2.1 приведены номинальные значения предела текучести (f_y) и временного сопротивления (f_u), которые принимаются в качестве характеристических значений.

Коэффициент надежности по материалу для стальных элементов учитывается обобщенными коэффициентами надежности γ_{M0} , γ_{M1} и γ_{M2} по несущей способности:

- несущая способность по прочности любого класса сечений: $\gamma_{M0} = 1,00$;
- несущая способность по устойчивости: $\gamma_{M1} = 1,00$;
- несущая способность на растяжение, определяемая по пределу прочности стали: $\gamma_{M2} = 1,25$;

В условиях пожара для материалов вводится зависимость характеристик от температуры и используются отдельные коэффициенты надежности, равные для конструкционной стали $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$. Индекс «fi» (fire, пожар) указывает на расчет в условиях пожара. Более подробно о температурных зависимостях и расчете огнестойкости сталежелезобетонных конструкций – см. Раздел 9 данной публикации.

6.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

3.3(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.1(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.1(1),
3.2.1(1)
и

Таблица 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

2.3(1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Таблица 2.1 Номинальные значения предела текучести (f_y) и временного сопротивления (f_u)

Стандарт и класс стали	Номинальная толщина элемента t , мм			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
ДСТУ EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
ДСТУ EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
ДСТУ EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
ДСТУ EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
ДСТУ EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
ДСТУ EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
ДСТУ EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

Для конструкционных сталей используются следующие значения физических характеристик материалов:

Модуль упругости $E = 210\,000 \text{ Н/мм}^2$

Модуль сдвига (модуль деформации второго рода) $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ Н/мм}^2$

Коэффициент Пуассона в упругой стадии $\nu = 0.3$

Для сталей регламентируется минимально необходимый уровень пластичности, задаваемый предельными значениями отношения f_u / f_y , относительного удлинения при разрушении, и критической деформации, которая соответствует временному сопротивлению. Классы стали, указанные в Таблице 2.1, допускается считать удовлетворяющими этим требованиям.

3.2.6(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.2(1),
3.2.2(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Материал должен иметь достаточную ударную вязкость, чтобы исключить хрупкое разрушение растянутых элементов при самой низкой температуре эксплуатации в пределах проектного срока службы конструкции.

Также параметр ударной вязкости влияет и должен контролироваться при работе элементов на динамические нагрузки.

Допустимая толщина стальных элементов из условия трещиностойкости должна определяться согласно Разделу 2.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10. Данный расчет определяет допустимые к использованию подклассы стали. Более подробно – см. публикацию М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

Если согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10 необходимо использовать сталь с улучшенными свойствами в направлении толщины проката, то следует использовать сталь, соответствующую требуемому классу качества по ДСТУ EN 10164. Особое внимание следует уделять стыкам балок и колонн, а также фланцевым соединениям. Более подробно – см. публикацию М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

Допуски по массе и размерам прокатных профилей, профилей замкнутого сечения и листового проката должны соответствовать стандартам на продукцию и техническим свидетельствам (ТС, ETA, ETAG), если не установлены более жесткие допуски.

Для сварных профилей допуски устанавливаются ДСТУ Б EN 1090.

Для расчета и конструирования должны применяться номинальные значения геометрических размеров.

2.2 Соединительные элементы (анкерные упоры)

В сталежелезобетонных конструкциях используется несколько типов анкерных упоров. По жесткости их можно классифицировать как жесткие и гибкие. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 регламентирует, что сдвиговые соединения должны иметь достаточную деформативность для выполнения расчетных предпосылок касательно неупругого распределения сдвиговых усилий.

Гибкими соединительными элементами являются упоры с достаточной деформативностью, благодаря чему выполняются условия об их идеализированном пластическом характере работы в рассматриваемой конструкции. Возможно множество конфигураций гибких анкерных упоров, некоторые из которых приведены на Рисунке 2.1.

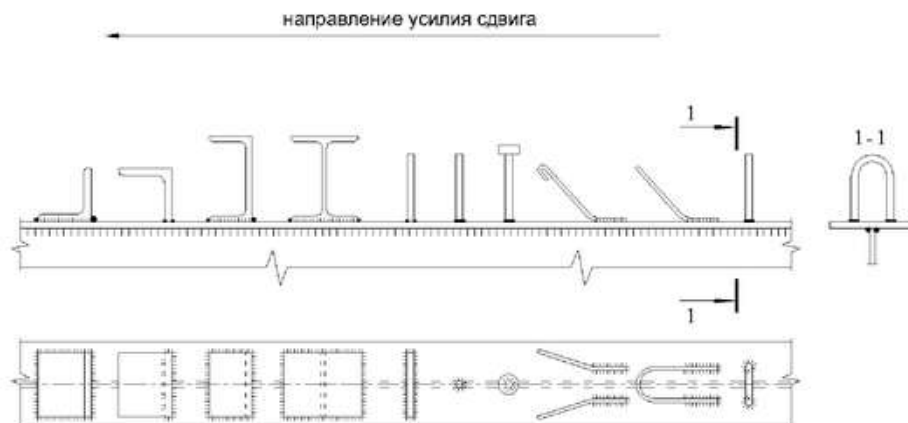


Рисунок 2.1. Различные типы гибких анкерных упоров

3.2.3(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.5(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.5(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.5(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.6.1.1(3)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.1.1(4)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

На практике основным типом гибких анкерных упоров являются стад-болты, но можно выделить следующие популярные соединительные элементы простой конфигурации:

1. Стад-болты



2. Уголковые или зетобразные упоры



3. Петлевые упоры



Стад-болты являются типовыми анкерными упорами, рассмотренными в ДСТУ-Н Б EN1994-1-1. Если для передачи усилия между бетонным и стальным элементом используют другой способ сдвигового соединения, то работа такой связи должна учитываться расчетом на основании испытаний и концептуальной модели. Алгоритм расчета следует по максимуму приближать к расчету аналогичного элемента со стад-болтами.

6.6.1.1(12)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Стандартным материалом для стад-болтов является сталь S235J2G3+C450 по ДСТУ-Н Б EN 10025 со следующими основными расчетными характеристиками:

Предел текучести $f_y = 350 \text{ Н/мм}^2$

Временное сопротивление $f_u = 450 \text{ Н/мм}^2$

К стад-болтам применяется обобщенный коэффициент надежности γ_V , согласно национального приложения ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 принимается равным рекомендуемому значению 1,25. При определении огнестойкости конструкции применяется коэффициент $\gamma_{M,fi,V} = 1,0$.

6.6.3.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
2.3 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 стад-болты должны соответствовать следующим стандартам: ДСТУ ISO 13918:2014 «Сварка. Стад-болты и керамические кольца для дуговой приварки шпилек», ДСТУ ISO 14555:2014 «Сварка. Дуговая приварка шпилек к

металлам», ДСТУ ISO 898-1:2003 «Механические характеристики крепежных изделий из углеродистой и легированной стали – Часть 1: Болты, винты и шпильки»

Сортамент основных производимых стад-болтов приведен в Таблице 2.2, а соответствующих керамических колец – в Таблице 2.3.

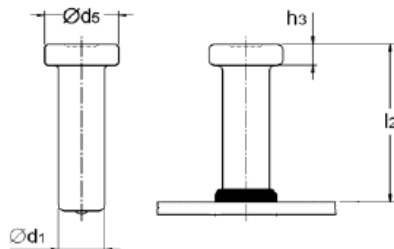


Таблица 2.2. Сортамент стад-болтов

Типоразмер стад-болта	Диаметр стержня d_1 , мм	Диаметр головки d_5 , мм	Номинальная длина l_2 , мм		Высота головки h_3 , мм
			Минимальная	Максимальная	
10	10	19	50	200	7
13	13	25	50	400	8
16	16	32	50	525	8
19	19	32	75	525	10
22	22	35	75	525	10
25	25	41	75	525	12

ДСТУ ISO
13918:2014,
СТО 0062-2009,
ЕТА 03/0041,
ЕТА03/0042

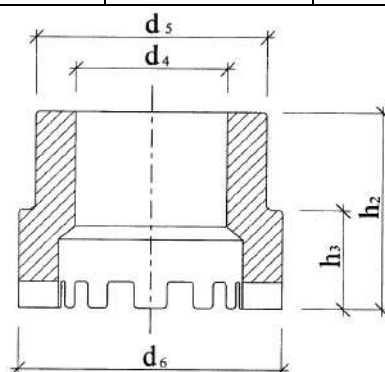


Таблица 2.3. Размеры керамических колец

Диаметр стад-болта, мм	$d_4 - 0,5$, мм	$d_5 \pm 1,0$, мм	$d_6 \pm 1,0$, мм	h_2 , мм	h_3 , мм
10	10,2	15	17,8	10	5,2
13	13,1	20	22,2	11	6,5
16	16,3	26	30	13	8,5
19	19,4	26	30,8	16,7	12
22	22,8	30,7	39	18,6	14
25	26,0	35,5	41	21	16,5

ДСТУ ISO
13918:2014,
СТО 0062-2009

Наиболее распространенный типоразмер стад-болтов – 19мм.

Окончательная длина стад-болта будет зависеть от начального размера и метода сварки. В расчетах используется длина h_{sc} после приварки с учетом редуцирования длины. Чаще всего используются длины 105, 130, 155 и 180мм, для которых окончательная высота в случае сквозной приварки составляет соответственно 100, 125, 150 и 175мм. Уменьшение

длины согласно ДСТУ ISO 13918:2014 составляет от 3 до 5,5мм. Закладывая в проект определенный диаметр и длину стад-болтов, следует уточнить у поставщика наличие самих упоров и соответствующих керамических манжетов.

Наиболее распространенными соединительными элементами второго типа являются упоры X-HVB компании Hilti. Упоры X-HVB представляют собой холодноформованный стальной профиль зетобразного сечения, закрепленный одной полкой к верхнему поясу балки перекрытия с помощью двух дюбелей.

В качестве соединительных элементов применяются упоры X-HVB шести типоразмеров в зависимости от толщины плиты перекрытия и типа профилированного настила – см. Рисунок 2.2. Все упоры независимо от типа имеют ширину нижней опорной полки 50мм. Упоры изготавливают высотой $h_{sc} = 52, 80, 95, 110, 126$ и 141 мм. Ширина верхней свободной полки – 10, 12 или 37 мм в зависимости от типа упора.

9.1.3
СТО 0047-2005

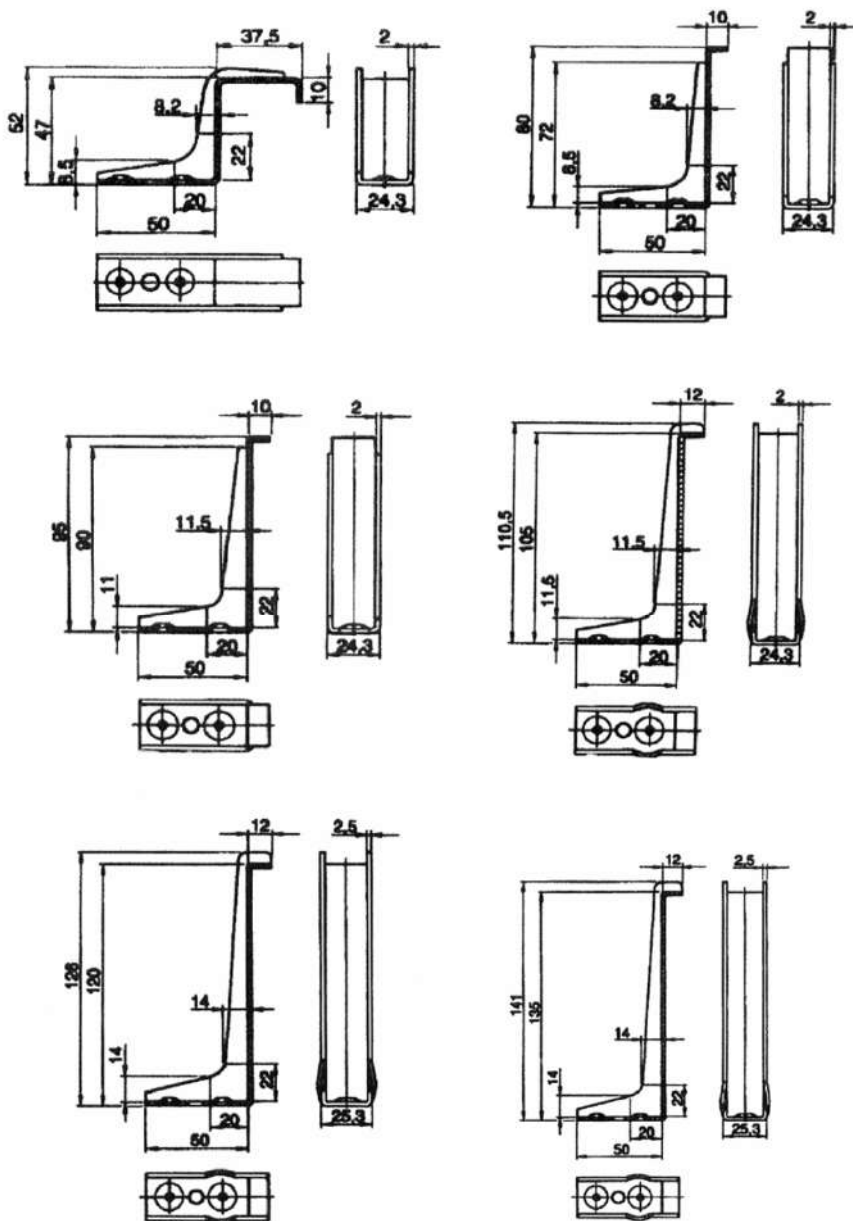


Рисунок 2.2. Анкерные упоры X-HVB

Материал упоров – оцинкованная малоуглеродистая сталь толщиной 2 или 2,5 мм с временным сопротивлением от 270 до 350 МПа. Толщина цинкового покрытия – не менее 3 мкм.

Хотя жесткие упоры и не охватываются ДСТУ-Н Б EN1994-1-1, и должны проходить индивидуальные испытания, их следует упомянуть как альтернативу стандартным изделиям. Нередко они используются в проектах мостов. Следствием высокой жесткости таких упоров является то, что для них характерно разрушение в результате смятия бетона. Типичные сечения таких упоров – это отдельные пластины, сварные и прокатные тавры и уголки различных конфигураций. Для предотвращения отрыва в них могут предусматриваться разнообразные крюки и петли. Примеры жестких упоров приведены на Рисунке 2.3

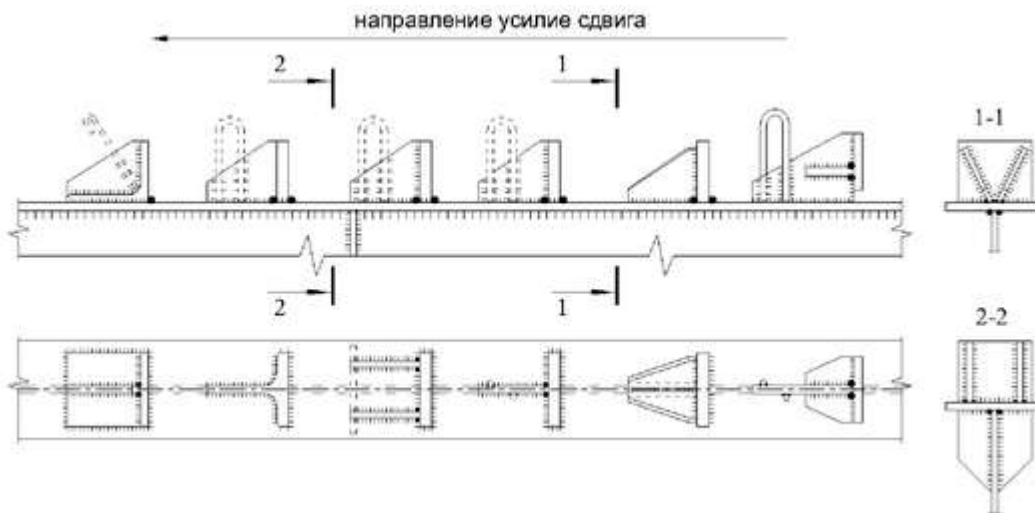


Рисунок 2.3. Примеры конфигураций жестких анкерных упоров

Отдельно можно выделить соединительные элементы в виде полос, примеры которых показаны на Рисунке 2.4. Такие типы анкерных упоров применимы в комбинации с тонкостенными элементами каркаса.



Рисунок 2.4. Примеры соединительных элементов из полос металла

Соединительные элементы должны обеспечивать как сдвиговое соединение так и предотвращать отрыв бетонного элемента от стального. Некоторые типы соединительных элементов могут использоваться исключительно для анкерки на отрыв, а не обеспечения совместной работы.

Для стад-болтов с головкой (тип SD согласно ДСТУ ISO 13918:2014) несущая способность на отрыв считается достаточной, если сдвиговое соединение не работает на непосредственный отрыв.

6.6.1.1 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

2.3 Профилированные стальные настилы

В монолитных плитах по профилированным настилам возможны два основных случая:

1. Используются обычные несущие профнастилы без обеспечения сдвигового соединения с бетоном.

В таком случае настил выполняет исключительно функцию опалубки, являясь несущим элементом на этапе строительства для нагрузок от бетонной смеси, армирования, а также временных воздействий, связанных с рабочими процессами. В отдельных случаях и для изыскания резервов на этапе эксплуатации настил может учитываться по схеме железобетонной балки на упругом основании (с отдельной работой железобетона и настила) либо условной арки с затяжкой.

2. Используются специальные настилы с обеспечением сдвигового соединения, когда настил двойные функции опалубки на этапе строительства и несущего компонента армирования плиты на этапе эксплуатации.

В обоих случаях при достаточности крепления и расчетном обосновании настил дополнительно способен раскреплять балки от потери устойчивости плоской формы изгиба на этапе строительства и действовать в качестве жесткого диска перекрытия, перераспределяя горизонтальные нагрузки. До затвердения бетона расчетная модель такого жесткого диска имеет ограниченную жесткость, но после набора им прочности и при условии достаточной анкеровки к балочной клетке, может считаться абсолютно жестким в собственной плоскости телом, допускающим изгиб.

Чтобы считаться армированием плиты, естественное адгезионное сцепление профилированного настила с бетоном не является достаточным и эффективным. Поэтому совместной работы настила и бетона достигают, обеспечивая соединение на сдвиг и расслоение. С данной целью в сталежелезобетонных перекрытиях используются профилированные настилы специальных типов, в которых по аналогии с ребристой арматурой делают выштамповки, называемые рифами, и/или закрытые (обратные) гофры, которые препятствуют отслоению профнастила от бетона.

Существует два основных типа специальных профнастилов для сталежелезобетонных плит: настилы с закрытыми (обратными) гофрами типа «ласточкин» хвост и более классические трапециевидные профили. Каждый из них имеет большое количество форм, некоторые из которых показаны на Рисунке 2.5.

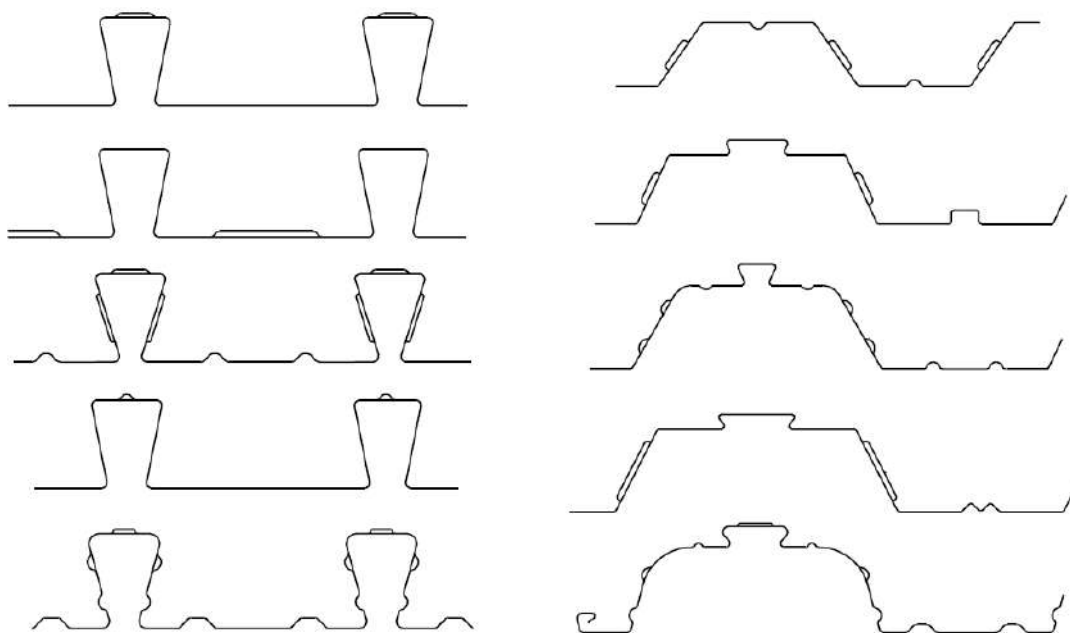


Рисунок 2.5. Примеры двух основных типов профнастилов, применяемых в сталежелезобетонных плитах

При укладке поверх балок по неразрезной схеме традиционно применяются профнастилы высотой до 85мм, что связано как с конструктивной минимизацией строительной высоты перекрытия, так и с ограничением методики ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 по расчету анкерных упоров в гофрах профилированных настилов. В указанном диапазоне профнастилы высотой от 45 до 60 мм являются стандартным решением на пролетах плиты до 3 м, что задает соответствующий шаг балок настила и модуль сетки колонн в 2,5-3 м (9 x 9 м; 6 x 12 м; 5 x 18м; 6 x 18 м и т. д.). В целом, настилы высотой до 85 мм предназначены для пролетов до 4,5 м без использования временных подпорок.

Профили высотой от 90 до 230мм применяются для шарнирного опирания в створе балок для пролетов до 9м, благодаря чему приобретают все большую популярность.

На рынке Украины сортамент специальных профилированных настилов для сталежелезобетонных плит сильно ограничен.

Первый вариант – трапецидальный настил с рифами высотой 85мм производства компании ТПК, сечение которого приведено на Рисунке 2.6, а геометрические характеристики - в Таблице 2.4. Направление рифов определяет положение профиля широкими полками вверх и опиранием на узкие полки, как показано на Рисунке 2.6. Только в таком положении рифы окажутся в теле бетона плиты.

Производителем заявлены следующие параметры сцепления настила с бетоном, применяемые методикой Еврокода 4:

- для m-k метода: $m = 192,2\text{Н/мм}^2$; $k = 0,44\text{Н/мм}^2$;

- для метода частичного сдвигового соединения: $\tau_{u,Rd} = 0,208\text{Н/мм}^2$.

Стандартное сырье – S350GD+Z275, доступно с полимерными покрытиями.

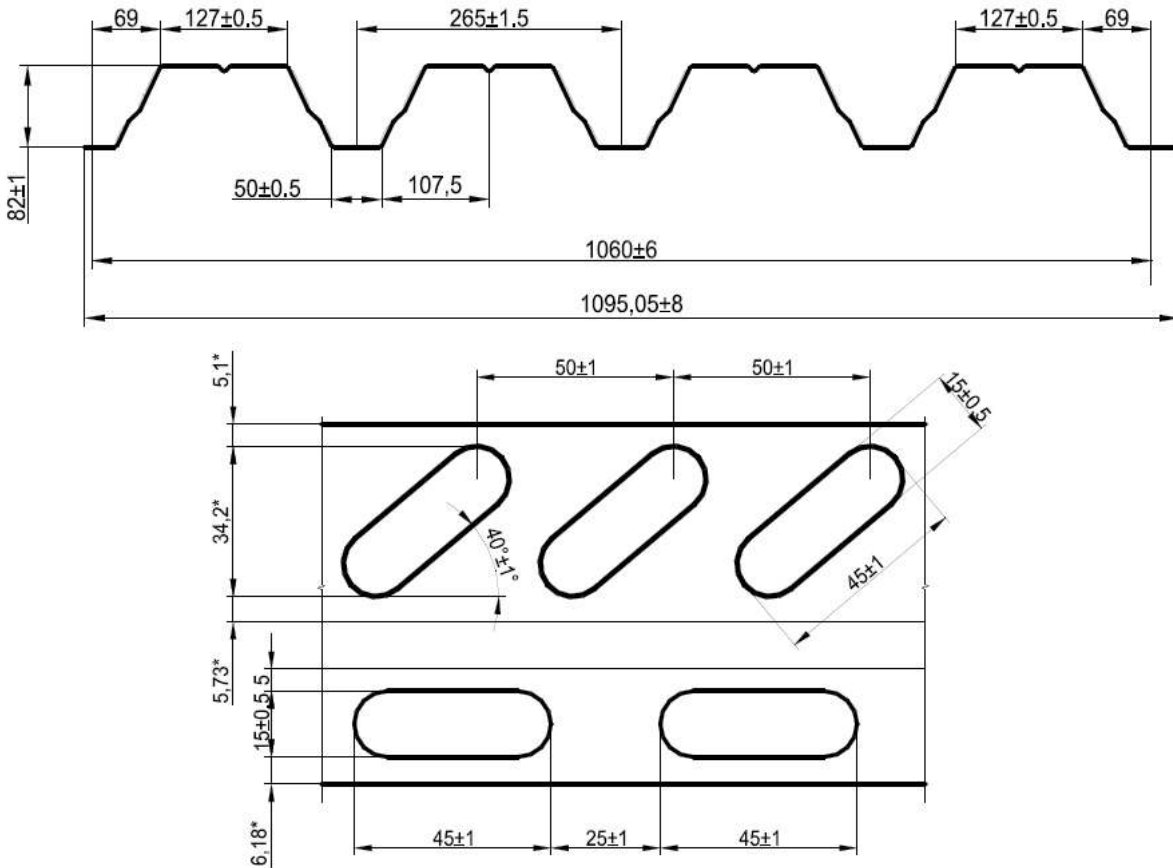


Рисунок 2.6. Геометрия настила ТП-85ПО производства ООО «Торгово-промышленная компания» (ТПК)

Таблица 2.4. Геометрические характеристики настила ТП-85ПО производства ТПК

Обозначение профиля	Размеры сечения, мм		Площадь сечения $A, \text{см}^2$	Масса 1 м длины профиля, кг	Масса 1 м ² эффект. площади, кг	Справочные данные на 1 м ширины настила при сжатых полках					
	h	t				узких		широких			
						момент инерции $I_x, \text{см}^4$	момент сопротивления, см^3		момент инерции $I_x, \text{см}^4$	момент сопротивления, см^3	
							W_{x1}	W_{x2}		W_{x1}	W_{x2}
ТП-85ПО Н82-1060	82	0,7	10,50	8,86	8,09	96,69	19,48	29,87	83,169	17,37	17,94
		0,75	11,25	9,49	8,67	103,42	20,84	31,95	91,20	18,77	19,90
		0,8	12,00	9,83	8,98	110,13	22,19	34,02	99,41	20,18	21,96
		0,88	13,20	10,98	10,03	120,83	24,49	36,99	112,91	22,45	25,42
		1,0	15,00	12,40	11,32	136,75	27,58	42,18	134,53	25,90	31,05
		1,2	18,00	14,75	13,47	163,01	32,88	50,28	163,01	31,70	41,52
		1,25	18,75	15,34	14,01	169,52	169,52	34,19	52,29	169,52	33,16

Среди импортных настилов в Украине есть возможность заказать линейку специальных профилей компании ArcelorMittal Construction. Первым из профилей компании в порядке возрастания высоты сечения является настил Cofrastra 40 с закрытым (обратным) гофром высотой 40мм. Сечение профнастила приведено на Рисунке 2.7, а геометрические характеристики - в Таблице 2.5.

Производителем заявлены следующие параметры сцепления настила с бетоном:

- для m-k метода: $m = 129,37\text{Н/мм}^2$; $k = 0,185\text{Н/мм}^2$;

- для метода частичного сдвигового соединения: $\tau_{u,Rd} = 0,30\text{Н/мм}^2$.

Стандартное сырье – S350GD+Z275.

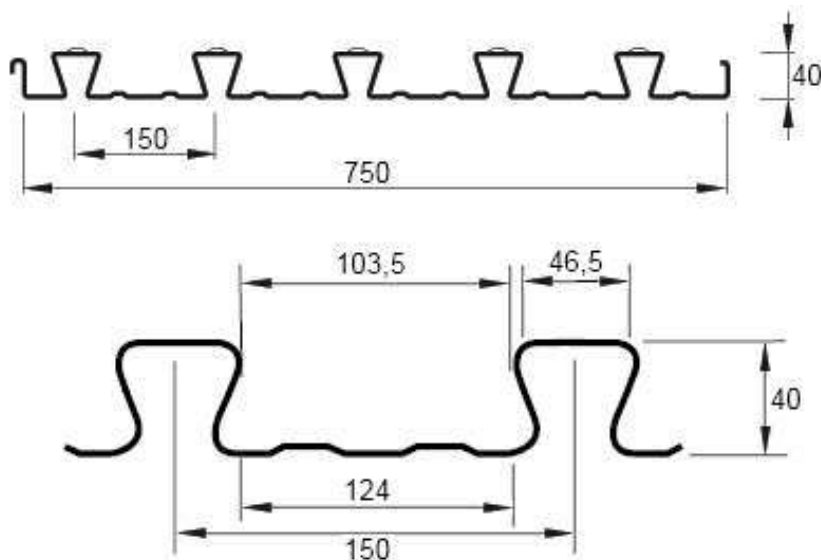


Рисунок 2.7. Геометрия настила Cofrastra 40 производства ArcelorMittal Construction

Таблица 2.5. Геометрические характеристики настила Cofrastra 40 производства ArcelorMittal Construction

Номинальная толщина стали	t_s	мм	0,75	0,85
Удельная масса	g_s	кг/м ²	9,97	11,19
Площадь эффективного сечения	A_p	см ² /м	12,02	13,59
Момент инерции сечения	I_p	см ⁴ /м	27,55	31,43
Положение нейтральной оси	e	см	3,42	1,42

Следующий по высоте профнастил Cofraplus 60 имеет трапецидальный профиль с рифами, показанный на Рисунке 2.8, и геометрические характеристики, приведенные в Таблице 2.6.

Производителем заявлены следующие параметры сцепления настила с бетоном:

- для m-k метода: $m = 92,50\text{Н/мм}^2$; $k = 0,056\text{Н/мм}^2$;

- для метода частичного сдвигового соединения: $\tau_{u,Rd} = 0,10\text{Н/мм}^2$.

Стандартное сырье – S350GD+Z275, доступно с полимерными покрытиями.

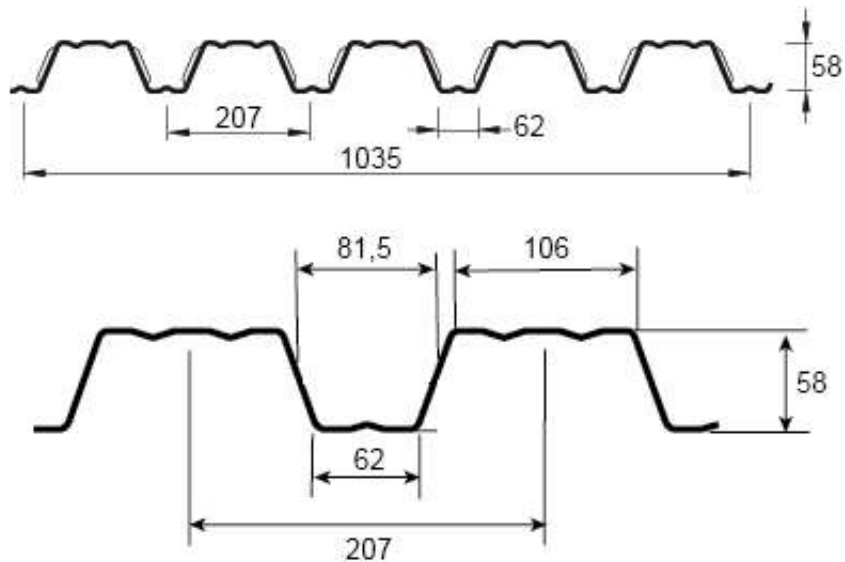


Рисунок 2.8. Геометрия настила Cofraplus 60 производства ArcelorMittal Construction

Таблица 2.6. Геометрические характеристики настила Cofraplus 60 производства ArcelorMittal Construction

Номинальная толщина стали	t_s	мм	0,75	0,88	1,00	1,25
Удельная масса	g_s	кг/м ²	8,53	10,00	11,37	14,22
Площадь эффективного сечения	A_p	см ² /м	10,29	12,17	13,91	17,57
Момент инерции сечения	I_p	см ⁴ /м	55,12	65,21	74,53	93,94
Положение нейтральной оси	e	см	3,33	3,33	3,33	3,33

Третий по высоте профнастил Cofrastra 70 показан на Рисунке 2.9, а его геометрические характеристики приведены в Таблице 2.7.

Производителем заявлены следующие параметры сцепления настила с бетоном:

- для m-k метода: $m = 254,16 \text{ Н/мм}^2$; $k = 0,090 \text{ Н/мм}^2$;
- для метода частичного сдвигового соединения: $\tau_{u,Rd} = 0,18 \text{ Н/мм}^2$.

Стандартное сырье – S350GD+Z275, доступно с полимерными покрытиями.

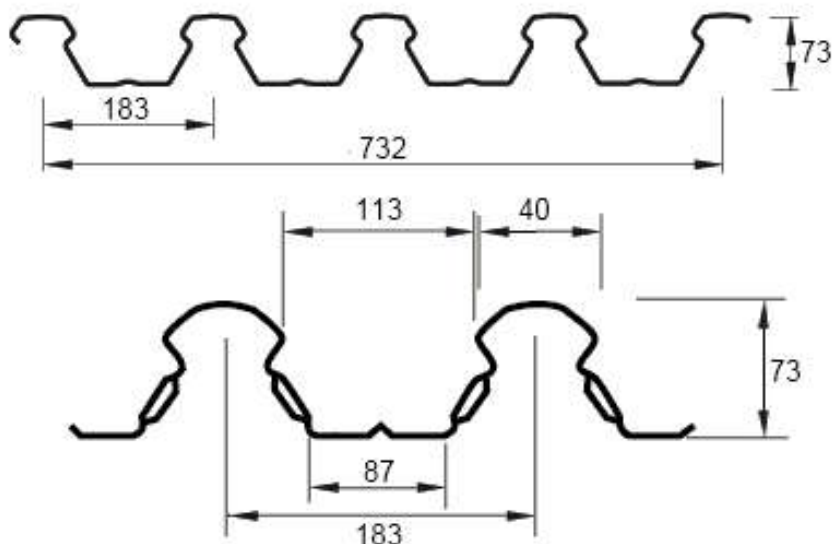


Рисунок 2.9. Геометрия настила Cofrastra 70 производства ArcelorMittal Construction

Таблица 2.7. Геометрические характеристики настила Cofrastra 70 производства ArcelorMittal Construction

Номинальная толщина стали	t_s	мм	0,75	0,88	1,00
Удельная масса	g_s	кг/м ²	10,05	11,79	13,40
Площадь эффективного сечения	A_p	см ² /м	11,95	14,17	16,22
Момент инерции сечения	I_p	см ⁴ /м	92,50	109,67	125,53
Положение нейтральной оси	e	см	3,14	3,14	3,14

В соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 толщина профилированного настила не может быть менее 0,7мм. Такая минимальная толщина принимается из соображений продавливания при движении по настилу людей. Чаще применяются толщины от 0,9 до 1,2 мм. Очевидно, что несущая способность при увеличении толщины настила нарастает, но не в прямой зависимости.

Профнастилы изготавливаются из предварительно оцинкованного рулонного металла, что в Еврокодах обозначается буквами GD (Galvanized, Dipped – оцинкованный погружением), после которых, как правило, указывается тип покрытия, например, «+Z» (цинк) и его удельная масса на м². Стандартным покрытием для элементов строительных конструкций считается 275г/м², что соответствует толщине цинка в примерно 0,02мм с каждой стороны листа. Возможны и более толстые нестандартные покрытия с удельной массой от 300 до 600г/м², но они будут относиться к категории спецзаказов с достаточно большим минимальным объемом закупки. Также это негативно скажется на возможности сквозной приварки анкерных упоров. Цинк может служить основой для полимерного покрытия, что в сталежелезобетонных плитах применяется не столь часто, когда перекрытия открыты обзору либо эксплуатируются в агрессивных условиях.

Цинковое покрытие общей массой 275 г/м² является достаточным для листов расположенных внутри зданий и эксплуатируемых в неагрессивной либо слабоагрессивной среде, но технические условия на покрытие могут изменяться в

3.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

зависимости от условий эксплуатации. Менее распространены другие металлизированные покрытия тонкостенных элементов: цинк-алюминиевое (ZA) и алюмоцинковое (AZ). Подробную информацию о покрытиях несущих профилированных настилов и классификации среды по степени агрессивности воздействия – см. публикацию Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

Правила, приведенные в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, применимы для расчета сталежелезобетонных плит перекрытий с применением стальных профилированных настилов, изготавливаемых из стали по EN 10025 (ДСТУ EN 10025), холоднокатанного листа согласно EN 10149-2 (ДСТУ EN 10149-2) или EN 10149-3 (ДСТУ EN 10149-3) и оцинкованного стального листа по EN 10147, который был заменен EN 10326, а затем – EN 10346 (ДСТУ EN 10346). EN 10346 объединяет большой ряд сталей и их покрытий, но из них только некоторые стали с цинковым покрытием (Z) относятся к EN 10147.

Требование к самонесущим (несущим) стальным профнастилам, как к изделиям, согласно европейских норм определяют ДСТУ Б EN 14782 и ДСТУ Б EN 508-1. Марки стали с покрытиями для самонесущих тонкостенных изделий согласно ДСТУ Б EN 508-1 приведены в Таблице 2.8.

Таблица 2.8. Марки стали самонесущих изделий согласно ДСТУ Б EN 508-1

Ссылка на стандарт	ДСТУ EN 10346			Приложение А ДСТУ Б EN508-1:2008, NF A 36-345, ASTM A 463/463M-05
	Цинк	5% Al-Zn	55% Al-Zn	
Металлизированное покрытие				Al
Допустимые марки	S220GD+Z S250GD+Z S280GD+Z S320GD+Z S350GD+Z S550GD+Z	S220GD+ZA S250GD+ZA S280GD+ZA S320GD+ZA S350GD+ZA S550GD+ZA	- S250GD+AZ S280GD+AZ S320GD+AZ S350GD+AZ S550GD+AZ	S250GD S280GD S320GD S350GD

В системе Еврокодов основой для расчета профнастилов является Часть 1-3, Еврокода 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3). С учетом сталей, которые применимы к настилам согласно стандарту ДСТУ Б EN 508-1 на изделия, сокращенный перечень номинальных значений характеристик материала приведен в Таблице 2.9. Номинальные значения характеристик материала в Таблице 2.9 принимаются расчетом в качестве характеристических.

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 для холодноформованных элементов и профилированных настилов вводит понятие основного предела текучести. Основным пределом текучести – это предел текучести при растяжении металла основы тонкостенного элемента без учета покрытий.

Таблица 2.9. Номинальные значения основного предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_u металла основы

Тип стали	Стандарт	Класс	f_{yb} Н/мм ²	f_u Н/мм ²
Листовая и полосовая углеродистая конструкционная сталь с непрерывным горячим покрытием цинком (Z)	ДСТУ EN 10346	S220GD+Z	220	300
		S250GD+Z	250	330
		S280GD+Z	280	360
		S320GD+Z	320	390
		S350GD+Z	350	420

3.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 1
ДСТУ Б EN 508-1

3.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Таблица 3.1b
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3,
сокращенная
согласно
Таблице 1
ДСТУ Б EN 508-1

Стальная полоса и лист с непрерывным горячим покрытием цинк-алюминием (ZA)	ДСТУ EN 10346	S220GD+ZA	220	300
		S250GD+ZA	250	330
		S280GD+ZA	280	360
		S320GD+ZA	320	390
		S350GD+ZA	350	420
Стальная полоса и лист с непрерывным горячим покрытием алюмоцинком (AZ)	ДСТУ EN 10346	S220GD+AZ	220	300
		S250GD+AZ	250	330
		S280GD+AZ	280	360
		S320GD+AZ	320	390
		S350GD+AZ	350	420

Все стали, используемые для изготовления тонкостенных профилей и профнастилов, должны быть пригодными к холодной формовке, а при необходимости, и к свариванию. При нанесении покрытий сталь должна соответствовать требованиям технологии нанесения.

3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3,

В частности, при проектировании согласно Еврокода 3 пластичность стали должна соответствовать следующим требованиям:

3.2.2. (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

$$- f_u/f_y \geq 1,10$$

- относительное удлинение при разрушении не менее 15%

$$- \text{предельная деформация } \varepsilon_u \geq 15 \cdot f_y/E$$

Стандарт на сырье ДСТУ EN 10346 устанавливает более жесткие пределы, поэтому стали, соответствующие ему, удовлетворяют требования Еврокода 3.

В качестве стандартного сырья для несущих профнастилов сталежелезобетонных перекрытий, включая перечисленные выше профиля, обычно применяется сталь S350GD+Z275 с полимерным покрытием либо без него.

Коэффициент надежности по материалу профнастилов аналогично конструкционной стали учитывается обобщенными коэффициентами надежности γ_{M0} , γ_{M1} и γ_{M2} по несущей способности. В условиях пожара также используется соответствующий коэффициент $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$. При проверке продольного сдвига в сталежелезобетонных плитах с рифами применяется комплексный коэффициент надежности γ_{VS} с принятым рекомендуемым значением 1,25. При расчете соединений тонкостенных элементов ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 вводит коэффициент γ_{M2} для соединений, равный 1,25.

ДБН А.1.1-94:2010 и национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 допускают использование других классов сталей, в частности, согласно действующим в Украине национальным стандартам (ДСТУ, ГОСТ и т. д.), при условии достаточного технического обоснования. Помимо этого, ДСТУ-Н Б EN 1990, ДСТУ-Н Б EN 1993 и ДСТУ-Н Б EN 1994 регламентируют возможность проектирования на основании испытаний.

Геометрические характеристики и нагрузочные таблицы для других профнастилов, не рассмотренных в данной публикации, предоставляются поставщиками. Сортамент обычных несущих профнастилов, производимых в Украине, и пояснение теории расчета их геометрических характеристик – см. публикацию Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

2.4 Другие типы и интересные решения настилов

Ограниченный выбор специальных типов профилированных настилов для сталежелезобетонных плит в Украине дает хорошую перспективу выхода на этот рынок с новыми продуктами. Помимо этого следует искать новые пути использования уже освоенных продуктов. В настоящем разделе приведены нестандартные импортные и отечественные варианты настилов и их комплектующих для сталежелезобетонных перекрытий.

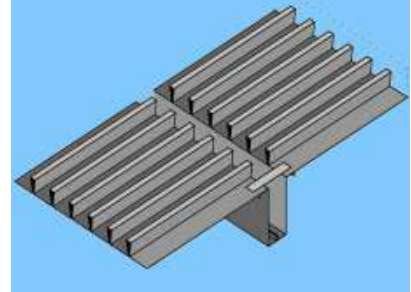
1. Стальной настил с фабричной приваркой арматурного каркаса



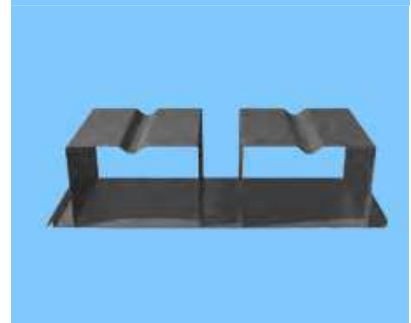
2. Наиболее высокие специальные настилы для сталежелезобетонных перекрытий



3. Сборные настилы ребристых перекрытий из профилей ЛСТК и низких профилированных листов



4. Сборный настил из специальных холодноформованных профилей



5. Композитная утепленная панель на основе внутренней стеновой кассеты (ВСК)



6. Сборные железобетонные плиты несъемной опалубки (филигранные плиты)



7. Сборные железобетонные круглопустотные плиты с омоноличиванием под анкерные упоры



8. Тонкие сборные железобетонные плиты с петлями под анкерные упоры



Стальной настил с фабричной приваркой арматурного каркаса согласно Еврокоду 4 не может считаться, обеспечивающим достаточное сдвиговое соединение по контакту с бетоном, однако в данном случае его функции и преимущества заключаются в другом. Недорогой минимально профилированный стальной лист в такой конфигурации совмещает много полезных функций, как несъемная опалубка, основа для готового арматурного каркаса, защитная и декоративная нижняя поверхность готовой плиты. Хотя полученная плита с позиции расчета не будет включать в работу настил после затвердения бетона и будет сплошной, а не ребристой, но технологически она будет выигрывать у многих аналогов. В зависимости от высоты и сечений армирования такой настил станет хорошей альтернативой для обычных и специальных профнастилов высотой до 85мм на пролетах до 4.5м. Пример использования данного решения показан на Рисунке 2.10.



Рисунок 2.10. Пример использования стального настила с фабричной приваркой арматурного каркаса

Наиболее высокие профнастилы имеют два, уже ставших классическими, применения. Первое – это перекрытия в створе балок; второе – перекрытия пониженной высоты. При небольших нагрузках возможные пролеты могут достигать 9м, но в большинстве случаев

не превышают 6м. Оба характерных применения отличаются минимальной строительной высотой перекрытия за счет утепленного профнастила, небольшим расходом бетона и уменьшением количества элементов балочной клетки в диапазоне 20...50%.

Эти специальные профнастилы обычно используются в составе стандартных систем перекрытий. Они образуют относительно тонкую плиту с жесткими ребрами высотой 200-220мм и шагом около 750мм. Несущая способность плиты на изгиб после затвердения бетона определяется как сумма соответствующих значений для профнастила и ребристого железобетонного сечения. Это указывает на то, что в таких системах не учитывается сцепление по контакту профнастила и бетона, но профнастил достаточно жесткий, чтобы выдержать монтажные нагрузки без временных опор и сделать ощутимый вклад в несущую способность комбинированной плиты. В рамках данной публикации будут рассмотрены два близких по характеристикам наиболее высоких профнастила: профиль TRP200 Hoesch Additiv Decke и профиль Cofraplus 220 ArcelorMittal Construction.

Геометрия профиля TRP200 показана на Рисунке 2.11, а его основные характеристики, заявленные производителем, – в Таблице 2.9.

Стандартное сырье – S350GD+Z275, доступно с полимерными покрытиями.

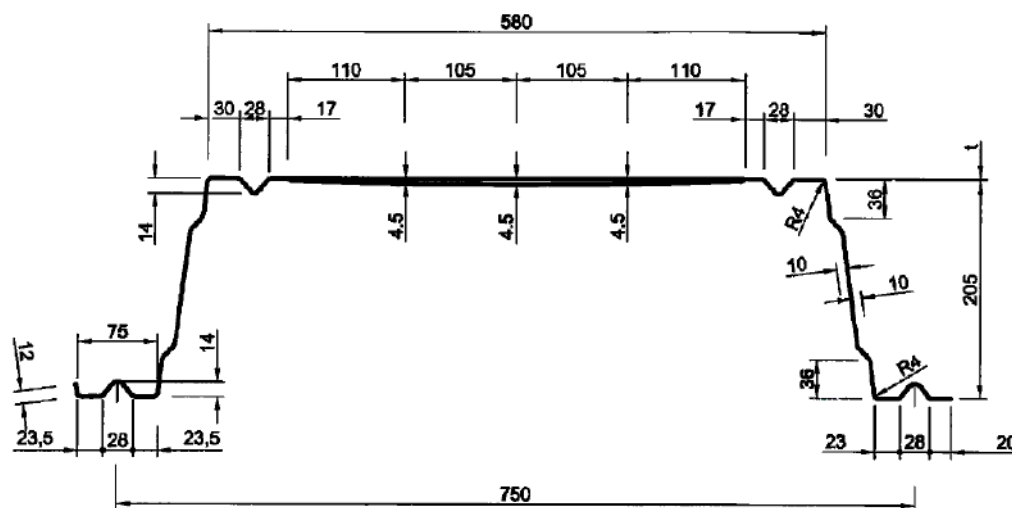


Рисунок 2.11. Геометрия настила TRP200 Hoesch Additiv Decke

Таблица 2.9. Расчетные характеристики настила TRP200 Hoesch Additiv Decke

Обозначение профиля	Размеры сечения, мм		Масса 1 м ² эффективной площади, кг	Справочные данные на 1 м ширины при изгибе	
	<i>h</i>	<i>t</i>		Момент инерции эффективного сечения при изгибе I_{eff} , см ⁴	Характеристическая несущая способность профиля на изгиб $M_{PT,RK}$, кНм
TRP200	205	1,00	12,80	653	17,00
		1,25	16,00	855	22,00
		1,50	19,20	1030	26,50

Профиль Cofraplus 220 проиллюстрирован на Рисунке 2.12, а его расчетные характеристики, заявленные производителем, даны в Таблице 2.10.

Стандартное сырье – S350GD+Z275, доступно с полимерными покрытиями.

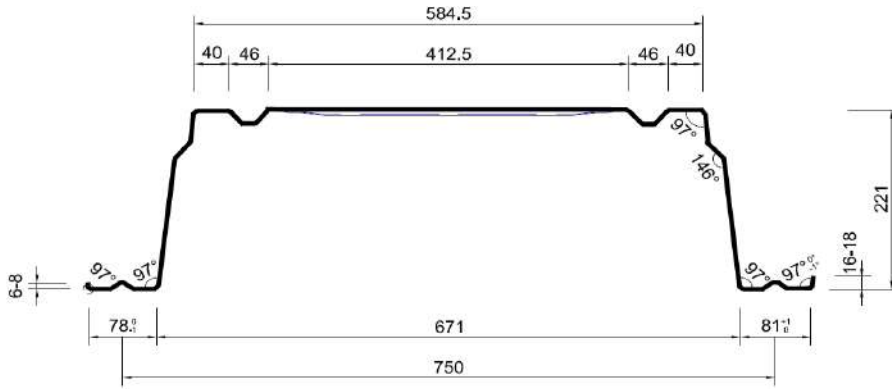


Рисунок 2.12. Cofraplus 220 ArcelorMittal Construction

Таблица 2.10. Расчетные характеристики настила Cofraplus 220 ArcelorMittal Construction

Обозначение профиля	Размеры сечения, мм		Масса 1 м ² эффективной площади, кг	Справочные данные на 1 м ширины при изгибе	
	<i>h</i>	<i>t</i>		Момент инерции эффективного сечения при изгибе I_{eff} , см ⁴	Характеристическая несущая способность профиля на изгиб $M_{PT,RK}$, кНм
Cofraplus 220	220	1,00	13,10	809	19,40
		1,13	14,80	912	23,00
		1,25	16,40	1008	26,30

Так как наиболее высокие профнастилы в Украине не производятся и представлены только импортными продуктами, вместо них можно применить более трудоемкую, но состоящую из отечественных комплектующих систему.

Такой системой являются **сборные настилы ребристых перекрытий из профилей ЛСТК и низких профилированных настилов**. Применение взамен наиболее высоких профнастилов на пролетах до 9м, включая перекрытия пониженной высоты, – это только один из возможных вариантов. Другое важное решение подобная схема представляет для выполнения опалубочных работ в ребристых монолитных плитах перекрытий с высотой ребра не только до 220мм, как у наиболее высоких профнастилов, но и в диапазоне от 35 до 420мм.

Ребристые плиты – крайне трудоемкий элемент железобетонных монолитных каркасов, которого из-за затрат на подрезку опалубочной фанеры и затягивания сроков стараются избегать. Применение указанных сборных настилов помогает решить эту проблему.

Высокие ребра до 420мм могут образовываться спаренными Z-профилями, а более низкие варианты до 150мм – при помощи С-профилей, как это показано на Рисунке 2.13. Профили ребер создают опору для элементов опалубки плоских частей плиты, в качестве которой можно применить и классическую разборную опалубку, и несъемные альтернативы, включая профилированные стальные настилы.

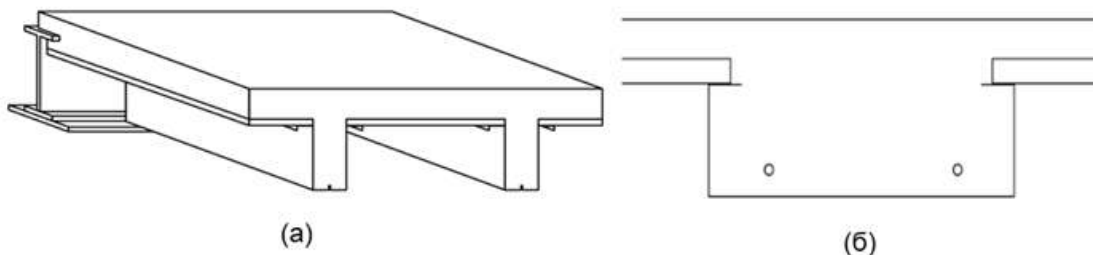


Рисунок 2.13. Образование ребер монолитных перекрытий сборным настилом: (а) – высоких из спаренных Z-профилей; (б) – низких из С-профилей

Сборные листы из специальных холодноформованных профилей близки по сути предыдущему варианту, но по форме более подходят на классические сборные железобетонные круглопустотные плиты. Вертикальные размеры несущих профилей обычно находятся в диапазоне 100...200мм, максимальные из которых могут использоваться на пролетах до 9м. Нижний лист, замыкающий профиль панели, создает плоскую нижнюю поверхность плиты и защищает ребра от прогрева в условиях пожара.

Композитные утепленные панели на основе внутренних стеновых кассет (ВСК) могут стать одним из направлений развития продуктов для компаний, уже производящих ВСК. Такие панели являются альтернативой сборному железобетону и сталежелезобетонным перекрытиям по наиболее высоким профнастилам на пролетах до 8м. Существуют две особенности, которые могут дать такие панели в сравнении с конкурентами:

1. Готовое утепление в створе панели перекрытия;
2. Использование в таких панелях ВСК с перфорацией сделает их эффективным несущим акустическим барьером.

Одним из примеров таких панелей является бренд Cofradal 200.

Переходя к железобетонным вариантам, первым следует отметить **сборные плиты несъемной опалубки**, которые являются железобетонным аналогом первого варианта: низких профнастилов с фабричной приваркой арматурного каркаса. Бетонный пояс такой опалубки имеет высоту от 40 до 120мм, но полный габарит изделия за счет выпусков может составлять до 300мм. Применение такого настила рационально на пролетах до 5м, но без промежуточных опор он дает достаточно высокие нагрузки от собственного веса цельной плиты при бетонировании и эксплуатации.

Хорошо известные отечественным строителям **круглопустотные плиты** широко используются в сталежелезобетонных и комбинированных конструктивах, но для корректного применения это требует специальных мероприятий. По торцам плиты, примыкающим к анкерным упорам, выполняются прорезы, которые позволяют бетонной смеси, уложенной между плитами, до определенного предела заполнить пустоты. В качестве ограничителей и маркеров заполнения плиты в пустоты должны устанавливаться заглушки, а монолитное заполнение для передачи усилий продольного сдвига, анкеровки плит и обеспечения живучести обязательно армируется в двух направлениях. Преимущество такой схемы заключается в общедоступности круглопустотных плит, больших пролетах, которые они могут перекрывать, и почти полностью сборной технологии, которая в свою очередь обязательно должна предусматривать указанные мероприятия и не рекомендуется к применению в случаях с возможными динамическими нагрузками из-за растрескивания швов между панелями и сомнительной сплошности настила.

Очень индустриальное решение настила, позволяющее добиться полностью сборных комбинированных каркасов, – это **тонкие сборные железобетонные плиты с петлями под анкерные упоры**. Их часто используют в многоуровневых паркингах, где укладывают не поперек, в вдоль балок. В таком случае ширина плиты и соответствующий шаг балок ограничены транспортным габаритом до 2,5м. Поперек балок могут использоваться аналогичные плиты, усиленные ребрами. Даже в сравнении с быстромонтируемыми стальными каркасами со сталежелезобетонными перекрытиями данная технология позволяет сократить сроки на 25%, а классические железобетонные строительные системы будут медленнее до 50%. Ограничивает применение данных настилов в отечественных условиях существующая производственная база и высокие требования к качеству работ. Данная строительная система требует специального нестандартного типа плит и крайне высокой точности изготовления и монтажа, когда петли сразу в нескольких точках совпадают с анкерными упорами.

Общий недостаток железобетонных плит перекрытий в сталежелезобетонных каркасах - это то, что они в отличие от стальных настилов изначально являются жесткими плоскими элементами, которые в процессе деформирования конструкции от монтажных и/или эксплуатационных нагрузок плохо принимают деформированную форму несущей основы, создавая дополнительные поперечные силы и проблемы с образованием трещин.

2.5 Бетон

Настоящая публикация согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 дает указания для проектирования сталежелезобетонных конструкций с применением бетона классов прочности не ниже $C^{20}/_{25}$ и $LC^{20}/_{22}$ и не выше $C^{60}/_{75}$ и $LC^{60}/_{66}$. Для колонн легкие бетоны не применяются, и классы бетона ограничены соответствующим диапазоном от $C^{20}/_{25}$ до $C^{50}/_{60}$.

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN1992-1-1 дополнительно ограничивает применение бетонов классами прочности до $C_{max}=C^{50}/_{60}$, выше которых ($C^{55}/_{70}...C^{100}/_{115}$) требуется научно-техническое сопровождение объекта базовой организацией с утвержденной профильным министерством программой.

Характеристики свойств бетона следует принимать для тяжелого бетона по Таблице 2.11, а для легкого бетона — по Таблице 2.12.

Расчетное значение прочности бетона на сжатие определяется по формуле:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

где:

γ_c частный коэффициент надежности по материалу для бетона

α_{cc} коэффициент, учитывающий долговременные эффекты и неблагоприятное влияние, вызванное способом приложения нагрузок

Коэффициент α_{cc} может принимать значение в пределах 0,8...1,0. Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 придерживается рекомендуемого Еврокодом 2 значения $\alpha_{cc} = 1,0$, поэтому в дальнейших расчетах оно опускается.

Также согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN1992-1-1 для бетонов принимаются рекомендуемые значения коэффициентов надежности по материалу в зависимости от расчетной ситуации:

1. для постоянных и переходных расчетных ситуаций – $\gamma_c = 1,5$;
2. для аварийных расчетных ситуаций кроме условий пожара – $\gamma_c = 1,2$;
3. для расчета огнестойкости - $\gamma_{M,fi,C} = 1,0$;
4. для проверок по эксплуатационной пригодности - $\gamma_c = 1,0$;

Для бетонирования сталежелезобетонных плит размер крупного заполнителя бетона зависит от наименьшего размера элемента конструкции, в пределах которого укладывается бетонная смесь, и не должен превышать наименьшее из значений:

- $0,4 \cdot h_c$, где h_c - высота бетонной полки над гофром настила, как показано на Рисунке 3.3.

- $b_0/3$, где b_0 – средняя ширина заполняемого гофра для трапециевидных настилов и минимальная ширина заполняемого гофра для настилов с закрытым гофром, как показано на Рисунке 3.3.

- 31,5 мм (сито С31,5).

3.1 (2) и 6.7.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Национальное приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3.1.6 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Национальное приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

2.4.2.4 (1) и
Таблица 2.1N
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1
2.3 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

9.2.2 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 2.11. Прочностные и деформационные характеристики тяжелых бетонов

Классы прочности бетона															Аналитическая зависимость/пояснение
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{\frac{2}{3}} \leq C^{50}/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln[1 + (f_{cm}/10)] > C^{50}/60$
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm}$ Квантиль 5 %
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3f_{ctm}$ Квантиль 95 %
E_{cm} , ГПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ f_{cm} , МПа
ϵ_{c1} , ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	$\epsilon_{c1} = 0,7f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ϵ_{cu1} , ‰	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\epsilon_{cu1} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} , ‰	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\epsilon_{c2} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} , ‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\epsilon_{cu2} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} , ‰	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\epsilon_{c3} = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} , ‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	для $a_{cl} \geq 50$ МПа $\epsilon_{cu3} = 266 + 35x(90 - a_{cl}).100\text{б}^4$

Таблица 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 2.12. Прочностные и деформационные характеристики легких бетонов

Классы прочности легкого бетона														Аналитическая зависимость/пояснение
f_{lck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{lck,cube}$, МПа	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
f_{lcm} , МПа	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Для $f_{lck} \geq 20$ МПа $f_{lcm} = f_{lck} + 8$ МПа
f_{lctm} , МПа	$f_{lctm} = f_{ctm}\eta_1$													$\eta_1 = 0,40 + 0,60\rho/2200$
$f_{lctk,0,05}$, МПа	$f_{lctk,0,05} = f_{ctk,0,05}\eta_1$													Квантиль 5 %
$f_{lctk,0,95}$, МПа	$f_{lctk,0,95} = f_{ctk,0,95}\eta_1$													Квантиль 95 %
E_{lcm} , ГПа	$E_{lcm} = E_{cm}\eta_E$													$\eta_E = (\rho/2200)^2$
ϵ_{lc1} , ‰	$kf_{lcm}/(E_{lci}\eta_E)$ ($k = 1,1$ для бетона с мелким заполнителем из природного песка; $k = 1,0$ для бетонов с легкими мелким и крупным заполнителями)													
ϵ_{lcu1} , ‰	ϵ_{lc1}													
ϵ_{lc2} , ‰	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	
ϵ_{lcu2} , ‰	$3,5\eta_1$									$3,1\eta_1$	$2,9\eta_1$	$2,7\eta_1$	$2,6\eta_1$	$ \epsilon_{lcu2} \geq \epsilon_{lc2} $
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	
ϵ_{lc3} , ‰	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	
ϵ_{lcu3} , ‰	$3,5\eta_1$									$3,1\eta_1$	$2,9\eta_1$	$2,7\eta_1$	$2,6\eta_1$	$ \epsilon_{lcu3} \geq \epsilon_{lc3} $

Таблица 11.3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

При проектировании и, в частности, выборе бетона следует учитывать влияние окружающей среды на долговечность конструкций и предусматривать соответствующие мероприятия по их защите. Необходимые меры защиты конструкций следует устанавливать с учетом их назначения, проектного срока службы, программы обслуживания и текущих ремонтов.

Долговечность бетонных и железобетонных конструкций следует обеспечивать выполнением расчетных условий предельных состояний, а также конструктивных требований в зависимости от классов условий эксплуатации конструкций.

Долговечная конструкция должна удовлетворять требованиям по эксплуатационной пригодности, прочности и устойчивости в течение всего проектного срока службы без существенной утраты эксплуатационных свойств при соизмеримых эксплуатационных расходах.

Под условиями эксплуатации бетона подразумеваются физические и химические условия окружающей среды, в которой эксплуатируется как вся конструкция, так и ее отдельные элементы. Условия эксплуатации не включают эффектов от действия нагрузки.

Параметры среды допускается оценивать на основании расчетов, замеров, результатов испытаний, опыта эксплуатации аналогичных объектов либо комбинаций подобных данных.

Условия окружающей среды классифицируются по таблице 2.13, основанной на EN 206-1.

В дополнение к условиям, данным в Таблице 2.13, при необходимости следует учитывать особые формы агрессивного либо непрямого воздействия, включающие:

- химическую коррозию, вызванную использованием конструкций зданий или сооружений по назначению (например, хранение жидкостей и т. п.), растворами кислот или сульфатных солей, хлоридами, содержащимися в бетоне, реакциями едкой щелочи и заполнителя;

- физическое воздействие, вызванное, например, температурными колебаниями, износом (истиранием) и/или проникновением воды.

Таблица 2.13. Классы условий эксплуатации, соответствующие условиям окружающей среды согласно EN 206-1

Класс	Характеристика окружающей среды	Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации
1. Отсутствие риска коррозии и химического воздействия		
X0	Для бетона без арматуры или закладных деталей: все условия, за исключением переменного замораживания, трения или химического воздействия. Для бетона с арматурой или закладными деталями: очень сухая среда.	Бетон внутри зданий с очень низкой влажностью воздуха
2. Коррозия, вызванная карбонизацией		
XC1	Сухо или постоянно влажно	Бетон внутри зданий с низкой влажностью; бетон, постоянно погруженный в воду.
XC2	Влажно, редко сухо	Поверхности бетона при длительном контакте с водой; большинство фундаментов.

2.4 (3)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1990
и
4.1 (2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3.1.46
EN 206-1

2.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 4.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

XC3	Средняя влажность	Бетон в помещениях с умеренной или высокой влажностью воздуха; бетон на открытом воздухе, защищенный от дождя.
XC4	Циклическая смена влажной и сухой среды	Поверхности бетона при контакте с водой, не входящие в класс XC2.
3. Коррозия, вызванная хлоридами		
XD1	Средняя влажность	Поверхности бетона при действии атмосферы с содержанием хлоридов.
XD2	Влажно, редко сухо	Плавательные бассейны; бетонные поверхности, подверженные хлоридсодержащим промышленным стокам.
XD3	Циклическая смена влажной и сухой среды	Части мостов под действием аэрозолей с содержанием хлоридов; дорожные покрытия; плиты паркингов.
4. Коррозия, вызванная хлоридами морской воды		
XS1	Наличие солей в воздухе без непосредственного контакта с морской водой	Сооружения вблизи побережья или на побережье.
XS2	Постоянно погруженные	Части морских сооружений.
XS3	Зона приливов и отливов, брызг и орошений	
5. Воздействие попеременного замораживания и оттаивания		
XF1	Умеренное насыщение водой без содержания антиобледенителей	Вертикальные бетонные поверхности, подверженные действию дождя и мороза
XF2	Умеренное насыщение водой с содержанием антиобледенителей	Вертикальные бетонные поверхности дорожных сооружений, подверженные замораживанию и действию атмосферы с содержанием паров антиобледенителей
XF3	Высокое насыщение водой без содержания антиобледенителей	Горизонтальные бетонные поверхности, подверженные действию дождя и мороза
XF4	Высокое насыщение водой с содержанием антиобледенителей или морской воды	Дорожные и мостовые настилы, подверженные действию антиобледенителей; бетонные поверхности, подверженные прямому воздействию аэрозолей, содержащих антиобледенители, и мороза; морские сооружения в зоне прилива, подверженные замораживанию.
6 Химическая коррозия		
XA1	Слабоагрессивная химическая среда согласно EN 206-1, Таблица 2	Грунты в естественном состоянии и грунтовые воды
XA2	Среднеагрессивная химическая среда согласно EN 206-1, Таблица 2	
XA3	Сильноагрессивная химическая среда согласно EN 206-1, Таблица 2	

Защита стальной арматуры от коррозии зависит от плотности, качества и толщины защитного слоя бетона, выполнения требований трещиностойкости. Плотность и качество защитного слоя обеспечивается контролем максимального водоцементного соотношения и минимального содержания цемента (см. EN 206-1), что может выполняться посредством минимального (индикативного) класса прочности бетона.

Состав бетона определяет как защиту арматуры, так и сопротивляемость бетона воздействиям. В Таблице 2.14 указаны индикативные классы прочности бетона на сжатие в зависимости от условий окружающей среды, что может привести к необходимости применить более высокий класс прочности на сжатие, чем это необходимо согласно расчетам по 1-ой и 2-ой группе предельных состояний. В таких случаях необходимо принять значение f_{ctm} более высокого класса прочности на сжатие для расчета минимального армирования и проверки ширины раскрытия трещин.

Значения индикативных классов прочности согласно ДСТУ-Н Б EN1992-1-1 приведены в Таблице 2.14.

Таблица 2.14. Индикативные классы прочности

Класс условий эксплуатации согласно Таблице 2.13										
Коррозия										
	Коррозия арматуры, вызванная карбонизацией			Коррозия арматуры, вызванная хлоридсодержащими средами (за исключением морской воды)			Коррозия арматуры, вызванная хлоридами морской воды			
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Индикативный класс прочности	C ²⁰ / ₂₅	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇		C ³⁰ / ₃₇		C ³⁵ / ₄₅	C ³⁰ / ₃₇	C ³⁵ / ₄₅	
Разрушение бетона										
	Малый риск разрушения	Разрушение бетона вследствие морозной деструкции средствами для оттаивания или без них				Разрушение бетона вследствие агрессивного химического воздействия окружающей среды				
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Индикативный класс прочности	C ¹² / ₁₅	C ³⁰ / ₃₇	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇	C ³⁰ / ₃₇		C ³⁵ / ₄₅			

2.6 Арматурная сталь

Характер работы арматурной стали определяют следующие характеристики:

- предел текучести (f_{yk} или $f_{0,2k}$);
- максимальный фактический предел текучести ($f_{y,max}$);
- прочность на растяжение (f_t);
- пластичность (ε_{uk} и f_t/f_{yk});
- способность к изгибанию;
- свойства сцепления (f_R);
- размеры сечения и допуски;
- усталостная прочность;
- свариваемость;
- прочность на сдвиг и прочность сварных соединений для сварных сеток.

4.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.2 (3)
Е.1 (1) и Е.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица Е.1Н
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3.2.2 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

В соответствии с национальным приложением Еврокода 2, Часть 1-1 (ДСТУ-Н Б EN1992-1-1) допускается использование арматуры как согласно ДСТУ EN 10080, так и по документу ДСТУ 3760:2006, основанному на национальных технологических традициях. В зависимости от принятого стандарта на арматурную сталь необходимо применять соответствующие коэффициенты надежности по материалу согласно Таблицам 2.15. и 2.16.

Таблица 2.15. Коэффициенты надежности для арматурной стали по ДСТУ EN 10080

Расчетные ситуации	Предельные состояния по несущей способности		Предельные состояния по эксплуатационной пригодности
	Для обычной арматуры	Для преднапряженной арматуры	Для обычной и преднапряженной арматуры
Постоянные и переходные	1,15	1,15	1,0
Аварийные	1,0	1,0	1,0

Таблица 2.16. Коэффициенты надежности для арматурной стали по ДСТУ 3760:2006

Вид материала	Предельные состояния по несущей способности		Предельные состояния по эксплуатационной пригодности
	Постоянные и переходные расчетные ситуации	Аварийные расчетные ситуации	
Стержневая арматура класса А240С	1,15	1,0	1,0
Стержневая арматура класса А400С, А-III диаметром 6-40мм	1,10	1,0	1,0
Стержневая арматура класса А500С диаметром 8-22мм	1,15	1,0	1,0
Стержневая арматура класса А500С диаметром 25-32мм	1,20	1,0	1,0
Стержневая арматура классов А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000	1,20	1,0	1,0

Правила расчета и конструирования ДСТУ-Н Б EN1992-1-1 и данной публикации справедливы для пределов текучести арматурной стали f_{yk} в диапазоне от 400 до 600 МПа.

Применимость рассмотренной методики также ограничена свариваемой арматурой периодического профиля, включая сетки.

Поверхность арматуры периодического профиля должна обеспечивать ее надежное сцепление с окружающим бетоном, которое может считаться достаточным при соблюдении требуемой площади проекции ребер f_R .

Таблица 2.17 приводит требования, которым должна соответствовать арматурная сталь при использовании ДСТУ-Н Б EN1992-1-1. Характеристики в Таблице 2.17 применимы в диапазоне температур от -40°С до +100 °С.

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

2.4.2.4 (1) и Таблица 2.1N ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

Таблица 2.1 ДБН В.2.6-98:2009

3.2.2 (3)Р ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

3.2.2 (2)Р ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

3.2.2 (4)Р и 3.2.2 (5) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

С.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

Таблица 2.17 имеет разделение на классы А, В и С в зависимости от параметров пластичности. При расчете по пластической теории не следует использовать арматуру класса А. В сталежелезобетонных плитах пластический расчет несущей способности допустим только на пролетах до 3м при использовании класса арматуры С.

Минимальные значения относительной площади ребер $f_{R,min}$ и дополнительные требования к арматурной стали для расчетов на усталость приведены в Таблице 2.18.

Таблица 2.17. Характеристики арматуры

Вид стали	Стержни и размотанная катанка			Сетки из проволоки			Требования или значение квантиля, %
	А	В	С	А	В	С	
Класс	А	В	С	А	В	С	—
Характеристический предел текучести f_{yk} или $f_{0,2k}$, МПа	400–600						5,0
Минимальное значение $k = (f_t / f_y)_k$	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
Характеристические относительные деформации при максимальной нагрузке ϵ_{uk} , %	≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Способность к изгибанию	Испытания на загиб/разгиб			—			
Прочность на сдвиг	—			0,3A f_{yk} (A — площадь сечения проволоки)			Минимум
Максимальное отклонение от номинальной массы (отдельный стержень или проволока), %	Номинальный размер стержня, мм ≤8 > 8		±6,0 ±4,5				5,0

Таблица С.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 2.18. Рекомендуемые значения βf_{yk} при $\beta = 0.6$ и минимальной относительной площади ребер $f_{R,min}$

Вид продукта	Стержни и стержни из бухт			Сетки из проволоки			Требования или значение квантиля, %
	А	В	С	А	В	С	
Класс	А	В	С	А	В	С	—
Уровень напряжений усталости, МПа, (для $N \geq 2 \times 10^6$ циклов нагрузки) с верхним пределом βf_{yk}	≥150			≥100			10,0
Сцепление: минимальное значение относительной площади ребер, $f_{R,min}$	Номинальный диаметр стержня, мм 5-6 6,5–12,0 > 12,0		0,035 0,040 0,056				5,0

Таблица С.2N
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Процессы сварки арматурных стержней должны соответствовать требованиям Таблицы 2.19, а свариваемость – ДСТУ EN 10080.

3.2.5 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 2.19. Допустимые способы сварки и примеры применения

Вид нагрузки	Способ сварки	Растянутые стержни ¹⁾	Сжатые стержни ¹⁾
Преимущественно статическая (усталостные явления следует учитывать отдельно)	Стыковая сварка наплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка металлическим электродом и ручная дуговая электродом с покрытием	Стыковое соединение при $\varnothing \geq 20$ мм, стыковое соединение с накладкой, соединение внахлестку, крестообразное соединение ³⁾ , соединение с другими стальными деталями	
	Сварка в среде активных защитных газов ²⁾	Стыковое соединение с накладкой, соединение внахлестку, крестообразное соединение ³⁾ , соединение с другими стальными деталями	
		—	Стыковое соединение при $\varnothing \geq 20$ мм
	Сварка трением	Стыковое соединение, соединение с другими стальными деталями	
Точечная контактная сварка	Соединение внахлестку ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2), 4)}		
Преимущественно не статическая (усталостные явления следует учитывать отдельно)	Стыковая сварка наплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка	—	Стыковое соединение при $\varnothing \geq 14$ мм
	Сварка в среде активных защитных газов ²⁾	—	Стыковое соединение при $\varnothing \geq 14$ мм
	Точечная контактная сварка	Соединение внахлестку ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2), 4)}	

¹⁾ Допускается сварка стержней только примерно одинакового диаметра.
²⁾ Допустимое отношение диаметров стыкуемых стержней $\geq 0,57$.
³⁾ Для несущих соединений $\varnothing \leq 16$ мм.
⁴⁾ Для несущих соединений $\varnothing \leq 28$ мм.

Для обеспечения целостности арматуры минимальный диаметр гибочного валька (оправки) $\varnothing_{m,min}$ должен быть не менее рекомендуемых значений, приведенных в Таблице 2.20.

Таблица 2.20. Минимальный диаметр оправки во избежание повреждений арматуры
а) для стержней и проволоки

Диаметр стержня	Минимальный диаметр оправки для крюков, угловых крюков и петель
$\varnothing \leq 16$ мм	$4\varnothing$
$\varnothing > 16$ мм	$7\varnothing$

б) для свариваемой загибаемой арматуры и сеток, загибаемых после сварки




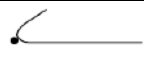
Минимальный диаметр оправки	
 или 	 или 
$5\varnothing$	при $d \geq 3\varnothing$: $5\varnothing$ при $d < 3\varnothing$ или сварка в пределах загиба: $20\varnothing$
Примечание: размер оправки для сварки в пределах зоны загиба может быть уменьшен до $5\varnothing$, если сварка выполняется согласно EN ISO 17660, приложение В.	

Таблица 3.4
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 8.1N
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

11.8.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Для легких бетонов с целью предотвращения раскалывания бетона в местах изгибов, крюков и петель минимальный радиус оправки стержней следует увеличивать на 50% в сравнении с данными Таблицы 2.20.

Другие конструктивные требования для элементов армирования в конструкциях зданий – см. ДСТУ-Н Б EN1992-1-1.

Для сталежелезобетонных конструкций расчетное значение модуля упругости арматурной стали E_s допускается принимать равным значению конструкционной стали, равного 210 000 Н/мм².

Среднее значение плотности для арматурной стали допускается принимать равным 7850 кг/м³.

3.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.2.7 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3 Нагрузки и воздействия

3.1 Общие положения

Нагрузки и воздействия окружающей среды на конструкцию имеют различную природу происхождения, характер и продолжительность, как и их результаты, что схематически показано на примере Рисунка 3.1.



Рисунок 3.1. Воздействия и их результаты

При проектировании элементов должны быть рассмотрены все возможные расчетные ситуации и комбинации внешних воздействий на различных этапах жизненного цикла конструкций с целью выявить наиболее неблагоприятные, но реалистичные их сочетания.

Расчетные ситуации согласно базовому Еврокоду 0 (ДСТУ-Н Б EN 1990), классифицируются по следующим типам:

- постоянные расчетные ситуации, соответствующие нормальным условиям эксплуатации несущей конструкции;
- временные расчетные ситуации (переходные), относящиеся к состояниям несущей конструкции, ограниченным во времени, как этап строительства либо ремонта;
- чрезвычайные аварийные ситуации, относящиеся к чрезвычайным для несущей конструкции условиям, как пожар, взрыв, удар либо следствия локального отказа;
- сейсмические расчетные ситуации, которые относятся к воздействиям на несущую конструкцию при землетрясении.

Следует разделять **предельные состояния** по несущей способности и предельные состояния по эксплуатационной пригодности.

Предельные состояния по несущей способности (первая группа предельных состояний, ultimate limit state) – включает состояния, переход конструкции через которые приводит к потере несущей способности или полной непригодности к любой дальнейшей эксплуатации, что обычно происходит в результате потери прочности или устойчивости.

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (вторая группа предельных состояний, serviceability limit state) – состояния, осложняющие нормальную эксплуатацию объекта, чаще всего, когда некоторые эксплуатационные критерии достигают предельных неприемлемых значений. В основном под такими критериями подразумевают перемещения и деформации здания, образование чрезмерных трещин, недопустимые формы колебаний, повреждение защитных покрытий и другие.

3.2 (2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1990

3.1(1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Расчет по предельным состояниям гарантирует, что при заданных физико-механических характеристиках материалов, а также прогнозируемых нагрузках и воздействиях, обеспеченных с некоторым уровнем надежности, несущие конструкции не потеряют своих нормируемых свойств и будут удовлетворять критериям, выдвигаемым к их целостности и безопасности функции, которую они обслуживают.

Предельные состояния должны ассоциироваться с расчетными ситуациями.

Для каждой отдельной расчетной ситуации должны рассматриваться соответствующие постоянные и переменные нагрузки.

Для участков, на которые могут действовать различные типы нагрузок и воздействий, расчетом должна учитываться наиболее неблагоприятная расчетная ситуация.

Воздействия по их изменению во времени классифицируются на:

- постоянные воздействия (G), например, собственный вес конструкций, стационарного оборудования либо дорожных покрытий, а также не прямые воздействия, вызванные усадками и неравномерным смещением опор;

- переменные (временные) воздействия (Q), например, полезные нагрузки на конструкции перекрытий и покрытий, ветровые и снеговые нагрузки;

- эпизодические (аварийные) воздействия (A), вызванные, например, взрывным воздействием либо ударами транспортных средств.

Воздействия также должны классифицироваться по:

- их происхождению как «прямые» либо «непрямые». Прямые воздействия (нагрузки) – это силы приложенные непосредственно к конструкциям. Непрямые воздействия – это деформации либо ускорения, вызванные, например, температурой, изменением влажности, неравномерными осадками либо землетрясениями;

- изменению их пространственного распределения как «фиксированные» либо «свободные». Фиксированные (стационарные) – это воздействия с установленным распределением по конструкции либо ее элементу, в результате чего величина и направление всего воздействия однозначно определяется заданием величины и направления в одной точке конструкции либо ее части.

- их природе и/или результату воздействия на конструкцию, как статические либо динамические. Статические – воздействия, не вызывающие существенного колебания несущей конструкции либо ее элементов. Динамические – воздействия, вызывающие существенное колебание несущей конструкции либо ее элементов.

Некоторые воздействия, например, сейсмические или снеговые нагрузки, могут классифицироваться по разному, как эпизодические или переменные воздействия, в зависимости от района строительства - см. ДСТУ-Н Б EN 1991 и ДСТУ-Н Б EN 1998.

В системе Еврокодов принято, что на покрытиях полезные нагрузки не действуют одновременно со снеговыми или ветровыми нагрузками.

Нагрузки от временных перегородок следует рассматривать как переменные.

Как один из путей реализации дифференциации надежности по назначению используются частные коэффициенты надежности K_{FL} , значения которых принимаются в

3.2(3)P
ДСТУ-Н Б EN 1990

4.1.1 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1990

4.1.1 (4)P
ДСТУ-Н Б
EN 1990

1.5.3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1990

1.5.3.8 и
1.5.3.9
ДСТУ-Н Б
EN 1990

1.5.3.11 и
1.5.3.12
ДСТУ-Н Б
EN 1990

4.1.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

3.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

5.1 (5)P
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б EN 1990

зависимости от класса ответственности объекта, категории ответственности конструкции и типа расчетной ситуации согласно Таблице 3.1.

В национальных нормативных документах (ДБН В.1.2-14:2009) эквивалентным обозначением K_{FL} является коэффициент надежности по ответственности γ_n .

Таблица 3.1. Значения коэффициентов K_{FI}

Класс ответственности объекта	Категория ответственности конструкции	Значения коэффициентов K_{FI} , которые используются в расчетных ситуациях:		
		постоянных	переходных	аварийных
СС3	А	1,250	1,050	1,050
	Б	1,200	1,000	
	В	1,150	0,950	
СС2	А	1,100	0,975	0,975
	Б	1,050	0,950	
	В	1,000	0,925	
СС1	А	1,000	0,950	0,950
	Б	0,975	0,925	
	В	0,950	0,900	

Класс ответственности объекта следует определять согласно указаниям национального приложения ДСТУ-Н Б EN 1990, которые в целом соответствуют классификации ДБН В.1.2-14-2009 «Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений, строительных конструкций и оснований».

В зависимости от последствий, которые может вызвать отказ, различают три категории ответственности конструкции и их элементов:

А – конструкции и элементы, отказ которых может привести к полной непригодности здания к эксплуатации в целом либо значительной ее части.

Б – конструкции и элементы, отказ которых может привести к осложнению нормальной эксплуатации здания либо отказу других конструкций, не принадлежащих к категории А.

В – конструкции, отказ которых не приводит к нарушению функции других конструкций либо элементов.

В данной публикации не рассматриваются предварительно или пост-напрягаемые конструкции, а также особенные нагрузки и воздействия, нехарактерные для массового гражданского строительства

При расчете сталежелезобетонных конструкций следует рассматривать соответствующие этапы в процессе возведения.

При расчете сталежелезобетонных конструкций перекрытий рассматриваются два основных варианта нагружения: **на этапе строительства и на этапе эксплуатации.**

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1990

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1990

2.2 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.2 Нагрузки и воздействия на этапе строительства

Нагрузки, возникающие как следствие строительных процессов, регламентируются Частью 1-6 Еврокода 1 - ДСТУ-Н Б EN1991-1-6 «Общие воздействия. Воздействия на этапе возведения»

Нагрузки на конструкцию при выполнении строительных работ Q_c могут учитываться либо как одна отдельная переменная нагрузка, либо как сочетание нескольких типов монтажных нагрузок, объединенных в одно переменное нагружение. Отдельные и/или суммарные нагрузки при выполнении строительных работ следует учитывать одновременно с нагрузками, не связанными с выполнением работ.

Для сталежелезобетонных перекрытий основной расчетной ситуацией на этапе строительства является процесс бетонирования, в котором стальная конструкция без совместной работы с бетоном должна воспринимать вес незатвердевшей бетонной смеси, персонала и оборудования. Поскольку ведется проверка стальных конструкций, основными документами, регламентирующими расчет, являются ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 для балок и ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 – для профилированных настилов.

На этапе строительства допускается устраивать временные опоры для балок и/или настилов, однако такой подход замедляет строительство. В большинстве случаев настил подбирается таким образом, чтобы исключить подпорки.

В случае и сплошных монолитных плит по разборной опалубке, и ребристых по профнастилам для исключения стоек может применяться подвешивание опалубки либо подклинка временными опалубочными ригелями, примеры чего показаны на Рисунке 3.2.

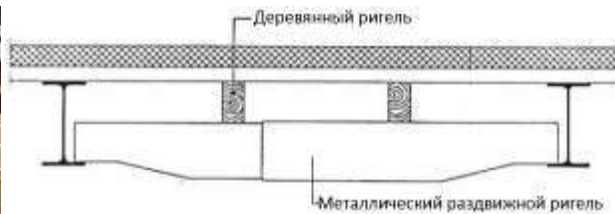


Рисунок 3.2. Подклинка опалубки временными балками позволяет избежать постановки стоек

3.2.1 Постоянные нагрузки на этапе строительства

На этапе бетонирования постоянные нагрузки образуются от собственного веса настила, балок и армирования. Вес бетонной смеси согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-6 на этапе строительства относится к переменным нагрузкам.

Собственный вес настила, балок и армирования следует учитывать как постоянную фиксированную нагрузку.

4.11.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

2.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

В общем случае они представляются одним характеристическим нагружением и рассчитываются на основании номинальных размеров и характеристических значений удельного веса.

5.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

Постоянные нагрузки также должны учитывать вес других постоянных конструктивных и неконструктивных элементов, присутствующих на этапе строительства, в том числе коммуникаций, стационарного оборудования, естественных и насыпных грунтов.

5.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

Характеристические значения веса профилированных настилов и других стандартных изделий определяются по данным производителя.

Для обычных вариантов армирования допускается учитывать арматуру удельной нагрузкой на кубометр бетона в 1 кН/м^3 . Такое допущение часто избыточно для монолитных перекрытий по профилированным настилам и может уточняться индивидуальным расчетом армирования.

Примечание 1
Таблица А.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

3.2.2 Переменные нагрузки на этапе строительства

Воздействия, которые следует одновременно учитывать на этапе бетонирования, могут включать нагрузки от рабочих с мелким инструментом (Q_{ca}), опалубки и временных опор (Q_{cc}), а также вес незатвердевшей бетонной смеси (один из примеров Q_{cf}).

4.11.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

Рекомендуемые значения нагрузок при производстве работ по бетонированию принятые национальным приложением ДСТУ-Н Б EN1991-1-6 приводятся в Таблице 3.2. Другие значения могут устанавливаться в индивидуальном порядке.

Характерными дополнительными нагрузками на этапе обустройства сталежелезобетонных перекрытий могут быть:

- нагрузки от бухт и пачек арматуры, которые принимаются индивидуально в зависимости от сечения и формы поставки;
- пакетов настила, которые для 20 листов стального профлиста могут предварительно приниматься из расчета 3 кН/м^2 ;
- компрессоров и генераторов;
- бадей и мусорных контейнеров;
- паллет стад-болтов и других метизов.

Особое внимание следует уделять распределению значительных сосредоточенных нагрузок по площади, что должно учитываться проектом и иметь соответствующее отражение при выполнении работ.

Таблица 3.2. Рекомендуемые характеристические значения нагрузок при выполнении бетонных работТаблица 4.2
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

Нагрузка	Грузовая площадь	Нагрузка, кН/м ²
(1)	За пределами рабочей зоны	0,75 включающие нагрузки от рабочих с мелким инструментом (Q_{ca})
(2)	В пределах рабочей зоны 3 x 3 м (либо пролету, когда он менее 3м)	10 % собственного веса бетона, но не менее 0,75 и не более 1,5, включающие нагрузки от рабочих с мелким инструментом (Q_{ca}), скопления материалов и элементов конструкции во временном положении (Q_{cf})
(3)	Полная фактическая поверхность	Собственный вес съемной опалубки, несущей временной оснастки (Q_{cc}) и вес незатвердевшей бетонной смеси для расчетной толщины (Q_{cf})

Нагрузки (1), (2) и (3) согласно обозначениям в Таблице 3.2 следует размещать в наиболее неблагоприятном положении, вызывающем максимальные симметричные либо несимметричные эффекты.

Часто для металлоконструкций неблагоприятным является несимметричное загрузение, которое следует учитывать расчетом, но избегать при выполнении работ.

На рисунках Таблицы 3.2 приведено две схемы приложения нагрузки, одна из которых определяет максимальный момент в пролете для разрезных и неразрезных схем, а вторая используется для определения максимального опорного момента в неразрезных элементах.

Таким образом на этапе строительства выполняется требование для неразрезных элементов Приложения АВ.2(1)В ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, который более подробно описан в Разделе 3.3.

Нагрузку (2) в пределах рабочей зоны рекомендуется принимать равной максимальному значению 1,5кН/м². Иногда ее представляют в виде суммы загрузения (1) по всей поверхности конструкции и дополнительной нагрузки (2) в 0,75кН/м² в пределах рабочей зоны.

В Таблице 3.3. указаны рекомендуемые Приложением А ДСТУ-Н Б EN1991-1-1 значения удельного веса некоторых материалов, включая бетоны, которые используются при отсутствии более точных данных.

Таблица 3.3. Удельный вес некоторых строительных материалов

Материал	Удельный вес γ , кН/м ³
Сталь	77,0 – 78,5
Бетон согласно EN 206 класса плотности LC1,0 (от 800 до 1000 кг/м ³)	9,0 – 10,0
то же LC1,2 (от 1000 до 1200 кг/м ³)	10,0 – 12,0
— « — LC1,4 (от 1200 до 1400 кг/м ³)	12,0 – 14,0
— « — LC1,6 (от 1400 до 1600 кг/м ³)	14,0 – 16,0
— « — LC1,8 (от 1600 до 1800 кг/м ³)	16,0 – 18,0
— « — LC2,0 (от 1800 до 2000 кг/м ³)	18,0 – 20,0
Обычный бетон	24,0
Тяжелый бетон	>24,0
Цементный раствор	19,0–23,0
Песок	14,0 – 19,0
Обычный щебень (например, гранит, гнейс и т. д.)	15,0 – 20,0
Цемент навалом/в мешках	16,0 / 15,0
Листовое стекло	25,0
Фанера из мягких пород древесины	5,0
ДСП, OSB	7,0-8,0
ДВП высокой плотности/ средней плотности/ низкой плотности	10,0/ 8,0/ 4,0

Таблица А.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

На практике обычно применяются бетоны плотностью более 1750 кг/м³, для которых доступен расчет стад-болтов.

Плотность легких бетонов может быть задана, как проектная характеристика при подборе состава.

Для незатвердевшей бетонной смеси влажное состояние материала допускается учитывать увеличением удельного веса бетона на 1 кН/м³.

Например, когда для плиты перекрытия используется обычный бетон, его удельный вес на этапе строительства следует принимать равным весу обычной бетонной смеси в незатвердевшем состоянии:

$$\gamma = 24,0 + 1,0 = 25,0 \text{ кН/м}^3$$

Приведенная толщина бетона для настилов с трапециевидальными и обратными (закрытыми) гофрами равна:

$$h_g = h - h_p \cdot \frac{b_1 + b_r}{2 \cdot b_s}$$

где обозначения размеров указаны на Рисунке 3.3.

4.3.2
EN 206-1
и
11.3.1 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1Примечание 2
Таблица А.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

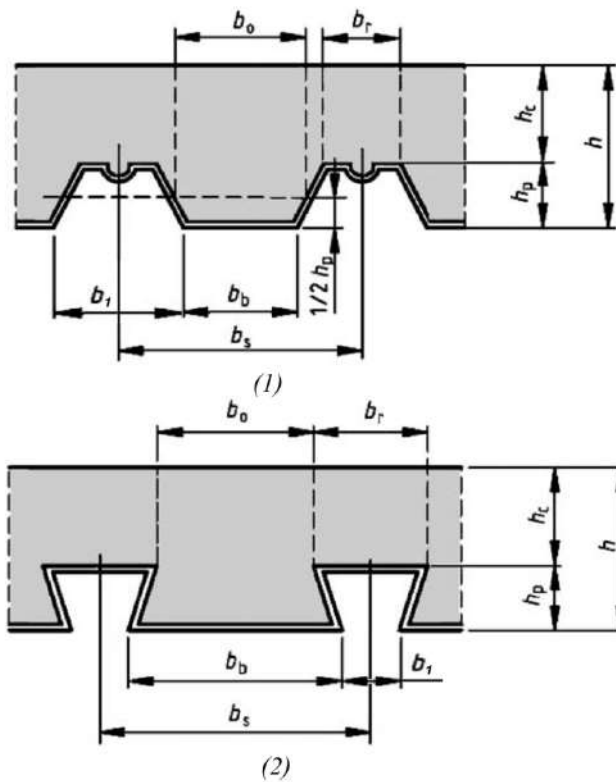


Рисунок 3.3. Геометрические параметры плит по профилированным настилам с трапецидальным (1) и обратным (2) гофром

Если максимальный прогиб δ профилированного листа под действием собственного веса и веса незатвердевшей бетонной смеси при проверке эксплуатационной пригодности превышает $1/10$ толщины плиты, то при расчете перекрытия необходимо учитывать эффект запруживания. Эффект запруживания подразумевает дополнительное скопление бетона и увеличение его слоя в результате прогиба конструкции, как показано на Рисунке 3.4. При превышении предела эффект запруживания в расчете допускается учитывать увеличением номинальной толщины бетона на $0,7\delta$. Данная дополнительная нагрузка на этапе строительства также относится к переменным.

9.3.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 дает рекомендации относительно действия эффекта запруживания только на настилы, но не на балки. Несмотря на это при расчете балок настила рекомендуется учитывать данное воздействие сбором нагрузок с увеличением толщины плит на 70% от прогиба настила плюс 70% от прогиба балок настила и 100% от прогиба главных балок. При расчете главных балок увеличение расчетной толщины плиты рекомендуется принимать равным 70% от суммарного прогиба настила, главных и второстепенных балок (балок настила).

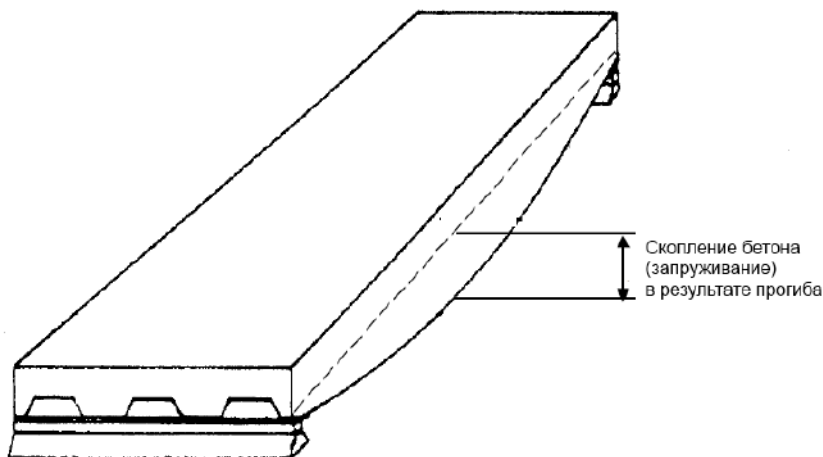


Рисунок 3.4. Механизм образования эффекта запруживания

На практике суммарный прогиб перекрытия будет зависеть от прогиба как настила так и несущего каркаса, что в зависимости от типа маяков может значительно повлиять на фактические нагрузки. Подобное влияние технологии выполнения строительных работ должно учитываться расчетным предпосылками и указываться в проекте, либо исключаться, например, временными подпорками или приданием балкам перекрытия строительного подъема.

3.2.3 Комбинации нагрузок на этапе строительства

3.2.3.1 Предельные состояния по несущей способности

По своей природе этап строительства относится к временным (переходным) расчетным ситуациям, но не исключает аварийных ситуаций, которые следует учитывать при необходимости.

Предельное состояние элементов сталежелезобетонных перекрытий по несущей способности (1-й группе предельных состояний) на этапе строительства определяется менее благоприятным из выражений 6.10а и 6.10б ДСТУ-Н Б EN1990:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Формула 6.10а
ДСТУ-Н Б EN 1990

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Формула 6.10б
ДСТУ-Н Б EN 1990

Выражение 6.10 ДСТУ-Н Б EN1990 для проверок по прочности и устойчивости исключено национальным приложением.

Репрезентативные (характеристические Q_k либо сопутствующие ψQ_k) значения переменных нагрузок при производстве строительных работ приняты национальным приложением ДСТУ-Н Б EN1991-1-6 равным рекомендуемым значениям с коэффициентами $\psi_0 = 1,0$ и ψ_2 не менее 0,2. Коэффициент ψ_1 , соответствующий часто повторяющемуся значению, не применяют для нагрузок при производстве работ на этапе строительства.

A.1.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

При подстановке выражение 6.10б становится не актуальным и комбинация для типовых перекрытий, основанная на 6.10а, принимает вид:

$$1,35 \cdot G_{k,sup} + 1,5 \cdot Q_{k,1} + 1,5 \cdot Q_{k,2} + 1,5 \cdot Q_{k,3}$$

где

$G_{k,sup}$ собственный вес конструкции

$Q_{k,1}$ строительная нагрузка (1) согласно Таблице 3.3 за пределами рабочей зоны

$Q_{k,2}$ строительная нагрузка (2) согласно Таблице 3.3 в пределах рабочей зоны 3x3м

$Q_{k,3}$ переменная нагрузка (3) согласно Таблице 3.3 от веса незатвердевшей бетонной смеси по всей поверхности конструкции и с учетом эффекта запруживания при такой необходимости.

Другие нагрузки (снеговые, ветровые и т. д.) подробно данным пособием не рассматриваются и должны определяться согласно частям Еврокода 1 с учетом требований ДСТУ-Н Б EN 1990 и соответствующих национальных приложений.

3.2.3.2 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности

Сочетания воздействий следует устанавливать согласно ДСТУ-Н Б EN 1990. Основными сочетаниями воздействий для переходных расчетных ситуаций, относящихся к стадии производства работ в общем случае являются:

- характеристическое сочетание;
- квазипостоянное сочетание.

Если необходимо учитывать частые значение некоторых определенных воздействий, то эти значения допускается устанавливать в рамках конкретного проекта.

Таким образом, ДСТУ-Н Б EN1991-1-6 для проверки предельных состояний по эксплуатационной пригодности (2-й группе предельных состояний) исключает частые комбинации нагрузок (Формула 6.15b ДСТУ-Н Б EN1990) и ограничивается двумя выражениями:

- характеристическое сочетание

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- квазипостоянное сочетание

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN1990 предусматривает четыре основных критерия эксплуатационной пригодности: конструктивные, технологические, эстетико-психологические и физиологические.

При оценке конструкций по конструктивному критерию, как правило, используют характеристическую комбинацию воздействий. В запас надежности она также может применяться и для проверки других 3-х критериев.

Квазипостоянная комбинация используется при оценке долговременных эффектов, таких как ползучесть.

Поскольку рассмотрение долговременных эффектов на этапе строительства не требуется, проверки эксплуатационной пригодности выполняются по характеристической комбинации нагрузок. С учетом коэффициентов сочетаний $\psi_0 = 1,0$ согласно ДСТУ-Н Б EN1991-1-6 для типовых перекрытий комбинация принимает вид:

$$G_{k,sup} + Q_{k,3}$$

где обозначения определены ранее.

3.3 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

Формула 6.14b
ДСТУ-Н Б EN 1990

Формула 6.16b
ДСТУ-Н Б EN 1990

3.3 Нагрузки и воздействия на этапе эксплуатации

На этапе эксплуатации должны быть рассмотрены все возможные расчетные ситуации (постоянные, переходные, аварийные и сейсмические), которые могут возникнуть в пределах проектного срока службы.

Нагрузки и воздействия на элементы соответствуют эксплуатируемому зданию после завершения строительства с учетом отделки и других элементов здания в его конечном состоянии.

Воздействия на сталежелезобетонные конструкции зданий следует принимать по соответствующим частям ДСТУ-Н Б EN1991 «Воздействия на несущие конструкции»:

ДСТУ-Н Б EN1991-1-1 «Общие воздействия. Удельный вес, собственный вес, эксплуатационные нагрузки для зданий»

ДСТУ-Н Б EN1991-1-2 «Общие воздействия. Воздействия на конструкции в условиях пожара»

ДСТУ-Н Б EN1991-1-3 «Общие воздействия. Снеговые нагрузки»

ДСТУ-Н Б EN1991-1-4 «Общие воздействия. Ветровые нагрузки»

ДСТУ-Н Б EN1991-1-5 «Общие воздействия. Тепловые воздействия»

ДСТУ-Н Б EN1991-1-7 «Общие воздействия. Особые динамические воздействия»

ДСТУ-Н Б EN1991-3 «Воздействия от кранов и оборудования»

Краткое изложение методики определения базовых нагрузок (собственный вес, полезные, снеговые и ветровые нагрузки) - см. публикации М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины» и Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

В принятых для основных предельных состояний расчетных ситуациях отдельные воздействия следует комбинировать в соответствии с правилами настоящего раздела для получения наиболее неблагоприятных, но реалистичных случаев загрузки. Воздействия, являющиеся взаимоисключающими, например, по своей физической природе, не должны учитываться одновременно.

Для каждого из случаев критического нагружения расчетные значения результатов воздействий (E_d) следует определять через комбинации значений воздействий, которые рассматриваются как действующие одновременно.

6.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

6.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

3.3.1 Предельные состояния по несущей способности

Из предельных состояний по несущей способности EQU (равновесие), STR (прочность и устойчивость), GEO (прочность и устойчивость основания), FAT (усталость), определяемых ДСТУ-Н Б EN1990, проверка сталежелезобетонных конструкций чаще всего выполняется по STR.

В общем случае рассматривается только предельное состояние по несущей способности STR. Проверка на предельное состояние EQU может потребоваться для легких конструкций, не раскрепленных на отрыв или сдвиг при действии ветра. В данной публикации не рассматривается приведенное в разделе 6 EN 1990 и его национальном приложении статическое равновесие (EQU), так как оно мало характерно для сталежелезобетонных плит и балок, а также может быть обеспечено конструктивным

путем. Расчет фундаментов GEO и усталостных напряжений FAT не входит в данную публикацию.

Постоянные и переходные расчетные ситуации для предельных состояний STR согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN1990 определяются сочетаниями 6.10а и 6.10б, исключая для STR использование выражения 6.10:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

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

Формула 6.10а
ДСТУ-Н Б EN 1990

Формула 6.10б
ДСТУ-Н Б EN 1990

где:

“+” означает “добавление в комбинацию”

Σ означает “суммарное воздействие от”

$G_{k,j}$ характеристические значения постоянных воздействий

P усилия предварительного напряжения

γ_P частный коэффициент для усилий предварительного напряжения

$Q_{k,1}$ характеристические значения первого (преобладающего или главного) из переменных воздействий

$Q_{k,i}$ характеристическое значение сопутствующих переменных воздействий

$\gamma_{G,j}$ частный коэффициент для постоянного воздействия $G_{k,j}$

$\gamma_{Q,i}$ частный коэффициент для переменного воздействия $Q_{k,i}$

$\psi_{0,i}$ коэффициент ψ_0 сочетания переменного воздействия $Q_{k,i}$

$\xi = 0,85$ коэффициент уменьшения неблагоприятного постоянного воздействия

Сочетания нагрузок и воздействий для аварийных расчетных ситуаций определяются в виде:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Формула 6.11b
ДСТУ-Н Б EN 1990

где:

A_d расчетное значение эпизодического воздействия

$\psi_{1,1}$ это коэффициент ψ_1 для частого значения переменного воздействия $Q_{k,i}$

$\psi_{2,i}$ это коэффициент ψ_2 для квазипостоянного значения переменного воздействия $Q_{k,i}$

Еврокод различает аварийные ситуации от определенных и неопределенных причин. Аварийные комбинации применяются для расчета при нагрузках и воздействиях при определенных источниках воздействий. Неопределенные источники воздействий более относятся к вопросам живучести конструкций.

Сочетания нагрузок и воздействий сейсмических расчетных ситуаций определяются в виде:

Формула 6.12b
ДСТУ-Н Б EN 1990

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Значения частных коэффициентов надежности по нагрузкам γ_F , которые следует применять при расчете сталежелезобетонных конструкций по предельным состояниям STR, приведены в Таблице 3.4., а коэффициенты сочетаний нагрузок ψ - в Таблице 3.5.

Таблица 3.4. Частные коэффициенты γ_F для нагрузок и воздействий предельных состояний по несущей способности STR

Предельное состояние по несущей способности	Постоянные воздействия $\gamma_{G,j}$		Преобладающее переменное воздействие $\gamma_{Q,1}$	Сопутствующие переменные воздействия $\gamma_{Q,i}$	
	Неблагоприятное	Благоприятное		Главные	Другие
STR/GEO Формула (6.10a)	1.35	1.0	-	1.5	1.5
STR/GEO Формула (6.10b)	$\xi \gamma_{G,j} = 0.85 \cdot 1.35 = 1.15$	1.0	1.5	-	1.5

Таблица 3.5. Значение коэффициентов сочетания нагрузок ψ для зданий

Нагрузки и воздействия	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Полезные нагрузки в зданиях, категории (см. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1):			
Категория А: жилые помещения	0.7	0.5	0.35
Категория В: офисные помещения	0.7	0.5	0.35
Категория С: помещения с возможным скоплением людей	0.7	0.7	0.6
Категория D: торговые площади	0.7	0.7	0.6
Категория Е: складские площади	1.0	0.9	0.8
Категория F: проезжая часть для транспортных средств весом:			
а) не более 30кН	0.7	0.7	0.6
б) более 30кН, но не более	0.7	0.5	0.3
Категория Н: крыши	0.7	0	0
Снеговые нагрузки на здания (см. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3)	0.6	0.5	0.3
Ветровые нагрузки на здания (см. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Температурное воздействие (без пожара) в зданиях (см. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

3.3.2 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности

Разделяются следующие типы комбинаций воздействий для предельных состояний по эксплуатационной пригодности:

Характеристические - применяются для необратимых предельных состояний, к которым относятся нарушения функциональности, повреждения покрытий, несущих и ненесущих конструктивных элементов, что соответствует конструктивному критерию эксплуатационной пригодности согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN1990 и Разделу 6 данной публикации.

Частые - применяются к обратимым предельным состояниям для оценки комфорта людей и влияния на оборудование, примером чего может служить динамический отклик конструкции, влияющий на комфорт пользователей. Это соответствует эстетико-психологическим, технологическим и физиологическим критериям согласно национальным параметрам ДСТУ-Н Б EN1990, указанным в Разделе 6.

Квазипостоянные - применяются для расчета поведения конструкций во времени, куда относятся, в частности, эффекты ползучести.

Расчет сочетаний нагрузок и воздействий выполняется по следующим формулам:

Характеристическое сочетание

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Формула 6.14b
ДСТУ-Н Б EN 1990

Частое сочетание

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Формула 6.15b
ДСТУ-Н Б EN 1990

Квазипостоянное сочетание

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Формула 6.16b
ДСТУ-Н Б EN 1990

где:

$\psi_{1,i}$ коэффициент ψ для частого значения переменного воздействия Q_{ki} (см. Таблицу 3.5)

$\psi_{2,i}$ коэффициент ψ для квазипостоянного значения переменного воздействия Q_{ki} (см. Таблицу 3.5).

3.3.3 Аварийные ситуации и обеспечение живучести

Еврокод 1, Часть 1-7 (ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7) приводит принципы и правила при оценке эпизодических (аварийных) воздействий на здания, сооружения и мосты.

Он рассматривает следующие основные случаи:

- ударные воздействия от машин, рейкового транспорта, суден и вертолетов;
- воздействия внутреннего взрыва;
- последствия локального отказа в результате неустановленной причины.

Таким образом ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7 устанавливает стратегии и правила по обеспечению защиты зданий и других инженерных сооружений от установленных и неустановленных эпизодических (аварийных) воздействий.

Стратегии, которые следует рассматривать для аварийных расчетных ситуаций, показанны на Рисунке 3.5.

1.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

3.1 (2) и
Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

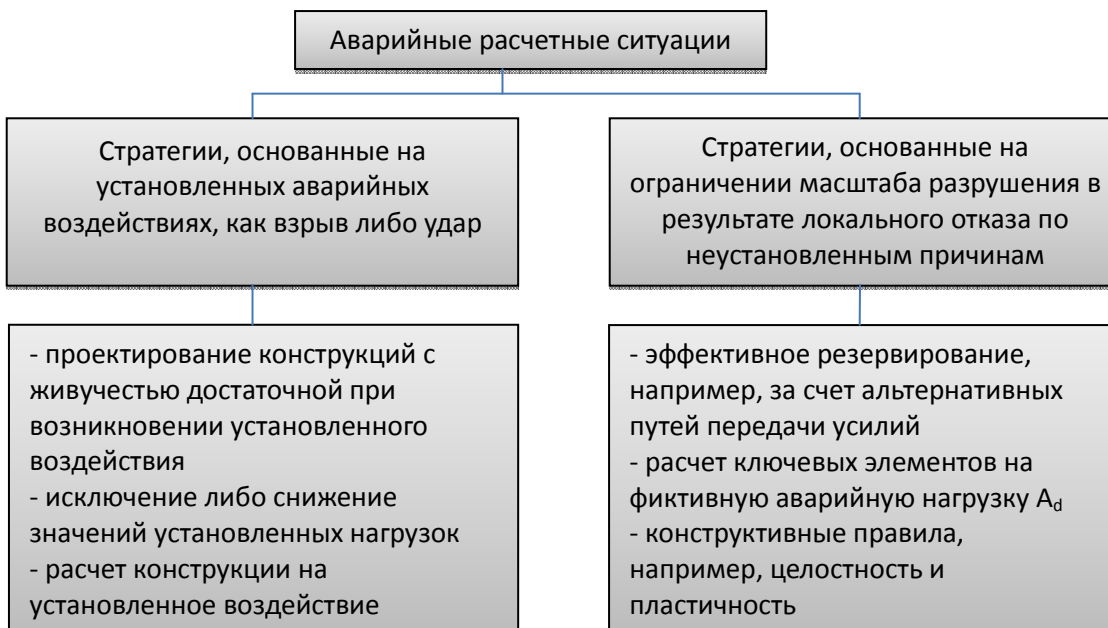


Рисунок 3.5. Стратегии для аварийных расчетных ситуаций

Из схемы следует, что известные (установленные) аварийные воздействия можно анализировать с помощью классической строительной механики.

Стратегии, применяемые при неустановленных эпизодических (аварийных) воздействиях, включают большое количество потенциальных происшествий. Они направлены на ограничение последствий локального отказа. Определение стратегии по ограничению последствий локального отказа призвано обеспечить достаточную живучесть при непредвиденных аварийных нагрузках и неустановленных причинах.

Как показано на схеме Рисунка 3.5, обеспечение требуемой живучести является одним из направлений как при установленных, так и при неустановленных причинах.

Живучесть – свойство конструкции противостоять таким происшествиям, как пожар, взрыв, удар либо результат человеческих ошибок без возникновения повреждений, непропорциональных причине их возникновения (прогрессирующего разрушения).

Примером плохой живучести, на котором лучше всего можно продемонстрировать данное свойство и результаты его игнорирования, является крупнопанельное домостроение из сборного железобетона. Примеры прогрессирующих обрушений таких зданий, связанные с недостаточной живучестью показаны на Рисунке 3.6.



Рисунок 3.6. Примеры прогрессирующих обрушений

Сталежелезобетонные же каркасы априори имеют высокую живучесть за счет изначальной реализации нескольких стратегий обеспечения защиты зданий от аварийных ситуаций:

- исключение хрупких форм отказа конструкций каркаса за счет использования пластичных материалов (в первую очередь – стали), имеющих достаточную деформативность, что позволяет поглощать и рассеивать значительную часть потенциальной энергии без обрушения;
- многосвязность конструкции за счет жестких дисков перекрытий, что помогает обеспечить альтернативные пути передачи усилий после реализации особого события и максимально исключить наличие ключевых элементов (например, наиболее нагруженных колонн).

Ключевой элемент – это конструктивный элемент, от которого зависит общая устойчивость остальной части здания.

Примечание 3
3.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

1.5.14
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

1.5.10
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Элемент считается ключевым, если его условное удаление вызывает обрушение, превышающее допустимые пределы, которые в отсутствии специальных требований принимаются рекомендуемыми: меньшим из 15% площади перекрытия и 100м² на каждом из двух смежных этажей, как показано на Рисунке 3.7. Ключевой элемент эквивалентен конструкции категории ответственности А согласно Таблице 3.1.

Для зданий и сооружений, не относящихся к категории многоэтажных зданий, допустимые масштабы гипотетического локального обрушения могут указываться в нормах на проектирование соответствующих зданий и сооружений в зависимости от степени их ответственности, либо в техническом задании на проектирование.

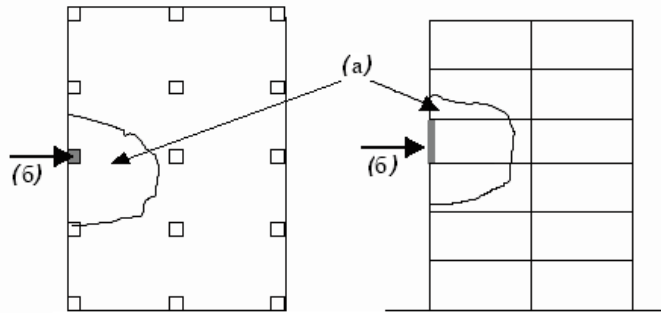


Рисунок 3.7. К пояснению пределов допустимого ущерба: (а) – не более меньшего из 15% и 100м² площади перекрытия на каждом из двух смежных этажей; (б) – колонна, которая условно исключается.

Следовательно, живучесть не является исключительно набором конструктивных мероприятий и должна оцениваться расчетно. Рекомендации для зданий содержатся в Приложении А, ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7 и зависят от классификации объекта по классу последствий СС1, СС2 и СС3.

Аварийные расчетные ситуации для разных классов последствий следует учитывать следующим образом:

СС1 – специальный учет аварийных воздействий не требуется при условии учета всех соответствующих правил запасов прочности и общей устойчивости;

СС2 – в зависимости от конкретных обстоятельств допускается упрощенный расчет с моделями эквивалентных статических нагрузок либо традиционных расчетных/конструктивных правил (обеспечение и расчет горизонтальных и вертикальных связевых блоков, проверка живучести исключением элементов с определением и расчетом ключевых из них);

СС3 – специальное исследование в каждом отдельном случае, которое может включать анализ рисков и уточненные модели с динамическими нагрузками, нелинейными свойствами и учетом характера взаимодействия нагрузка-конструкция.

Применительно к сталежелезобетонным каркасам зданий распространенными мероприятиями защиты каркасов от аварийных воздействий являются:

- применение неразрезных (статически неопределимых) конструктивных схем;
- обеспечение многосвязности в горизонтальных и вертикальных направлениях с расчетной несущей способностью;
- резервирование надежности путем усиления ключевых элементов конструкции;
- увеличение количества анкерных упоров для повышения сдвиговой жесткости и степени совместной работы перекрытий;

А.4
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Рисунок А.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

3.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

- легкобрасываемые конструкции (уменьшение воздействий взрыва);

- защитное обетонирование, ограждения и барьеры (исключение либо уменьшение последствий ударов, например, в паркингах).

Для наиболее распространенных случаев (СС2) обязательным элементом обеспечения живучести является резервирование несущей способности на отрыв в вертикальных и горизонтальных направлениях. Особенно важны эти требования для конструкций, в которых используются сборные железобетонные элементы, например, комбинированные каркасы с настилами из круглопустотных плит. Расчет ведется на аварийные нагрузки, которые указаны ниже и соответствуют Приложению А ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7. Дополнительно для опеределения усилий следует использовать стратегию последовательного удаления несущих элементов, что также позволяет определить ключевые из них.

Резервирование каркасных зданий в горизонтальном направлении должно обеспечиваться по периметру каждого перекрытия и в уровне покрытия, а также внутри в двух основных направлениях, чтобы надежно связать колонны и стеновые элементы с конструкцией здания. Элементы, обеспечивающие многосвязность, должны быть непрерывными и располагаться как можно ближе к краям перекрытий и осям колонн и стен. Не менее 30% связующих элементов должны располагаться в непосредственной близости с осями колонн и стен.

A.5.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Горизонтальными связующими элементами могут быть прокатные стальные профили, арматурные стержни в железобетонных плитах либо армирующие сетки и профилированные настилы в сталежелезобетонных плитах, если они непосредственно соединены со стальными балками анкерными упорами. Возможны комбинации указанных типов элементов.

A.5.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Каждый горизонтальный связующий элемент, включая его опорные узлы, в аварийной ситуации должен выдерживать расчетное растягивающее усилие T_i для внутренних конструкций и T_p - по периметру, которые определяются выражениями:

A.5.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

- для внутренних связующих элементов большее из $T_i = 0.8(g_k + \psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L$ и 75 кН;

- для связующих элементов по периметру большее из $T_p = 0.4(g_k + \psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L$ и 75 кН;

где:

s шаг связующих элементов;

L пролет связующего элемента;

Ψ соответствующий коэффициент для сочетания нагрузок в аварийной расчетной ситуации (например, Ψ_1 или Ψ_2 согласно формуле 6.11b ДСТУ-Н Б EN 1990).

Каждая колонна и стена должны быть непрерывно увязаны от фундамента до покрытия вертикальными связующими элементами.

A.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Для случая каркасных зданий колонны и несущие стены должны быть способны воспринять аварийное расчетное растягивающее усилие равное самой большой расчетной вертикальной реакции от постоянных и переменных нагрузок на колонну от любого одного этажа. Это аварийное расчетное усилие не должно рассматриваться, как действующее одновременно с другими постоянными и переменными нагрузками, воздействующими на конструкцию.

A.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Важно понимать, что в данном контексте связующий элемент подразумевает не связь в традиционном понимании, а элемент увязывающий конструкцию. Таким элементом в

стальных и сталежелезобетонных каркасах могут быть рядовые балки и колонны, сечения и узлы которых дополнительно рассчитываются на растягивающее аварийное усилие, что на примере перекрытия показано на Рисунке 3.8.

Для железобетонных каркасов дополнительные требования к связующим элементам приводятся в Разделе 9.10 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

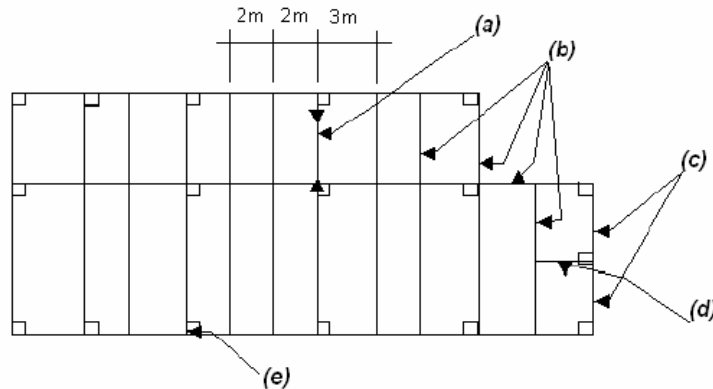


Рисунок А.2
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Рисунок 3.8. Пример обеспечения многосвязности перекрытия при действии неустановленных аварийных факторов в шестиэтажном каркасном торговом центре: (а) – балка пролетом 6м как внутренний связующий элемент; (b) – все балки запроектированы как связующие элементы; (c) – связующие элементы по периметру; (d) – связевые элементы, увязанные с колоннами; (e) – крайние колонны.

При исключении отдельных элементов (балок и колонн) указанные требования обеспечивают конструкции возможность «повиснуть» на соседних элементах, не вызывая прогрессирующее обрушение. В подобной аварийной ситуации горизонтальные связующие элементы предположительно начинают работать на растяжение по принципу гибких нитей, а колонны, которые оказываются в подвешенном состоянии, должны воспринять максимальную нагрузку от этажа, но уже на растяжение, как это показано на Рисунке 3.9.

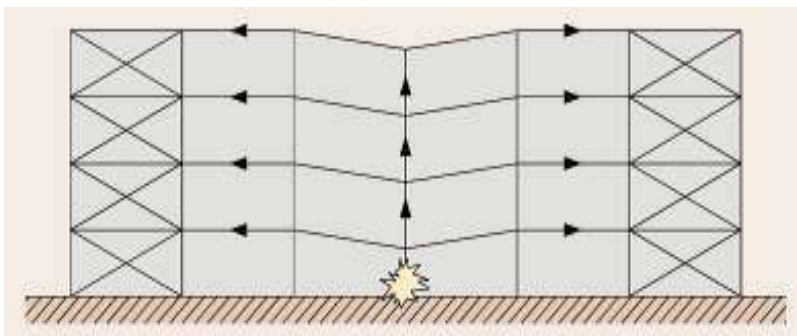


Рисунок 3.9. Предположительный характер работы конструкции в аварийной ситуации при выполнении требований многосвязности

Если стратегия обеспечения живучести предусматривает определение ключевых элементов, то они должны быть способны воспринять аварийное усилие A_d , приложенное в горизонтальных и вертикальных направлениях (отдельно) к самому элементу и любой примыкающей конструкции, прочность которой, включая ее узлы, зависит от ключевого элемента. Это аварийное усилие должно прикладываться согласно комбинации 6.11b ДСТУ-Н Б EN 1990 и согласно рекомендациям национального приложения представляется в виде распределенной нагрузки $A_d = 34 \text{ кН/м}^2$.

4 Определение внутренних усилий

4.1 Создание расчетной модели

Расчетная модель и основные допущения должны быть установлены в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1990 и Разделом 5.1.1 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, а также отражать ожидаемое напряженно-деформированное состояние поперечных сечений, элементов, узлов и опор.

5.1.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Данная публикация предназначена для расчета сталежелезобетонных конструкций, в которых большинство конструктивных элементов и узлов являются сталежелезобетонными либо стальными. Если характер работы конструкции зависит главным образом от работы железобетонных или предварительно напряженных железобетонных элементов с незначительной частью сталежелезобетонных конструкций, статический расчет, как правило, следует производить в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

5.1.1(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В основу статических расчетов должны быть заложены соответствующие модели несущих конструкций и определяющие переменные.

5.1.1 (1)P
ДСТУ-Н Б EN 1990

Принятые расчетные схемы должны корректно и с необходимым уровнем точности отражать работу конструкции. Они также должны соответствовать рассматриваемым предельным состояниям.

5.1.1 (2)
ДСТУ-Н Б EN 1990

Расчетные модели должны соответствовать укоренившейся теории и практике проектирования. При необходимости они могут подтверждаться испытаниями.

5.1.1 (3)P
ДСТУ-Н Б EN 1990

4.2 Учет геометрической нелинейности

Как правило, внутренние усилия можно определить:

- расчетом первого порядка, используя начальную геометрию;
- расчетом второго порядка с учетом влияния деформированной геометрии;

5.2.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Эффекты деформированной геометрии (эффекты второго порядка) следует учитывать, если они оказывают значительное влияние на внутренние усилия или характер работы конструкции.

5.2.1(2)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Расчет первого порядка применяется в случае, когда увеличение соответствующих внутренних усилий либо моментов в следствии деформаций при расчете первого порядка составляет менее 10%. Допускается, что данное условие выполняется при удовлетворении критерия:

5.2.1(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

где:

α_{cr} коэффициент запаса устойчивости, который определяет, во сколько раз необходимо увеличить приложенную нагрузку для потери устойчивости в упругой стадии.

F_{Ed} приложенная расчетная нагрузка

F_{cr} критическая нагрузка потери устойчивости в упругой стадии, определяемая с использованием начальных жесткостей.

Плоские каркасы балочно-стоечного типа можно проверять на горизонтальный сдвиг расчетом первого порядка при условии, что критерий $\alpha_{cr} \geq 10$ удовлетворяется для каждого этажа. Для таких конструкций α_{cr} может определяться выражением:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

где:

H_{Ed} расчетное значение горизонтальной реакции в основании этажа от приложения горизонтальных нагрузок, действующих в каркасе (например, ветра), а также эквивалентных горизонтальных нагрузок, заменяющих несовершенства перекоса (см. Раздел 4.3);

V_{Ed} общая расчетная вертикальная нагрузка на конструкцию в основании этажа;

$\delta_{H,Ed}$ горизонтальное смещение верха этажа относительно его основания под действием горизонтальных нагрузок на уровне каждого этажа;

h высота этажа.

Указанную методику для рам балочно-стоечного типа допускается применять при условии незначительного осевого сжатия в балках, соответствующем учете трещин, ползучести бетона и работы узлов.

При использовании данного правила и в отсутствие более подробной информации осевое сжатие в балках либо стропилах допускается считать значительным, если:

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}}$$

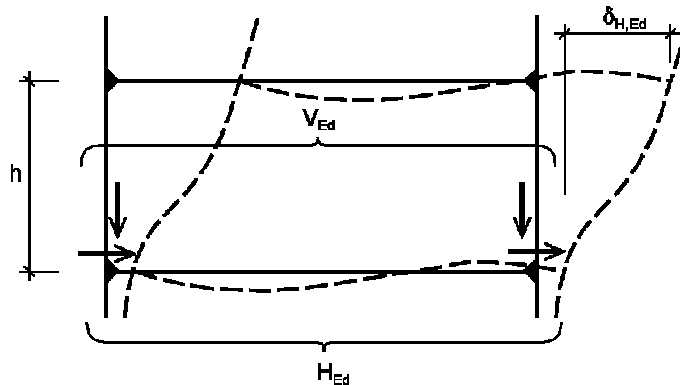


Рисунок 4.1. К определению коэффициента устойчивости отдельного этажа плоских рам балочно-стоечного типа

Геометрическая нелинейность может быть учтена косвенным образом при расчете первого порядка соответствующим увеличением усилий.

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 разрешает такой подход, но более подробных указаний, кроме как для отдельно взятых колонн, не приводит. Описание подобной методики приводится в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 для одноэтажных рам на базе расчета первого порядка в упругой стадии при условии, что $\alpha_{cr} \geq 3$, позволяет учесть эффекты геометрической нелинейности от вертикальных нагрузок при перекосе увеличением горизонтальных нагрузок H_{Ed} (например, ветровых), эквивалентных нагрузок $V_{Ed}\varphi$ (учитывающих

5.2.2(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
5.2.1(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.2.2(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
5.2.2(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Рисунок 5.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.2.2(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.2.2(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

несовершенства коэффициентом), а также других возможных последствий поперечного смещения согласно расчета недеформированной геометрии через коэффициент:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

где α_{cr} может быть определено согласно выражению для плоских каркасов балочно-стоечного типа при условии, что уклон покрытия невелик, а сжатие в балках либо ригелях незначительно, как обусловлено ранее.

При $\alpha_{cr} < 3$ для одноэтажных рам следует использовать более точный расчет с учетом геометрической нелинейности.

Такой же метод согласно ДСТУ-Н Б EN1993-1-1 применим и к многоэтажным рамам с одинаковым распределением усилий и жесткостей элементов по этажам.

Для сталежелезобетонных колонн в случае, когда геометрическая нелинейность не учтена расчетной схемой, отдельно взятые колонны, выполняющие условия Раздела 5.2.3.2 для проверки по упрощенному методу, допускают вводить ее умножением наибольшего расчетного изгибающего момента первого порядка M_{Ed} на коэффициент k , равный:

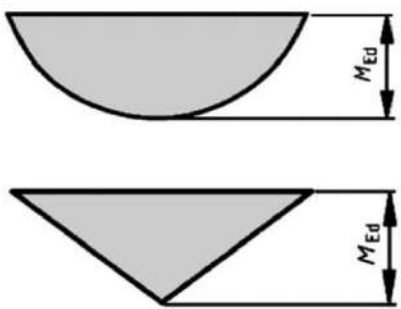
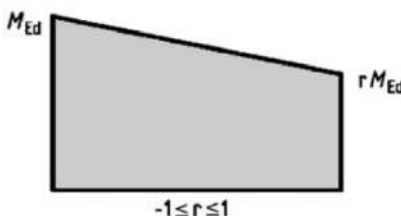
$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \geq 1,0$$

где:

$N_{cr,eff}$ критическая нормальная сила для соответствующей оси, определенная по эффективной изгибной жесткости и расчетной длине, равной геометрической;

β коэффициент приведения эпюры моментов согласно Таблице 4.1

Таблица 4.1. Коэффициенты β для определения моментов с учетом геометрической нелинейности

Эпюра моментов	Коэффициент приведения эпюры момента β	Примечания
	Изгибающие моменты первого порядка от несовершенств либо нагрузок из плоскости $\beta = 1.0$	M_{Ed} – максимальный изгибающий момент в пределах длины колонны без учета эффектов геометрической нелинейности
	Опорные моменты: $\beta = 0.66 + 0.44r$, но $\beta \geq 0,44$	M_{Ed} и rM_{Ed} – опорные моменты при статическом расчете по недеформированной либо деформированной геометрии

5.2.2(6)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.7.3.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Расчеты других конструкций с учетом геометрической нелинейности хотя и являются итерационными, как правило, не вызывают затруднений, поскольку закладываются в программное обеспечение. Недостаток расчета второго порядка заключается в невозможности использования принципа суперпозиции, который позволяет суммировать эффекты отдельных нагружений. Следовательно, расчетные сочетания усилий не могут быть определены исходя из результатов для отдельных нагрузок, и должны задаваться комбинациями. Отдельные расчеты второго порядка потребуются для каждой из заданных комбинаций и каждого множества коэффициентов надежности по нагрузке.

4.3 Учет несовершенств

При расчете конструкций необходимо вводить соответствующие поправки для учета влияния несовершенств, включая остаточные напряжения и геометрические несовершенства, такие как отклонение от вертикали, прямолинейности, плоскопараллельности, отсутствие подгонки, начальные эксцентриситеты в соединениях и конструкциях и т. д.

5.3.1(1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Расчетом должны учитываться следующие несовершенства:

- глобальные несовершенства рам и связевых систем;
- локальные несовершенства отдельных элементов.

Принятые несовершенства должны учитывать форму потери устойчивости конструкции (глобальные) и элемента (локальные) в упругой стадии наиболее неблагоприятную по направлению и форме для рассматриваемой плоскости.

5.3.1(2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Глобальные несовершенства учитываются в расчетной схеме одним из следующих способов:

- моделирование перекоса каркаса с изменением в расчетной схеме;
- приложение эквивалентных горизонтальных нагрузок.

Рекомендуется второй подход.

При расчете рам, чувствительных к потере устойчивости, сопровождаемой перекосом, можно учитывать эффект от глобальных несовершенств посредством расчета каркаса с эквивалентным начальным перекосом. Глобальные начальные несовершенства при этом (см. Рисунок 4.2) могут быть определены как:

5.3.2(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

где:

$$\phi_0 = 1/200$$

α_h понижающий коэффициент для высоты h , применяемый к колоннам:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ но } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 10$$

h высота конструкции в метрах

α_m понижающий коэффициент, учитывающий количество колонн в ряду

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

m количество колонн в ряду, включая только те колонны, которые несут вертикальную нагрузку N_{Ed} не менее 50% от среднего значения для колонн в рассматриваемой вертикальной плоскости.

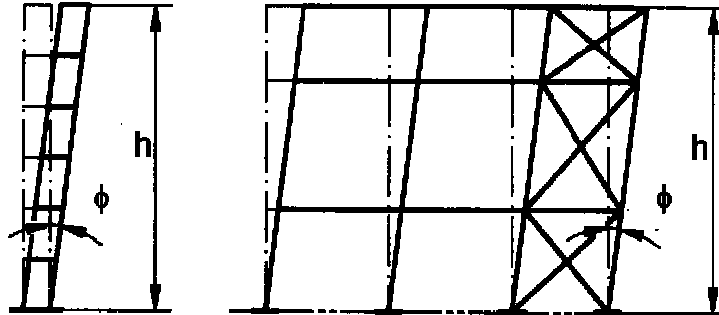


Рисунок 4.2. Эквивалентные несовершенства перекоса

В качестве краткого примера для здания балочно-стоечного типа высотой $h = 33$ м ниже рассмотрено определение углов перекоса, которые в дальнейшем допускается заменить эквивалентными горизонтальными нагрузками. Упрощенный план этажа приведен на Рисунке 4.3, а значения углов перекоса с разбивкой по осям – в Таблице 4.2.

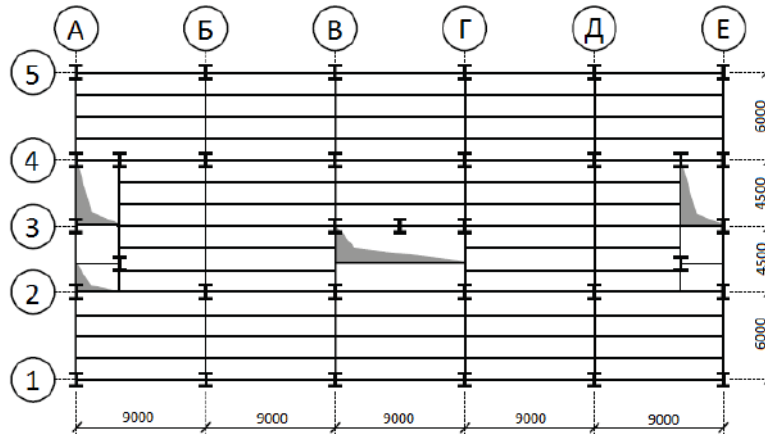


Рисунок 4.3. План здания для примера определения глобальных несовершенств перекоса

Таблице 4.2. Начальные несовершенства перекоса для здания $h=33$ м согласно Рисунку 4.3

Рама по оси	m	ϕ
А	7	0,00253
Б	4	0,00265
В	5.5	0,00258
Г	5.5	0,00258
Д	4	0,00265
Е	7	0,00253
1	6	0,00256
2	8	0,00251
3	5	0,00259
4	8	0,00251
5	6	0,00256

Рисунок 5.2
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Нормативный документ ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 Раздел 5.2(6) для железобетонных конструкций использует несколько другое определение m : количество вертикальных элементов, передающих горизонтальные нагрузки на связевую систему. В общем случае в зданиях связи не располагаются в каждом ряду. Это определение используется в ряде зарубежных публикаций и для стальных каркасов, когда общее количество колонн и эквивалентные усилия аналитически разделяются между связевыми блоками.

Для каркасов зданий несовершенствами перекоса можно пренебречь при выполнении неравенства

$$H_{Ed} \geq 0.15 V_{Ed}$$

Выполнение указанного условия возможно только при относительно высокой горизонтальной нагрузке (как правило, ветровой). В сочетании нагрузок только гравитационного типа, H_{Ed} формируют эквивалентные горизонтальные силы, которые находятся в пределах $0.05V_{Ed}$, поэтому и неравенство не соблюдается.

В комбинации с ветровыми нагрузками, вероятно, что H_{Ed} превысит $0.15 V_{Ed}$, когда несовершенства можно не учитывать.

Влияние глобальных несовершенств перекоса может заменяться эквивалентными горизонтальными усилиями, приложенными в уровне дисков перекрытий, в соответствии с формой отклонений, показанной на Рисунке 4.4, где ϕ — несовершенство перекоса, определенное выражением ранее в предположении, что высота одного этажа составляет h .

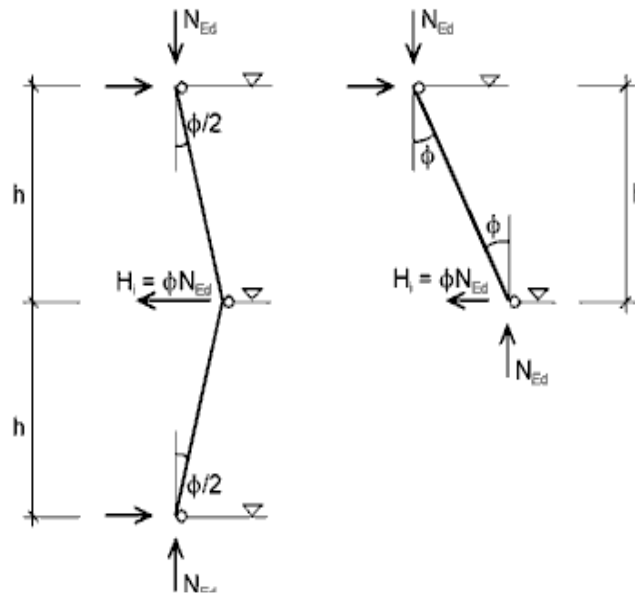


Рисунок 4.4. Конфигурация поперечного отклонения ϕ для определения эквивалентных горизонтальных сил в уровне диска перекрытия

Начальные поперечные отклонения следует рассматривать в любом горизонтальном направлении, но одновременно учитывается только одно из направлений.

В многоэтажных балочно-стоечных каркасах здания эквивалентные силы следует прикладывать на уровне каждого этажа и в уровне покрытия.

Необходимо также учитывать возможные крутильные воздействия на конструкцию, вызванные кососимметричными поперечными смещениями на двух противоположных гранях, как показано на Рисунке 4.5.

5.3.2(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.2(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Рисунок 5.3
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.2(8)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.2(9)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.2(10)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1



Рисунок 4.5. Поступательные и вращательные эффекты (в плане)

Стоит отметить, что поворот в плане для ребристых перекрытий, которыми являются монолитные плиты по профнастилам, относится к неблагоприятным случаям деформации, будь то эффекты от несовершенств либо прямых воздействий, например, ветра.

Для сталежелезобетонных балок не закрепленных из плоскости действия изгибающего момента, эффекты локальных несовершенств включены в формулы определения несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости.

Для центрально сжатых сталежелезобетонных элементов может применяться несколько методов:

- учет эффектов второго порядка, глобальных и локальных несовершенств в расчетной схеме;
- отдельный учет эффектов второго порядка расчетной схемой с глобальными несовершенствами и дополнительных эффектов второго порядка с локальными несовершенствами отдельного элемента;
- автоматический учет локальных несовершенств и соответствующих эффектов геометрической нелинейности при проверке элемента с применением кривых потери устойчивости в соответствии с Разделом 5.2.3.2. Это относится к локальным несовершенствам и не исключает необходимости учета опорных моментов и сил рассматриваемого элемента, полученных в результате статического расчета с введением в схему глобальных несовершенств и геометрической нелинейности.

Соответственно для центрально сжатых элементов рекомендуется использовать третий способ.

При проверке устойчивости сжато-изогнутых элементов по упрощенному методу согласно Раздела 5.2.3.2 всегда следует учитывать несовершенства элемента в пределах его длины.

Это исключает для внецентренно сжатых элементов автоматический учет локальных несовершенств при проверке устойчивости по аналогии с центрально-сжатыми, и делает наиболее рациональным для них вариант с отдельным учетом глобальных и локальных несовершенств.

Локальные несовершенства сталежелезобетонных сжатых элементов можно не учитывать, если при выполнении статического расчета может применяться расчет первого порядка ($\alpha_{cr} \geq 10$). Если при выполнении статического расчета используется расчет второго порядка (вводится геометрическая нелинейность), то несовершенства элемента можно не учитывать при выполнении условия:

Рисунок 5.5
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.2.3(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.2.2(6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.3.2.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.3.2.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \cdot \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{Ed}}$$

где:

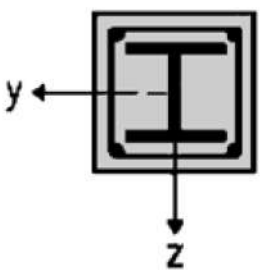
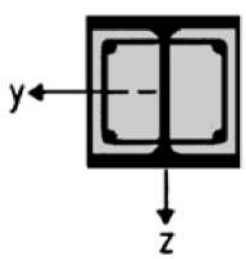
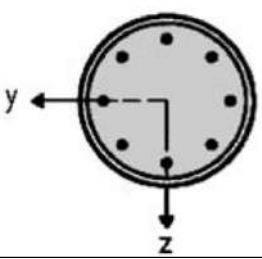
$\bar{\lambda}$ гибкость сталежелезобетонной колонны согласно Разделу 5.2.3.2 в предположении шарнирного опирания элемента

$N_{pl,Rk}$ характеристическое значение несущей способности на сжатие в пластической стадии согласно Разделу 5.2.3.2

В тех из перечисленных случаев, когда в расчет сталежелезобетонных элементов вводятся несовершенства, влияние геометрических и конструктивных отклонений можно учесть посредством эквивалентных изменений геометрии. Эквивалентные несовершенства элементов для сталежелезобетонных колонн приведены в Таблице 4.3, где L – это длина колонны.

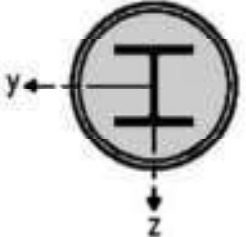
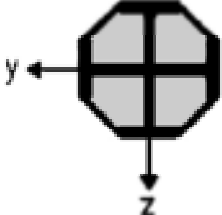
Введение эквивалентных несовершенств не рекомендуется в центрально сжатых колоннах, которые соответствуют требованиям для упрощенного метода расчета. Как указано выше, для таких элементов несовершенства заложены в кривых устойчивости и при их использовании учитываются автоматически, не требуя расчета как сжато-изогнутого элемента.

Таблица 4.3. Эквивалентные локальные отклонения сталежелезобетонных колонн

Поперечное сечение	Пределы	Относительно оси	Несовершенство элемента
Полностью обетонированное сечение 	-	y – y	L/200
		z – z	L/150
Частично обетонированное сечение 	-	y – y	L/200
		z – z	L/150
Круглое либо прямоугольное трубобетонное сечение 	$\rho_s \leq 3\%$	Любая	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Любая	L/200

6.7.3.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

<p>Круглое трубобетонное сечение с дополнительным двутавром</p> 	-	Любая	$L/200$
<p>Частично обетонированное крестообразное сечение из двутавров</p> 	-	Любая	$L/200$
<p>ρ_s – отношение A_s/A_c площади продольного армирования к площади бетонного заполнения</p>			

Начальные локальные изгибные отклонения согласно Рисунку 4.6 как и отклонения перекоса согласно Рисунку 4.4 могут быть заменены системами эквивалентных горизонтальных сил, приложенных к каждой колонне.

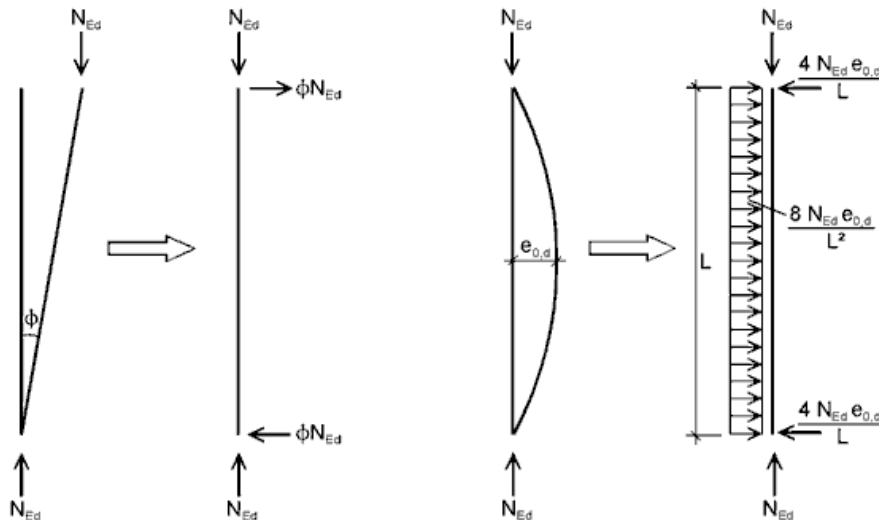


Рисунок 4.6. Замена начальных локальных несовершенств эквивалентными горизонтальными нагрузками

Связевые элементы сталежелезобетонных каркасов почти во всех случаях будут стальными, следовательно их несовершенства должны учитываться согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

При расчете систем связей, обеспечивающих поперечную устойчивость балок или сжатых элементов в пределах их длины, влияние несовершенств может учитываться посредством эквивалентного геометрического отклонения раскрепленных элементов в форме начального изгибного отклонения:

$$e_0 = \alpha_m L/500$$

Рисунок 5.4
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.3(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

где:

L пролет связевого блока

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}, \text{ где } m - \text{ это количество раскрепляемых элементов.}$$

Для удобства начальные изгибные отклонения элементов, раскрепленных системой связей, могут быть заменены эквивалентной стабилизирующей нагрузкой, как показано на Рисунке 4.7:

$$q_d = \sum N_{Ed} \cdot 8 \frac{e_0 + \delta_q}{L^2}$$

где

δ_q перемещение в плоскости системы связей от совместного действия q и внешних нагрузок, полученное при расчете по теории первого порядка.

В практике проектирования рекомендуется использовать расчет по эквивалентной стабилизирующей нагрузке. Перемещение в плоскости системы связей δ_q может равняться 0, в случае, если учитывается геометрическая нелинейность. Для связей, раскрепляющий сжатый пояс балки постоянного сечения $N_{Ed} = M_{Ed}/h$. Если балка дополнительно подвержена сжатию, то осевая сила N_{Ed} должна включать также часть внешней силы.

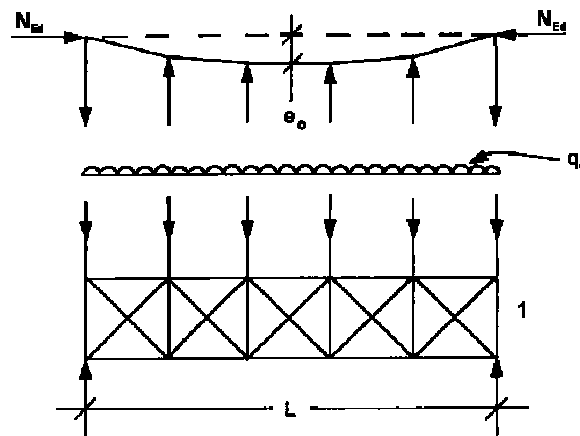


Рисунок 4.7. Эквивалентная стабилизирующая нагрузка

В местах монтажных стыков балок либо сжатых элементов их связевая система должна быть дополнительно проверена на действие локальной силы, равной $\alpha_m N_{Ed}/100$, прикладываемой к каждому из стыкуемых элементов, и обеспечить способность передать эту силу к неподвижным точкам.

Для проверки на действие локального усилия по вышеуказанному требованию должны также учитываться другие внешние нагрузки. При этом усилиями от несовершенств связевых систем можно пренебречь.

Вышеизложенные положения относятся к связям, ближайшим к монтажным стыкам. Боковая нагрузка $\alpha_m N_{Ed}/100$ должна восприниматься связевыми элементами вверху и внизу стыка, в дополнение к внешним нагрузкам. В общем случае каждая связевая система будет воспринимать общую фиктивную нагрузку от нескольких колонн.

5.3.3(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.3(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Рисунок 5.6
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.3(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.3(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Для стальных элементов эффекты локальных несовершенств рекомендуется автоматически учитывать проверками несущей способности элементов по устойчивости согласно Разделу 6.3, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 – см. публикацию М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

5.3.2.3(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4.4 Методы расчета

Еврокод 4, Часть 1-1 описывает три метода статического расчета:

- статический расчет в упругой стадии;
- жестко-пластический статический расчет;
- статический расчет с учетом нелинейных характеристик;

Если обратиться к Еврокоду 0 (ДСТУ-Н EN Б 1990), то в нем кроме данных трех методов дается определение идеализированного упруго-пластического расчета, который не вошел в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1.

Проиллюстрировать различия в указанных методах статического расчета достаточно наглядно можно на примере зависимостей «момент/угол поворота» (М/φ) на Рисунке 4.8.

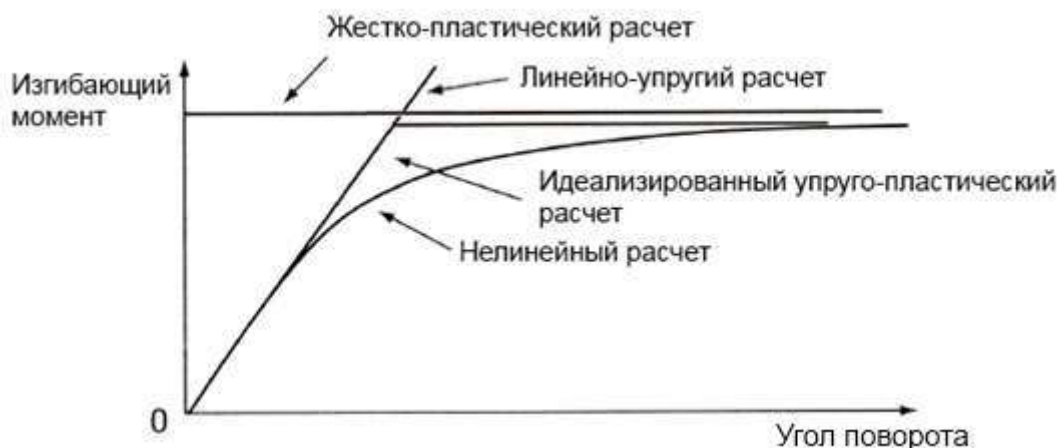


Рисунок 4.8. Зависимости момент-угол поворота для разных методов статического расчета

Внутренние усилия могут быть определены при статическом расчете в упругой стадии, даже если несущая способность поперечных сечений определена с учетом пластических или нелинейных свойств.

5.4.1.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

На практике такой линейно-упругий статический расчет является наиболее распространенным, поэтому альтернативные методы данным пособием подробно не рассматриваются.

Статический расчет в упругой стадии всегда применяют для проверки предельных состояний по эксплуатационной пригодности с соответствующими поправками на нелинейные эффекты, такие как образование трещин в бетоне.

5.4.1.1(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Статический расчет в упругой стадии всегда применяется для проверок предельного состояния по выносливости, которое данным пособием не рассматривается.

Эффекты сдвигового запаздывания и потери местной устойчивости учитывают, если они оказывают значительное влияние на результаты статического расчета.

5.4.1.1(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

На практике сдвиговое запаздывание является определяющим фактором геометрии сечений сталежелезобетонных балок, поскольку определяет эффективную ширину бетонного пояса.

Согласно классификации сечений в Разделе 4.5. местная потеря устойчивости должна учитываться в пластической стадии для Класса 3 сечений с эффективными стенками и всегда для Класса 4 сечений. Для холодноформованных элементов и профилированных настилов, по умолчанию относящихся к Классу 4 сечений, эффекты от потери местной устойчивости и потери устойчивости формы сечения должны учитываться согласно Еврокоду 3, Часть 1-3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3).

При определении жесткости конструкции (расчете перемещений) для обычных сталежелезобетонных сечений кроме Класса 4 местной потерей устойчивости можно пренебречь.

При линейном расчете эффекты сдвига и отрыва по контакту сталь-бетон от внутренних сил и моментов можно не учитывать, если сдвиговое соединение соответствует указаниям Еврокода 4. Данное положение позволяет при статическом расчете допускать полное взаимодействие между разнородными частями сечения.

5.4.1.1(8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4.4.1 Расчет в упругой стадии (линейно-упругий)

При расчете следует учитывать влияние образования трещин в бетоне, деформации ползучести и усадки бетона, последовательность возведения и предварительного напряжения. Влияние температуры и предварительного напряжения данным пособием не рассматриваются.

5.4.2.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4.4.1.1 Ползучесть и усадка

Усадка и ползучесть бетона, как и неравномерное изменение температур, вызывают в сталежелезобетонных конструкциях дополнительные внутренние усилия, прогибы и продольные деформации. Эффекты, возникающие в статически определимых системах и статически неопределимых системах, не учитывающих совместность деформаций, классифицируются как первичные.

2.3.3(1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В статически неопределимых системах первичные эффекты ползучести и усадки вызывают дополнительные усилия, которые оказывают совместный эффект и должны рассматриваться как часть общего нагружения. Эти усилия образуют вторичные эффекты по сути своей являющиеся непрямыми воздействиями от принудительных деформаций.

2.3.3(2)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

За исключением элементов, у которых оба пояса являются сталежелезобетонными, влияние ползучести можно учесть посредством коэффициентов приведения n_L для бетона. Коэффициенты приведения, в зависимости от вида нагрузки (нижний индекс L), следует определять по формуле:

5.4.2.2(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \varphi_t)$$

где:

$n_0 = E_a/E_{cm}$ коэффициент приведения соответствующий кратковременной нагрузке

E_{cm} секущий модуль упругости бетона при кратковременной нагрузке в соответствии с Таблицами 2.11 или 2.12

Ψ_L множитель ползучести, зависящий от типа нагрузки, и принимаемый равным:

= 1,1 для постоянных нагрузок,

= 0,55 при первичных и вторичных эффектах усадки

= 1,5 для предварительного напряжения, создаваемого посредством приложенных деформаций (данной публикацией не рассматриваются)

φ_t коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$, определяемый в зависимости от возраста бетона в рассматриваемый момент времени t и в момент загрузки t_0 .

Если нет необходимости в повышенной точности коэффициент ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ для тяжелых бетонов можно принимать по Рисунку 4.9 при условии, что напряжения сжатия в бетоне не превышают $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$ в возрасте приложения нагрузки t_0 .

3.1.4(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

$t = 0$ кратковременных значений нагрузок

$t_0 = 28$ суток, $t = \infty$ для учета эффектов во времени (как правило, для квазистатических комбинаций и их составляющих)

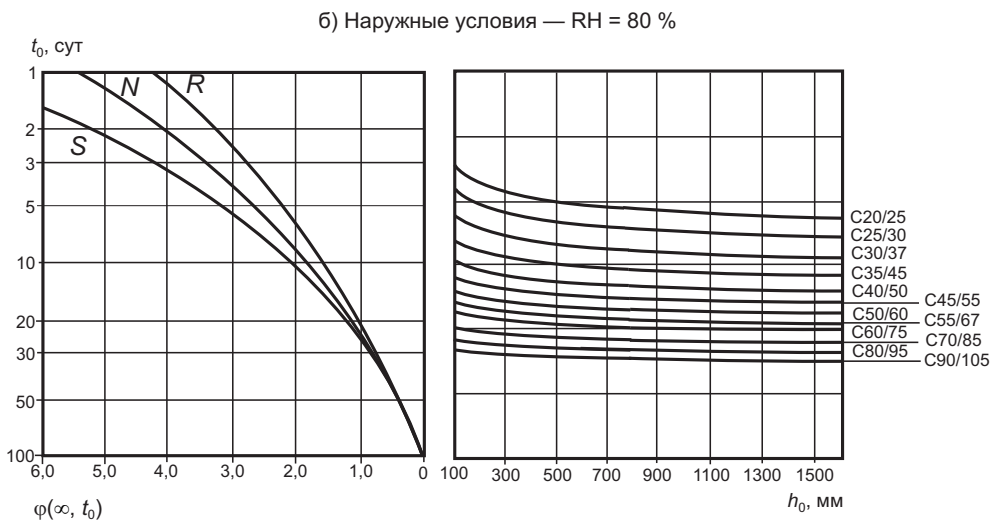
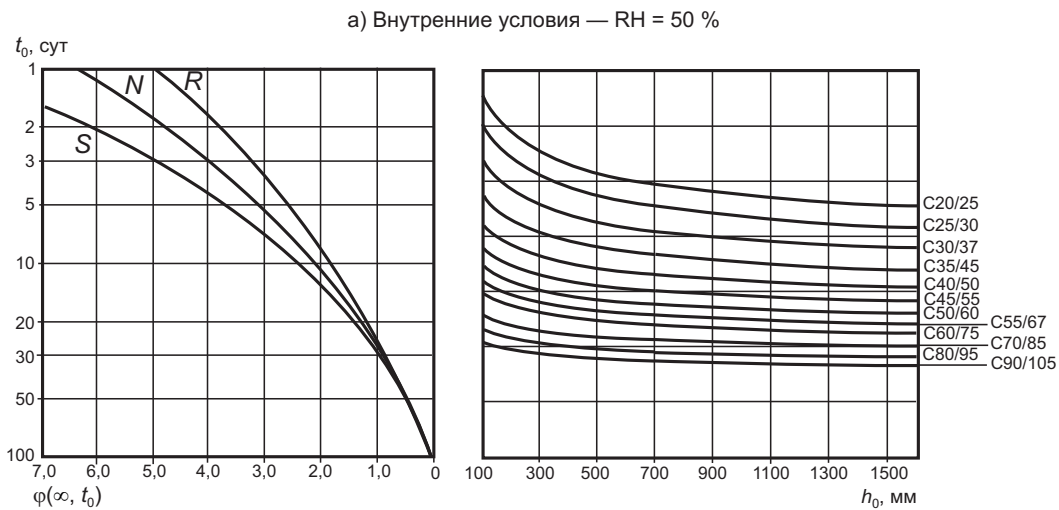
5.4.2.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$t_0 = 1$ сутки, $t = \infty$ для учета эффектов усадки

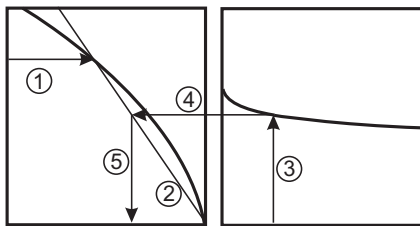
При поэтапном приложении постоянных нагрузок на сталежелезобетонные конструкции для определения коэффициента ползучести можно использовать одно значение t_0 .

5.4.2.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Выражения для определения коэффициента ползучести $\varphi(t, t_0)$ расчетным путем, , в том числе для моментов времени $t \neq \infty$, приводятся в Приложении В ДСТУ-Н Б EN1992-1-1.



Порядок действий при определении предельных значений коэффициента ползучести по номограммам



Примечания

- 1 Точка пересечения линий 4 и 5 также может быть выше точки 1.
- 2 При $t_0 > 100$ с приемлемой точностью можно принять $t_0 > 100$ (и использовать касательную линию).

Рисунок 4.9. Метод определения коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ для бетона при нормальных условиях внешней среды при RH=40% (а) и RH=80% (б).

Значения Рисунка 4.9 действительны в диапазоне температур от -40 °С до +40 °С и средней влажности от RH=40% до RH=100%.

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad \text{условный размер}$$

A_c — площадь сечения бетона

S, N, R классы цемента в зависимости от скорости набора прочности (S – slow, медленный набор прочности, цемент CEM 32,5N; N – normal, нормальный набор прочности, цементы CEM 32,5R, CEM 42,5N; R – rapid, быстрый набор прочности, цементы CEM 42,5R, CEM 52,5N и CEM 52,5R)

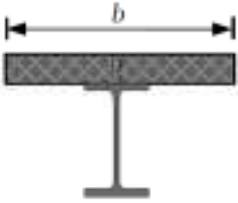
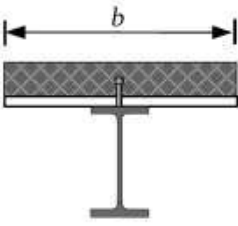
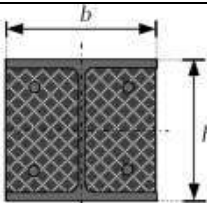
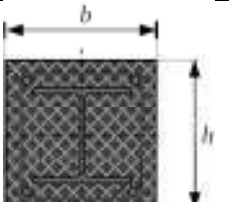
Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3.1.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3.1.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

u — периметр, подверженный высыханию, который можно принимать согласно рекомендациям Таблицы 4.4

Таблица 4.4. Рекомендации к определению периметра высыхания

Описание	Иллюстрация	Рекомендуемый периметр u
Балки с плитами плоскими железобетонными плитами		$2 \cdot b$
Балки с плитами по профилированным настилам		b
Частично обетонированные колонны		$2 \cdot h + 0,5 \cdot b$
Полностью обетонированные колонны		$2 \cdot (b + h)$

Для упрощения в конструкциях зданий, которые не требуют учитывать геометрическую нелинейность ($\alpha_{cr} > 10$), не используются для длительного складирования и не имеют предварительного напряжения посредством приложения контролируемых деформаций, влияние ползучести в сталежелезобетонных балках допускается учитывать через номинальный коэффициент приведения и для кратковременных, и для длительных нагрузений, равный:

$$n_L = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot \frac{E_a}{E_{cm}}$$

Если напряжения в бетоне на момент приложения нагрузки t_0 превышают $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, ползучесть следует рассматривать, как нелинейную функцию. Такие высокие напряжения могут возникать в результате предварительного напряжения, например в сборных элементах в уровне приложения напряжений. Таким случаям соответствует нелинейное выражение для коэффициента ползучести:

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp(1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45))$$

где:

$\varphi_k(\infty, t_0)$ — нелинейный условный коэффициент ползучести, заменяющий $\varphi(\infty, t_0)$.

$k_\sigma = \sigma_c / f_{cm}(t_0)$ — соотношение «напряжение-прочность»

5.4.2.2 (11)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.1.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

σ_c	напряжение сжатия в момент t_0 нагружения
$f_{cm}(t_0)$	средняя прочность бетона на сжатие в момент t_0 нагружения

Для легкого бетона коэффициент ползучести ϕ может быть принят как для обычного бетона с умножением на коэффициент $(\rho/2200)^2$.

Усадку бетона следует определять с учетом влажности окружающей среды, размеров элемента и состава бетона.

Опыт показывает, что значения деформации усадки, установленные в ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, могут давать завышенные значения при оценке эффектов от усадки в сталежелезобетонных конструкциях. Рекомендуемые опытные средние значения величины усадочной деформации бетона сталежелезобетонных конструкций составляют:

— в условиях сухой среды (снаружи или внутри зданий, помимо элементов с бетонным заполнением):

325×10^{-6} — для обычного бетона;

500×10^{-6} — для легкого бетона;

— в других условиях и для заполненных бетоном элементов:

200×10^{-6} — для обычного бетона;

300×10^{-6} — для легкого бетона.

Когда нужна повышенная точность либо ожидается возникновение повышенной усадки, следует пользоваться расчетной методикой усадочных деформаций согласно Разделу 3.1.4 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 и Приложению В ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Пример вторичных эффектов от усадки в виде дополнительных усилий с учетом ползучести показан на Рисунке 4.10. Если принять расчетную предпосылку, что бетонный пояс работает отдельно от стальной балки и сокращается в результате усадки, то усилие, которое могло бы сдерживать пояс от сокращения составит:

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot E_{c,sh} \cdot A_c$$

Вторичный эффект от усадки является длительной нагрузкой с $t_0 = 1$ сутки и $t = \infty$, для которой также требуется учитывать другой эффект во времени – ползучесть. Это делается при помощи описанного выше коэффициента приведения n_L , из чего следует, что модуль упругости бетона при усадке составит $E_{c,sh}$ и будет определяться выражением:

$$E_{c,sh} = \frac{E_a}{n_L}$$

n_L в данном случае согласно с вышеизложенной методикой будет равняться:

$$n_L = \frac{E_a}{E_{cm}} \cdot (1 + 0,55 \cdot \phi_t)$$

11.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Примечание
3.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Приложение С
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

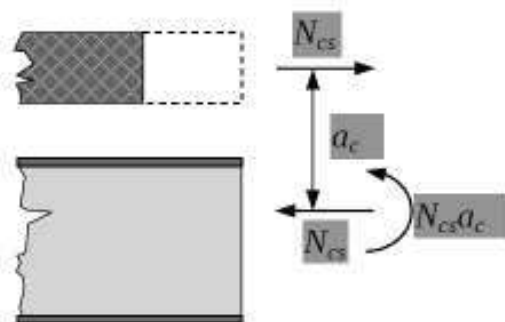


Рисунок 4.10. Упрощенная схема действия дополнительных усилий в балке от усадки

При учете композитной работы конструкций в зданиях, определяя напряжения и перемещения, допускается пренебречь аутогенной (собственной) составляющей усадки.

В балках следует учитывать первичные и вторичные эффекты, обусловленные усадкой и ползучестью бетонного пояса. Для сталежелезобетонных элементов с поперечными сечениями Классов 1 или 2, в которых потеря устойчивости плоской формы изгиба не является критическим условием, допускается не учитывать влияние ползучести и усадки при расчете по всем предельным состояниям несущей способности кроме усталости. Если заказчиком не установлено особых требований, то влияние кривизны от усадки для обычных бетонов можно не учитывать при определении прогибов, когда отношение длины пролета к общей высоте балки превышает 20. В противном случае для предельных состояний по эксплуатационной пригодности данные эффекты следует учитывать согласно Разделу 6 данной публикации.

В колоннах и сжатых элементах при расчете по упрощенному методу согласно Разделу 5.2.3.2 влияние долговременных эффектов на изгибную жесткость в упругой стадии выполняется заменой модуля упругости бетона E_{cm} эффективным пониженным значением $E_{c,eff}$.

Эффекты усадки и ползучести в колоннах следует учитывать, если они могут существенно снизить устойчивость конструкции.

В целях упрощения расчета эффекты ползучести и усадки в колоннах можно не учитывать, если увеличение изгибающих моментов по недеформированной схеме от деформаций ползучести и продольных усилий, вызванных постоянной нагрузкой, не превышает 10%.

Методика расчета сталежелезобетонных плит согласно ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 по предельным состоянием несущей способности в ряде случаев допускает рассматривать статически определимые схемы без вторичных эффектов усадки и не требует учета ползучести, введением в расчет параметра модуля упругости E .

Расчет плит по эксплуатационной пригодности не требует учета эффектов от усадки бетона.

Перечисленные правила значительно упрощают учет ползучести и усадки для сталежелезобетонных раскрепленных балок Класса 1 и 2 сечений, колонн и плит. В статически неопределимых системах не возникает дополнительных непрямых воздействий от вторичных эффектов усадки. На практике данные соображения являются одним из главных аспектов, по которым инженеры в сталежелезобетонных конструкциях стараются придерживаться шарнирно-опертых раскрепленных балок Классов сечений 1 и 2, в том числе с эффективной стенкой.

3.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.2.2 (7) и
7.3.1 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.2.2 (9) и
6.7.3.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.2 (6)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.2 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.8.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4.4.1.2 Образование трещин

Для определения влияния образования трещин в сталежелезобетонных балках с бетонными поясами можно использовать следующий метод:

1. Вычисляется диапазон внутренних сил и моментов для характеристических сочетаний, включая долговременные эффекты, используя изгибную жесткость $E_a I_1$ сечений без трещин. Этот метод определяют как «расчет без наличия трещин».
2. В местах, где растягивающие напряжения в крайних волокнах бетона, возникающие от всех видов граничных эффектов, в два раза превышают прочность на растяжение f_{ctm} или f_{lctm} , жесткость следует уменьшить до $E_a I_2$, где I_2 - момент инерции эффективного сечения, приведенного к стали, вычисленный без учета растянутого бетона, но с учетом арматуры.

Это распределение жесткостей можно использовать при расчете по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности. Новое распределение внутренних сил и моментов, а также, при необходимости, деформации определяют далее при повторном расчете. Этот метод определяют как «расчет при наличии трещин».

Для неразрезных сталежелезобетонных балок с бетонными поясами, расположенными над стальным сечением, не подвергнутых предварительному напряжению, включая балки в каркасах, воспринимающие горизонтальные силы от связей, можно использовать следующий упрощенный метод. Если все отношения длин смежных неразрезных пролетов (более короткий/более длинный) составляют не менее 0,6, то влияние образования трещин можно учесть, используя изгибную жесткость $E_a I_2$ на участках длиной, равной 15 % пролета по обеим сторонам от внутренних опор, и жесткость без трещин $E_a I_1$ в других местах.

Общий метод для балок и его упрощение приведены на Рисунке 4.11.



Рисунок 4.11. Учет трещинообразования в неразрезных балках для расчетов несущей способности и эксплуатационной пригодности

5.4.2.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.2.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В расчетах неразрезных балок по предельным состояниям несущей способности изменение жесткости в сечениях с трещинами влияет на перераспределение внутренних усилий, уменьшая их в сечениях с трещинами. Альтернативно, при выполнении условий Раздела 4.4.1.4 данной публикации, в расчетах несущей способности может использоваться распределение моментов для постоянной жесткости сечения без трещин, но с увеличенными значениями перераспределения для расчета без трещин, как показано на Рисунке 4.12.



Рисунок 4.12. Альтернативный метод учета трещинообразования в неразрезных балках для расчетов несущей способности с перераспределением усилий

Влияние образования трещин в бетоне на изгибную жесткость сталежелезобетонных колонн и сжатых элементов следует определять в соответствии с Разделом 5.2.3.2 данной публикации.

5.4.2.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Влияние любого обетонирования балок зданий можно определить, используя среднее значение жесткости этого бетона при наличии и без наличия трещин. Площадь сжатого бетона можно определить из распределения напряжений в пластической стадии.

5.4.2.3 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Сложный механизм учета трещинообразования является еще одной причиной того, что в практике проектирования преобладают разрезные шарнирно оперные сталежелезобетонные балочные элементы.

4.4.1.3 Последовательность возведения

Для учета влияния поэтапного возведения, включая, при необходимости, отдельное влияние воздействий на стальные и полностью или частично сталежелезобетонные элементы, необходимо выполнить соответствующие расчеты.

5.4.2.4 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Влиянием последовательности возведения можно пренебречь при расчете по предельным состояниям по несущей способности, кроме расчета на выносливость, для сталежелезобетонных элементов с поперечными сечениями класса 1 или 2, в которых учет потери устойчивости плоской формы изгиба не требуется.

5.4.2.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4.4.1.4 Ограниченное перераспределение усилий при расчете в упругой стадии

Если не требуется учитывать геометрическую нелинейность (коэффициент запаса устойчивости $\alpha_{cr} \geq 10$), то при расчете неразрезных балок и рам по предельным состояниям несущей способности кроме расчета выносливости допускается применять линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением усилий.

Распределение изгибающих моментов, полученное в результате линейно-упругого статического расчета, может быть перераспределено таким образом, чтобы обеспечить равновесное состояние, учесть влияние неупругой работы материалов и рассмотреть все формы потери устойчивости.

В сталежелезобетонных балках с полным или частичным сдвиговым соединением изгибающие моменты по результатам расчета в упругой стадии могут перераспределяться с учетом следующих ограничений:

- не требуется учитывать геометрическую нелинейность;
- полученные моменты применяются для расчетов предельных состояний по несущей способности, кроме расчетов на выносливость;
- балка является неразрезным сталежелезобетонным элементом или частью каркаса, в котором горизонтальные усилия воспринимаются связями;
- балка прикреплена посредством жестких и равнопрочных узлов или одного такого узла и одного номинально-шарнирного узла;
- в случае сталежелезобетонной балки с обетонированием стенки, для которой установлено, что вращательная способность сечения достаточна для принятого уровня перераспределения, или если влияние сжатого железобетона не учитывается при определении несущей способности по изгибающему моменту в сечении, в котором снижается изгибающий момент;

- высота сечения постоянна в каждом пролете;
- нет необходимости учитывать потерю устойчивости плоской формы изгиба.

При выполнении перечисленных условий усилия в сталежелезобетонных балках могут перераспределяться следующим образом:

- путем уменьшения максимальных отрицательных изгибающих моментов на величину, не превышающую указанную в Таблице 4.5

Таблица 4.5. Предельные значения перераспределения отрицательных изгибающих моментов в процентах от исходного значения изгибающего момента, подлежащего уменьшению

Класс поперечного сечения в области отрицательных изгибающих моментов	1	2	3	4
При расчете без образования трещин	40	30	20	10
При расчете с образованием трещин	25	15	10	0

Для сталежелезобетонных поперечных сечений класса 3 или 4 предельные значения из таблицы относятся к изгибающим моментам сталежелезобетонных элементов. Моменты, приложенные к стальным элементам, не перераспределяют.

5.4.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-15.4.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1Таблица 5.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- путем увеличения максимальных отрицательных изгибающих моментов в балках с поперечными сечениями класса 1 или 2 на величины:

а) не более 10 % при упругом расчете без образования трещин*

б) не более 20 % при упругом расчете с образованием трещин*

* - если не обосновано, что вращательная способность сечения допускает более высокое значение.

- для марок конструкционной стали, превышающих S355, перераспределение допускается только в балках с поперечными сечениями классов 1 и 2. Перераспределение, связанное с уменьшением максимальных отрицательных изгибающих моментов должно быть:

а) не более 30 % при расчете без образования трещин*

б) не более 15 % при расчете с образованием трещин*

* - если не доказано, что вращательная способность сечения допускает более высокое значение.

Для сталежелезобетонных плит, если трещинообразование не учитывалось при определении усилий для проверок по предельным состояниям несущей способности, то изгибающие моменты на внутренних опорах могут быть уменьшены на 30%, а положительные изгибающие моменты в смежных пролетах соответственно увеличены.

9.4.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В стальных неразрезных балках в качестве упрощения метода ограниченного пластического перераспределения, когда некоторые пиковые моменты по результатам упругого расчета превышают значение несущей способности на изгиб в пластической стадии минимум на 15%, части моментов, превысившие предельные, могут быть перераспределены при выполнении следующих требований:

5.4.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- внутренние усилия и моменты в балке остаются в равновесии с приложенными нагрузками;

- все элементы, для которых выполняется перераспределение, имеют Классы 1 или 2 сечений;

- исключена потеря устойчивости плоской формы изгиба балок.

Для стальных профилированных настилов на этапе строительства пластическое перераспределение моментов при использовании временных опор не допускается.

В железобетонных элементах, подверженных, главным образом изгибу перераспределение выполняется в соответствии с Разделом 5.5 ДСТУ-Н Б EN1992-1-1.

Для балок с обетонированием стенки без бетонной либо сталежелезобетонной плиты перераспределение выполняется как для стального либо железобетонного элемента в зависимости от того, какая из частей сечения является определяющей.

4.5 Классификация поперечных сечений

Цель классификации состоит в определении границ, при достижении которых несущая способность поперечного сечения ограничивается потерей местной устойчивости.

Сталежелезобетонное сечение классифицируют в соответствии с наименее благоприятным классом его сжатых стальных элементов. Класс сталежелезобетонного сечения, как правило, зависит от направления изгибающего момента в рассматриваемом сечении.

Система классификации, установленная в ДСТУ-Н Б EN1993-1-1 применима и для поперечных сечений сталежелезобетонных балок.

Следовательно различают 4 класса поперечных сечений:

- Класс 1 - сечения, в которых может образоваться пластический шарнир с вращательной способностью, требуемой для пластического расчета и достигаемой без снижения несущей способности;
- Класс 2 - сечения, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых ограничена вращательная способность вследствие потери местной устойчивости;
- Класс 3 - сечения, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости препятствует развитию пластических деформаций;
- Класс 4 - сечения, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения.

Для наглядности на Рисунке 4.13 показано различие в работе сечений различных классов на изгиб. M_{el} и M_{pl} на рисунке обозначают несущую способность сечения соответственно в упругой и пластической стадиях.

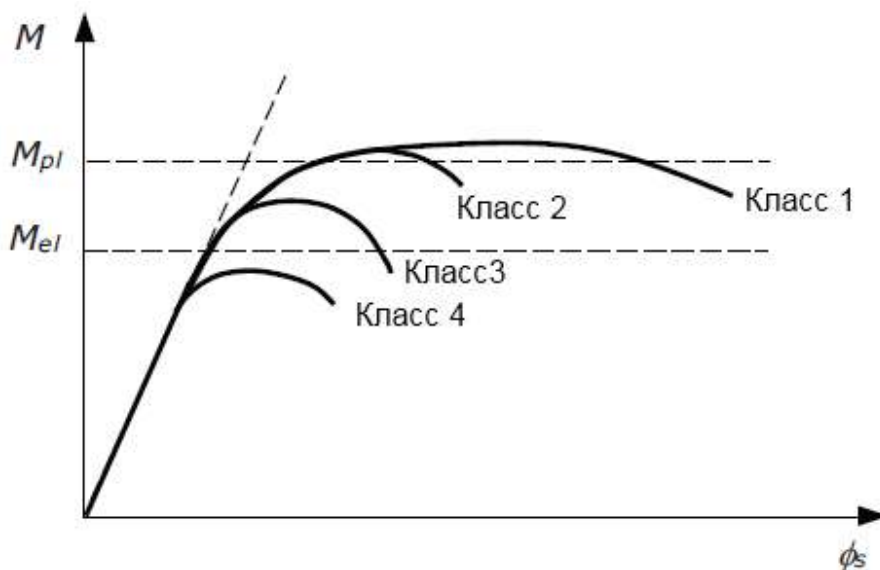


Рисунок 4.13. Работа сечений различных классов на изгиб (зависимость момент – угол поворота)

5.5.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.5.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.5.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.5.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

На практике инженеры стремятся в качестве стальных частей сталежелезобетонных балок применять сечения классов 1 и 2, а также сечения со стенкой Класса 3, замененной на эффективную Класса 2. Такое стремление объясняется рядом причин:

- несущую способность балок допускается определять в пластической стадии. Это позволяет избежать менее эффективных «паразитирующих» элементов сечения и повысить несущую способность на 20-40% в сравнении с упругим распределением напряжений;
- можно воспользоваться более благоприятными пределами для перераспределения моментов в сравнении с Классами 3 и 4;
- только для сечений Классов 1 и 2 допускается использовать частичное сдвиговое соединение, поскольку полное может быть затруднительным.

Данная публикация ограничена указанными рекомендуемыми Классами сечений.

Классификация поперечных сечений зависит от отношения ширины к толщине частей сечения, расположенных в его сжатой зоне. Сжатые зоны включают все части поперечного сечения, которые полностью или частично сжаты под действием рассматриваемого сочетания нагрузок.

5.5.2 (3) и (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Разные сжатые части в поперечном сечении могут относиться к разным Классам. Поперечное сечение классифицируется по наивысшему (наименее благоприятному) классу его сжатых частей.

5.5.2 (5) и (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Поперечные сечения со стенкой Класса 3 и полками Классов 1 или 2 могут классифицироваться как поперечные сечения Класса 2 с эффективной стенкой. В таком случае в пластической стадии необходимо исключать из работы часть стенки и заменить ее участками длиной $20\epsilon t_w$ возле сжатой полки и нейтральной оси, как показано на Рисунке 4.14.

5.5.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
6.2.2.4
EN 1993-1-1

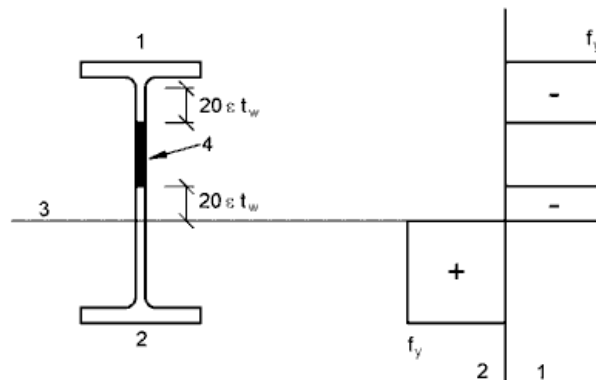


Рисунок 4.14. Приведение стенки Класса 3 к эффективной стенке Класса 2

Рисунок 6.3
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Предельные соотношения для сжатых частей сечений без обетонирования Классов 1, 2 и 3 указаны в Таблицах 4.6 и 4.7. Часть сечения, не соответствующую пределам для Класса 3, следует относить к Классу 4.

5.5.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
5.5.2 (8)
EN 1993-1-1

В зависимости от выбора упругого либо пластического распределения напряжений зависит уровень нейтральной оси сечения, что влияет на классификацию стенки сечения. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 на границе 2-го и 3-го Класса сечений следует применять пластическое распределение, поскольку оно определит относится ли сечение к Классу 2,

в то время как упругое распределение может дать ложный результат, повысив Класс сечения до 2-го. Проверку на границе Классов 3 и 4 следует выполнять в предположении упругого распределения напряжений.

Таблица 4.6. Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечения

Сжатые внутренние участки сечения						
				Ось изгиба		
Класс	Участки, в которых действует изгиб		Участки, в которых действует сжатие		Участки, в которых действует сжатие с изгибом	
Распределение напряжений в участках сечения (сжатие со знаком «+»)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$		$c/t \leq 33\varepsilon$		если $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1}$ если $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$	
2	$c/t \leq 83\varepsilon$		$c/t \leq 38\varepsilon$		если $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha-1}$ если $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$	
Распределение напряжений в участках сечения (сжатие со знаком «+»)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$		$c/t \leq 42\varepsilon$		если $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67+0,33\psi}$ если $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

* - $\psi \leq -1$ для тех случаев, когда либо сжимающее напряжение $\sigma \leq f_y$, либо деформация растяжения $\varepsilon_y > f_y/E$

Таблица 5.2
(лист 1 из 3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таблица 4.7. Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечения

Свесы полок						
Прокатные профили			Сварные профили			
Класс	Участки, в которых действует сжатие	Участки, в которых действует сжатие с изгибом				
		Сжатие на крае		Растяжение на крае		
Распределение напряжений в участках сечения (сжатие со знаком «+»)						
1	$clt \leq 9\epsilon$	$clt \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$clt \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$clt \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$clt \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$clt \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$clt \leq 10\epsilon$	$clt \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$clt \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$clt \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$clt \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$clt \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Распределение напряжений в участках сечения (сжатие со знаком «+»)						
3	$clt \leq 14\epsilon$	$clt \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Для k_σ см. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Для сжатого стального элемента, прикрепленного к железобетонной части, допускается назначать более благоприятный класс при условии обеспечения надлежащих мероприятий.

Если сжатая полка вследствие ее закрепления соединительными элементами относится к классу 1 или 2 взамен более низкого класса, то следует ограничивать расстояние между центрами соединительных элементов в продольном направлении следующими значениями:

- если контакт с плитой осуществляется по всей длине (например, плита имеет сплошное сечение): $22t_f\sqrt{235/f_y}$

- если контакт с плитой осуществляется не по всей длине (например, плита опирается на балки поперечными ребрами/гофрами настила): $15t_f\sqrt{235/f_y}$

Кроме того, расстояние в свету от кромки сжатой полки до ближайшей линии расположения соединительных элементов не должно превышать $9t_f\sqrt{235/f_y}$

где:

t_f — толщина полки

f_y — номинальный предел текучести полки, Н/мм²

Таблица 5.2
(лист 2 из 3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.5.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.5.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Указанные конструктивные требования дополнительно продублированы в сводной Таблице 8.1 Раздела 8.1.6.

К отдельному типу сталежелезобетонных сечений относятся сечения с частичным либо полным обетонированием. Удерживая элементы стального профиля, обетонирование выполняет функцию раскрепления, при определенных условиях исключая потерю местной устойчивости.

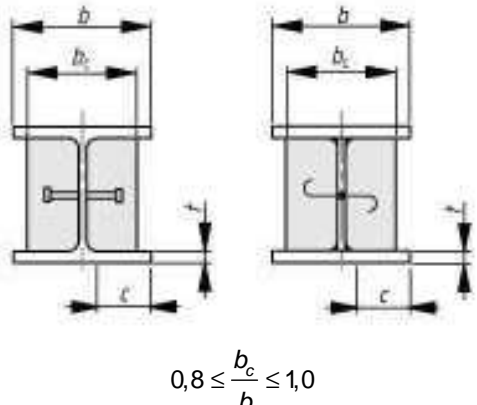
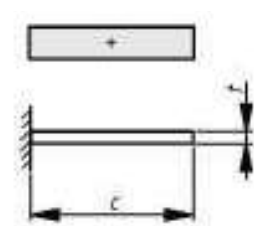
При учете обетонирования стенки бетон должен быть армирован и механически связан со стальным сечением, предотвращая потерю устойчивости стенки и сжатых частей полки по отношению к стенке. Указанные требования допускается считать выполненными, если:

- бетон, расположенный в пределах высоты стенки, армирован продольными арматурными стержнями и хомутами либо сварными арматурными сетками;
- соблюдается отношение b_c/b , установленное в Таблице 4.8;
- бетон, расположенный между полками, прикреплен к стенке посредством приварки к ней арматурных хомутов, пропуска стержней диаметром не менее 6мм сквозь стенку либо стад-болтов диаметром более 10мм;
- расстояние между стад-болтами по длине элемента, расположенными по обе стороны стенки, либо стержнями, пропущенными сквозь стенку, не превышает 400мм. Расстояние между внутренней поверхностью каждого пояса и ближайшим рядом креплений к стенке не превышает 200мм. Для стальных сечений максимальной высотой не менее 400мм с двумя и более рядами креплений стад-болты либо стержни, пропущенные сквозь отверстия, допускается располагать в шахматном порядке.

При выполнении данных требований свесы стальных полок сталежелезобетонного сечения с обетонированием стенки следует классифицировать согласно Таблице 4.8.

Если бетон не связан элементами армирования либо анкерными упорами со стальным сечением, классификацию проводят по Таблицам 4.6 и 4.7.

Таблица 4.8. Классификация стальных сжатых полок сечений с обетонированием только стенки

 $0,8 \leq \frac{b_c}{b} \leq 1,0$		 <p>Распределение напряжений (сжатие)</p>
Класс	Тип	Предел
1	прокатное или сварное	$c/t \leq 9\varepsilon$
2		$c/t \leq 14\varepsilon$
3		$c/t \leq 20\varepsilon$

Стальная стенка Класса 3, обетонированная согласно данным требованиям, также может заменяться эффективным сечением Класса 2.

5.5.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.5.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 5.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.5.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

5.1 Расчет на этапе строительства

5.1.1 Расчет настила

Расчет стальных профилированных листов, используемых в качестве опалубки, по предельным состояниям несущей способности должен соответствовать ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие Правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов». Более подробно – см. публикации Семко В.А. «Расчет несущих и ограждающих конструкций из стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3» и Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины». Особое внимание следует уделить влиянию рифов и других выштамповок на несущую способность.

9.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для настилов высотой до 85мм характерно многопролетное опирание сверху несущей конструкции. Применение настилов в диапазоне высот до 85мм для опирания сверху конструкции, помимо конструктивных ограничений (строительная высота перекрытий и т.д.), аргументировано ограничениями применимости Еврокода 4 в части расчета несущей способности стад-болтов, расположенных в гофрах. Как результат для настилов выше 85мм характерно опирание по однопролетной схеме в одном уровне с балками, включая перекрытия пониженной высоты.

Обычной практикой при расчете настилов является использование геометрических характеристик и таблиц нагрузок по данным производителя. Производители часто определяют их с поправками на результаты испытаний, что может приводить к более экономичным решениям в сравнении с исключительно расчетной методикой ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3, основанной на эффективном сечении сжатой зоны, как показано на примере Рисунка 5.1 для стенок стальных профилированных настилов. При определении расчетного сечения стального профилированного настила с рифами размеры выпуклостей и вмятин в нем не учитывают, если испытаниями не установлено, что расчетная площадь сечения имеет большее значение.

9.7.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

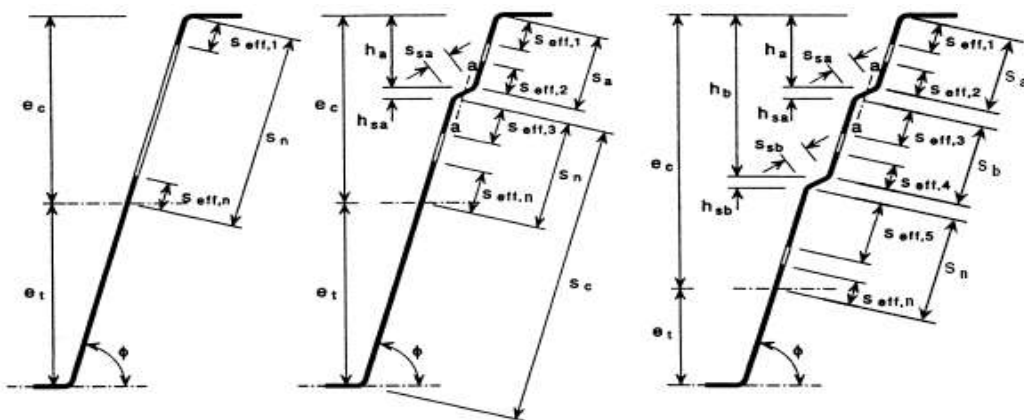


Рисунок 5.1. Эффективные поперечные сечения стенок трапециевидных профилированных настилов

Данные производителей основаны на определенных расчетных предпосылках и граничных условиях, которые при их использовании следует обеспечивать проектом.

Характерными расчетными ситуациями для профилированных настилов перекрытий на этапе строительства являются:

- изгиб;
- сдвиг;
- локальная поперечная нагрузка (опорная реакция);
- совместное действие поперечной силы и изгибающего момента;
- совместное действие изгибающего момента и локальной нагрузки (опорной реакции).

При надлежащем креплении профнастил, служащий опалубкой монолитной плиты, может учитываться в качестве раскрепления стальных балок из плоскости и воспринимать горизонтальные усилия, действуя как диафрагма. В сталежелезобетонных конструкциях это может учитываться расчетом на этапе строительства. Для оценки диафрагм жесткости, образованных стальными профилированными настилами, применяют правила Раздела 10 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3, которые более подробно изложены в публикации Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

9.1.1 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.1.1.1 Несущая способность на изгиб

В большинстве случаев, когда момент сопротивления эффективного сечения профнастила W_{eff} меньше, чем момент сопротивления полного сечения W_{el} , расчетная несущая способность поперечного сечения настила при изгибе относительно одной из главных осей $M_{c,Rd}$ определяется следующим образом:

6.1.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

где:

W_{eff} момент сопротивления эффективного сечения относительно соответствующей оси в упругой стадии

f_{yb} номинальное значение предела текучести основного металла профилированного настила

$\gamma_{M0} = 1,0$ коэффициент надежности для проверок прочности согласно Еврокода 3

Для полностью эффективных сечений альтернативно допускается использование уточненной формулы согласно Раздела 6.1.4.1. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3, которая учитывает развитие пластических деформаций.

Значения W_{eff} и W_{el} принимаются по минимальному значению в рассматриваемом напряженном состоянии, что соответствует волокнам, которые первыми достигают предела текучести.

Если изгибающий момент действует только относительно одной главной оси и текучесть появляется сначала в крайнем растянутом волокне, то может учитываться пластическая

работа растянутой зоны без ограничений деформаций до тех пор, пока максимальное $\sigma_{com,Ed}$ не достигнет f_{yb}/γ_{M0} .

5.1.1.2 Несущая способность на сдвиг

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

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0} \cdot \sin \phi}$$

где:

f_{bv} предельное напряжение при сдвиге согласно Таблице 5.1, учитывающее потерю устойчивости стенки

h_w высота стенки между срединными плоскостями полков, как показано на Рисунке 5.2

ϕ внешний угол наклона стенки относительно полков, как показано на Рисунке 5.2

Обозначения $V_{b,Rd}$ и f_{bv} содержат подстрочный индекс b (buckling - потеря устойчивости), что указывает на то, что они соответствуют критерию потери устойчивости стенкой профиля.

Таблица 5.1. Критические напряжения f_{bv} стенки при сдвиге

Условная гибкость стенки	Стенка без элемента усиления на опоре	Стенка с элементом усиления на опоре
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 \cdot f_{yb}$	$0,58 \cdot f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

Элементами жесткости являются ребра, накладки и другие элементы усиления сечения в опорной зоне, препятствующие искривлению стенки и рассчитанные на опорную реакцию.

Условная гибкость стенки должна определяться следующим образом:

- для стенок без продольных элементов жесткости

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

- для стенок с продольными элементами жесткости

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_d}{t} \cdot \sqrt{\frac{5,34}{k_t} \cdot \frac{f_{yb}}{E}}, \text{ но } \bar{\lambda}_w \geq 0,346 \cdot \frac{s_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

где:

$$k_t = 5,34 + \frac{2,10}{t} \cdot \left(\frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3}$$

I_s момент инерции отдельного продольного элемента жесткости относительно оси а-а, как показано на Рисунке 5.2

s_d общая наклонная высота стенки, как показано на Рисунке 5.2

s_p наклонная высота наибольшего плоского участка стенки, как показано на Рисунке 3.28

s_w наклонная высота стенки между средними точками узлов, как показано на Рисунке 3.28

6.1.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Таблица 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

В первом приближении для стенок с продольными элементами жесткости допускается проверить несущую способность на сдвиг по гибкости стенки $\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_d}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$, а при невыполнении условий уточнять ее.

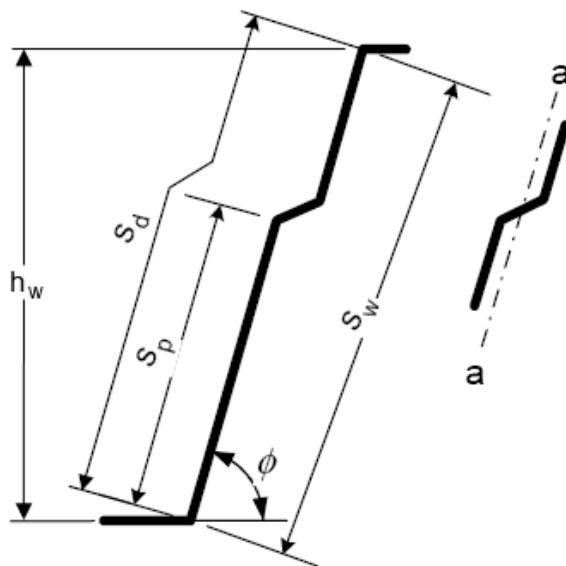


Рисунок 5.2. К определению гибкости стенки с продольным элементом жесткости

5.1.1.3 Несущая способность по действию локальной поперечной нагрузки

Для исключения смятия, искривления и потери устойчивости стенки при действии опорных реакций или другой местной поперечной силы, приложенной к полке, ее значение F_{Ed} должно удовлетворять условию:

$$F_{Ed} \leq R_{w,Rd}$$

где:

$R_{w,Rd}$ несущая способность стенки на действие местной поперечной нагрузки, как показано на Рисунке 5.3

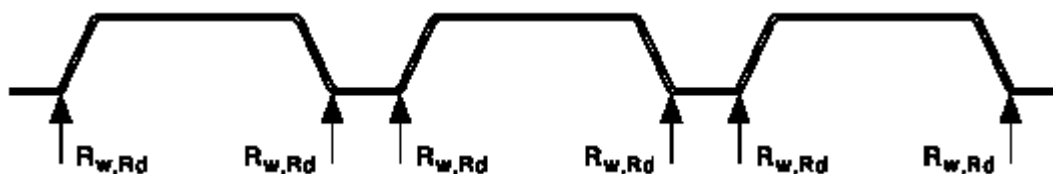


Рисунок 5.3. Приложение предельных локальных усилий на примере профилированных настилов

В поперечных сечениях с двумя и более стенками, включая профилированные настилы, несущая способность $R_{w,Rd}$ стенки без элементов жесткости при локальной поперечной нагрузке определяется по формуле:

$$R_{w,Rd} = \frac{\alpha \cdot t^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot E} \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \cdot \left(0,5 + \sqrt{0,02 \cdot \frac{l_a}{t}}\right) \cdot \left(2,4 + \left(\frac{\phi}{90}\right)^2\right)}{\gamma_{M1}}$$

Рисунок 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.7.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Рисунок 6.8
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.7.3 (1) и (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

При этом должны выполняться условия:

$$c \geq 40\text{мм}$$

$$\frac{r}{t} \leq 10$$

$$\frac{h_w}{t} \leq 200 \cdot \sin\phi$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$$

где:

- c расстояние от нагруженного участка до свободного края, как показано в Таблице 5.2
- h_w высота стенки между срединными плоскостями полок
- r внутренний радиус закругления углов
- ϕ внешний угол наклона стенки относительно полок (в градусах)
- l_a эффективная длина нагруженного участка для соответствующей категории
- α коэффициент для соответствующей категории
- $\gamma_{M1} = 1,0$ коэффициент надежности для проверок устойчивости согласно Еврокоду 3

Значение l_a не должно превышать 200мм и определяется в зависимости от категории согласно Таблице 5.2 следующим образом:

- для категории 1 $l_a = 10\text{мм}$

- для категории 2

при $\beta_V \leq 0,2$ $l_a = s_s$
 при $\beta_V \geq 0,3$ $l_a = 10\text{мм}$
 при $0,2 < \beta_V < 0,3$ линейной интерполяцией между значениями l_a
 при $\beta_V = 0,2$ и $0,3$

где:

$$\beta_V = \frac{|V_{Ed,1}| - |V_{Ed,2}|}{|V_{Ed,1}| + |V_{Ed,2}|}$$

$|V_{Ed,1}|$ и $|V_{Ed,2}|$ абсолютные значения поперечных сил на каждой стороне от местной нагрузки либо опорной реакции. При этом $|V_{Ed,1}| \geq |V_{Ed,2}|$.

При опирании настилов на холодноформованный профиль с одной стенкой либо круглую трубу s_s должно приниматься равным 10мм.

Значение коэффициента α для профилированных настилов также принимается в зависимости от категории равным:

- для категории 1 $\alpha = 0,075$

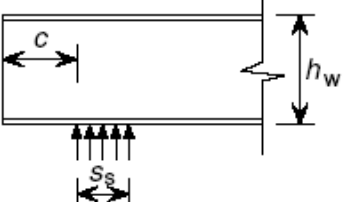
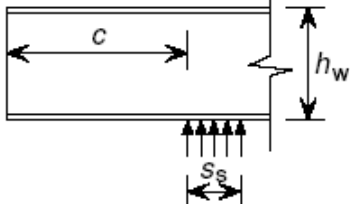
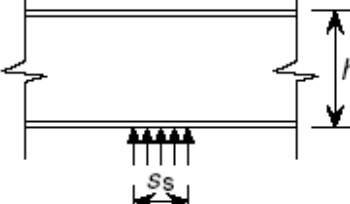
- для категории 2 $\alpha = 0,15$

6.1.7.3 (3) и (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.7.3 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Категории определяются согласно Таблице 5.2, которая представлена в сокращенном виде для основных случаев, характерных несущим профнастилам. Остальные случаи – см. Раздел 6.1.7.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3.

Таблица 5.2. Категории условий приложения локальных нагрузок (опорных реакций) к тонкостенным профилям с двумя или более стенками

	<p>Категория 1</p> <p>реакция на крайней опоре приложена на расстоянии $c \leq 1,5 h_w$ от свободного края</p>
	<p>Категория 2</p> <p>реакция на крайней опоре приложена на расстоянии $c > 1,5 h_w$ от свободного края</p>
	<p>Категория 2</p> <p>реакция на промежуточной опоре</p>

Указанный выше расчет рассматривает профилированные настилы без продольных элементов жесткости на стенках гофр. Наличие таких элементов, образованных двойным изгибом стенки в противоположные стороны относительно линии, соединяющей точки пересечения срединных линий стенки и полки, позволяет повысить расчетную несущую способность при условии что:

$$2 < \frac{e_{max}}{t} < 12$$

где:

e_{max} – больший из эксцентриситетов точек изгиба стенки относительно прямой линии, соединяющей концы стенки, как показано на Рисунке 5.4.

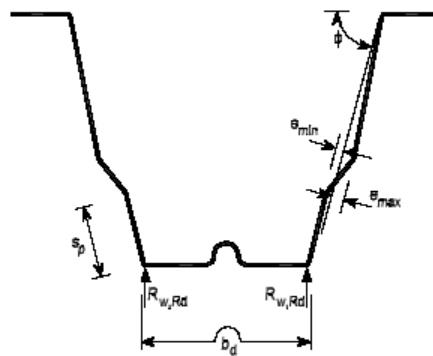


Рисунок 5.4. Геометрические параметры стенок с элементами жесткости при расчете на локальные нагрузки

Рисунок 6.9.
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.7.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Рисунок 6.10
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Несущая способность стенки на действие локальных нагрузок в таком случае может быть определена умножением соответствующих значений для аналогичной стенки без элементов жесткости на коэффициент $k_{a,s}$:

$$k_{a,s} = 1,45 - 0,05 \cdot \frac{e_{max}}{t}, \text{ но } k_{a,s} \leq 0,95 + \frac{35000 \cdot t^2 \cdot e_{min}}{b_d^2 \cdot s_p}$$

где обозначения указаны на Рисунке 5.4:

- b_d ширина развертки нагруженной полки
- e_{min} меньший из эксцентриситетов точек сгиба относительно прямой линии, соединяющей концы стенки
- s_p наклонная высота плоского участка стенки, ближайшего к нагруженной полке

5.1.1.4 Совместное действие поперечного и осевого усилия с изгибающим моментом

Для поперечных усилий при совместном действии осевого усилия N_{Ed} , изгибающего момента M_{Ed} и поперечного усилия V_{Ed} влияние последнего не учитывается $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{w,Rd}$. В противном случае, когда поперечное усилие превышает половину несущей способности стенки на сдвиг, должно выполняться условие:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0$$

где:

- N_{Rd} несущая способность поперечного сечения при равномерном растяжении или сжатии
- $M_{y,Rd}$ несущая способность поперечного сечения при изгибе согласно Разделу 5.1.1.1
- $V_{w,Rd}$ несущая способность стенки на сдвиг, равная для профнастилов сумме несущих способностей всех стенок рассматриваемого сечения согласно Разделу 5.1.1.2
- $M_{f,Rd}$ несущая способность в пластической стадии при изгибе сечения, состоящего только из эффективных участков полок
- $M_{pl,Rd}$ несущая способность эффективного сечения в пластической стадии при изгибе

В подавляющем большинстве случаев, когда не учитывается пространственная работа настила в качестве диафрагмы, в профнастиле перекрытий и покрытий не возникает существенных продольных усилий N_{Ed} , что исключает первый член формулы, оставляя выражение для комбинации изгиба и сдвига, превышающего $0,5 \cdot V_{w,Rd}$.

6.1.7.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.10 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

5.1.1.5 Совместное действие изгибающего момента и локальной нагрузки (опорной реакции)

Поперечное сечение при совместном действии изгибающего момента M_{Ed} и поперечного усилия от местной нагрузки либо опорной реакции F_{Ed} должно удовлетворять условиям:

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

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25$$

где:

$M_{c,Rd}$ предельный момент согласно Разделу 5.1.1.1

$R_{w,Rd}$ несущая способность стенки на действие локальной поперечной нагрузки согласно Разделу 5.1.1.3

При совместном действии изгибающий момент M_{Ed} может рассчитываться для сечения на краю опоры. $R_{w,Rd}$ для профилированных настилов равно сумме несущих способностей отдельных стенок на рассматриваемой ширине.

5.1.2 Расчет балок настила

Этап строительства для балок предусматривает переходную расчетную ситуацию, когда балки еще не представляют собой сталежелезобетонную конструкцию, так как до набора прочности бетоном сдвиговое соединение между стальным профилем и бетонной частью не является эффективным.

В такой ситуации балка может рассматриваться только как стальная конструкция, которая до набора бетоном прочности должна воспринять монтажные нагрузки, включая вес самой бетонной смеси.

Как следствие, базовым документом для расчета стальных балок настила на этапе строительства является Еврокод 3, Часть 1-1 («ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1») «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий и сооружений». В данном разделе содержатся основные положения расчета балок настила на этапе строительства по предельным состояниям несущей способности. В расширенном изложении базовый курс расчета стальных конструкций описан в публикации М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

Наиболее неблагоприятным критерием среди предельных состояний по несущей способности для стальных элементов на этапе строительства, чаще всего, является общая устойчивость конструкции и ее частей. В случае балок подобной наиболее характерной формой отказа является потеря устойчивости плоской формы изгиба.

На этапе эксплуатации бетонные плиты, входящие в состав сталежелезобетонного сечения балки, часто обеспечивают если не полное, то частичное ее раскрепление от потери устойчивости плоской формы изгиба. Поэтому одним из значительных

6.1.11 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

преимуществ сталежелезобетонных перекрытий являются жесткие диски плит, позволяющие сократить либо даже полностью исключить связи на этапе эксплуатации. Однако, на этапе строительства балки не имеют столь жесткого раскрепления и результатом расчета на этапе строительства часто становится необходимость в дополнительных связях. Для обеспечения необходимого раскрепления балок настила на этапе эксплуатации учитывают два основных фактора:

- раскрепление балок настила диафрагмой настила, что для несущих стальных профнастилов более подробно изложено в публикации Беляев Н.А. «Рекомендации по применению профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».
- введение дополнительных связевых элементов.

Недостатком дополнительных связевых элементов, проставленных по критерию устойчивости на этапе строительства, является то, что, часто, после затвердения бетона, когда сдвиговое соединение между плитой и балкой становится эффективным, их функции в качестве элемента раскрепления более не требуются. Поэтому при постановке дополнительных связей их стремятся выполнить либо временными, либо многофункциональными. На примере Рисунка 5.5 показаны два случая с использованием временных связей балок сталежелезобетонного перекрытия и связей, которые имеют двойную функцию и на этапе эксплуатации являются лотками для установки элементов освещения.



Рисунок 5.5. Временные и многофункциональные связи балок сталежелезобетонных перекрытий на этапе строительства

Данным разделом не рассмотрены сечения Класса 4, предельные состояние, связанные с усталостными явлениями, а также критерии проверки балок при кручении, действии продольных усилий (N_{Ed}) и локальных нагрузок (F_{Ed}).

5.1.2.1 Несущая способность балки на изгиб

Как указано выше, несущую способность на изгиб балки сталежелезобетонного перекрытия на этапе строительства необходимо оценить согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. Расчетное значение изгибающего момента M_{Ed} для каждого сечения должно удовлетворять требованию:

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

Расчетная несущая способность на изгиб относительно одной из главных осей сечения определяется следующим образом:

6.2.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для сечений Класса 1 или 2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el, min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для сечений Класса 3}$$

где момент сопротивления $W_{el, min}$ соответствует наиболее напряженным волокнам сечения в упругой стадии.

Изгиб относительно двух осей нехарактерен для этапа строительства сталежелезобетонного перекрытия и поэтому в данной публикации не рассматривается.

В растянутом поясе или стенке стального сечения могут присутствовать отверстия для монтажа оборудования либо стыковки отправных марок. Отверстия для болтов в растянутой полке допускается не учитывать при условии, что выполняется неравенство:

$$\frac{A_{f, net} 0.9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}$$

где A_f - площадь растянутого пояса.

Отверстия в растянутой части стенки можно не учитывать, если данное неравенство выполняется для всей растянутой зоны, включая растянутую полку и часть растянутой стенки.

Отверстия под крепеж, за исключением отверстий с большой чернотой и овальных отверстий, расположенных в сжатой зоне сечения, не учитываются, если в отверстия установлены болты.

5.1.2.2 Несущая способность балки при действии поперечной силы

Расчетное значение поперечного усилия V_{Ed} в каждом сечении должно удовлетворять требованию:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

где $V_{c,Rd}$ - расчетная несущая способность сечения на сдвиг, которая в пластической стадии принимает значение $V_{pl,Rd}$, а в упругой - $V_{c,Rd}$, исходя из упругого распределения касательных напряжений по формуле Журавского либо равномерного распределения по стенке для двутавров с соотношением площадей одной полки к стенке $A_f/A_w \geq 0,6$.

Упругое распределение дает запас и используется только в тех случаях, когда невозможно применить пластическое распределение.

При отсутствии кручения расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии определяется выражением:

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

где A_v - часть площади сечения, работающая на сдвиг.

Площадь сдвига A_v может приниматься по следующим выражениям:

6.2.5 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.5 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.5 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- для прокатных двутавровых профилей при действии нагрузки параллельно стенке:

$$A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f, \text{ но для сталей до S460 не менее } 1,2 \cdot h_w \cdot t_w$$

- для прокатных швеллеров при действии нагрузки параллельно стенке:

$$A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$$

- для прокатных тавровых сечений при действии нагрузки параллельно стенке:

$$0,9 \cdot (A - b \cdot t_f)$$

- для сварных двутавровых и коробчатых профилей при нагрузке параллельной стенке:

$$1,2 \cdot \sum(h_w \cdot t_w) \text{ для сталей до S460}$$

- для сварных двутавров, швеллеров и коробчатых сечений при действии нагрузки параллельно полкам:

$$A - \sum(h_w \cdot t_w)$$

- для прямоугольных замкнутых сечений (труб) из листового проката постоянной толщины:

$$A \cdot h / (b + h) \text{ - при нагрузке параллельной высоте сечения}$$

$$A \cdot b / (b + h) \text{ - при нагрузке параллельной ширине сечения}$$

- для круглых замкнутых сечений и труб из листового проката постоянной толщины

$$2 \cdot A / \pi$$

где:

A площадь сечения

b общая ширина сечения

h общая высота сечения

h_w высота стенки

r радиус скругления между стенкой и полкой

t_f толщина полки

t_w толщина стенки

Перечисленные профили будут охватывать все основные случаи для балок сталежелезобетонных перекрытий, где наиболее распространенными являются сварные и прокатные двутавры. В отдельных случаях, как например крайние балки перекрытий пониженной высоты, могут применяться прямоугольные трубы, которые лучше работают на кручение и создают ровную поверхность по периметру для крепления фасада.

Местная устойчивость стенок при сдвиге считается обеспеченной без установки ребер, если выполняется условие $\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$, где согласно Разделу 5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 для сталей до S460 $\eta = 1,2$ и требование принимает вид $\frac{h_w}{t_w} \leq 60\varepsilon$, но ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 допускает принять $\eta = 1,0$ и тогда $\frac{h_w}{t_w} \leq 72\varepsilon$. Если условие не выполняется, должна быть осуществлена проверка местной устойчивости при сдвиге и совместном действии усилий по ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5. В таком случае проверка несущей способности на сдвиг принимает вид:

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

где несущая способность $V_{b,Rd}$ учитывает потерю стенкой местной устойчивости согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5, о чем говорит подстрочный индекс b (buckling - потеря устойчивости).

Отверстия под крепежные изделия не учитываются этой проверкой за исключением расчетов на сдвиг соединений в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1991-1-8.

5.1.2.3 Несущая способность балки при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

Если в сечении поперечная сила V_{Ed} не превышает половину несущей способности на сдвиг в пластической стадии ($V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$), ее влиянием на несущую способность на изгиб можно пренебречь за исключением случаев, когда потеря местной устойчивости при сдвиге снижает несущую способность поперечного сечения (при $\frac{h_w}{t_w} > 60\varepsilon$ или $\frac{h_w}{t_w} > 72\varepsilon$).

В остальных случаях, когда $V_{Ed} \geq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$, необходимо снизить несущую способность на изгиб применением пониженного предела текучести $(1 - \rho) \cdot f_y$ для площади, работающей на сдвиг, где:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

где $V_{pl,Rd}$ определяется согласно Разделу 5.1.2.2.

Сниженная несущая способность в пластической стадии при изгибе относительно главной оси с учетом сдвига может определяться для двутавров с одинаковыми полками по формуле:

$$M_{v,y,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \text{ но } M_{v,y,Rd} \leq M_{c,y,Rd}$$

где:

$M_{c,y,Rd}$ определяется согласно Разделу 5.1.2.1.

$A_w = h_w \cdot t_w$ площадь стенки

Когда необходимо учитывать снижение несущей способности в результате потери местной устойчивости от усилий сдвига (при $\frac{h_w}{t_w} > 60\varepsilon$ или $\frac{h_w}{t_w} > 72\varepsilon$) совместное действие в двутавровом сечении поперечной силы и момента оценивается выражением:

5.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

6.2.8 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.8 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.8 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

7.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0$$

где $M_{f,Rd}$ - расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии сечения, состоящего только из эффективной площади поясов.

Данная проверка не обязательна при $\frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0,5$, когда допускается не учитывать

снижение несущей способности в результате касательных напряжений, и/или при

$M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$, когда весь момент может быть воспринят поясами, а поперечное усилие – стенкой.

5.1.2.4 Несущая способность балки по критерию устойчивости плоской формы изгиба

При бетонировании перекрытия с использованием монолитной плиты по профнастилу при условии достаточной жесткости и надлежащего крепления стального листа, он будет способен обеспечить раскрепление балки в собственной горизонтальной плоскости.

Балки с достаточным раскреплением сжатого пояса не теряют устойчивости плоской формы изгиба, как и некоторые отдельные типы сечений в виде труб и коробчатых элементов.

Как следует из определения изгибно-крутильной формы потери устойчивости, точка по длине балки может считаться полностью раскрепленной от потери устойчивости плоской формы изгиба при исключении двух характерных деформаций: изгиба из плоскости и кручения, как показано на Рисунке 5.6.

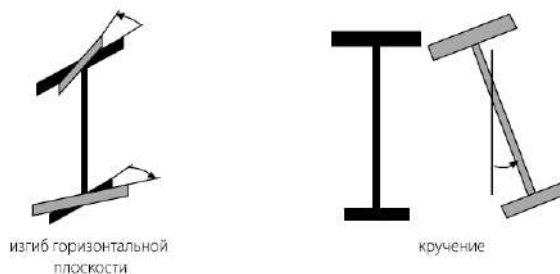


Рисунок 5.6. Характер деформации при потере устойчивости плоской формы изгиба

Горизонтальная связь настила в балках высотой более 200мм способна обеспечить раскрепление от изгиба из плоскости, но имеет достаточно ограниченное сопротивление деформации кручения.

Помимо этого монолитные плиты по разборной опалубке, сборные железобетонные настилы и другие типы перекрытий без жестких несъемных элементов не будут выполнять функцию раскрепления на этапе строительства.

Для участков между точками раскрепления по длине балки должна производиться проверка по критерию устойчивости плоской формы изгиба.

Элементы постоянного сечения, изгибаемые относительно главной оси и не раскрепленные из плоскости действия изгибающего момента, следует проверять на потерю устойчивости плоской формы изгиба по формуле:

6.3.2.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

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

где:

M_{Ed} расчетное значение изгибающего момента

$M_{b,Rd}$ расчетное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба

Расчетная несущая способность по критерию потери устойчивости плоской формы изгиба не раскрепленной поперечно балки определяется выражением:

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

где:

W_y соответствующий момент сопротивления сечения, определяемый следующим образом:

$W_y = W_{pl,y}$ для поперечных сечений Классов 1 и 2

$W_y = W_{el,y}$ для поперечных сечений Классов 3

χ_{LT} понижающий коэффициент, который учитывает потерю устойчивости плоской формы изгиба.

Общий случай для элементов постоянного сечения

Данный метод применим для всех типов сечений и, в сравнении с методом для прокатных и эквивалентных сварных сечений, дает значения в запас.

Для изгибаемых элементов постоянного сечения значение χ_{LT} , соответствующее условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$, определяется формулой:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \chi_{LT} \leq 1$$

где:

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

α_{LT} коэффициент учета начальных несовершенств, который определяется в зависимости от типа кривой устойчивости сечения согласно Таблицам 5.3 и 5.4.

Таблица 5.3. Коэффициенты α_{LT} при потере устойчивости плоской формы изгиба и соответствующие начальные несовершенства

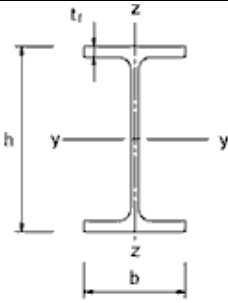
Кривая потери устойчивости	a	b	c	d
коэффициент несовершенств α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76
начальные несовершенства при упруго-пластической работе	L/600	L/380	L/270	L/180
начальные несовершенства при абсолютно упругой работе	L/400	L/250	L/200	L/150

6.3.2.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таблица 6.3
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таблица 5.4. Рекомендации по выбору кривых потери устойчивости плоской формы изгиба для общего случая

Поперечное сечение	Пределы	Тип кривой потери устойчивости
Прокатные двутавровые профили		a b
Сварные двутавровые профили		c d
Другие типы сечений	-	d

$\bar{\lambda}_{LT}$ условная гибкость, определяемая как:

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

W_y соответствующий классификации сечения момент сопротивления

M_{cr} критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии

При условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ либо при $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2 = 0,16$ проверкой устойчивости плоской формы изгиба можно пренебречь.

Кривые потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных и эквивалентных сварных сечений

Под прокатными профилями подразумевается обширный западноевропейский сортамент фасонного проката, что в отечественных условиях ограниченного предложения горячекатаных профилей важно с позиции эквивалентных сварных сечений. В сталежелезобетонных балках настила основным профилем является двутавр, для которого указанный расчет позволяет в сравнении с общим методом повысить несущую способность по критерию устойчивости плоской формы изгиба.

Для изгибаемых элементов постоянного сечения из прокатных и эквивалентных профилей значения χ_{LT} в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$ определяются по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$

где

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

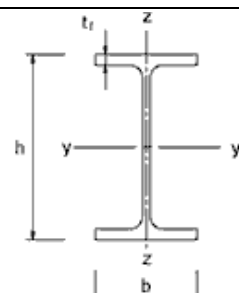
Рекомендации по выбору кривых потери устойчивости приведены в Таблице 5.5.

Таблица 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таблица 5.5. Рекомендации по выбору кривых потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных и эквивалентных сварных сечений

Поперечное сечение	Пределы	Тип кривой потери устойчивости
Прокатные двутавровые профили	 $h/b \leq 2$ $h/b > 2$	b c
Сварные двутавровые профили		$h/b \leq 2$ $h/b > 2$

Дополнительное повышение несущей способности можно получить учетом распределения изгибающего момента в балке между поперечными раскреплениями через корректировку понижающего коэффициента χ_{LT} согласно выражению:

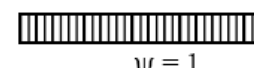







$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}, \text{ но } \chi_{LT,mod} \leq 1,0$$

где:

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2], \text{ но } f \leq 1,0$$

Значения поправочных коэффициентов k_c приводятся в Таблице 5.6.

Таблица 5.6. Поправочные коэффициенты k_c

Эпюра моментов	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

На примере обычного двутавра высотой 450мм использование метода для прокатных и эквивалентных сварных сечений с учетом модифицированного значения $\chi_{LT,mod}$ дало значение расчетной несущей способности примерно на 30% выше, чем при использовании общего метода.

Другие упрощенные методы и более нестандартные случаи – см. ДСТУ-Н Б EN1993-1-1.

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таблица 6.6
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Критический момент потери устойчивости в упругой стадии

В ДСТУ-Н Б EN1993-1-1 не приводится выражения для определения критического момента потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии M_{cr} .

Общая формула M_{cr} для балки постоянного сечения, симметричной относительно оси меньшей жесткости, при ее изгибе относительно оси большей жесткости имеет вид:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + [C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j]^2} - [C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j] \right\}$$

где:

E и G соответственно, модуль упругости и модуль сдвига

I_z, I_y, I_w геометрические характеристики сечений

L геометрическая длина элемента между раскреплениями

C_1, C_2 и C_3 коэффициенты, зависящие от условий нагружения и раскрепления, приведенные в Таблицах 5.7 и 5.8.

k и k_w коэффициенты расчетной длины

$z_g = z_a - z_s$ координата точки приложения нагрузки относительно центра изгиба, как на примере симметричного двутавра показано на Рисунке 5.7

$$z_j = z_s - 0,5 \int_A (y^2 + z^2) \cdot z \cdot dA / I_y$$

z_a координата точки приложения нагрузки

z_s координата центра изгиба сечения

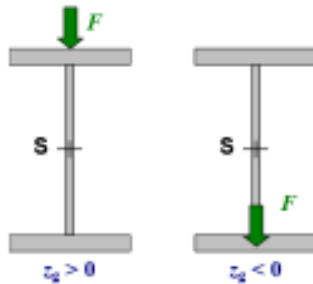


Рисунок 5.7. К определению координаты z_g

Для сечений с двумя осями симметрии $z_j = 0$, откуда:

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

В условиях действия только моментов на концах $C_2 = 0$ и приложении поперечного усилия в центре изгиба $z_g = 0$:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

При отсутствии закреплений концов от изгиба из плоскости и поворота $k = k_w = 1,0$:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Коэффициенты расчетной длины k и k_w находятся в диапазоне от 0,5 для полного закрепления по двум концам до 1,0 – для шарнирных опор.

Коэффициент k относится к изгибу в горизонтальной плоскости. Он аналогичен коэффициенту расчетной длины для сжатых элементов.

Коэффициент k_w относится к деформации кручения. В отсутствие более точных данных о жесткости закрепления от поворота относительно собственной оси допускается принимать $k_w = 1,0$.

Еще один из упрощенных способов расчета и дополнительные данные для расчета критического момента потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии M_{cr} , включая дестабилизирующие нагрузки и консоли – см. публикацию М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

Таблица 5.7. Значения коэффициентов C_1, C_2 и C_3 в зависимости от коэффициента k при нагрузке в виде концевых моментов

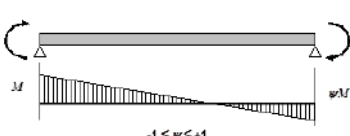
Условия нагружения	Соотношение моментов ψ	Коэффициент расчетной длины k	Коэффициенты		
			C_1	C_2	C_3
	+1,0	1,0	1,000	-	1,000
		0,7	1,000		1,113
		0,5	1,000		1,144
	+0,75	1,0	1,141	-	0,998
		0,7	1,270		1,565
		0,5	1,305		2,283
	+0,5	1,0	1,323	-	0,992
		0,7	1,473		1,556
		0,5	1,514		2,271
	+0,25	1,0	1,563	-	0,997
		0,7	1,739		1,531
		0,5	1,788		2,235
	0	1,0	1,879	-	0,939
		0,7	2,092		1,473
		0,5	2,150		2,150
	-0,25	1,0	2,281	-	0,855
		0,7	2,538		1,340
		0,5	2,609		1,957
	-0,5	1,0	2,704	-	0,676
		0,7	3,009		1,059
		0,5	3,093		1,546
	-0,75	1,0	2,927	-	0,366
		0,7	3,009		0,575
		0,5	3,093		0,837
-1,0	1,0	2,752	-	0,000	
	0,7	3,063		0,000	
	0,5	3,149		0,000	

Таблица 5.8. Значения коэффициентов C_1, C_2 и C_3 в зависимости от коэффициента k при поперечной нагрузке в пролете

Условия нагружения	Соотношение моментов ψ	Коэффициент расчетной длины k	Коэффициенты		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

В случаях, когда упрощенные методы расчета не применимы, следует определять критический момент по конечно-элементной модели либо использовать другие методы проверки устойчивости плоской формы изгиба, включая натурные испытания.

Если проверка устойчивости плоской формы изгиба балки на этапе строительства не обеспечивается, то осуществляют дополнительные конструктивные мероприятия:

- подкрепление или развитие верхнего пояса в направлении обеспечения устойчивости;
- замена открытых сечений на коробчатые;
- постановка временных или постоянных связей, которые раскрепляют сжатый пояс.

Кроме вышеперечисленных проверок, для обеспечения конструктивной надежности, прочности и устойчивости каркаса на этапе строительстве следует придерживаться следующих мероприятий:

- избегать неравномерного нагружения перекрытий при монтаже и бетонировании;
- не допускать складирования материалов и других нагрузок на перекрытиях, не набравших прочность;
- учитывать конструктивную нелинейность и разрабатывать рекомендуемую последовательность монтажа, которая должна быть отображена в проекте производства работ, согласованном с проектной организацией.

5.2 Расчет на этапе эксплуатации

5.2.1 Сталежелезобетонные плиты

Настоящий раздел рассматривает сталежелезобетонные плиты при их работе только в направлении ребер, включая консольные. Раздел применяется при расчете строительных конструкций зданий преимущественно на статические воздействия, а также конструкций промышленных зданий, в которых перекрытия могут подвергаться подвижным нагрузкам.

В конструкциях с циклическими и ударными нагрузками, вызывающими значительный динамический отклик, применение сталежелезобетонных плит допускается при условии детального обоснования того, что совместная работа компонентов плиты не ухудшается со временем.

9.1.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.1.1 (3)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Применение сталежелезобетонных плит при сейсмических нагрузках должно предусматривать соответствующий расчет в условиях землетрясения, определенных специально для рассматриваемого объекта либо принятых согласно другим Еврокодам.

9.1.1 (4)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В данном разделе рассмотрены плиты, соответствующие области применения в Разделе 1.1, в которых используются специальные типы настилов с механической связью рифами либо фрикционной – обратным (закрытым) гофром.

Плиты по стандартным несущим профилированным настилам без указанных специальных мероприятий не рассматриваются. Учет таких настилов в работе плиты на этапе эксплуатации обычно не учитывается, однако возможен по модели железобетонной плиты на упругом основании из профнастила либо, при наличии концевой анкеровки, по условной расчетной схеме железобетонной арки со стальной затяжкой.

5.2.1.1 Несущая способность на изгиб

Расчетное сечение

Расчетное сечение состоит из профилированного настила, бетона заполнения и арматуры растянутой зоны на рассматриваемой ширине b . Сжатую арматуру можно не учитывать.

6.2.1.2 (1)в
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

При определении расчетной площади сечения профилированного настила A_{pe} размеры выпуклостей и вмятин в нем не учитывают, если испытаниями не установлено, что расчетная площадь сечения имеет большее значение.

9.7.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Влияние местной потери устойчивости сжатых частей профилированного настила учитывают используя в расчетах эффективные ширины не превышающие:

9.7.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
Таблица 5.2
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

$$66 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yp,d}}}$$

Поскольку при отрицательном моменте, когда профнастил находится в сжатой зоне, он обычно не учитывается, данное правило относится к случаю, когда при положительном моменте нейтральная ось плиты располагается в высоте профнастила.

При отрицательном моменте профнастил может учитываться, если на стадии возведения не используют перераспределение моментов за счет пластических деформаций над опорами и только в местах, где он является неразрезным.

9.7.2 (2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Расчет на изгиб при полном сдвиговом соединении

В случае полного сдвигового соединения профилированного настила и бетона несущую способность по изгибающему моменту M_{Rd} на рассматриваемой ширине следует определять в предположении пластической работы со следующими допущениями:

9.7.2 (1) и
6.2.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- между профилированным настилом, арматурой и бетоном обеспечивается полное взаимодействие;
- напряжения в эффективном сечении профилированного настила достигают предела текучести его материала $f_{yp,d}$ при растяжении или сжатии;
- напряжения в эффективном поперечном сечении продольной арматуры достигают своего расчетного предела текучести f_{sd} при растяжении или сжатии;

- напряжения в эффективном поперечном сечении сжатого бетона достигают значения $0,85 \cdot f_{cd}$ и принимаются постоянными по всей высоте между нейтральной осью в пластической стадии и наиболее сжатыми волокнами.

Прочность нормальных сечений плиты зависит от положения нейтральной оси в пластической стадии.

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 при положительном моменте рассматривает два основных случая:

1. Нейтральная ось расположена над гофрами профилированного настила;
2. Нейтральная ось расположена в пределе гофров профилированного настила;

Несущую способность сечения при действии положительного изгибающего момента, нейтральная ось которого расположена над профилированным настилом, следует определять исходя из распределения напряжений по Рисунку 5.8.

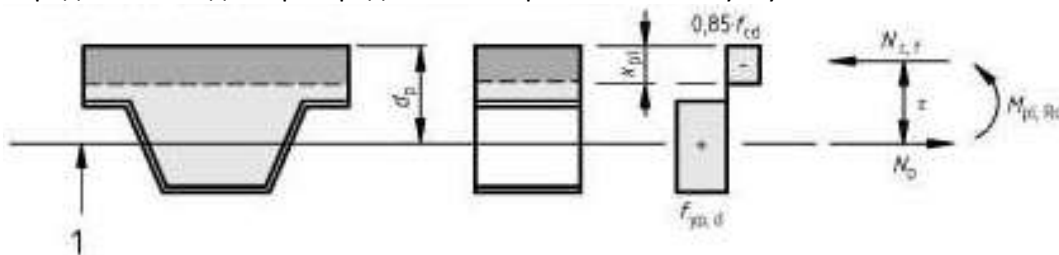


Рисунок 5.8. Распределение напряжений при действии положительного момента и расположении нейтральной оси над стальным профилированным настилом

Для такого случая сжимающее усилие в бетоне $N_{c,f}$ приравнивается растягивающему усилию в профилированном настиле N_p :

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

где:

A_{pe} эффективная площадь сечения стального профилированного настила на рассматриваемой ширине, исключая рифы и тиснения

$f_{yp,d}$ расчетный предел текучести стали профилированного настила

Размер сжатой зоны бетона от верхней поверхности плиты и соответствующее положение нейтральной оси в пластической стадии определяется из условия равновесия следующим выражением:

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

где:

b рассматриваемая ширина расчетного сечения

f_{cd} расчетное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие

Предельный изгибающий момент определяется выражением:

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

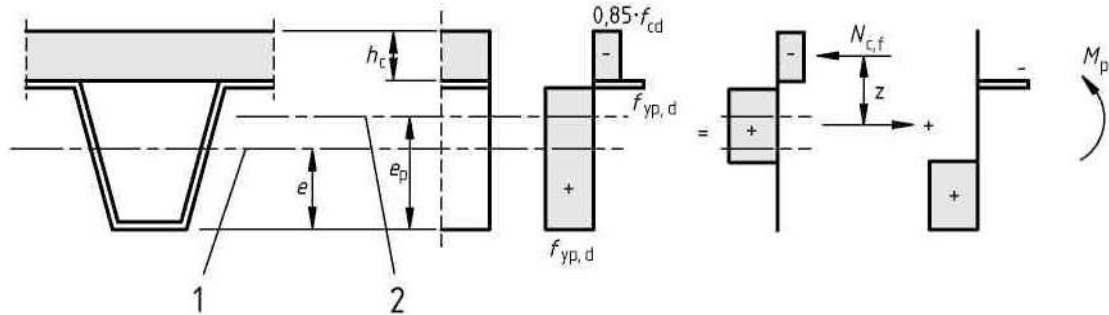
где размер d_p принимается согласно Рисунку 5.8.

9.7.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 9.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В варианте, когда нейтральная ось расположена в пределах высоты гофров профилированного настила ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 дает упрощение, согласно которому не учитывается бетон в гофрах, а предельный момент определяется аппроксимацией.

Несущую способность сечения при действии положительного изгибающего момента, нейтральная ось которого расположена в пределах высоты профилированного настила, следует определять, исходя из распределения напряжений по Рисунку 5.9.



1 – центральная ось стального профилированного настила;
2 – нейтральная ось стального профилированного настила в пластической стадии.

Рисунок 5.9. Распределение напряжений при действии положительного момента и расположении нейтральной оси в пределах высоты настила

$$N_{c,f} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b$$

$$M_{Rd} = N_{c,f} \cdot z + M_{pr}$$

Плечо z изгибающего момента, соответствующего сжатой зоне бетона:

$$z = h - 0,5 \cdot h_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{c,f}}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}}$$

где:

e – расстояние от низа настила до центральной оси профилированного настила согласно Рисунку 5.9

e_p – расстояние от низа настила до нейтральной оси эффективного сечения профилированного настила при изгибе в пластической стадии согласно Рисунку 5.9

Изгибающий момент соответствующий профилированному настилу:

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \left(1 - \frac{N_{c,f}}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa}$$

где:

M_{pa} – несущая способность эффективного сечения профилированного настила по изгибающему моменту в пластической стадии на рассматриваемой ширине.

Указанные выражения z и M_{pr} получены аппроксимацией графиков на Рисунке 5.10. Основные точки на графиках получены для двух граничных случаев: 1 – несущая способность бетонной полки на сжатие $N_{c,f}$ равна несущей способности настила на растяжение $N_{p,a}$ ($N_{c,f}/N_{p,a} = 1,0$; $M_{pr} = 0$; $z = h_t - 0,5h_c - e$); 2 – бетонная полка отсутствует и рабочим считается только профнастил ($N_{c,f} = 0$; $M_{pr} = M_{pa}$; $z = h_t - 0,5h_c - e_p$).

9.7.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 9.6
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

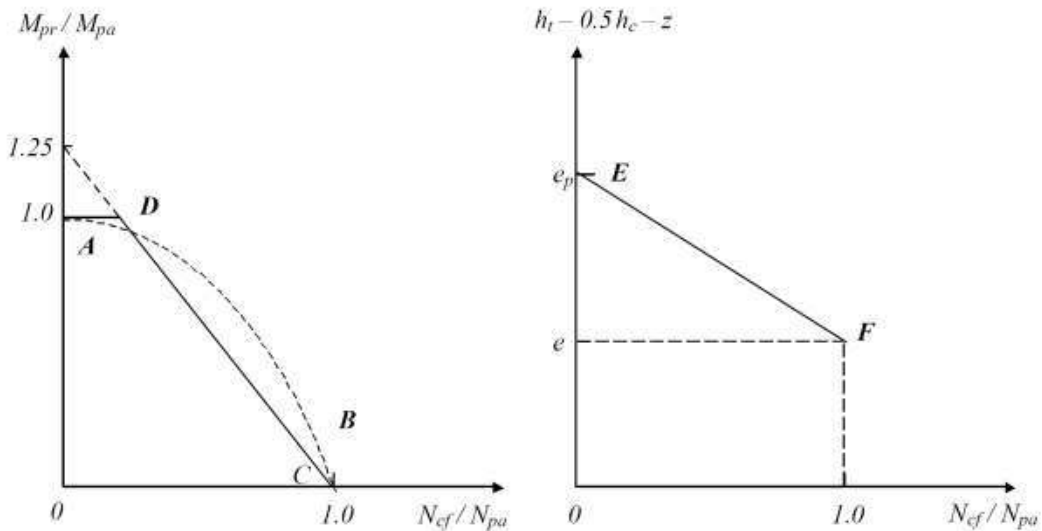


Рисунок 5.10. Графики, определяющие предельные моменты

Если стальной профилированный настил не учитывается в расчетном сечении плиты, то несущая способность поперечного сечения на действие отрицательного изгибающего момента следует определять из распределения напряжений по Рисунку 5.11.

9.7.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

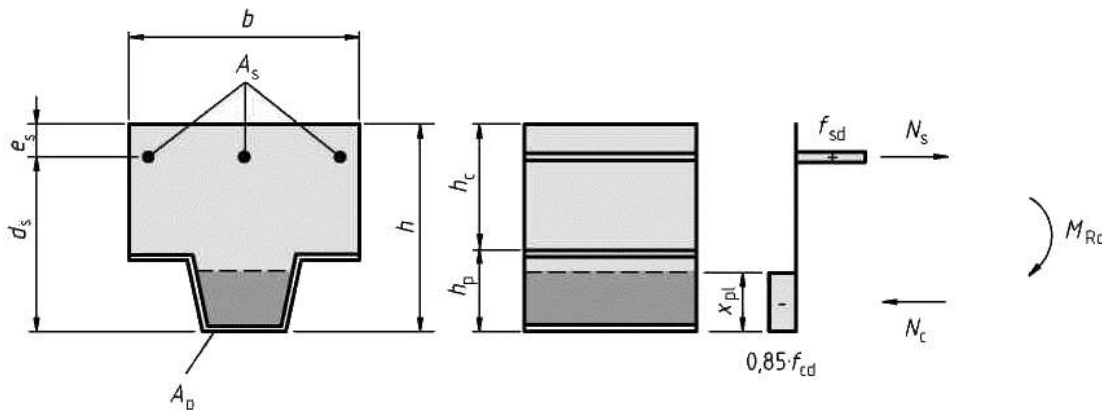


Рисунок 5.11. Распределение напряжений при действии отрицательного изгибающего момента

Рисунок 9.7
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

При наличии частичного защемления плиты на опоре, которое не учитывается расчетом, верхнее армирование должно рассчитываться не менее, чем на 25% максимального момента в прилегающем пролете. На крайних опорах момент может быть уменьшен до 15% от максимального значения в смежном пролете.

9.3.1.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Для типовых случаев применения специальных настилов с рифами либо обратными гофрами на участках с положительным моментом (профнастил в растянутой зоне) сталежелезобетонная конструкция плиты позволяет исключить рабочее продольное армирование растянутой зоны. Несущей способности на растяжения листового армирования, которое образует настил на этапе эксплуатации, как правило, достаточно для обеспечения требуемого предельного изгибающего момента без простановки дополнительной арматуры. Дополнительная продольная арматура в гофрах чаще проставляется из соображений:

- расчета плиты в условиях пожара при повышенных требованиях огнестойкости, когда настил быстро прогревается и исключается из работы – см. Раздел 9;
- в качестве усиления вокруг проемов значительных размеров – см. Раздел 8;
- для повышения несущей способности от усилий сдвига – см. Разделы 5.2.1.2 и 5.2.1.3.

Армирование верхней зоны бетона монолитных перекрытий по профилированным настилам в типовых случаях определяется исходя из критериев:

- рабочего армирования растянутой зоны бетона согласно Рисунку 5.11;
- трещиностойкости – см. Раздел 6;
- передачи усилий продольного сдвига анкерными упорами сталежелезобетонных балок – см. Раздел 5.2.2.

Расчет на изгиб при частичном сдвиговом соединении

Концепция частичного обеспечения совместной работы в плитах имеет много общего с теорией частичного сдвигового соединения балок с плитами, однако их нельзя путать. Достоверные данные, описывающие продольный сдвиг в плитах могут быть получены только по результатам испытаний.

Метод частичного сдвигового соединения применим только для расчета сталежелезобетонных плит с податливой работой сдвиговых связей.

Работу связей при продольном сдвиге можно считать податливой, если разрушающая нагрузка превышает более чем на 10% нагрузку, вызывающую деформацию сдвига в 0,1мм по концам настила. Если при максимальной нагрузке достигается прогиб в середине пролета более $L/50$, то за разрушающую принимается нагрузка, соответствующая прогибу $L/50$.

Поскольку при исчерпании несущей способности частичного сдвигового соединения, армирующий профнастил не используется полностью, то при дальнейшем нагружении податливость соединения позволит ему независимо от бетонной части воспринять дополнительный момент. Предельное значение несущей способности на изгиб будет соответствовать такому равновесному положению нейтральной оси в гофре, когда будет одновременно достигнуто исчерпание несущей способности частичного сдвигового соединения, а также сжатой и растянутой зоны армирующего профнастила.

Расчетную несущую способность M_{Rd} в случаях, не учитывающих дополнительное продольное армирование в гофрах, следует определять аналогично полному сдвиговому соединению по Рисунку 5.9, но с заменой $N_{c,f}$ на:

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

и подстановкой

$$z = h - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}}$$

где:

$\tau_{u,Rd} = \frac{\tau_{u,Rk}}{\gamma_{Vs}}$ расчетное сопротивление сдвигу по результатам испытаний плиты, соответствующее основным требованиям метода частичного сдвигового соединения

$\gamma_{Vs} = 1,25$ коэффициент надежности, принимаемый равным рекомендуемому значению согласно национальному приложению

9.7.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.3 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

L_x расстояние от рассматриваемого поперечного сечения до ближайшей опоры.

$x_{pl} = \frac{N_c}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b}$ размер условной сжатой зоны бетона, который соответствует исчерпанию несущей способности частичного сдвигового соединения

Если N_c превышает $N_{c,f}$, это указывает на наличие полного сдвигового соединения и должно приниматься $N_c = N_{c,f}$.

Значение N_c может быть повышено на $\mu \cdot R_{Ed}$ за счет усиления сдвигового соединения в месте приложения опорной реакции при условии, что указанный эффект был вычтен из результатов испытаний. При выполнении условия повышенное значение предельного усилия продольного сдвига составит:

$$\tau_{u,Rd} \cdot b \cdot L_x + \mu \cdot R_{Ed}$$

где:

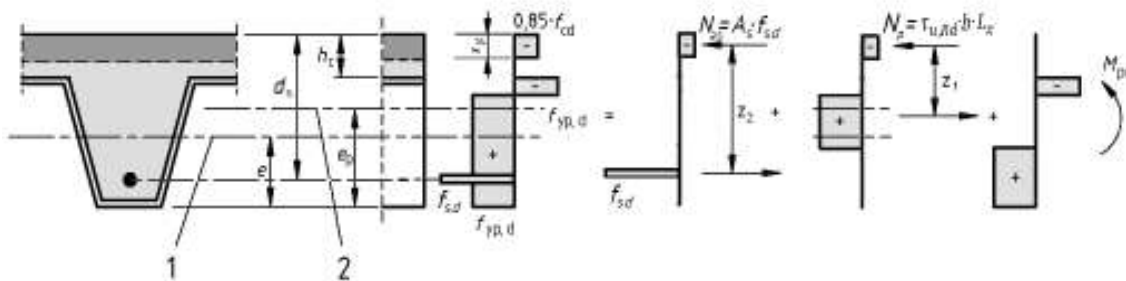
μ номинальный коэффициент, принимаемый согласно национальному приложению равным рекомендуемому значению $\mu = 0,5$

R_{Ed} опорная реакция

При расчете по методу частичного сдвигового соединения допускается учитывать дополнительное нижнее армирование плиты.

В таком случае предельный момент можно разделить на три составляющие согласно Рисунку 5.12:

$$M_{Rd} = N_p \cdot z_1 + M_{pr} + N_{as} \cdot z_2$$



1 – центральная ось стального профилированного настила;

2 – нейтральная ось стального профилированного настила в пластической стадии.

Рисунок 5.12. Напряжения при положительном моменте и нейтральной осью в пределах настила с учетом растянутой арматуры

Усилие, соответствующее дополнительному растянутому армированию гофра:

$$N_{as} = A_s \cdot f_{sd}$$

Усилие, соответствующее предельному усилию продольного сдвига:

$$N_p = \tau_{u,Rd} \cdot b \cdot L_x$$

Размер сжатой зоны бетона:

$$x_{pl} = \frac{N_p + N_{as}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b}$$

9.7.3 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.3 (10)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

E.5
ENV 1994-1-1

Плечо изгибающего момента, соответствующее растянутой арматуре:

$$z_2 = d_s - 0,5 \cdot x_{pl}$$

Плечо изгибающего момента, соответствующее паре сил в сжатой зоне бетона и сдвиговом соединении:

$$z_1 = h - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_p}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}}$$

Изгибающий момент соответствующий профилированному настилу:

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \left(1 - \frac{N_p}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa}$$

Используя в расчете значение $\tau_{u,Rd}$, метод частичного сдвигового соединения изначально отталкивается от предельного усилия продольного сдвига и не требует последующей проверки усилия по контакту между бетоном и настилом.

Эмпирический m-k метод проверки продольного сдвига

Наиболее распространенный в практике проектирования сталежелезобетонных плит согласно Еврокоду 4 полуэмпирический расчет дает альтернативу методу частичного сдвигового соединения. Он основан на использовании констант m и k , определяемых по результатам испытаний согласно Приложению В, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1. Физический смысл констант m и k заключается в описании механического сцепления и части, обеспечиваемой адгезией и трением. Оба значения подтверждаются разрушением под циклической нагрузкой. Основа метода обработки данных испытаний и получения констант m и k графически представлена на Рисунке 5.13, а схема и пример стандартного испытательного стенда - на Рисунке 5.14.

Большое преимущество $m - k$ метода состоит в возможности использовать его при неподатливой работе сдвигового соединения.

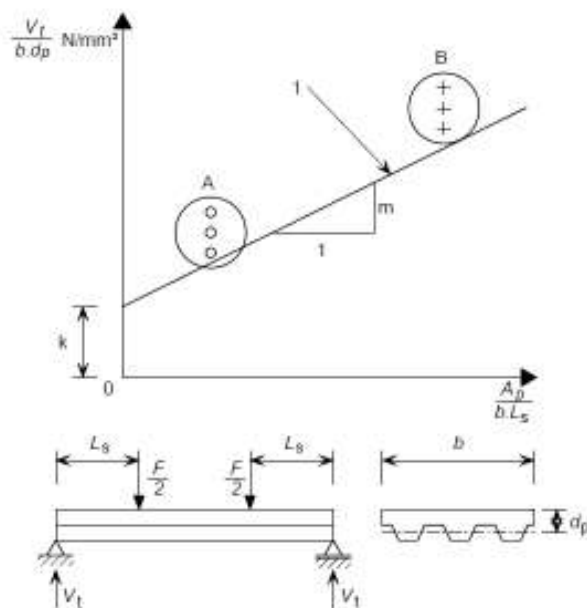


Рисунок В.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.13. Расчетная зависимость для определения констант m и k

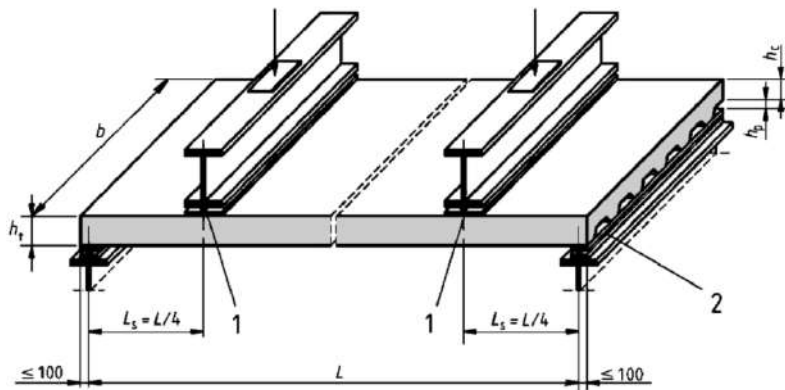


Рисунок 5.14. Схема и пример испытательного стенда для сталежелезобетонной плиты

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

$$V_{1,Rd} = \frac{b \cdot d_p}{\gamma_{VS}} \cdot \left(\frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right)$$

где:

d_p — расстояние от верхней бетонной грани плиты до центральной оси стального профилированного настила, как показано на Рисунках 5.8 и 5.13, мм

A_p — номинальная площадь поперечного сечения профилированного листа, мм²

Используется номинальная площадь поперечного сечения A_p , поскольку данную величину, как правило, используют при оценке результатов испытаний и определении коэффициентов m и k .

m, k — расчетные значения эмпирических коэффициентов в Н/мм², полученные при испытании плит

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

L_s — длина участка сдвига, мм

В расчетах L_s принимают равным:

- $L/4$ при равномерной нагрузке по всей длине пролета;
- расстоянию между точкой приложения нагрузки и ближайшей опорой при двух равных и симметрично расположенных нагрузках;
- при другом расположении нагрузок, включая сочетание распределенных и ассиметричных сосредоточенных нагрузок, оценку следует производить по результатам испытаний или с помощью нижеследующего приближенного расчета. Длину участка

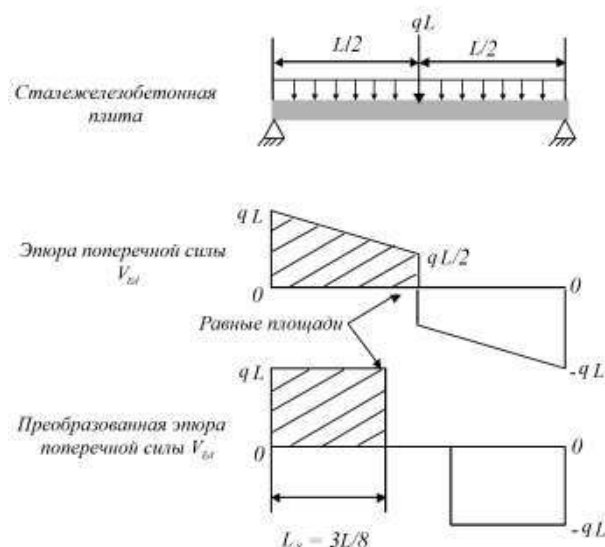
Рисунок В.3
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.3 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

сдвига принимают равной максимальному моменту, деленному на наибольшую поперечную силу, на опоре рассматриваемого пролета:

Суть приближенного расчета можно проиллюстрировать на примере Рисунка 5.15. Он заключается в приведении сложного распределения поперечных сил к прямоугольной эпюре, которая заложена в методике испытаний $m - k$ метода.



$$M_{max} = 3 \cdot q \cdot L^2 / 8; V_{R,max} = q \cdot L; L_s = M_{max} / V_{R,max} = 3 \cdot L / 8.$$

Рисунок 5.15. Пример определения длины участка сдвига L_s

Если сталежелезобетонная плита рассчитывается как неразрезная, то для определения ее несущей способности на продольный сдвиг допускается использовать эквивалентный изостатический пролет. Длину пролета следует принимать равной:

$0,8 \cdot L$ — для внутренних пролетов;

$0,9 \cdot L$ — для крайних пролетов.

Концевая анкеровка

Несущую способность на продольный сдвиг в сталежелезобетонных плитах можно повысить, если в дополнение к механическому соединению посредством рифов либо фрикционному соединению настилов с обратным гофром обеспечить концевую анкеровку. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 анкеровка может быть выполнена постановкой соединительных элементов (Рисунок 1.4, в) либо деформацией гофров (Рисунок 1.4, г).

Если в результате испытаний не установлено влияние других деталей сдвига, на несущую способность продольному сдвигу, то концевую анкеровку деформацией гофров, следует рассчитывать на восприятие растягивающего усилия в профилированном настиле, которое возникает при расчете на несущую способность.

Данное указание соответствует расчетной модели условной железобетонной арки с затяжкой, которой служит профнастил без рифов либо обратных гофров, но с концевой анкерровкой. Еврокод 4 не приводит конкретной расчетной методики несущей способности деформированных гофров, что затрудняет практическое применение без проведения специальных испытаний.

9.7.3 (б)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Расчетную несущую способность стад-болта с головкой $P_{pb,Rd}$, приваренного к балке через стальной лист и предназначенного для концевой анкерки, принимают равной меньшему из расчетной несущей способности стад-болта на сдвиг в соответствии с Разделом 5.2.2 и расчетной несущей способности листа, определяемой по формуле:

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} \cdot d_{do} \cdot t \cdot f_{yp,d}$$

где:

$$k_{\varphi} = 1 + a/d_{do} \leq 6,0$$

d_{do} диаметр кольцевого сварного шва, принимаемый равным 1,1 диаметра стержня стад-болта

a расстояние от оси стад-болта до края профилированного настила, принимаемое не менее $1,5 \cdot d_{do}$

t толщина профилированного настила

5.2.1.2 Несущая способность на сдвиг в вертикальной плоскости

Расчетное сечение

Несущую способность сталежелезобетонной плиты на сдвиг в вертикальной плоскости $V_{v,Rd}$ при ширине плиты, равной расстоянию между центрами гофров, следует определять согласно Разделу 6.2.2, ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, как для железобетонных элементов, не требующих расчетной поперечной арматуры.

Расчетное сечение состоит из железобетонной части плиты на ширине между центрами гофров b_s , как показано на Рисунке 5.16.

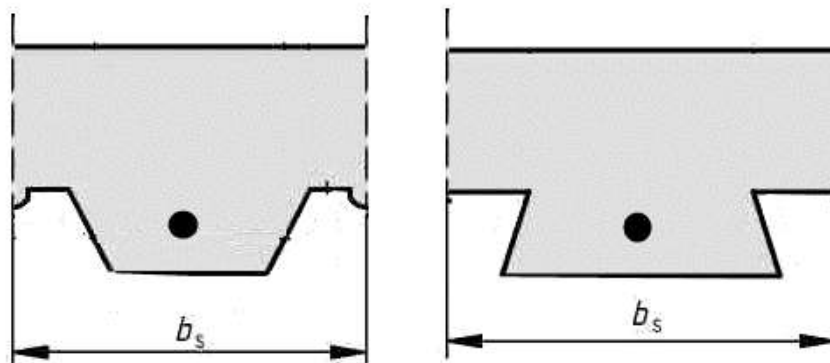


Рисунок 5.16. Расчетное сечение плит на вертикальный сдвиг

Расчет на сдвиг в вертикальной плоскости

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

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

но не менее

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

9.7.4 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

где:

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{с } d \text{ в мм согласно Рисунку 5.17}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

b_w — наименьшая ширина поперечного сечения в растянутой зоне, мм

A_{sl} — площадь растянутой арматуры, которая заходит на длину не менее $(l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение согласно Рисунку 5.17, мм²

f_{ck} — характеристическая прочность бетона по цилиндрическому образцу, Н/мм²

$$k_1 = 0,15$$

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

N_{Ed} — осевое продольное усилие в поперечном сечении от действия нагрузок либо предварительного напряжения ($N_{Ed} > 0$ при сжатии), Н. Влиянием принудительных деформаций допускается пренебречь.

A_c — площадь поперечного сечения бетона, мм²

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

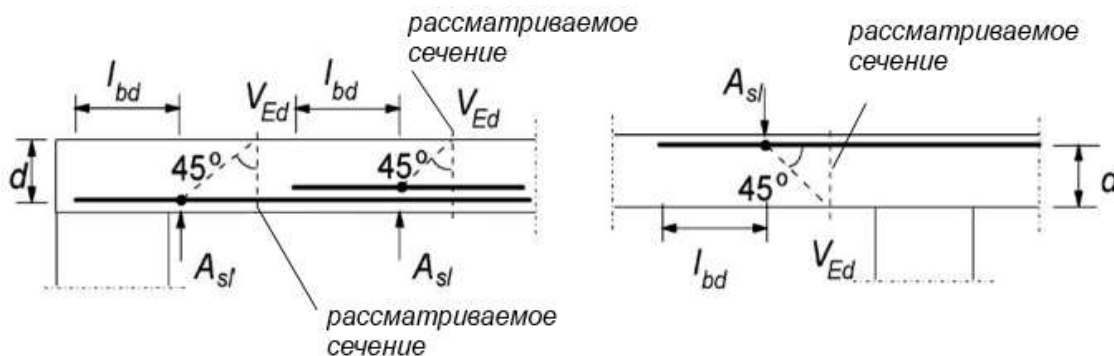


Рисунок 5.17. К определению площади растянутой арматуры A_{sl}

Для бетонов на легких заполнителях $V_{Rd,c}$ определяется выражениями:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{lRd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{lck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

но не менее

$$V_{Rd,c} = (\eta_1 \cdot v_{l,min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

где:

$$C_{lRd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$$

Рисунок 6.3
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1
11.6.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \rho / 2200$$

f_{lck} характеристическая прочность легкого бетона, Н/мм²

$$v_{l,min} = 0,028 \cdot k^{3/2} \cdot f_{lck}^{1/2}$$

Если условие $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ либо $V_{Ed} \leq V_{lRd,c}$ не соблюдается и несущая способность сечения на сдвиг в вертикальной плоскости недостаточна, то следует через характеристики материалов, конструктивные меры либо введение расчетной поперечной арматуры повысить ее значение. При введении рабочей поперечной арматуры следует руководствоваться требованиями по расчету и конструированию ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1. Такой случай не характерен для неразрезных плит по настилам высотой до 85мм, но более вероятен для разрезных плит по более высоким настилам, опертым в створе балок.

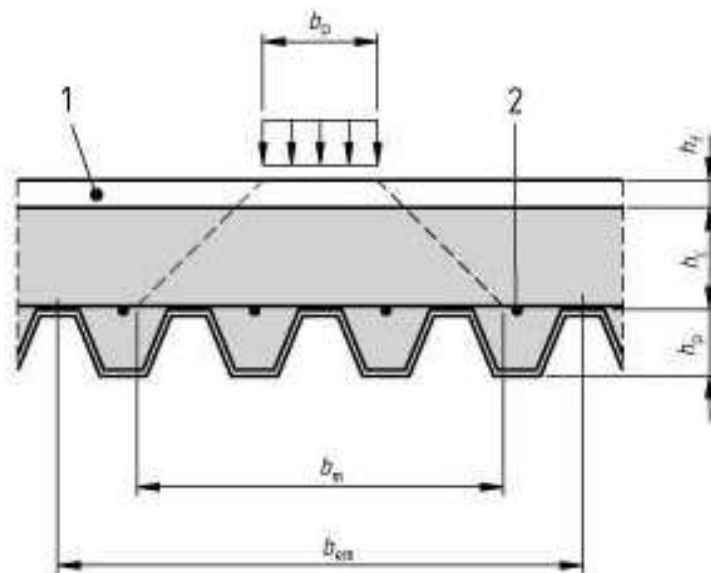
5.2.1.3 Несущая способность на действие локальных нагрузок

Расчетное сечение

Если сосредоточенные точечные или линейные нагрузки воспринимаются плитой и если не производится более точный расчет, то их можно считать распределенными по эффективной ширине.

Сосредоточенные точечные или линейные нагрузки, расположенные вдоль пролета плиты, следует рассматривать распределенными по ширине b_m , измеряемой непосредственно над гофрами профилированного листа согласно Рисунку 5.18 и формуле:

$$b_m = b_p + 2 \cdot (h_c + h_f)$$



1 - напольное покрытие; 2 - арматура

Рисунок 5.18. Распределение сосредоточенной нагрузки

Для сосредоточенных линейных нагрузок поперек пролета плиты для определения b_m в формулу следует подставлять b_p , равное длине участка приложения сосредоточенной линейной нагрузки.

9.4.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.4.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 9.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.4.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если отношение h_p/h не превышает 0,6, то ширину плиты, рассматриваемую как эффективную в статическом расчете и при определении несущей способности, можно в качестве упрощения определять по формулам:

а) при изгибе и продольном сдвиге:

- для шарнирно опертых плит и крайних пролетов неразрезных плит:

$$b_{em} = b_m + 2 \cdot L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right), \text{ но не более ширины плиты}$$

- для внутренних пролетов неразрезных плит:

$$b_{em} = b_m + 1,33 \cdot L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right), \text{ но не более ширины плиты}$$

б) при сдвиге в вертикальной плоскости:

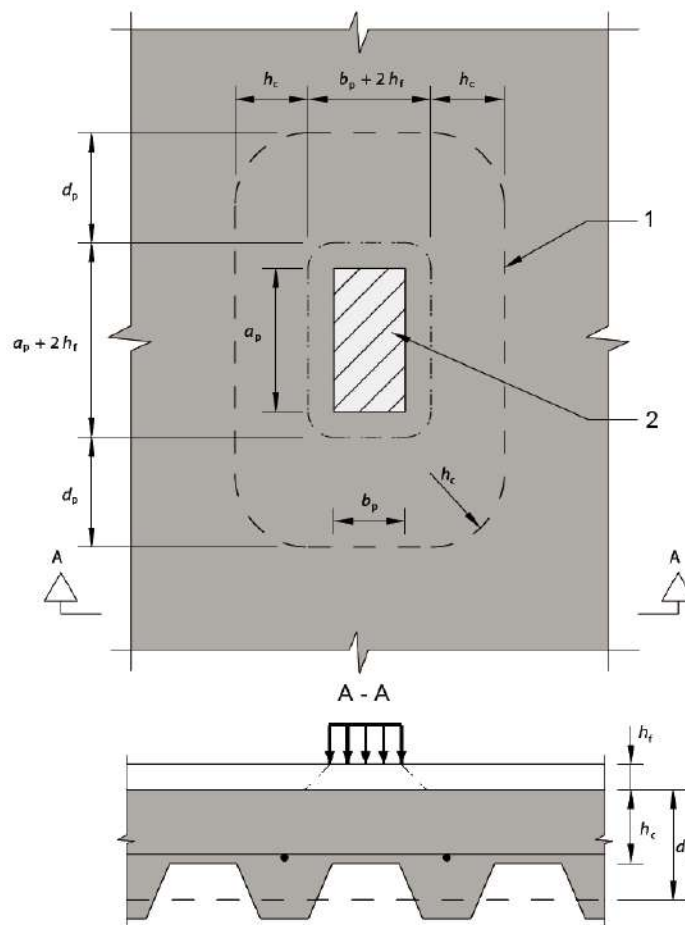
$$b_{ev} = b_m + 2 \cdot L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right), \text{ но не более ширины плиты}$$

где:

L_p расстояние от центра приложения нагрузки до ближайшей опоры

L длина пролета.

Периметр продавливания следует определять, как показано на Рисунке 5.19.



1 – периметр продавливания c_p ; 2 – площадь загрузки

Рисунок 5.19. К определению периметра продавливания

9.4.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 9.8
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Расчет на поперечный изгиб

Если нормативные значения приложенных нагрузок не превышают нижеследующих значений нагрузок, то номинальное поперечное армирование можно принимать без расчета:

7,5 кН — при сосредоточенной нагрузке;

5,0 кН/м² — при распределенной нагрузке.

Номинальное поперечное армирование должно иметь площадь поперечного сечения не менее 0,2 % сечения бетона над гофрами и должно распределяться по ширине не менее b_{em} . Следует обеспечить минимальную длину анкеровки за пределами этой ширины в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1. Армирование, предусмотренное для иных целей, может соответствовать данному правилу полностью или частично.

Если указанные условия не выполняются, то следует определить распределение изгибающих моментов от действия сосредоточенных точечных или линейных нагрузок и предусмотреть соответствующее поперечное армирование.

Для однопролетной шарнирно опертой сталежелезобетонной плиты пролетом L с сосредоточенной нагрузкой Q_{Ed} погонный момент на единицу расчетной ширины плиты по линии AD согласно Рисунку 5.20 составляет:

$$m_{Ed} = Q_{Ed} \cdot L_p \cdot \frac{1 - L_p/L}{b_{em}}$$

и принимает максимальное значение при $L_p = L/2$.

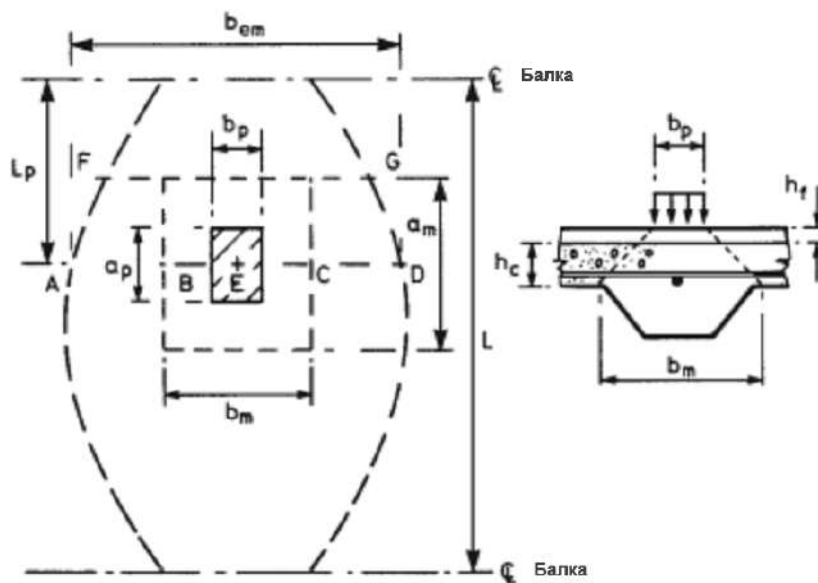


Рисунок 5.20. К определению поперечного изгиба

9.4.3 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.4.3 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Нагрузка считается равномерно распределенной по линии BC , в результате чего на пролете AD возникают внутренние усилия, определяющие изгиб в поперечном направлении. Для рассматриваемого случая максимальный изгиб в точке E можно определить выражением:

$$M_{Ed} = Q_{Ed} \cdot \frac{b_{em} - b_m}{8}$$

Профнастил не участвует в работе в поперечном направлении, поскольку гофры допускают раскрытие. Таким образом требуется армирование нижней растянутой зоны, определяющая несущую способность на изгиб в поперечном направлении:

$$M_{Rd} = A_{s,am} \cdot f_{sd} \cdot (d_s - 0,5 \cdot x_{pl})$$

где:

$A_{s,am}$ площадь армирования на длине a_m

d_s согласно Рисунку 5.21.

$$x_{pl} = \frac{A_{s,am} \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot a_m}$$

Расчетное распределение напряжений приведено на Рисунке 5.21.

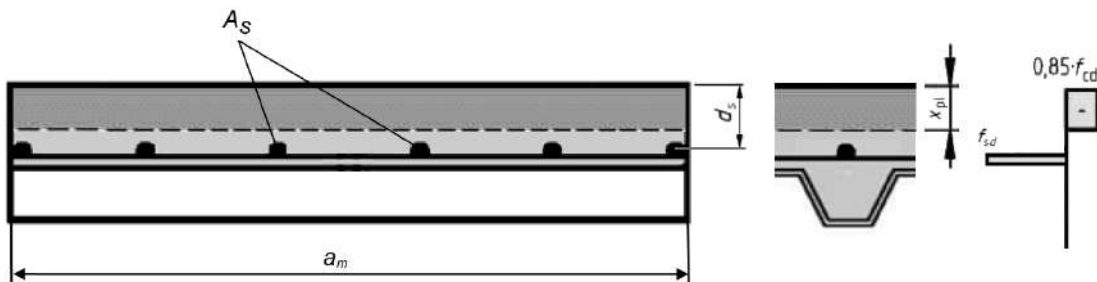


Рисунок 5.21. Распределение напряжений при изгибе в поперечном направлении

Расчет на продавливание

Несущую способность сталежелезобетонной плиты из обычных бетонов на продавливание $V_{p,Rd}$ при действии сосредоточенной нагрузки следует определять как для плиты без поперечного армирования согласно Разделу 6.4.4 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 по формуле:

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

но не менее

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

где:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

ρ_{ly} и ρ_{lz} соотношение площади растянутой арматуры к площади бетона соответственно в плоскостях по y и z .

9.7.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.4.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Значения ρ_{ly} и ρ_{lz} вычисляются как средние значения для рассчитываемой плиты, равной размерам нагружения плюс $3d$ с каждой стороны.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ и } \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Ed,y}$ и $N_{Ed,z}$ осевые продольные усилия в поперечных сечениях от действия нагрузок либо предварительного напряжения в ньютонах Н ($N_{Ed} > 0$ при сжатии).

A_{cy} и A_{cz} площади бетона, соответствующие значениям N_{Ed}

$$k_1 = 0,10$$

c_p периметр продавливания по Рисунку 5.19

Если сечение аналогичное FG на Рисунке 5.20 при заданном L_p попадает на опорное сечение над балкой, оно должно быть дополнительно проверено на сдвиг в вертикальной плоскости.

Для плит из бетонов на легких заполнителях аналогичная несущая способность составляет:

$$V_{IRd,c} = \left[c_{IRd,c} \cdot \eta_1 \cdot k(100 \cdot \rho_l \cdot f_{lck})^{\frac{1}{3}} + k_2 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot c_p \cdot d$$

но не менее

$$V_{Rd,c} = (\eta_1 \cdot v_{l,min} + k_2 \cdot \sigma_{cp}) \cdot c_p \cdot d$$

где

$$k_2 = 0,08$$

При недостаточной несущей способности плиты из условий сдвига при продавливании ($V_{Ed} > V_{Rd,c}$ либо $V_{Ed} > V_{IRd,c}$) следует через характеристики материалов, конструктивные меры либо посредством локального усиления армирования повысить несущую способность по периметру продавливания, придерживаясь соответствующих правил расчета и конструирования ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

5.2.2 Сталежелезобетонные балки

В общем случае сталежелезобетонные балки на этапе эксплуатации необходимо проверить на:

- прочность критического поперечного сечения на изгиб и на сдвиг, а также их совместное действие (Разделы 6.2 и 6.3, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1);
- потерю устойчивости плоской формы изгиба (Раздел 6.4, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1);
- потерю устойчивости при сдвиге (Раздел 6.2.2.3, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1) и локальных усилиях в стенке (Раздел 6.5 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1);
- прочность при продольном сдвиге (Раздел 6.6, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1).

11.6.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

6.1.1 (3)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Критические поперечные сечения, которые рассматриваются при расчете, включают в себя:

- сечения с максимальным изгибающим моментом;
- опорные сечения;
- сечения с сосредоточенными нагрузками или реакциями;
- места резкого изменения поперечных сечений, кроме изменений, связанных с возможным образованием трещин в бетоне.

Места резкого изменения поперечного сечения считаются критическими, если соотношение более высокой несущей способности к более низкой превышает 1,2.

Расчетную прочность на изгиб допускается определять с помощью жестко-пластической деформационной теории только в случаях, когда эффективное поперечное сечение относится к Классу 1 или 2 и не содержит элементов предварительного напряжения.

Для всех классов поперечных сечений может применяться упругая и нелинейная деформационные теории.

Для упрощения и в запас надежности, сопротивлением бетона растяжению во всех расчетах пренебрегают.

5.2.2.1 Несущая способность балки на изгиб

Расчетное сечение

Главным фактором геометрии расчетного сечения стандартной сталежелезобетонной балки сечения является эффект сдвигового запаздывания, который определяет эффективный размер железобетонной полки. Фактическая эффективная ширина полки переменна по длине пролета в зависимости от действующих усилий продольного сдвига, как на примере однопролетной балки показано на Рисунке 5.22. С целью упрощения расчетом принимаются участки постоянной ширины.



Рисунок 5.22. К определению эффективной ширины полки сталежелезобетонной балки

6.1.1 (4)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.1.1 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1 .1 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1 .1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1 .1 (4)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Механизм образования эффекта сдвигового запаздывания проиллюстрирован на Рисунке 5.23.

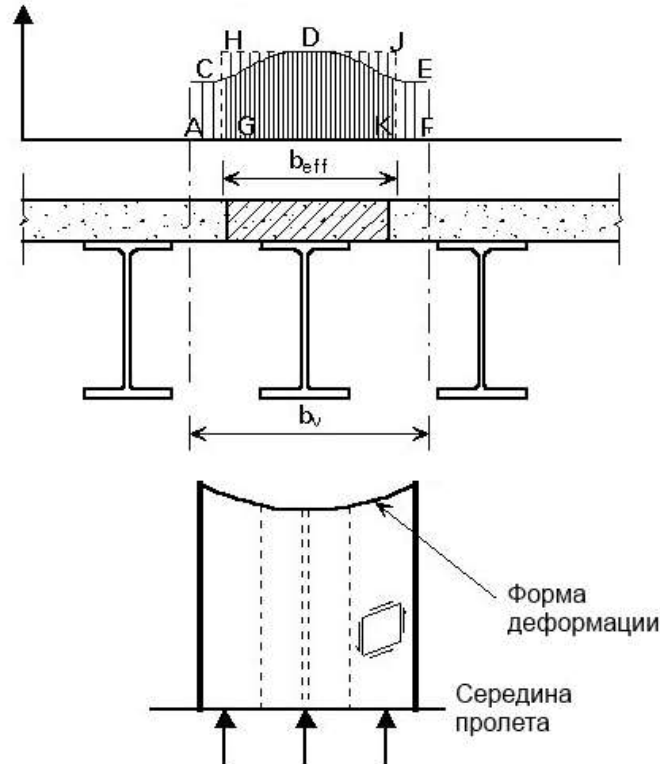


Рисунок 5.23. Эффект сдвигового запаздывания в бетонных полках сталежелезобетонных балок

При статическом расчете в упругой стадии эффективную ширину можно принимать неизменной по всей длине каждого из пролетов. Она принимается равной $b_{eff,1}$ по среднему сечению для внутренних пролетов и $b_{eff,2}$ - по сечению на опоре для консолей.

5.4.1.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В сечении по середине пролета или на промежуточной опоре полное значение эффективной ширины b_{eff} согласно Рисунку 5.24 определяется выражением:

5.4.1.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

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

где:

b_0 расстояние между центрами выступающих соединительных элементов

b_{ei} значение эффективной ширины бетонного пояса с каждой стороны стенки

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8}, \text{ но не более } b_i$$

b_i максимальная геометрическая ширина, равная расстоянию от выступающего анкерного упора до середины расстояния между стенками смежных балок. Для крайних балок, ближайших к свесу плиты, b_i принимается равным расстоянию от соединительного элемента до края свеса (торца плиты).

L_e длина, которая принимается как соответствующее расстояние между точками нулевых моментов. Для типовых неразрезных сталежелезобетонных балок, расчет которых определяется огибающей эпюрой изгибающих моментов от нагрузок с различным распределением, а также консолей, L_e допускается принимать, как это показано на Рисунке 5.24.

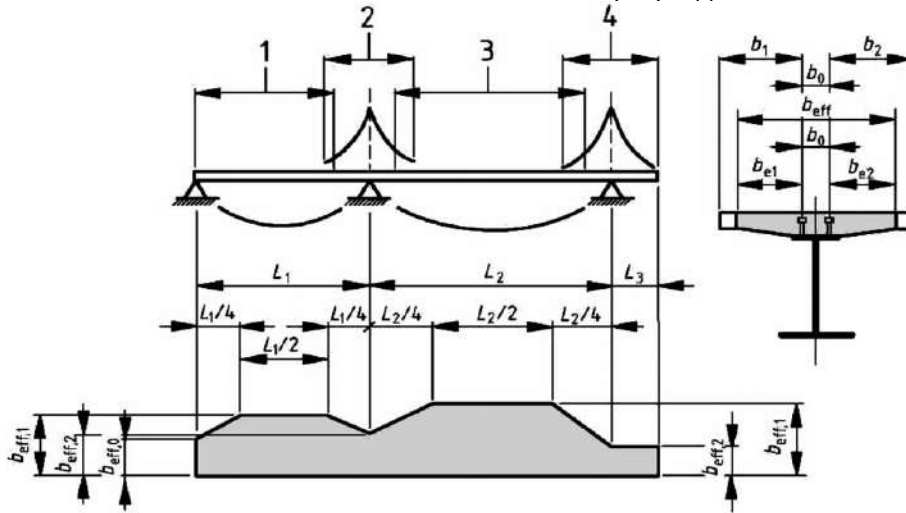


Рисунок 5.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.24. Эквивалентные пролеты для определения фактической ширины бетонной полки

Согласно Рисунку 5.24 геометрические параметры принимают следующие значения:

- на участке 1: $L_e = 0,85 \cdot L_1$ для $b_{eff,1}$;
- на участке 2: $L_e = 0,25 \cdot (L_1 + L_2)$ для $b_{eff,2}$;
- на участке 3: $L_e = 0,70 \cdot L_2$ для $b_{eff,1}$;
- на участке 4: $L_e = 2,00 \cdot L_3$ для $b_{eff,2}$.

Эффективную ширину железобетонной полки на крайней опоре следует определять согласно выражению:

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

где:

$$\beta_i = \left(0,55 + \frac{0,025 \cdot L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0$$

$b_{ei} = L_e/8$ эффективная ширина полки в среднем сечении крайнего пролета

$L_e = 0,85 \cdot L_1$ эквивалентная длина крайнего пролета согласно Рисунку 5.24

При расчете конструкций зданий значение b_0 можно принять равным нулю, а значение b_i отсчитывать от середины стенки.

Размер бетонной полки, воспринимающей сжатие в составе балки, определяется эффективной шириной b_{eff} . В случае монолитной плиты по профнастилу ее расчетная толщина принимается по толщине бетона над настилом при перпендикулярном расположении гофров и по очертанию настила при гофрах параллельных балке, но для упрощения сечение бетона в гофре может игнорироваться.

В зависимости от суммарной несущей способности анкерных упоров в составе конструкции Еврокод 4 различает степени сдвигового соединения бетонной и стальной составляющих сечения, что проиллюстрировано на Рисунке 5.25.

5.4.1.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.1.2 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

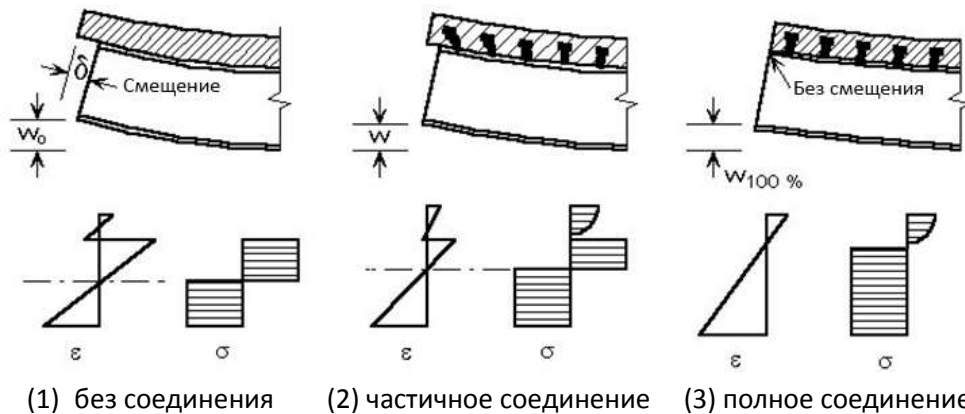


Рисунок 5.25. Различные степени сдвигового соединения

Несущая способность на изгиб в пластической стадии с полным сдвиговым соединением

Несущая способность $M_{pl,Rd}$ сталежелезобетонного поперечного сечения на изгиб в пластической стадии определяется, принимая следующие расчетные предпосылки:

- между конструкционной сталью, арматурой и бетоном обеспечено полное взаимодействие;
- напряжения в эффективном поперечном сечении стального элемента достигают своего расчетного значения предела текучести f_{yd} при растяжении или сжатии;
- напряжения в эффективном поперечном сечении продольной арматуры при растяжении и сжатии достигают своего расчетного значения предела текучести f_{sd} ;
- напряжения в эффективном поперечном сечении сжатого бетона достигают значения $0,85 \cdot f_{cd}$ и принимаются постоянными по всей высоте между нейтральной осью в пластической стадии и наиболее сжатыми фибрами бетона, где f_{cd} – расчетное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие.

Для упрощения сжатую арматуру в бетонной плите можно не учитывать.

В расчетах не учитываются профилированные настилы при сжатии, а любые растянутые профнастилы, которые включены в приведенное сечение, достигают напряжений расчетного предела текучести $f_{yp,d}$.

Характерные распределения напряжений в пластической стадии показаны на Рисунок 5.26.

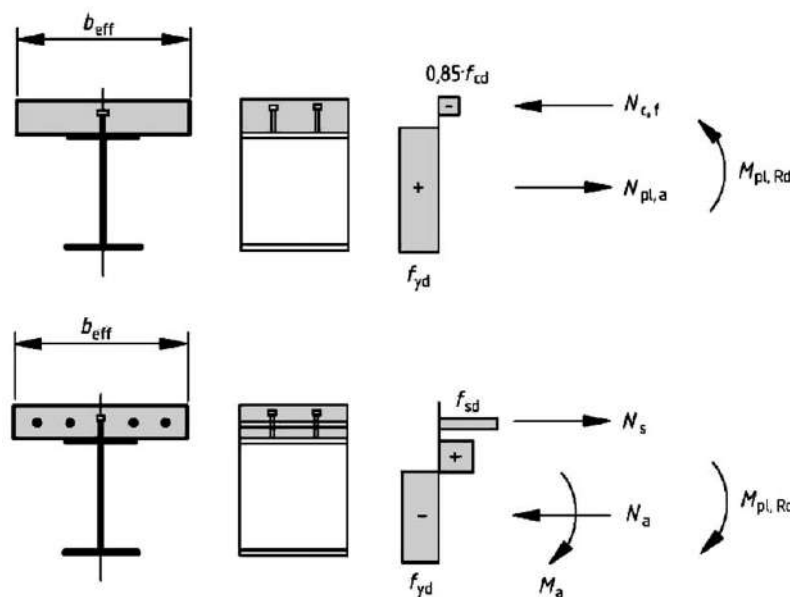


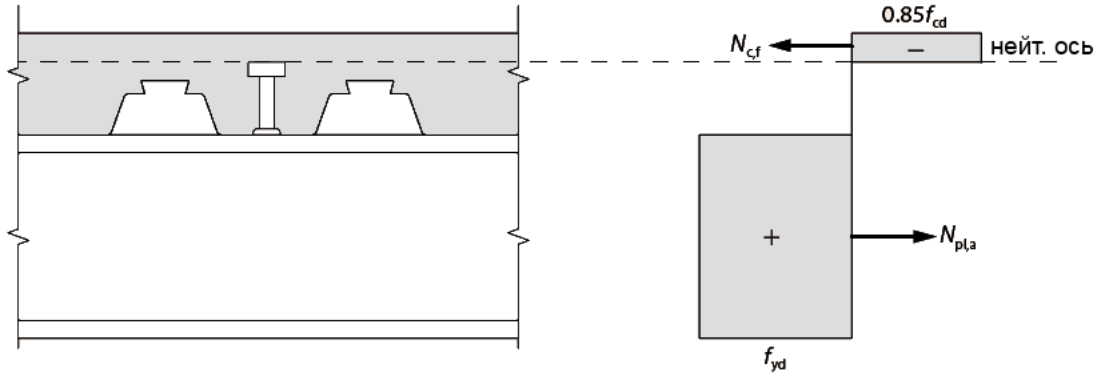
Рисунок 5.26. Распределения напряжений в пластической стадии на примере сталежелезобетонных балок со сплошными плитами

6.2.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

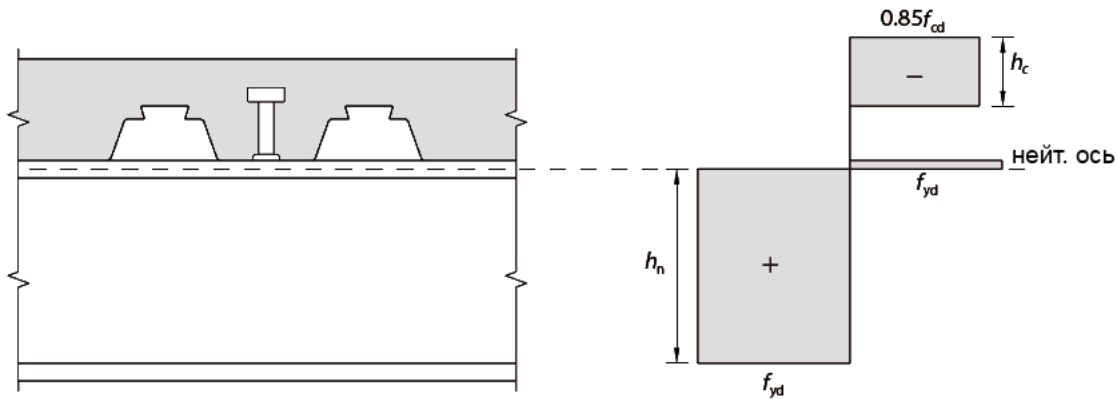
6.2.1.2 (4)Р и (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 6.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

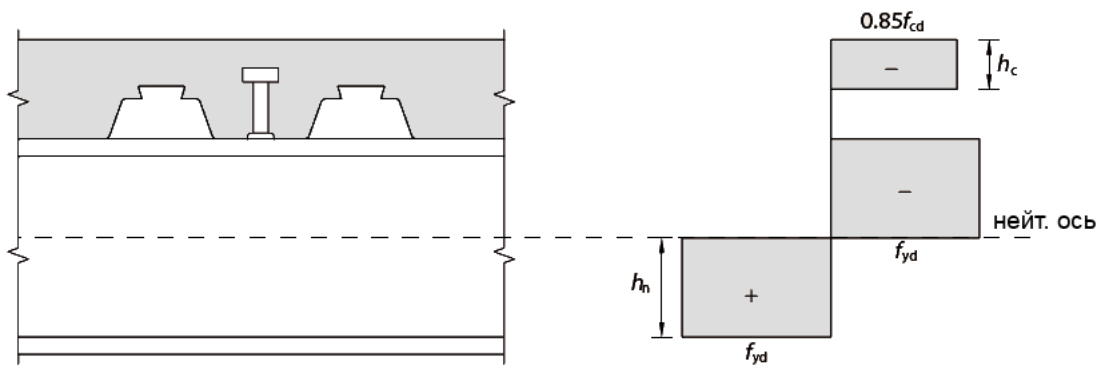
В зависимости от соотношения усилий, которые могут воспринять бетонная и стальная части, нейтральная ось классического комбинированного сечения с двутавровым стальным профилем в пластической стадии может иметь три основных положения: в бетонной полке, в полке стального профиля, в стенке стального профиля. Соответствующие распределения напряжений при условии полного сдвигового соединения приведены на Рисунке 5.27.



(1) $N_{cf} > N_{pl,a}$ нейтральная ось в пределах бетонной полки



(2) $N_{pl,a} > N_{cf}$ нейтральная ось в пределах полки стального профиля



(3) $N_{pl,a} > N_{cf}$ нейтральная ось в пределах стенки стального профиля

Рисунок 5.27. Примеры распределения напряжений в пластической стадии для классических сталежелезобетонных балок при условии полного сдвигового соединения

Для двутавров с двумя осями симметрии определение несущей способности на изгиб сталежелезобетонного сечения с полным сдвиговым соединением удобно вести по упрощенным выражениям:

- если нейтральная ось находится в бетонной полке сечения:

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_s - \left[\frac{N_{pl,a}}{N_{c,f}} \cdot \frac{h_c}{2} \right] \right)$$

- если нейтральная ось находится в пределах полки стального двутавра:

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot \frac{h_a}{2} + N_{c,f} \left(\frac{h_c}{2} + h_d \right)$$

- если нейтральная ось находится в пределах стенки стального двутавра:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl,a,Rd} + N_{c,f} \left(\frac{h_c + 2 \cdot h_d + h_a}{2} \right) - \left(\frac{N_{c,f}^2}{N_w} \cdot \frac{h_a}{4} \right)$$

где:

$N_{pl,a}$ несущая способность стального сечения по прочности при действии продольной силы

$N_{c,f} = 0.85 f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_c$ несущая способность на сжатие эффективного сечения бетонной полки, работающей совместно со стальным сечением

$N_w = f_{yd} \cdot t_w \cdot h_w$ несущая способность стенки двутавра

$M_{pl,a,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}}$ несущая способность стального профиля на изгиб (соответствует Классу 1 и 2 сечений)

h_a высота стального сечения

h_s высота монолитной плиты по профилированному настилу

h_p высота профнастила без учета внешних элементов жесткости при их наличии

h_d общая высота профнастила с учетом внешних элементов жесткости при их наличии. В отсутствии внешних элементов жесткости $h_d = h_p$

$h_c = h_s - h_p$ высота сечения бетона над профилированным настилом

$h_w = h_a - 2 \cdot t_f$ высота стенки двутавра

t_f толщина полки двутавра

Обозначения разъяснены на иллюстрациях Рисунка 5.28, который совмещает размеры и монолитной плиты по профнастилу, и стальной двутавровой балки.

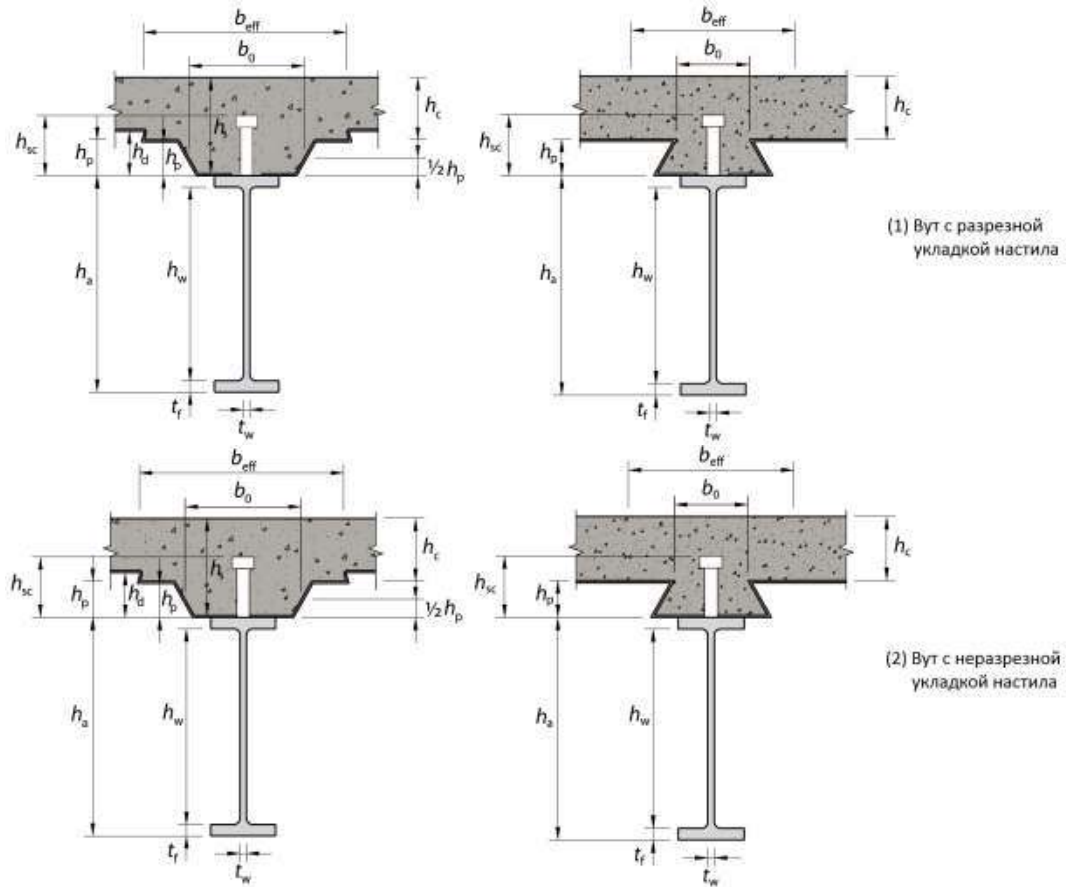


Рисунок 5.28. Обозначения, принятые в расчетах сталежелезобетонных балок с плитами по профилированным настилам

В других случаях, например, моносимметричных двутавров либо частичного сдвигового соединения следует определять несущую способность на изгиб в пластической стадии аналитическим способом. При пластическом распределении напряжений удобное упрощение привносит использование эквивалентных компенсирующих эпюр, как показано на примерах Рисунка 5.29. Такой подход позволяет привести часть значений к простым величинам, как несущая способность стального сечения при действии продольной силы ($N_{pl,a}$) либо изгибающего момента ($M_{pl,a,Rd}$).

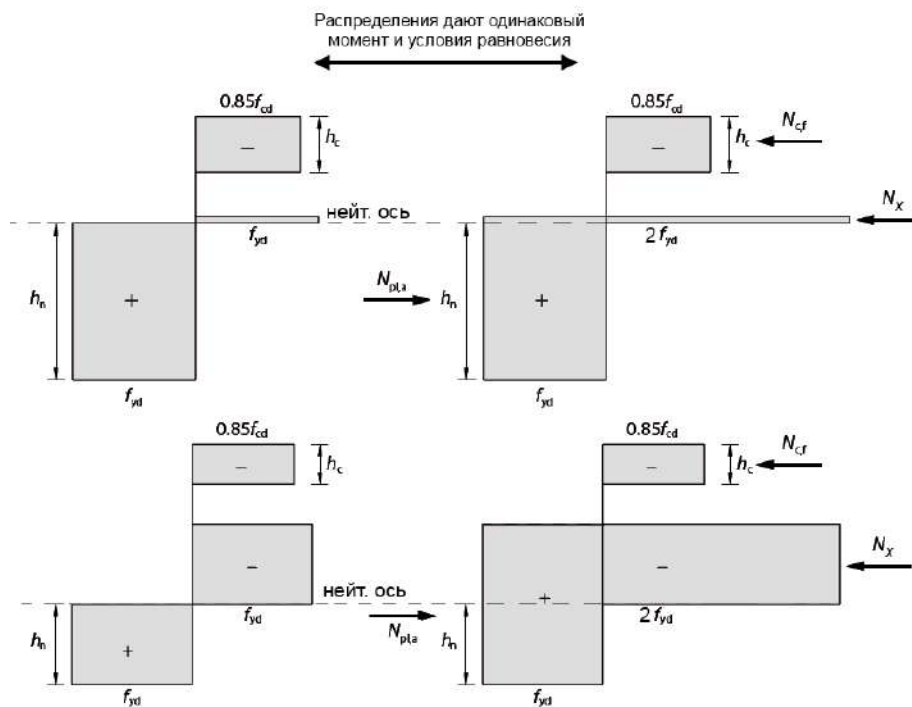


Рисунок 5.29. Примеры построения эквивалентных напряжений в сечении

Для сталежелезобетонных поперечных сечений с применением конструкционной стали классов S420 или S460, если расстояние x_{pl} между нейтральной осью сечения в пластической стадии и крайней сжатой фиброй бетонной плиты превышает 15% общей высоты h сечения элемента, то предельный расчетный момент M_{Rd} следует принимать равным:

$$M_{Rd} = \beta \cdot M_{pl,Rd},$$

где β – понижающий коэффициент, определяемый по графику на Рисунке 5.30.

Для значений x_{pl}/h , превышающих 0.4, прочность на изгиб следует определять согласно расчету с учетом нелинейных свойств материалов либо в упругой стадии работы.

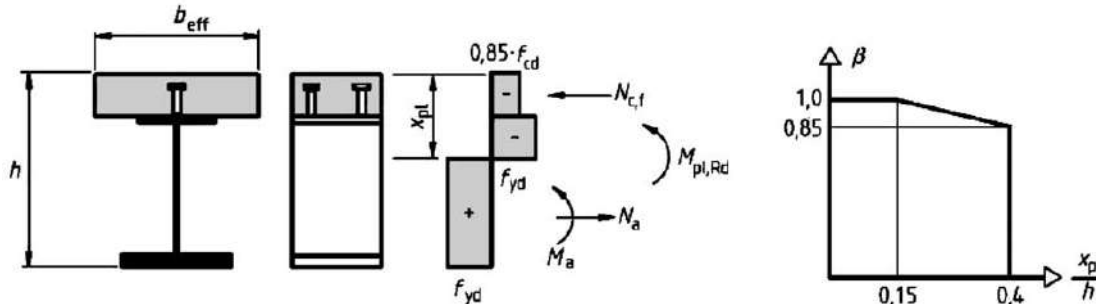


Рисунок 5.30. Определение понижающего коэффициента β для $M_{pl,Rd}$

Несущая способность на изгиб в пластической стадии с частичным сдвиговым соединением

Если полное использование несущей способности эффективного сечения бетонной полки ($N_{c,f}$) не требуется для обеспечения необходимого предельного изгибающего момента сталежелезобетонного сечения, анкерные упоры могут не проектироваться на передачу полного усилия $N_{c,f}$. Такая возможность важна и для случая, когда сами анкерные упоры имеют ограниченную несущую способность.

Использовать частичное сдвиговое соединение в балках зданий допускается в зонах действия положительного момента, если все поперечные сечения относятся к классам 1 и 2. При этом количество соединительных элементов следует определять с учетом податливости соединения, основанной на деформационной характеристике анкерных упоров.

При условии использования гибких анкерных упоров предельный момент M_{Rd} в критическом поперечном сечении балки допускается определять по жестко-пластической теории, рассмотренной ранее, однако с использованием пониженного сжимающего усилия N_c в бетонной полке взамен $N_{c,f}$. Отношение $\eta = N_c/N_{c,f}$ представляет собой степень сдвигового соединения.

При расчете по теории частичного соединения стад-болты могут считаться гибкими анкерными упорами, если они расположены с равным шагом, их общая длина после приварки составляет не менее четырех диаметров, а номинальный диаметр - не менее 16мм и не более 25мм, в дополнение к чему соблюдаются следующие ограничения степени сдвигового соединения, определяемой соотношением $\eta = n/n_f$:

- для стальных сечений с равными поясами:

$$\text{при } L_e \leq 25\text{м} \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) \cdot (0.75 - 0.03 \cdot L_e), \text{ но } \eta \geq 0,4$$

6.2.1.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 6.3
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1.3 (1),
6.6.1.1 (14)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

при $L_e > 25\text{м}$ $\eta \geq 1$ (полное сдвиговое соединение)

- для стальных сечений, у которых площадь нижнего пояса в три раза больше площади верхнего пояса:

при $L_e \leq 20\text{м}$ $\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) \cdot (0.30 - 0.015 \cdot L_e)$, но $\eta \geq 0,4$

при $L_e > 20\text{м}$ $\eta \geq 1$ (полное сдвиговое соединение)

где:

L_e расстояние, которое измеряется в метрах на участках положительного изгибающего момента как расстояние между нулевыми значениями эпюры и для типовых неразрезных балок может приниматься по формулам согласно Рисунку 5.24

n_f количество соединительных элементов, необходимое для обеспечения полного сдвигового соединения на рассматриваемом участке балки

n количество соединительных элементов в пределах той же длины

Для упрощения на Рисунке 5.31 указанные формулы для сталей S235, S275 и S355 приводятся в виде графиков.

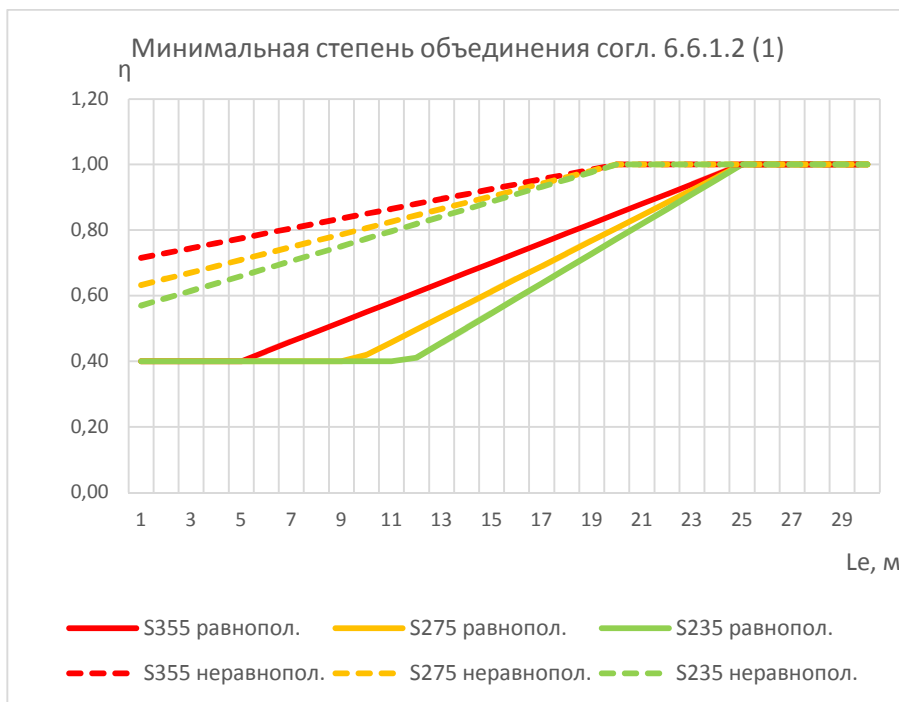


Рисунок 5.31. Графические зависимости минимального значения степени сдвигового соединения η от расчетной длины L_e согласно 6.6.1.2 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

Для стальных моносимметричных сечений, площадь нижней полки которых превышает площадь верхней полки менее чем в 3 раза, минимальное значение η может определяться по указанным формулам линейной интерполяцией.

6.6.1.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Формулы зависят от параметра f_y , поскольку чем выше прочность стали, тем выше должны быть деформации для выполнения предположения о пластическом характере работы сечения.

6.6.1.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Стад-болты могут считаться гибкими для более широкого диапазона пролетов, чем это указано выше, если:

- стад-болты имеют общую длину после приварки не менее чем 76 мм и стержень номинальным диаметром 19 мм;
- стальное сечение является прокатным или сварным двутавром с равными полками;
- плита является сталежелезобетонной по профилированному настилу, ориентированному своими гофрами перпендикулярно к балке, а бетонные ребра – неразрезными по длине;
- на один гофр профнастила приходится один стад-болт, расположенный в середине гофра либо попеременно с левой и с правой стороны гофра по всей длине пролета;
- геометрия профнастила находится в пределах $b_0/h_p \geq 2$ и $h_p \leq 60$ мм, где обозначения соответствуют Рисунку 5.41.
- усилие N_c определяется по упрощенной методике, как показано на Рисунке 5.34.

При соблюдении указанных условий коэффициент η должен удовлетворять следующим требованиям:

$$\text{при } L_e \leq 25\text{м} \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) \cdot (1.0 - 0.04 \cdot L_e), \text{ но } \eta \geq 0,4$$

$$\text{при } L_e > 25\text{м} \quad \eta \geq 1 \text{ (полное сдвиговое соединение)}$$

Соответствующие графики для сталей S235, S275 и S355 даны на Рисунке 5.32.

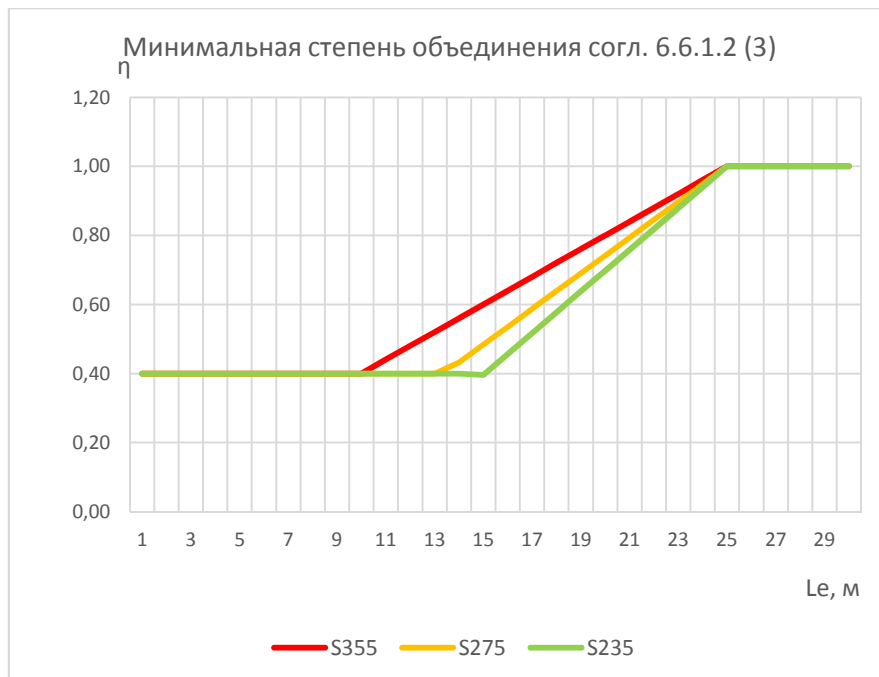


Рисунок 5.32. Графические зависимости минимального значения степени сдвигового соединения η от расчетной длины L_e согласно 6.6.1.2 (3) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

Расположение в плите нейтральной оси в пластической стадии следует определять при действии в сечении новой силы N_c , как показано на Рисунке 5.33. В сечении стального профиля располагается вторая пластическая нейтральная ось, которую необходимо использовать для классификации стенки.

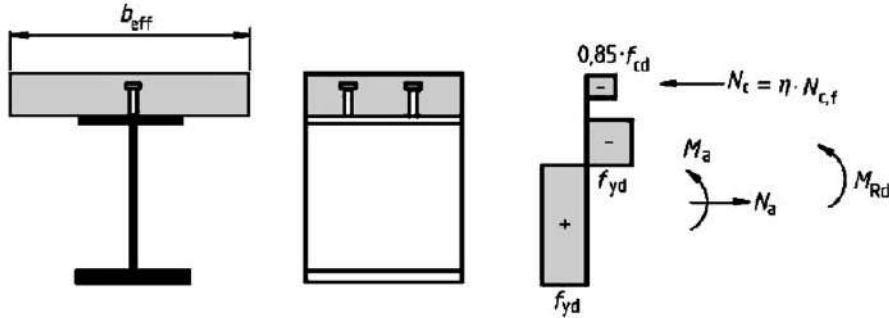


Рисунок 5.33. Пластическое распределение напряжений в сечении сталежелезобетонной балки с частичным сдвиговым соединением

Наиболее простой методикой определения несущей способности на изгиб сталежелезобетонного сечения с частичным сдвиговым соединением является линейная аппроксимация кривой взаимодействия. Согласно данному методу значение M_{Rd} можно в запас прочности определить прямой AC согласно Рисунку 5.34 по формуле:

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

где:

$M_{pl,Rd}$ несущая способность на изгиб в пластической стадии сталежелезобетонного сечения с полным сдвиговым соединением

$M_{pl,a,Rd}$ несущая способность на изгиб в пластической стадии только стального профиля

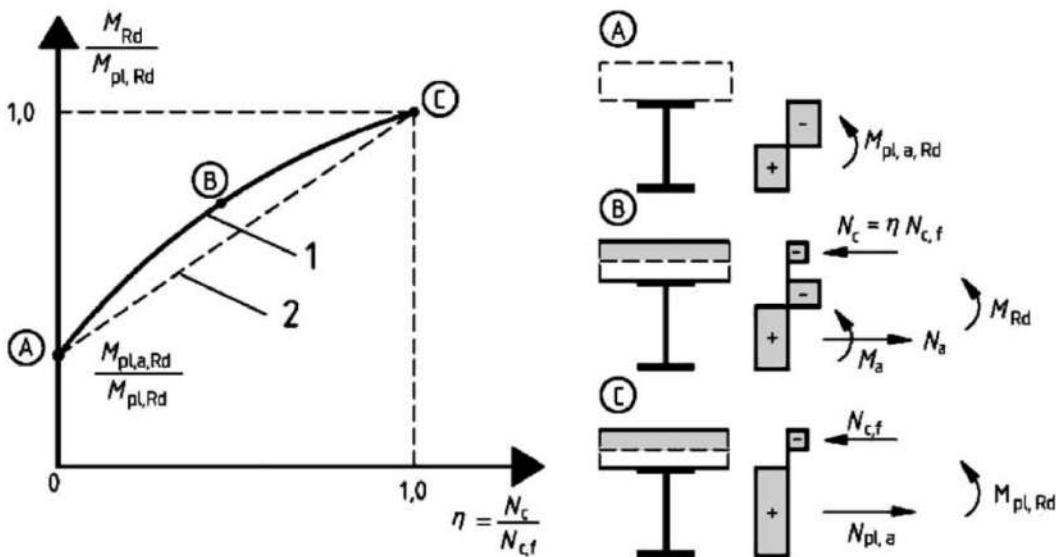


Рисунок 5.34. Кривая взаимодействия между M_{Rd} и N_c при условии податливых анкерных упоров

При действии отрицательного изгибающего момента, когда бетонная полка располагается в растянутой зоне, несущую способность сечения следует определять

Рисунок 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1.3 (4) и (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

исходя из полного сдвигового соединения, соответствующего достижению арматурой предела текучести.

Балки с обетонированием стенки

Для балок с обетонированием стенки должно обеспечиваться полное сдвиговое соединение с бетоном замоноличивания стенки, расположенным между поясами, посредством соединительных элементов.

В любой бетонной либо сталежелезобетонной плите, являющейся частью эффективного сечения, для восприятия сжимающего усилия допускается применять частичное сдвиговое соединение, которое учитывается сниженным значением сжимающего усилия N_c .

Расчетную несущую способность по изгибающему моменту можно определять в пластической стадии. Сжатую арматуру в обетонировании стенки допускается не учитывать. На Рисунке 5.35 приведено несколько примеров типичного распределения напряжений в пластической стадии.

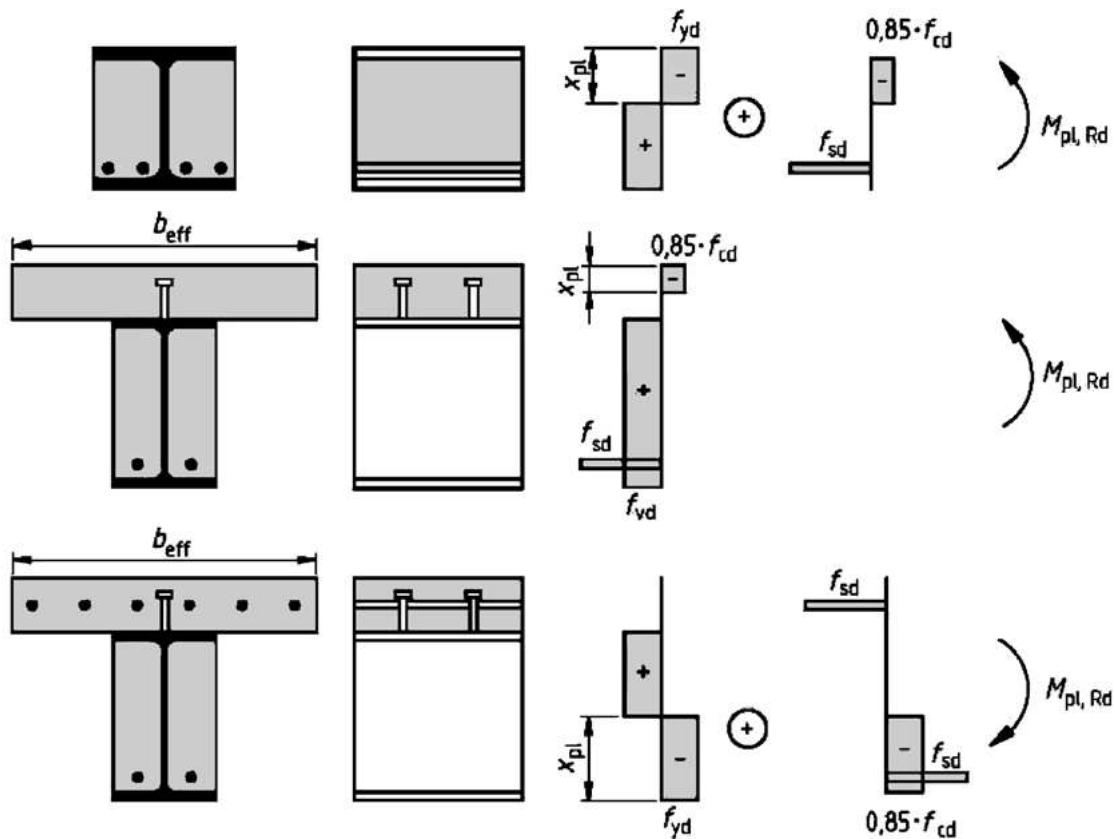


Рисунок 5.35. Примеры пластического распределения напряжений в сечении сталежелезобетонной балки с обетонированием стенки

Несущая способность на изгиб с учетом физической нелинейности материалов

Нелинейный расчет предусматривает учет изменения зависимостей напряжения-деформации для материалов. При этом допускается, что сталежелезобетонные поперечные сечения остаются плоскими и деформации в растянутой или сжатой арматуре равны средним деформациям окружающего ее бетона.

6.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.3.2 (3) и (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.3.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 6.9
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1.4 (1)Р и (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

<p>При этом значения напряжений следует получать:</p> <ul style="list-style-type: none"> - в сжатом бетоне - по кривой напряжения-деформации согласно Разделу 3.1.7 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1; - в арматуре - по билинейным диаграммам согласно Разделу 3.2.7 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1; - в конструкционной стали при сжатии или растяжении - по билинейной диаграмме согласно Пункту 5.4.3 (4) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 с учетом влияния метода возведения (например, с использованием временных опор или без них). 	<p>6.2.1.4 (3), (4), (5) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1</p>
<p style="text-align: center;">Несущая способность на изгиб в упругой стадии</p> <p>Напряжения определяются методами теории упругости, используя эффективную ширину бетонной полки.</p> <p>При определении несущей способности эффективного поперечного сечения по изгибающему моменту в упругой стадии предельные напряжения принимают равными:</p> <ul style="list-style-type: none"> - f_{cd} в сжатом бетоне; - f_{yd} в конструкционной стали при растяжении или сжатии; - f_{sd} в арматуре при растяжении или сжатии. 	<p>6.2.1.5 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1</p> <p>6.2.1.5 (2) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1</p>
<p>Напряжения от воздействий, приложенных к стальной конструкции, следует суммировать с напряжениями, возникающими в ней от воздействий, приложенных к сталежелезобетонной конструкции.</p>	<p>6.2.1.5 (3) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1</p>
<p>Если не используется более точный метод, то влияние ползучести следует учитывать через модульный коэффициент приведения. Для сечений, где бетонная часть растянута и допустимо возникновение трещин, напряжениями от влияния начальной усадки (изостатической) можно пренебречь.</p>	<p>6.2.1.5 (4) и (5) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1</p>
<p>Данная публикация делает упор на применение сечений классов 1 и 2, в том числе с эффективной стенкой, поэтому подробно расчет по нелинейному методу и в упругой стадии не рассматривает.</p>	
<p>5.2.2.2 Несущая способность балки на сдвиг</p>	
<p style="text-align: center;">Расчетное сечение</p> <p>Несущую способность сталежелезобетонного сечения балки на сдвиг в вертикальной плоскости в пластической $V_{pl,Rd}$ следует принимать равной несущей способности стального сечения $V_{pl,a,Rd}$, если величина вклада в несущую способность железобетонной части сечения не была установлена по результатам испытаний.</p>	<p>6.2.2.2 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1</p>
<p>Для балок с обетонированием стенки влияние бетонного заполнения можно учесть, если сечение предусматривает арматурные хомуты и соединительные элементы. Незамкнутые хомуты должны привариваться к стенке равнопрочным швом. В противном случае влияние поперечной арматуры на несущую способность не учитывают.</p>	<p>6.3.3 (2) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1</p>
<p>Если не используется более точный расчет, то принимается, что поперечная сила V_{Ed} делится на составляющие $V_{a,Ed}$ и $V_{c,Ed}$ между сталью и железобетоном по той же пропорции, что и изгибающий момент $M_{pl,Rd}$.</p>	<p>6.3.3 (3) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1</p>

Расчет на сдвиг

Расчет сталежелезобетонной балки на сдвиг в условиях этапа эксплуатации ведется аналогично этапу строительства согласно Разделу 5.1.2.2, но с использованием соответствующих сочетаний усилий. Критерием проверки является условие:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

Для необетонированных стенок также требуется проверять критерии устойчивости стенки и соответствующие значения несущей способности на сдвиг $V_{b,Rd}$.

Влиянием бетонной полки следует пренебрегать, если не применяется более точный метод расчета и сдвиговое соединение не рассчитано на соответствующие вертикальные усилия. Несущая способность при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

6.2.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.2.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.2.2.3 Несущая способность балки при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

Если выполняется условие $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{Rd}$, когда поперечная сила V_{Ed} превышает половину несущей способности на сдвиг V_{Rd} , равную меньшему из значений $V_{pl,Rd}$ и $V_{b,Rd}$ согласно Разделу 5.2.2.2, то следует учесть ее влияние на предельный изгибающий момент.

6.2.2.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для поперечных сечений Классов 1 или 2 влияние сдвига в вертикальной плоскости на несущую способность по изгибающему моменту следует учитывать путем снижения расчетного сопротивления стали согласно Рисунку 5.36 до значений:

6.2.2.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$(1 - \rho) \cdot f_{yd}$$

где:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

V_{Rd} соответственно меньшее из значений $V_{pl,Rd}$ и $V_{b,Rd}$

Для Классов сечений 3 и 4 следует использовать формулу с учетом потери устойчивости согласно Разделу 5.1.2.3.

6.2.2.4 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

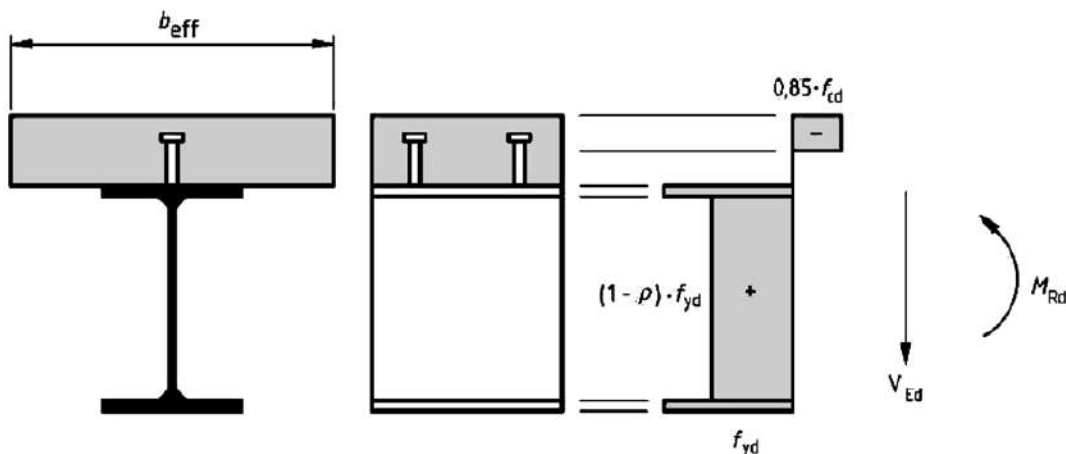


Рисунок 6.7
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.36. Распределение напряжений в пластической стадии с учетом влияния сдвига в вертикальной плоскости

ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 распространяется на балки с обетонированием стенки Класса 1 и 2 сечений, для которых проверка совместного действия ведется по принципу снижения расчетного сопротивления стали, но с учетом подстановки:

6.3.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{a,Ed}}{V_{pl,a,Rd}} - 1 \right)^2$$

где:

$V_{a,Ed}$ часть вертикального усилия, действующего на стальное сечение

$V_{pl,a,Rd}$ несущая способность стального сечения на сдвиг

5.2.2.4 Несущая способность балки по критерию устойчивости плоской формы изгиба

Стальная полка балки, прикрепленная к бетонной или сталежелезобетонной плите посредством сдвигового соединения, может считаться поперечно раскрепленной при условии, что бетонная плита также устойчива к такому смещению.

6.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Балки с достаточным раскреплением сжатой полки не теряют устойчивости плоской формы изгиба. Также балки определенного типа поперечного сечения, как квадратные либо круглые замкнутые сечения из листового проката постоянной толщины, сварные круглые трубы или прямоугольные коробчатые сечения не подвержены потере устойчивости плоской формы изгиба.

6.3.2.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Во всех других случаях сжатые стальные полки следует проверять на устойчивость из плоскости изгиба.

6.4.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Следовательно, для общего случая разрезных шарнирно опертых сталежелезобетонных балок с раскреплением плитой в уровне верхнего сжатого пояса проверка устойчивости плоской формы изгиба на этапе эксплуатации не требуется. Исключения составляют простые разрезные балки, испытывающие кручение либо нагруженные из плоскости (особенно в уровне нижнего пояса), а также, в качестве рекомендации, - балки со значительной высотой сечения, расчет которых можно произвести численными методами с учетом поперечного раскрепления верхнего пояса.

Основными случаями, требующими проверки устойчивости плоской формы изгиба, являются консоли и участки на опорах неразрезных балок, где плита располагается в растянутой зоне, а сжатый пояс не имеет непрерывного раскрепления. Такие случаи могут потребовать дополнительного раскрепления нижнего сжатого пояса, как показано на примерах Рисунка 5.37.

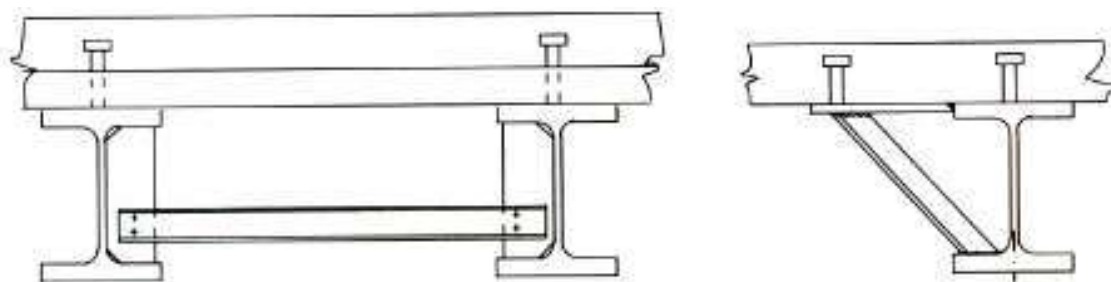


Рисунок 5.37. Примеры связей сталежелезобетонных балок в уровне нижнего сжатого пояса

Для стальных профилей могут использоваться общие и упрощенные методы расчета ДСТУ-Н Б EN1993-1-1, которые включены в Раздел 5.1.2.4, с использованием усилий, действующих на сталежелезобетонное сечение. Раскрепление в уровне сдвигового соединения следует моделировать через поперечные и упруго-крутильные связи.

6.4.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если плита одновременно соединена с несколькими опорными стальными элементами, которые приблизительно параллельны сталежелезобетонной балке, верхняя полка прикреплена сдвиговыми соединениями к железобетонной либо сталежелезобетонной плите, на каждой опоре нижняя полка имеет поперечное раскрепление, а стенка подкреплена ребром жесткости, то для определения критического момента потери устойчивости в упругой стадии может использоваться модель «неразрезной перевернутой U-образной рамы».

6.4.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Как показано на Рисунке 5.38, этот метод учитывает поперечное перемещение нижней полки, что вызывает изгиб стенки и поворот верхней полки, сдерживаемый плитой.

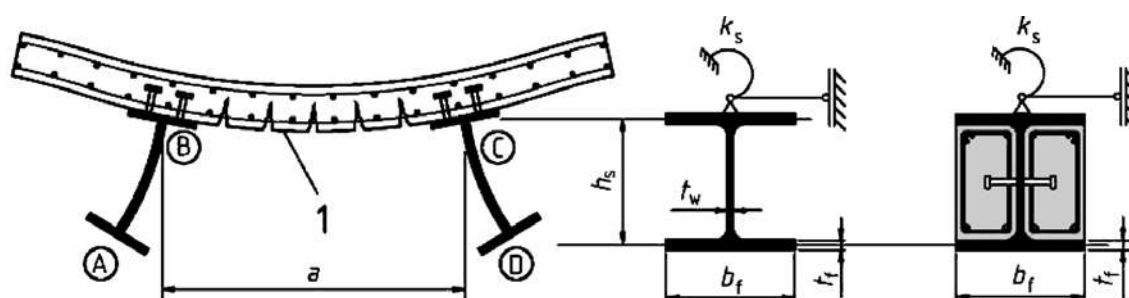


Рисунок 6.11
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.38. Перевернутая U-образная рама ABCD, воспринимающая эффекты потери устойчивости плоской формы изгиба

Упрощенная проверка элементов зданий без непосредственных вычислений

Упрощенная методика предполагает конструктивное достижение параметров элементов, при котором устойчивости плоской формы изгиба является обеспеченной, без проведения прямого расчета. Конструктивные методы обеспечения устойчивости плоской формы изгиба являются в целом оправданными, поскольку повышают общую связность, надежность и живучесть строительных систем.

Неразрезные сталежелезобетонные балки (или балки каркасов, являющиеся сталежелезобетонными по всей длине) с сечениями Классов 1, 2 или 3 допускается проектировать без дополнительного раскрепления из плоскости при выполнении следующих условий:

6.4.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- смежные пролеты отличаются не более чем на 20 % длины более короткого пролета. Вылет консоли не должен превышать прилегающий пролет более чем на 15 %;
- нагрузки в каждом пролете равномерно распределены, а расчетная постоянная нагрузка составляет более, чем 40 % общей расчетной;
- верхняя полка стального элемента прикреплена к железобетонной или сталежелезобетонной плите перекрытия сдвиговым соединением;
- железобетонная или сталежелезобетонная плита настила соединена с другим опорным элементом, приблизительно параллельным сталежелезобетонной балке, которая рассматривается, создавая перевернутую U-образную раму, как это показано на Рисунке 5.38;

- если плита является сталежелезобетонной, то рассматривается ее пролет между двумя опорными элементами перевернутой U-образной рамы;
- нижняя полка стального элемента на каждой опоре закреплена из плоскости изгиба, а стенка в этом месте подкреплена ребрами жесткости. В других местах подкрепления стенки ребрами может не быть;
- если стальной элемент является нормальным (IPE) или широкополочным (HE) двутавром без обетонирования стенки, то его высота h не должна превышать значений, установленных в Таблице 5.9;

Таблица 5.9. Максимальная высота h , мм, стальных элементов без обетонирования стенки, для которых устойчивость плоской формы изгиба обеспечена конструктивно

Стальной элемент	Номинальный класс стали			
	S235	S275	S355	S420 и S460
IPE/балочные двутавры	600	550	400	270
HE/широкополочные двутавры	800	700	650	500

- если стальной элемент частично обетонирован и бетон механически связан с профилем согласно конструктивным требованиям Раздела 4.5, то его высота h не должна превышать значений, установленных в Таблице 5.9, более чем на 200 мм - для балок из сталей классов до S355, и на 150 мм - из сталей классов S420 и S460.

Если изложенные условия полностью или частично не выполняются, устойчивость плоской формы изгиба необходимо проверить упрощенными расчетными методами либо уточненными численными моделями.

Проверка для сечений неразрезных балок Классов 1, 2 и 3 по модели U-образной рамы

Расчетную несущую способность по устойчивости плоской формы изгиба нераскрепленной из плоскости неразрезной сталежелезобетонной балки (или балки, являющиеся сталежелезобетонными по всей длине) с постоянными по длине поперечными сечениями Классов 1, 2 или 3 следует определять по формуле:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd}$$

где:

χ_{LT} понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба, зависящий от условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$

M_{Rd} расчетная несущая способность сечения на изгиб в зависимости от его Класса при отрицательном изгибающем моменте, действующем на рассматриваемой промежуточной опоре или в узле сопряжения балки с колонной.

Значение коэффициента χ_{LT} может в запас рассчитываться согласно Разделу 5.1.2.4 как для стального элемента, поскольку бетон растянутой зоны считается исключенным из работы сечения.

Таблица 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Условную гибкость $\bar{\lambda}_{LT}$ допускается определять согласно выражению:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}}$$

где:

M_{Rk} предельный момент, определенный по характеристическим показателям материалов

M_{cr} предельный момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии работы на промежуточной опоре

Если выполняются условия для применения модели U-образной рамы, а также:

- пролет балки является неразрезным на одной либо двух опорах;
- стальное сечение является прокатным либо сварным двутавром;
- сечение постоянно по длине рассматриваемого пролета;
- не выдвигается специальных требований по раскреплению от кручения либо изгиба нижнего стального пояса в его плоскости;
- если отдельно не учитывается влияние работы в составе U-образной рамы на несущую способность сдвигового соединения, продольный шаг анкерных упоров или их рядов следует ограничить неравенством:

$$\frac{s}{b} \leq \frac{0,4 \cdot f_u \cdot d^2 (1 - \chi_{LT} \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2)}{k_S \cdot \chi_{LT} \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}$$

где:

d диаметр стад-болтов

f_u временное сопротивление стали стад-болта

k_S погонная жесткость упруго-крутильной связи

- продольный шаг анкерных упоров, отличных от стад-болтов, должен обеспечивать несущую способность на изгиб из плоскости не менее, чем при использовании стад-болтов.

При выполнении перечисленных условий предельный момент M_{cr} потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии работы на промежуточной опоре допускается определять по формуле:

$$M_{cr} = \frac{k_C \cdot C_4}{L} \cdot \sqrt{\left(G \cdot I_{at} + \frac{k_S \cdot L^2}{\pi^2} \right) \cdot E_a \cdot I_{afz}}$$

где:

L длина балки между точками раскрепления нижнего пояса стального сечения из плоскости

6.4.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В.1.2 (1), (2) и (3)
ENV 1994-1-1

В.1.2 (6)
ENV 1994-1-1

В.1.2 (7)
ENV 1994-1-1

В.1.2 (4)
ENV 1994-1-1

C_4 характеристика распределения изгибающих моментов на длине L согласно Таблицам 5.10, 5.11 и 5.12. Если опорные моменты не равны, то C_4 определяют для опоры с большим отрицательным моментом. Значение изгибающего момента M_0 в Таблицах 5.10 и 5.12 соответствует середине отдельно взятого пролета длиной L .

E_a и G модуль упругости и модуль сдвига стали

$I_{a,t}$ момент инерции стального сечения при свободном кручении

I_{afz} момент инерции нижнего пояса балки из плоскости изгиба

Таблица 5.10. Значения коэффициента C_4 для пролетов с поперечными нагрузками

Условия загрузки и опирания	Эпюра изгибающих моментов	C_4								
		$\Psi=0,50$	$\Psi=0,75$	$\Psi=1,00$	$\Psi=1,25$	$\Psi=1,50$	$\Psi=1,75$	$\Psi=2,00$	$\Psi=2,25$	$\Psi=2,50$
		41,5	30,2	24,5	21,1	19,0	17,5	16,5	15,7	15,2
		33,9	22,7	17,3	14,1	13,0	12,0	11,4	10,9	10,6
		28,2	18,0	13,7	11,7	10,6	10,0	9,5	9,1	8,9
		21,9	13,9	11,0	9,6	8,8	8,3	8,0	7,8	7,6
		28,4	21,8	18,6	16,7	15,6	14,8	14,2	13,8	13,5
		12,7	9,8	8,6	8,0	7,7	7,4	7,2	7,1	7,0

Таблица В.1
ENV 1994-1-1

Таблица 5.11. Значения коэффициента C_4 для пролетов с опорными моментами

Условия загрузки и опирания	Эпюра изгибающих моментов	C_4				
		$\Psi=0,00$	$\Psi=0,25$	$\Psi=0,50$	$\Psi=0,75$	$\Psi=1,00$
		11,1	9,5	8,2	7,1	6,2
		11,1	12,8	14,6	16,3	18,1

Таблица В.2
ENV 1994-1-1

Таблица 5.12. Значения коэффициента C_4 для крайних опор пролетов с консольным свесом

Условия загрузки и опирания	Эпюра изгибающих моментов	L_e/L	C_4			
			$\Psi=0,00$	$\Psi=0,50$	$\Psi=0,75$	$\Psi=1,00$
		0,25	47,6	33,8	26,6	22,1
		0,50	12,5	11,0	10,2	9,3
		0,75	9,2	8,8	8,6	8,4
		1,00	7,9	7,8	7,7	7,6

Таблица В.3
ENV 1994-1-1

Погонная вращательная жесткость k_S упругой связи в уровне верхней полки, которой моделируется ограничение кручения плитой в составе U-образной рамы, как показано на Рисунке 5.38, может быть определена выражением:

$$k_S = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}$$

где:

k_1 изгибная жесткость бетонной или сталежелезобетонной плиты с трещинами в направлении поперек стальной балки, которую можно принять равной:

$$k_1 = \frac{\alpha \cdot (EI)_2}{a}$$

$\alpha = 2$ для крайних балок с консольным свесом плиты или без него

$\alpha = 3$ для промежуточных балок

$\alpha = 4$ при четырех и более однотипных промежуточных балках

a расстояние между смежными балками

$(EI)_2$ изгибная жесткость на единицу ширины бетонной или сталежелезобетонной плиты с трещинами, принимаемая равной наименьшему из значений жесткостей в середине пролета при положительном моменте и равной значению на опоре при отрицательном моменте

k_2 изгибная жесткость стальной стенки балки без обетонирования стенки:

$$k_2 = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4 \cdot (1 - \nu_a^2) \cdot h_s}$$

ν_a коэффициент Пуассона для стали

h_s расстояние между осями полок стального профиля, как показано на Рисунке 5.38

t_w толщина стенки стального профиля, как показано на Рисунке 5.38

Для стальной балки с обетонированием стенки, когда бетон механически связан с профилем согласно конструктивным требованиям Раздела 4.5, при определении изгибной жесткости k_2 влияние бетона заполнения может быть учтено по следующей формуле:

$$k_2 = \frac{E_a \cdot t_w \cdot b_c^2}{16 \cdot h_s \cdot (1 + 4 \cdot n \cdot t_w / b_c)}$$

где:

n коэффициент приведения при длительных воздействиях

b_c ширина бетона замоноличивания согласно иллюстрациям Таблицы 4.8

Для стальных профилей с двумя осями симметрии коэффициент k_C определяется по формуле:

6.4.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.4.2 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

B.1.3
ENV 1994-1-1

$$k_c = \frac{h_s \cdot I_y / I_{a,y}}{\frac{h_s^2 / 4 + i_x^2}{e} + h_s}$$

где:

$$e = \frac{A \cdot I_{ay}}{A_a \cdot z_c \cdot (A - A_a)}$$

A площадь эквивалентного сталежелезобетонного сечения приведенного к стали без учета растянутого бетона

A_a площадь стального профиля

z_c расстояние между центром тяжести стального профиля и серединой плиты

I_y момент инерции относительно оси большей жесткости сечения, соответствующего площади A

$$i_x^2 = \frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a}$$

I_{ay} и I_{az} моменты инерции стального сечения относительно его центальных осей

Для неравнополочных стальных сечений коэффициент k_c может быть определен по формуле:

$$k_c = \frac{h_s \cdot I_y / I_{a,y}}{\frac{(z_f - z_s)^2 + i_x^2}{e} + 2 \cdot (z_f - z_j)}$$

где:

$$z_f = h_s \cdot \frac{I_{afz}}{I_{az}}$$

$$z_j = z_s - \int_{A_a} \frac{z \cdot (y^2 + z^2) \cdot dA}{2 \cdot I_{ay}}$$

и может приниматься по выражению $z_j = 0,4 \cdot h_s \cdot (2 \cdot I_{afz} / I_{az} - 1)$ при условии, что $I_{afz} > 0,5 \cdot I_{az}$

z_s расстояние от центра тяжести стального сечения до его центра изгиба, принимаемое положительным, когда центр изгиба и сжатая полка находятся по одну сторону от центра тяжести

Введение в выражение M_{cr} в запас надежности ряда соотношений и подстановок для необетонированных сечений Классов 1 или 2 с двумя осями симметрии позволяет получить упрощенное выражение условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$, которое имеет вид:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 5.0 \cdot \left[1 + \frac{t_w \cdot h_s}{4 \cdot b_f \cdot t_f} \right] \cdot \left[\left(\frac{f_y}{E_a \cdot C_4} \right)^2 \cdot \left(\frac{h_s}{t_w} \right)^3 \cdot \left(\frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{1/4}$$

В.1.4
ENV 1994-1-1

В.1.1
ENV 1994-1-1

5.2.2.5 Несущая способность стенки балки при действии локальных поперечных нагрузок

При действии локальных поперечных нагрузок на стальную полку сталежелезобетонной балки, не соединенную с плитой, и соответствующий участок стенки применимы правила расчета согласно Разделу 6, ДСТУ-Н Б EN1993-1-5 при независимом действии и согласно Разделу 7.2 - при совместном действии с изгибающим моментом и осевым усилием. Более подробная информация приводится в публикации М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

6.5.1 (1) и (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

На внутренней опоре в зданиях балки, рассчитанной, исходя из Класса 2 сечений с эффективной стенкой, следует устанавливать поперечные ребра жесткости, если расчетом не подтверждено, что неподкрепленная стенка имеет достаточное сопротивление выпучиванию и местную устойчивость.

6.5.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для исключения потери сжатым поясом устойчивости в направлении стенки с ее искривлением, должно выполняться следующее условие:

8 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

где:

A_w площадь поперечного сечения стенки

A_{fc} эффективная площадь поперечного сечения сжатого пояса

h_w высота стенки

t_w толщина стенки

$k = 0,3$ при работе в пластической стадии

$k = 0,4$ при работе в упруго-пластической стадии

$k = 0,55$ при работе в упругой стадии

Для сталежелезобетонных балок A_{fc} принимается по меньшему из значений площади полки, не соединенной с плитой, и площади сталежелезобетонной полки, приведенной к стали с использованием коэффициента приведения при действии кратковременной нагрузки.

6.5.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.2.2.6 Анкерные упоры

Для передачи продольного сдвигающего усилия между бетоном и стальным элементом следует предусматривать сдвиговое соединение и поперечное армирование без учета сцепления и трения между ними.

6.6.1.1 (2)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Сдвиговые соединения рассчитываются на этапе эксплуатации, когда включаются в работу, как это проиллюстрировано на Рисунке 5.39.

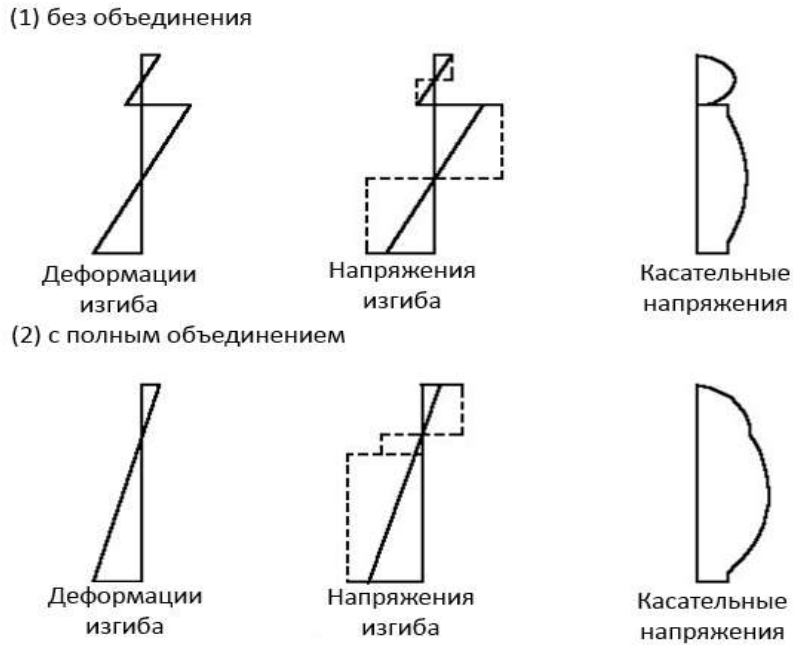


Рисунок 5.39. Деформации, нормальные и касательные напряжения на примере балки

Для предотвращения отрыва плиты соединительные элементы следует рассчитывать на восприятие номинального предельного растягивающего усилия, действующего перпендикулярно плоскости стального пояса и равного по меньшей мере 0,1 значения предельной несущей способности упора на сдвиг. При необходимости соединительные элементы могут дополнительно анкериться.

6.6.1.1 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Анкерные упоры разделяются на гибкие и жесткие, различие в характере работы которых показано на Рисунке 5.40.

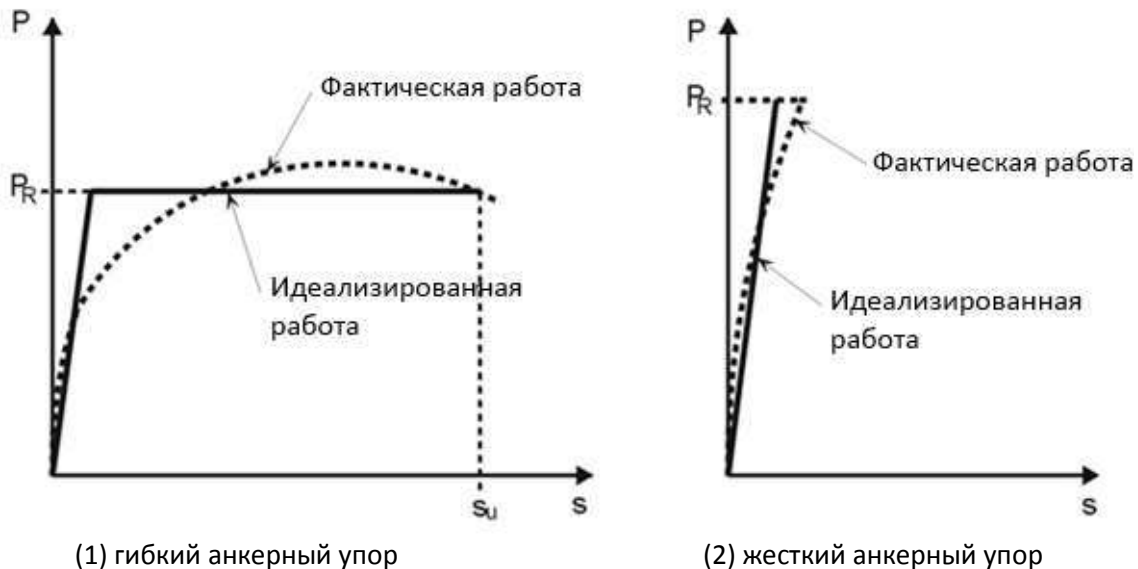


Рисунок 5.40. Фактическая и идеализированная работа анкерных упоров

Стад-болты

Расчетную несущую способность на сдвиг одного стад-болта, привариваемого автоматической сваркой согласно ДСТУ ISO 14555, в плите сплошного сечения следует определять по меньшему из значений:

6.6.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

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

или

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

где:

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

$$\alpha = 1,0 \text{ для } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$\gamma_V = 1,25$ частный коэффициент надежности для стад-болтов

d заданный диаметр стержня стад-болта $16\text{мм} \leq d \leq 25\text{мм}$

f_u временное сопротивление стали упора на растяжение

f_{ck} характеристическое значение цилиндрической прочности бетона на сжатие в рассматриваемом возрасте плотностью не менее 1750кг/м^3

h_{sc} общая номинальная высота стад-болта

Если на стад-болты воздействует непосредственный отрыв, то им можно пренебречь при условии, что усилие на один стад болт F_{ten} удовлетворяет условию $F_{ten} \leq 0,1 \cdot P_{Rd}$. Значения $F_{ten} > 0,1 \cdot P_{Rd}$ выходят за область применения ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 и данной публикации, требуют специального расчета и не характерны для типовых случаев перекрытий зданий.

6.6.3.2 (1), (2) и (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если стад-болты располагаются в вутах монолитных плит по профилированным настилам с гофрами параллельным балке, то расчетную несущую способность стад-болта на сдвиг следует определять понижением значения для сплошных плит через умножение на коэффициент k_l , равный:

6.6.4.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

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

где:

b_0 ширина вута, принимаемая в зависимости от типа настила и его укладки на опоре согласно Рисунку 5.28

6.6.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

h_p высота вута, принимаемая равной общей высоте профилированного настила без учета выштамповок, как показано на Рисунке 5.28

h_{sc} общая высота стад-болта, как показано на Рисунке 5.28

Если стад-болты располагаются в гофрах монолитных плит по профилированным настилам перпендикулярным балке, то расчетную несущую способность стад-болта на сдвиг следует определять понижением значения для сплошных плит через умножение на коэффициент k_t , равный:

6.6.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

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

где:

n_r количество стад-болтов в одном гофре на его пересечении с балкой, но не более двух

Ширина вута b_0 , высота вута h_p и общая высота стад-болта h_{sc} принимаются согласно обозначениям на Рисунке 5.41

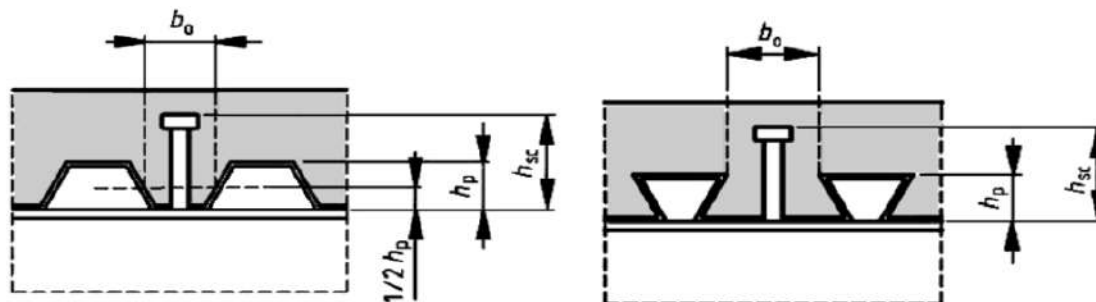


Рисунок 5.41. Балки с поперечной раскладкой профилированного настила

Коэффициента k_t не должен приниматься более значений $k_{t,max}$ в Таблице 5.13.

Таблица 5.13. Верхние пределы $k_{t,max}$ для понижающего коэффициента k_t

Количество упоров одном гофре	Толщина t профилированного настила, мм	Стад-болты диаметром стержня не более 20 мм, привариваемые сквозь профнастил	Стад-болты диаметром стержня 19 мм или 22 мм, установленные через отверстия в настиле
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,85	0,6
	$> 1,0$	0,8	0,6

Коэффициенты k_t имеют ограниченную область применения, что сильно отражается в традиционных конструкциях сталежелезобетонных перекрытий с опиранием плиты сверху. Значения k_t могут применяться при выполнении следующих условий:

- стад-болты расположены в гофрах высотой h_p не более 85мм и $b_0 \geq h_p$
- при приварке сквозь настил используются стад-болты диаметром стержня не более 20мм;
- при установке через отверстия в настиле используются стад-болты диаметром стержня не более 22мм;

Если анкерные упоры одновременно обеспечивают передачу усилий продольного сдвига и в составе балки, и в составе плиты, комбинация усилий, действующая на стад-болт, должна удовлетворять условию:

$$\frac{F_l^2}{P_{l,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1,0$$

Рисунок 6.13
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.4.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.4.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

где:

F_l расчетное продольное усилие в результате совместной работы в составе балки

F_t расчетное поперечное усилие в результате совместной работы в составе плиты

$P_{l,Rd}$ и $P_{t,Rd}$ несущая способность стад-болта в соответствующих направлениях

Анкерные упоры Hilti X-HVB

Физико-механические параметры работы рассматриваемых упоров приводятся согласно данным и методике производителя.

Предельные сдвигающие усилия на анкеры X-HVB 80 и все остальные их типы принимаются равными соответственно $R_{d,ss} = 16\text{кН}$ и $R_{d,ss} = 22\text{кН}$ согласно Еврокоду 4, с учетом их упругой работы.

Допустимое усилие сдвига, приходящееся на упор, определяется по формуле:

$$P_{Rd} = R_{d,ss} \cdot k_t$$

где K_t - коэффициент запаса, принимаемый от 0,5 до 1,0.

При расположении упоров в трапецевидных гофрах настила поперек балок понижающий коэффициент принимается по аналогии со стад-болтами:

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

где:

$n_r = 1$, если в каждом гофре установлено по одному анкерному упору

$n_r = 2$, если в каждом гофре установлено 2 или 3 анкерных упора

геометрические параметры b_0 , h_p и h_{sc} принимаются аналогично стад-болтам, как показано на Рисунке 5.42.

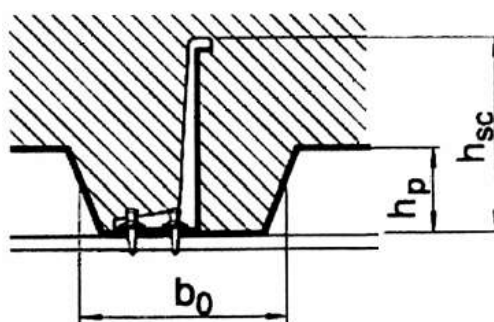


Рисунок 5.42. Расположение анкерного упора вдоль оси балки

При расположении анкерного упора в гофрах настила параллельных балке, которые образуют вут, выражение для расчета несущей способности упора принимает вид:

$$P_{Rd} = R_{d,ss} \cdot k_p$$

Формула вводит понижающий коэффициент k_p аналогичный стад-болтам:

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

Значение k_p ограничивается диапазоном $0,5 \leq k_p \leq 1,0$ и принимается равным $k_p=1,0$ при $b_0/h_p \geq 18$.

Гибкие упоры в виде прокатных швеллеров без подкрепляющих ребер

Для гибких упоров в виде прокатных швеллеров без подкрепляющих ребер, как показано на Рисунке 5.43, несущая способность по справочным методикам канадских норм (CAN/CSA-S16-2001) может определяться согласно выражению, которое в обозначениях Еврокода 4 принимает вид:

$$P_{Rd} = 36,5 \cdot \phi_{sc} \cdot (t_f + 0,5 \cdot t_w) \cdot L_c \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

где:

ϕ_{sc} коэффициент несущей способности сдвигового соединения, принимаемый 0,8

t_f толщина пояса швеллера в мм

t_w толщина стенки швеллера в мм

L_c длина швеллера в мм

f_{cd} прочность бетона на сжатие в МПа



Рисунок 5.43. Примеры гибких упоров в виде прокатных швеллеров без подкрепляющих ребер

В рекомендациях Американского Института Стального Строительства (AISC) аналогичная формула имеет вид:

$$P_{Rd} = 0,3 \cdot (t_f + 0,5 \cdot t_w) \cdot L_c \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot E_{cm}}$$

где:

t_f толщина пояса швеллера в дюймах

t_w толщина стенки в дюймах

L_c длина швеллера в дюймах

f_{cd} прочность бетона на сжатие в ksi (килофунт на м² 1МПа=0.145ksi)

E_{cm} модуль упругости бетона в ksi

Согласно СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» используется формула:

$$P_{Rd} = 0,55 \cdot (t_{fr} + 0,5 \cdot t_w) \cdot L_c \cdot \sqrt{10 \cdot f_{cd}}$$

где:

t_{fr} сумма радиуса закругления и наибольшей толщины полки прокатного профиля, см

t_w толщина стенки прокатного профиля, см

L_c ширина площади смятия бетона упором, см

f_{cd} прочность бетона на сжатие в МПа

Как видно по форме записи формул, они имеют близкий физический смысл, но отличаются используемыми единицами измерения (метрическая и английская системы измерения, сантиметры и миллиметры и т. д.).

Данные формулы не зависят от высоты швеллера и применимы к невысоким профилям упоров. Например, формулы в канадских и американских нормах основаны преимущественно на результатах испытаний анкеров высотой 102мм и длиной 152мм, а также небольших сериях испытаний профилей высотой 76 и 127мм.

Угловые упоры с арматурным анкером в сплошных плитах

Расчетная несущая способность углового упора, приваренного к стальной балке, как показано на Рисунке 5.44 может быть определена по формуле:

$$P_{Rd} = \frac{10 \cdot b \cdot h^{3/4} \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_V}$$

где:

b длина уголка в мм, как показано на Рисунке 5.44

h высота выступающей полки уголка в мм, как показано на Рисунке 5.44

Частный коэффициент надежности γ_V может быть принят 1,25 при расчете по предельным состояниям несущей способности.

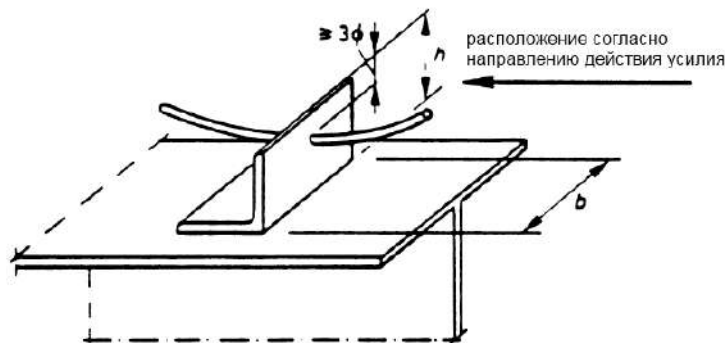


Рисунок 5.44. Угловой упор с арматурным анкером

Приложение Я
СП 35.13330.2010

6.3.7
ENV 1994-1-1

Рисунок 6.8
ENV 1994-1-1

Сварное соединение, крепящее уголок к балке, должно быть рассчитано согласно Еврокоду 3 на усилие сдвига $1.2 \cdot P_{Rd}$, приложенное с эксцентриситетом $h/4$.

Арматурный анкер, предотвращающий отрыв, должен удовлетворять требованию:

$$\frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s} \geq 0.1 \cdot P_{Rd}$$

где A_s – это площадь сечения арматурного стержня.

Высота выступающей полки соединительного элемента из уголка не должна превышать 150мм и 10 ее толщин.

Длина соединительных элементов из уголка не должна превышать 300мм, если несущая способность не подтверждена результатами испытаний.

Наклонные и петлевые анкеры в сплошных плитах

Наклонные анкеры и петли применяются преимущественно для предотвращения отрыва плит от стальных балок, но также могут воспринимать сдвиговые усилия. Примеры таких соединительных элементов показаны на Рисунке 5.45.

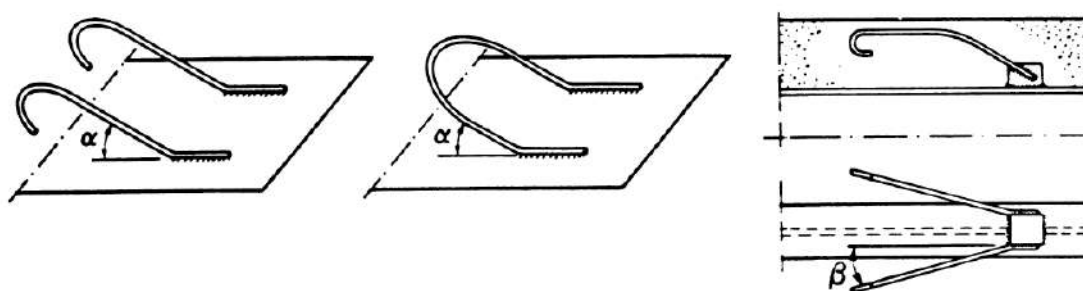


Рисунок 5.45. Примеры анкеров с загибами и петлями

Расчетная несущая на продольный сдвиг каждого наклонного анкера или одной ветви петлевого анкера согласно ENV 1994-1-1 определяется по выражению:

$$P_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{1 + \sin^2 \alpha}} \cdot \cos \beta$$

где:

A_s – площадь поперечного сечения анкера или петли

α – угол между стержнем анкера либо петель и плоскостью полки балки, к которой они приварены, как показано на Рисунке 5.45

β – угол между горизонтальной проекцией анкера и направлением действия усилия сдвига, как показано на Рисунке 5.45 для анкеров, расходящихся в стороны

f_{yd} – расчетное сопротивление материала стержня, которое принимается равным f_y/γ_{M0} или f_{sk}/γ_s в зависимости от типа проката, используемого для анкера

γ_{M0} и γ_s – частные коэффициенты надежности для конструкционной стали и арматуры соответственно согласно Разделу 2 данной публикации.

6.4.6
ENV 1994-1-1

Рисунок 6.6
ENV 1994-1-1

6.3.5
ENV 1994-1-1

Альтернативная методика в СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» ограничивает усилие, приходящееся на один наклонный анкер из арматурной стали круглого сечения (гладкого или периодического профиля) или одну ветвь петлевого анкера, двумя условиями, которые в приведении к обозначениям Еврокода 4 имеют вид:

$$0,1 \cdot A_s \cdot m \cdot f_{yd} \cdot \cos\alpha \cdot \cos\beta + d_s^2 \cdot \sqrt{10 \cdot f_{cd}}$$

$$P_{Rd} = 0,1 \cdot A_s \cdot m \cdot f_{yd} \cdot (\cos\alpha \cdot \cos\beta + 0,8 \cdot \sin\alpha)$$

где:

m коэффициент условий работы конструкции, который для общего случая может быть принят равным 0,9

d_s диаметр стержня наклонного анкера или петли

Жесткие упоры с гибкими наклонными либо петлевыми анкерами в сплошных плитах

Жесткие упоры не входят в сферу применения ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1. Они могут использоваться в отдельных случаях с подтверждением натурными испытаниями. Примеры жестких упоров с гибкими наклонными и петлевыми анкерами показаны на Рисунке 5.46.

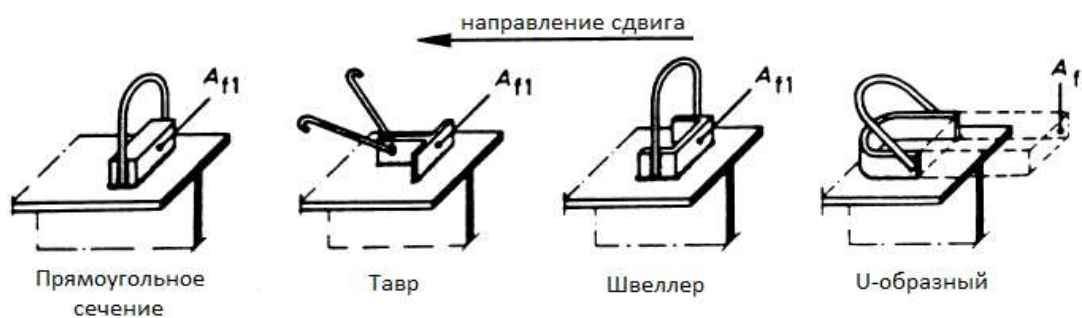


Рисунок 5.46. Примеры жестких упоров с наклонными и петлевыми анкерами

Упор может считаться жестким, если его торцевая поверхность не заострена и уместно предположить, что при разрушении напряжения по ней распределяются равномерно.

Несущая способность на сдвиг жесткого компонента подобного соединительного элемента определяется выражением:

$$P_{Rd} = \eta \cdot A_{f1} \cdot f_{cd}$$

где:

A_{f1} площадь лобовой поверхности соединительного элемента, как показано на Рисунке 5.47

$\eta = \sqrt{\frac{A_{f2}}{A_{f1}}}$, но не более 2,5 для тяжелых бетонов и 2,0 – для бетонов с легкими заполнителями

A_{f2} площадь проекции поверхности соединительного элемента с уклоном 1:5 в пределах бетона на поверхность смежного соединительного элемента, как показано на Рисунке 5.47.

Рисунок 6.4
ENV 1994-1-1

6.3.4
ENV 1994-1-1

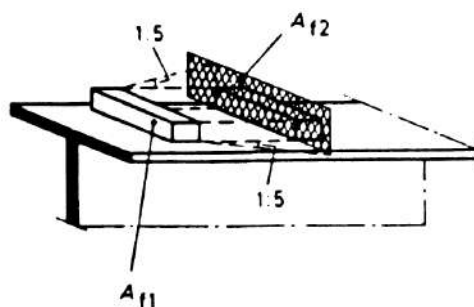


Рисунок 5.47. Определение расчетных площадей для жесткого компонента соединительного элемента

При использовании комбинации жесткого упора с петлями либо наклонными анкерами суммарную несущую способность можно упрощенно определить по выражениям:

$$P_{Rd,comb} = P_{Rd,block} + 0,5 \cdot P_{Rd,an} - \text{для наклонных анкеров}$$

$$P_{Rd,comb} = P_{Rd,block} + 0,5 \cdot P_{Rd,hoop} - \text{для петель}$$

где:

$P_{Rd,block}$ несущая способность на сдвиг жесткого элемента

$P_{Rd,an}$ несущая способность на сдвиг наклонного анкера

$P_{Rd,hoop}$ несущая способность на сдвиг петли

Сварные швы, крепящие жесткие элементы с петлями либо наклонными анкерами к балке, должны быть рассчитаны на сумму усилий $1,2 \cdot P_{Rd,block}$ и P_{Rd} для каждого анкера или петли.

Расчет сварных швов, крепящих жесткий упор, должен учитывать номинальный эксцентриситет приложения усилия.

Не допускается использовать жесткие упоры без анкеров способных воспринять усилие не менее $0,1 \cdot P_{Rd}$.

Высота жесткого элемента прямоугольного сечения согласно Рисунку 5.46 не должна превышать его толщину более, чем в 4 раза.

Тавровый жесткий элемент согласно Рисунку 5.46 должен изготавливаться из фасонного проката и иметь соотношение ширины к толщине полки не более 10. Высота таврового упора не должна быть более 150мм и 10 толщин его полки.

Жесткий элемент из швеллера согласно Рисунку 5.46 должен изготавливаться из фасонного проката и иметь соотношение высоты к толщине стенки не более 25. Высота швеллера не должна превышать 150мм и 15 толщин его стенки.

Высота U-образного жесткого элемента согласно Рисунку 5.46 не должна превышать 150мм и 20 толщин его профиля.

Длина анкеровки и защитный слой петель и наклонных анкеров должны соответствовать требованиям ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Допускается считать, что петля имеет достаточную анкеровку при выполнении следующих требований: $r \geq 7.5d$, $l \geq 4r$ и защитный слой более $3d$, где обозначения соответствуют Рисунку 5.48.

Рисунок 6.5
ENV 1994-1-1

6.3.6
ENV 1994-1-1

6.4.4
ENV 1994-1-1

6.4.5
ENV 1994-1-1

Петли и наклонные анкеры должны ориентироваться в направлении сдвига. В местах с возможным изменением направления усилий продольного сдвига наклонные анкеры и петли должны предусматриваться в обоих направлениях.

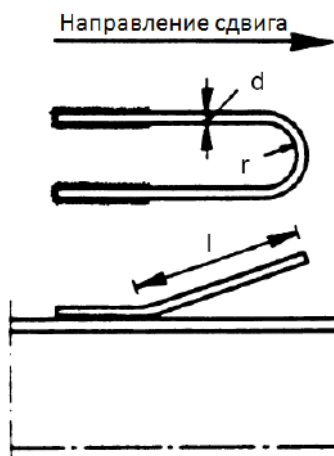


Рисунок 5.48. К конструированию петлевых анкеров

Рисунок 6.10
ENV 1994-1-1

5.2.2.7 Расчет на продольный сдвиг

Расчетное сечение

Следует предотвращать разрушение при продольном сдвиге и раскалывание бетонной плиты от действия сосредоточенных сил, передаваемых анкерными упорами.

Для расчета используется ферменная модель передачи усилий, которая состоит из условных сжатых бетонных раскосов и растянутой поперечной арматуры, как показано на Рисунке 5.49.

6.6.1.1 (10)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

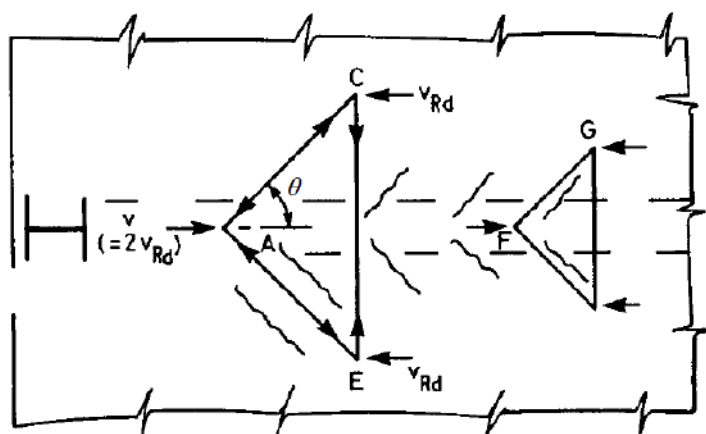


Рисунок 5.49.

Ферменная модель передачи усилий продольного сдвига от анкерных упоров на плиту (вид в плане)

Чтобы исключить сдвиг в продольном направлении, расчетные касательные напряжения v_{Ed} в плите по любой потенциальной поверхности разрушения не должны превышать соответствующую несущую способность.

6.6.6.1 (2)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рассматриваемые поверхности и соответствующее поперечное армирование для наиболее распространенных типов сплошных плит и плит по профилированным настилам в составе сталежелезобетонных балок показаны соответственно на Рисунках 5.50 и 5.51.

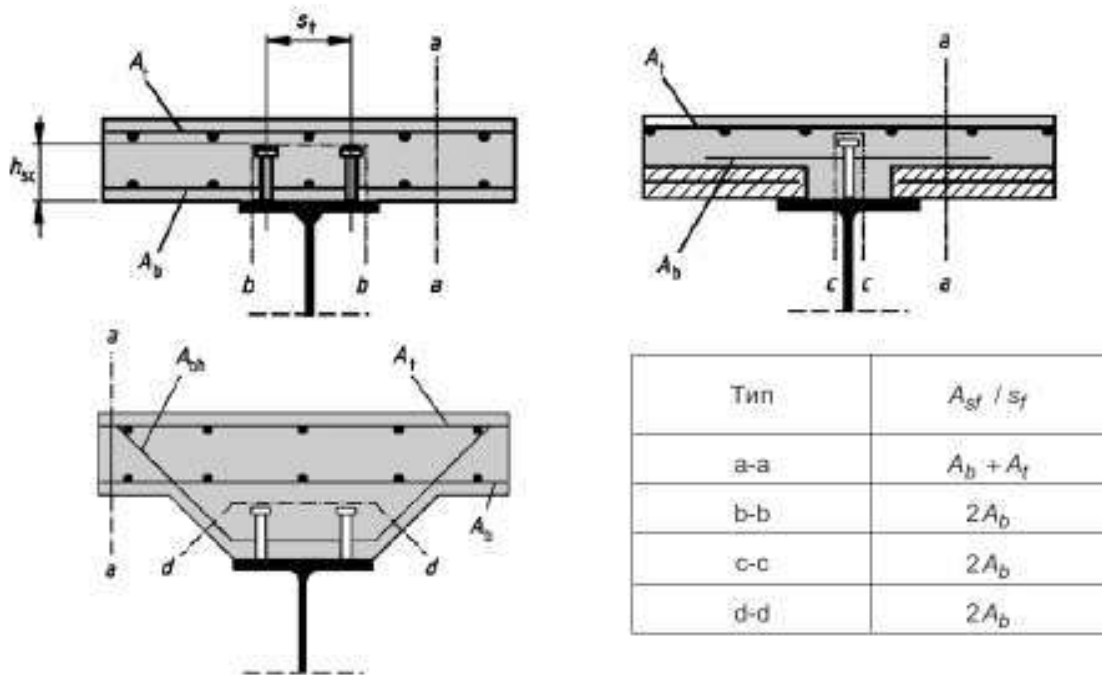


Рисунок 5.50. Типовые потенциальные поверхности разрушения при продольном сдвиге в сплошных плитах с вутами либо без них

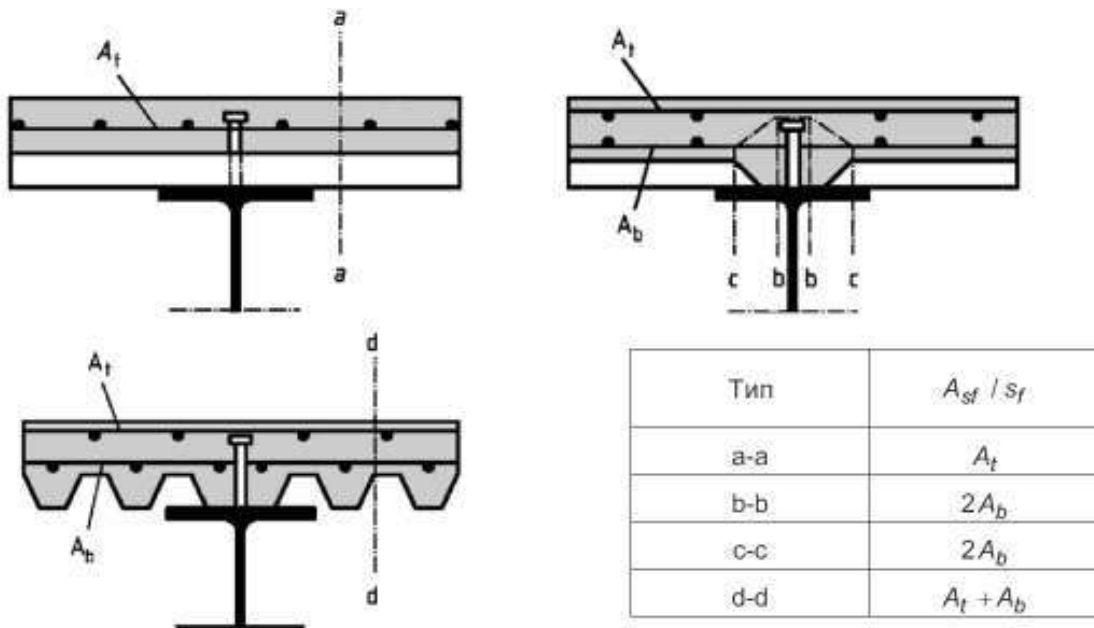


Рисунок 5.51. Типовые потенциальные поверхности разрушения при продольном сдвиге в монолитных плитах по профилированным настилам

Если используется стальной профилированный настил и поверхность потенциального разрушения пересекает толщину плиты (например, поверхность сдвига a-a на Рисунке 5.51), то расчетную высоту h_f принимают равной толщине бетона над гофрами профнастила.

Для поверхности сдвига типа c-c на Рисунке 5.51 высоту профнастила не следует включать в h_f , если возможность включения не подтверждена результатами испытаний.

Рисунок 6.15
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 6.16
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.6.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.6.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если используется плита по стальному профилированному настилу с укладкой гофрами поперек балки и используются стад-болты, расчетная несущая способность которых определена с учетом понижающего коэффициента k_t согласно п. 6.6.4.2 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 и Разделу 5.2.2.6 данной публикации, то поверхности сдвига типа b-b на Рисунке 5.51 рассматривать не требуется.

6.6.6.4 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Длину поверхности сдвига типа b-b согласно Рисунку 5.50 следует принимать равной $2h_{sc}$ плюс диаметр головки стад-болта – при однорядном или двухрядном шахматном расположении стад-болтов или равной $(2h_{sc} + s_t)$ плюс диаметр головки стад-болта – при расположении стад-болтов в два ряда, где h_{sc} – высота стад-болта после приварки, а s_t – шаг между осями стад-болтов в поперечном направлении, как показано на Рисунке 5.50.

6.6.6.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Длину h_f подобных поверхностей потенциального разрушения можно повысить путем увеличения высоты стад-болта в плите.

Для балок с плитами по профилированным настилам, уложенным гофрами вдоль балок, критической может быть более короткая поверхность сдвига с-с, показанная на Рисунке 5.51, а для сплошных плит с вутами – поверхность d-d на Рисунке 5.50. В данных случаях важно соответствие фактической геометрии вута, раскладки и геометрии настила.

При использовании сборных железобетонных элементов (например, филигранных плит) в сочетании с монолитным бетоном несущую способность на продольный сдвиг следует дополнительно проверять согласно Разделу 6.2.5 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, что подробно данным пособием не рассмотрено.

Определение касательных напряжений от усилий продольного сдвига

Для каждой рассматриваемой поверхности потенциального разрушения расчетные касательные напряжения v_{Ed} должны определяться по расчетному усилию продольного сдвига на единицу длины балки с учетом количества и длины поверхностей сдвига.

6.6.6.1 (2)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 касательные напряжения v_{Ed} от продольного сдвига с одной стороны в месте примыкания полки к балке определяются через изменение номинального продольного усилия в части полки, которая рассматривается, согласно выражению:

6.2.4 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

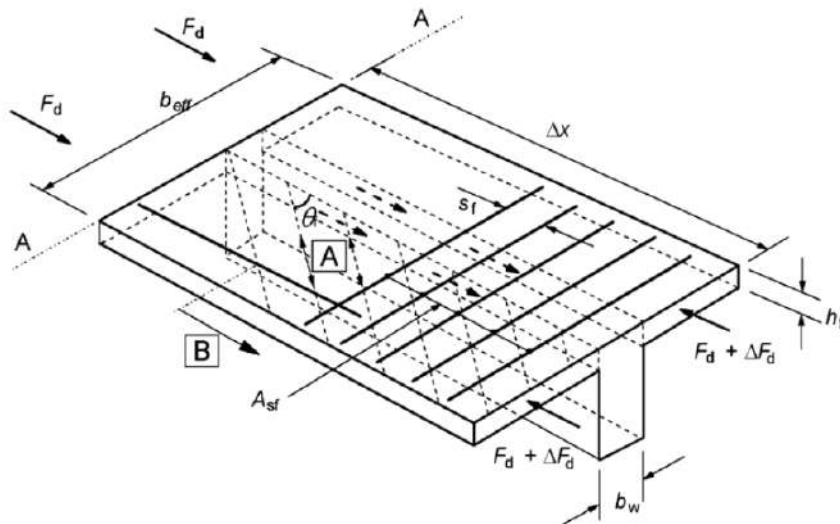
$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x}$$

где:

h_f – толщина полки в месте соединения, как показано на Рисунке 5.52, которая согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для сталежелезобетонных конструкций заменяется понятием длины расчетной поверхности сдвига

Δx – рассматриваемая длина, как показано на Рисунке 5.52

ΔF_d – изменение номинального усилия в полке на длине Δx , как показано на Рисунке 5.52



А – условный сжатый подкос; В – продольный стержень, анкеровка которого заводится за эту проекцию точки

Рисунок 5.52. К определению касательных напряжений от продольного сдвига

Учитывая специфику сталежелезобетонных конструкций, h_f определяется конфигурацией поверхности потенциального разрушения, а общее значение усилия продольного сдвига по контакту бетона и стали на метр балки равно сумме усилий, которые передают анкерные упоры на рассматриваемом участке. Упрощенно оно может приниматься равным сумме несущих способностей анкерных упоров на соответствующей единице длины и должно совмещаться с расчетом самих соединительных элементов.

Также необходимо обратить внимание, что на Рисунке 5.52 ΔF_d соответствует отдельно каждой примыкающей стороне плиты. Сдвиговое усилие необязательно распределяется поровну между двумя сторонами. При несимметричной бетонной полке, характерной для крайних балок в торцах перекрытия либо в местах проемов, усилия продольного сдвига с каждой стороны будут распределяться пропорционально площади, отсекаемой поверхностью потенциального разрушения, что может быть особенно важно в случаях, где критическим для расчета на продольный сдвиг является прочность бетона.

С учетом перечисленных особенностей формула касательного напряжения для сталежелезобетонных балок может быть переписана в следующем виде:

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{h_f \cdot \Delta x} \cdot \frac{A_{c1,eff}}{A_{c,eff}}$$

где:

$V_{L,Ed}$ расчетное усилие, передаваемое сдвиговым соединением на рассматриваемой длине балки, как показано на Рисунке 5.53

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

$A_{c1,eff}$ часть площади расчетного (эффективного) сечения бетонной полки, отсекаемая поверхностью сдвига, как показано на Рисунке 5.53

$A_{c,eff}$ площадь расчетного (эффективного) сечения бетонной полки

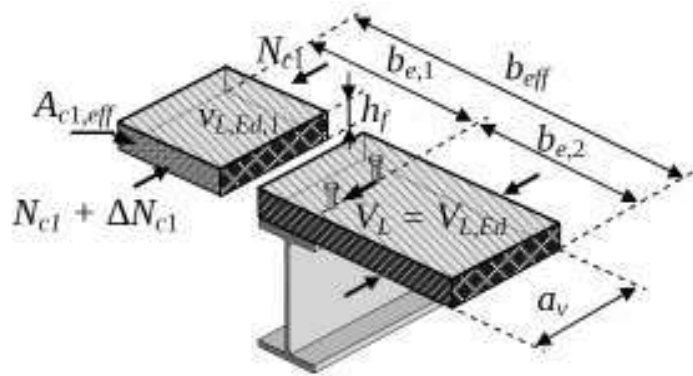


Рисунок 5.53. К уточненному выражению для определения касательных напряжений от продольного сдвига в сталежелезобетонных балках

Расчет условных сжатых бетонных подкосов

Чтобы предотвратить разрушение условных сжатых подкосов, для полки должно выполняться следующие условие:

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\theta_f$$

где:

v коэффициент снижения прочности бетона с трещинами в условиях сдвига

$$v = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \text{ с } f_{ck} \text{ в МПа}$$

θ_f угол между условным сжатым бетонным подкосом плиты и осью балки (угол потенциального образования трещин), как показано на Рисунках 5.49 и 5.52

Угол θ_f при сжатых полках допускается принимать в пределах от 26.5° до 45° . При этом чем больше угол θ_f , тем выше несущая способность условных бетонных подкосов, но одновременно больше поперечного армирования требуется. Чтобы не завышать расход арматуры и при этом обеспечить необходимую несущую способность рекомендуется решить обратную задачу приравняв:

$$v_{Ed} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\theta_f$$

откуда:

$$v_{Ed} = v \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{2} \sin 2\theta_f$$

$$\sin 2\theta_f = \frac{2 \cdot v_{Ed}}{v \cdot f_{cd}}$$

$$2\theta_f = \arcsin \left(\frac{2 \cdot v_{Ed}}{v \cdot f_{cd}} \right)$$

$$\theta_f = \frac{\arcsin \left(\frac{2 \cdot v_{Ed}}{v \cdot f_{cd}} \right)}{2}$$

Фактически это выражение позволяет определить потенциальный угол образования трещин от усилий продольного сдвига, передаваемых анкерными упорами в сталежелезобетонных балках. Полученное значение необходимо ограничивать

6.2.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

6.2.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

диапазоном от 26.5° до 45° . При углах менее 26.5° дальнейшим расчетом поперечного армирования следует принимать $\theta_f = 26.5^\circ$. Значения $\theta_f > 45^\circ$ будут означать, что прочность условных бетонных подкосов недостаточна и необходимо увеличить расчетное сечение бетонной полки (h_f) либо применить более высокий класс бетона.

Расчет поперечной арматуры

Поперечное армирование на единицу длины A_{sf}/s_f можно определить согласно выражению:

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f}$$

Если плита является сталежелезобетонной по специальному профнастилу с механической либо фрикционной связью и укладкой по неразрезной схеме гофрами поперек стальной балки, то его вклад в поперечное армирование для поверхности сдвига типа а-а согласно Рисунку 5.51 может учитываться следующим уточнением расчетной формулы:

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} + A_{pe} \cdot f_{yp,d} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f}$$

где:

A_{pe} эффективная площадь поперечного сечения профнастила на единицу длины балки, которая для настилов с отверстиями должна приниматься равной площади нетто

$f_{yp,d}$ расчетное значение предела текучести профнастила

Если профнастил, расположенный гофрами поперек балки, укладывается на верхний пояс стальной балки по разрезной схеме, но с сохранением приварки стад-болтов к стальному профилю непосредственно через профнастил, то выражение $A_{pe} \cdot f_{yp,d}$ в формуле выше следует заменить на $P_{pb,Rd}/s$, но не более $A_{pe} \cdot f_{yp,d}$:

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} + \frac{P_{pb,Rd}}{s} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f}, \text{ но } P_{pb,Rd}/s \leq A_{pe} \cdot f_{yp,d}$$

где:

$P_{pb,Rd}$ расчетная несущая способность стад-болта, приваренного сквозь профнастил согласно Разделу 5.2.2.6

s расстояние в продольном направлении между осями стад-болтов, которые эффективно крепят профнастил

Вклад в поперечное армирование профнастилов, расположенных гофрами вдоль балок, не учитывается даже если стад-болты эффективно крепят его сквозной приваркой. Такая ориентация листов означает, что по эффективной ширине полки, скорее всего, будут располагаться боковые перехлесты профнастила, что нарушит непрерывность передачи им усилий. Крепеж в стыке не обеспечивает достаточной несущей способности на продольный сдвиг. Дополнительная несущая способность не учитывается и в том случае, если проект исключает боковые перехлесты в пределах эффективной ширины бетонной полки.

Данные уточнения расчета следует применять аккуратно, потому что они порождают дополнительные неопределенные факторы и риски, которые во многом зависят от качества выполнения работ (раскладки профнастила, приварки анкеров и т. д.).

6.2.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

6.6.6.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.6.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В общем случае сталежелезобетонная плита будет устраиваться по профнастилу и армироваться как минимум конструктивной сеткой из соображений трещиностойкости. Если существующего армирования в месте опирания плиты на балку не достаточно из соображений передачи усилий продольного сдвига, то необходимо выполнять локальное усиление поперечного армирования над балкой. Дополнительное армирование не обязательно укладываться на всю эффективную ширину бетонной полки. Оно может обрываться согласно уменьшению касательных напряжений от максимума в месте опирания на балку до нуля на краю эффективной ширины, но должно иметь достаточную длину для анкерования усилия, действующего в расчетном сечении потенциальной поверхности разрушения. Анкеровка может улучшаться за счет отгибов по концам дополнительной поперечной арматуры.

5.2.3 Сталежелезобетонные колонны

Данный раздел применяют при проектировании сталежелезобетонных колонн и сжатых элементов из стальных профилей, полностью либо частично обетоннированных, включая круглые, квадратные и прямоугольные трубы, заполненные бетоном. Примеры наиболее распространенных типов сечений показаны на Рисунке 5.54.

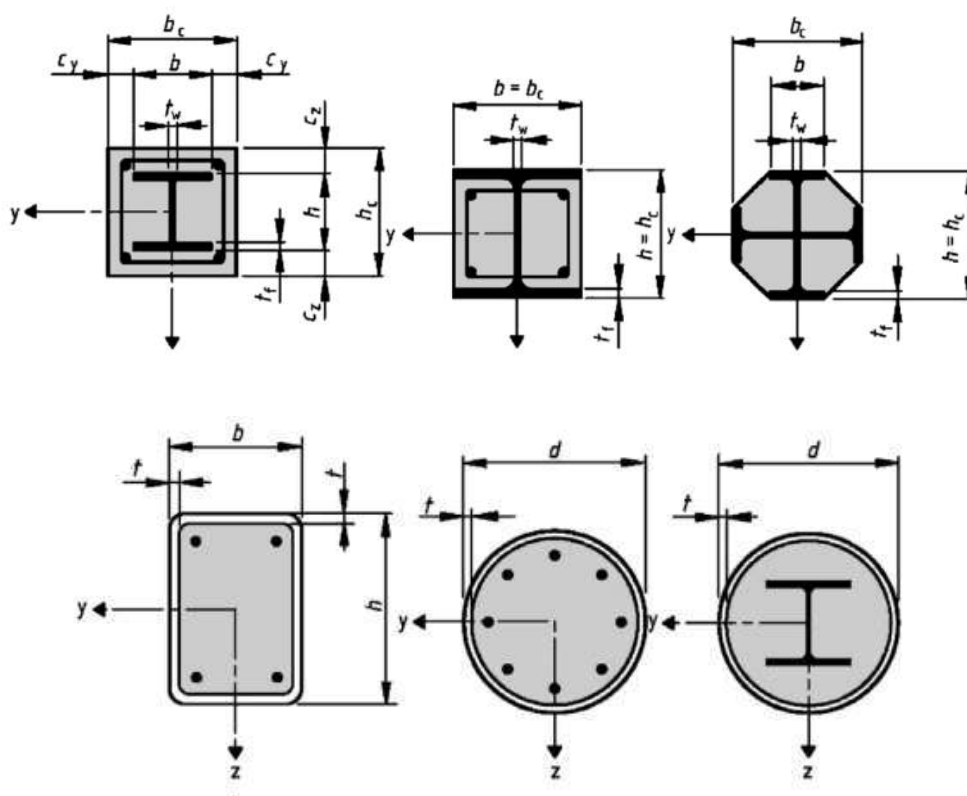


Рисунок 5.54. Наиболее распространенные типы сечений сталежелезобетонных колонн

Рассматриваемые сталежелезобетонные колонны могут быть как отдельными элементами, так и входящими в состав каркасов, где остальные элементы являются сталежелезобетонными либо стальными.

Ниже рассмотрено два метода расчета:

- общий метод, область применения которого включает элементы с несимметричными или переменными по длине колонн поперечными сечениями;
- упрощенный метод для элементов с постоянным по длине и имеющими две оси симметрии поперечными сечениями.

6.7.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 6.17
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

При расчете сталежелезобетонных колонн или сжатых элементов любого поперечного сечения следует проверять:

- несущую способность элемента;
- местную устойчивость;
- передачу усилий в зоне приложения нагрузки;
- несущую способность на сдвиг вне зоны приложения нагрузки.

5.2.3.1 Общий метод расчета

Соответствующий раздел ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 содержит общие принципы проектирования сталежелезобетонных сжатых и сжато-изогнутых элементов, которые описывают расчетные предпосылки универсального метода, применимого для различных по конфигурации конструктивов, например, элементов с переменным либо несимметричным сечением.

Общий метод расчета не содержит конкретного алгоритма, взамен этого описывая ряд эффектов и воздействий, которые должны быть учтены. Введение большого количества факторов указывает на необходимость применения комплексного программного обеспечения для численного решения задачи.

Расчет согласно общему методу должен учитывать:

- геометрические несовершенства во всех неблагоприятных направлениях;
- остаточные напряжения;
- местную потерю устойчивости;
- образование трещин в бетоне с исключением из работы растянутой зоны;
- ползучесть и усадку бетона при условии, что они могут существенно снизить устойчивость конструкции;
- текучесть арматуры и стального профиля.

Внутренние усилия следует определять с помощью нелинейного упруго-пластического расчета, основанного на зависимостях напряжение-деформация либо момент-кривизна, состоящих из линейно-упругой части, за которой следует пластическая работа с упрочнением или без него, как показано на Рисунке 5.55. Для общего метода сохраняется гипотеза плоских сечений и считается, что поперечные сечения остаются плоскими, а совместная работа отдельных компонентов сечения сохраняется вплоть до разрушения. Поскольку в работе сталежелезобетонного сечения участвуют разнородные материалы с различными нелинейными зависимостями, результатом становится сложная нелинейная задача.

Учитывая всю сложность практического применения общего метода расчета без специального программного обеспечения, при проектировании сталежелезобетонных колонн понятно стремление выполнить условия упрощенного метода расчета, рассмотренного далее.

6.7.1 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

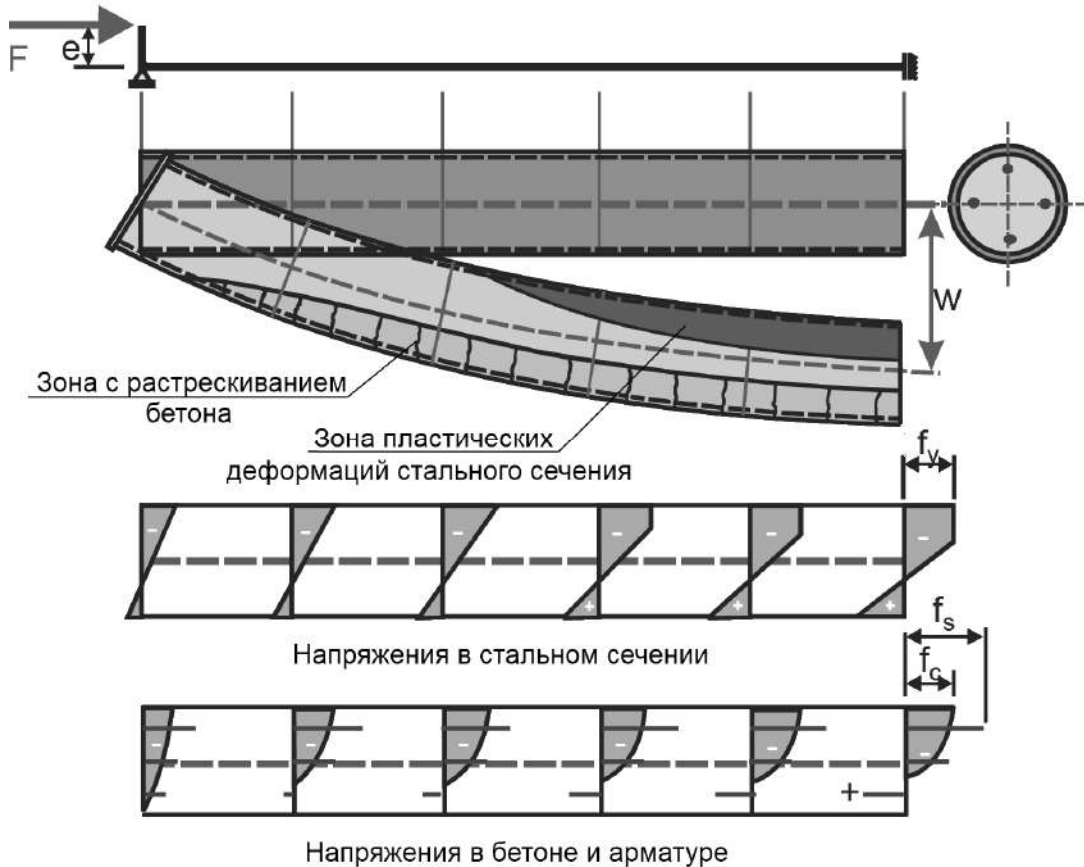


Рисунок 5.55. Основной принцип расчета сталежелезобетонных колонн общим методом

Данная публикация в дальнейшем не рассматривает общий метод расчета сталежелезобетонных колонн, концентрируясь на практическом использовании упрощенного метода, включая соответствующие численные примеры в Разделе 7.

5.2.3.2 Упрощенный метод расчета

Классификация

Расчет сталежелезобетонной колонны, как по общему, так и по упрощенному методу следует начать с проверки того, может ли сечение в принципе классифицироваться как сталежелезобетонное и рассчитываться согласно Еврокоду 4.

Классификация сталежелезобетонных колонн определяется параметром коэффициента влияния стали δ , характеризующего долю усилия, воспринимаемого стальным сечением. Согласно ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 колонна здания может считаться сталежелезобетонной, если коэффициент влияния стали δ удовлетворяет следующему критерию:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9$$

Соответственно при δ менее 0,2 колонну следует считать железобетонной и применять к ней положения Еврокода 2, а при δ более 0,9 рассматривать как стальную и руководствоваться Еврокодом 3.

Согласно упрощенному методу расчета сталежелезобетонных колонн коэффициент влияния стали δ определяется следующим образом:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$$

6.7.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

где:

A_a площадь поперечного сечения стального профиля

f_{yd} расчетный предел текучести конструкционной стали $f_{yd} = f_{yk} = f_y$

$N_{pl,Rd}$ несущая способность на сжатие всего сечения в пластической стадии, равная:

- для полностью либо частично обетонированных сечений

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

- для замкнутых сечений, заполненных бетоном

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

A_c площадь бетонного заполнения сечения

f_{cd} расчетная прочность бетона на сжатие $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

A_s суммарная площадь сечений элементов продольного армирования

f_{sd} расчетная прочность бетона на сжатие $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$

Область применения упрощенного метода

Первым критерием применения упрощенного метода является указанная выше классификация, которая должна соответствовать сталежелезобетонному сечению.

Область применения упрощенного метода ограничена пределами гибкости элемента и параметрами сечения.

Основные ограничения параметров сечения, некоторые из которых проиллюстрированы на Рисунках 5.56 и 5.57, включают следующие требования:

- применяемый стальной профиль является катанным, холодноформованным (подразумеваются трубы) либо сварным;
- сечение является цельным и не состоит из двух или более несвязанных профилей;
- сечение имеет две оси симметрии;
- элемент имеет постоянное по длине сечение;

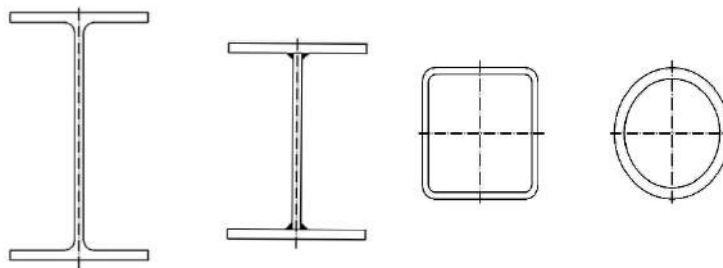


Рисунок 5.56. Примеры стальных профилей, соответствующих требованиям упрощенного метода расчета

6.7.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- отношение высоты сечения к его ширине находится в пределах от 0,2 до 5,0;
- максимальные значения защитных слоев принятые расчетом для полностью обетонированных сечений не превышают: $\max c_z = 0,3h$ и $\max c_y = 0,4b$;

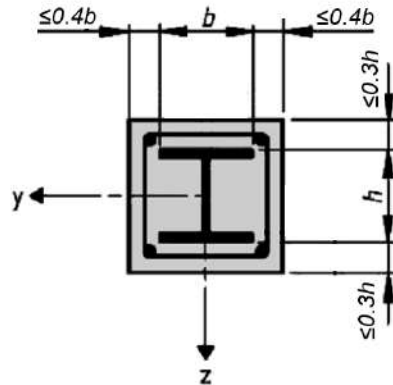


Рисунок 5.57. Максимальные значения защитных слоев для полностью обетонированных сечений, соответствующие требованиям упрощенного метода расчета

- отношение площади принятого расчетом продольного армирования A_s к площади бетонного заполнения A_c не превышает 6%

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100\% \leq 6\%$$

Коэффициент ρ_s для круглых труб с армированными стержнями железобетонным ядром дополнительно учитывается при определении эквивалентных геометрических несовершенств согласно Таблице 4.3 и кривым потери устойчивости по Таблице 5.16.

Условная гибкость колонны должна удовлетворять следующему условию:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0$$

Условную гибкость $\bar{\lambda}$ в рассматриваемой плоскости согласно упрощенному методу следует определять по формуле:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

где:

$N_{pl,Rk}$ характеристическое значение несущей способности на сжатие в пластической стадии, аналогичное указанным выше расчетным значениям, но с подстановкой характеристических параметров прочности f_{yk} , f_{ck} , f_{sk} взамен расчетных:

- для полностью либо частично обетонированных сечений

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

- для замкнутых сечений, заполненных бетоном

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

N_{cr} критическое осевое усилие в упругой стадии для соответствующей формы потери устойчивости, вычисляемое с использованием эффективной изгибной жесткости $(EI)_{eff}$

6.7.3.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для определения условной гибкости $\bar{\lambda}$ и критического усилия в упругой стадии N_{cr} характеристическое значение эффективной изгибной жесткости $(EI)_{eff}$ поперечного сечения сталежелезобетонной колонны следует вычислять по формуле:

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_e \cdot E_{cm} \cdot I_c$$

где:

K_e поправочный коэффициент, который следует принимать равным 0,6;

E_a, E_s, E_c модули упругости соответственно стального профиля, арматурной стали и бетона заполнения

I_a, I_s, I_c соответственно моменты инерции стального сечения, продольного армирования и бетонного заполнения относительно рассматриваемой оси

Следует также учесть влияние долговременных эффектов на эффективную изгибную жесткость в упругой стадии. Модуль упругости бетона E_{cm} следует уменьшить до величины $E_{c,eff}$ согласно формуле:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{Ed}) \cdot \varphi_t}$$

где:

φ_t коэффициент ползучести согласно Разделу 4.4.1.1

N_{Ed} суммарное расчетное продольное усилие

$N_{G,Ed}$ часть продольного усилия, которое действует постоянно

Учитывая все указанные подстановки, условная гибкость определяется, исходя из эффективной изгибной жесткости равной:

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + 0,6 \cdot E_{c,eff} \cdot I_c$$

Для каждой плоскости следует определять свое значение критического усилия N_{cr} и соответствующую условную гибкость $\bar{\lambda}$.

Для отдельно рассматриваемых стержней с известными условиями опирания критическое усилие N_{cr} можно определить по формуле Эйлера:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

где L принимается равным расчетной длине.

Для рассматриваемой проверки с учетом подстановки $(EI)_{eff}$ выражение для N_{cr} преобразуется следующим образом:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L^2}$$

6.7.3.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Расчетное сечение

При определении внутренних усилий расчетное значение эффективной изгибной жесткости $(EI)_{eff,II}$ следует определять относительно каждой из осей по формуле:

$$(EI)_{eff,II} = K_0 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_{e,II} \cdot E_{cm} \cdot I_c)$$

где:

K_0 калибровочный коэффициент, принимаемый 0,9

$K_{e,II}$ поправочный коэффициент, принимаемый 0,5

Аналогично расчету условной гибкости следует учитывать долговременные эффекты введением пониженного значения модуля упругости бетона $E_{c,eff}$. С учетом всех подстановок формула изгибной жесткости для расчета внутренних усилий принимает вид:

$$(EI)_{eff,II} = 0,9 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + 0,5 \cdot E_{c,eff} \cdot I_c)$$

Для численного описания сталежелезобетонного сечения может потребоваться определение жесткости на сжатие. Еврокод 4 не определяет указанное значение, но аналитически его можно записать следующим образом

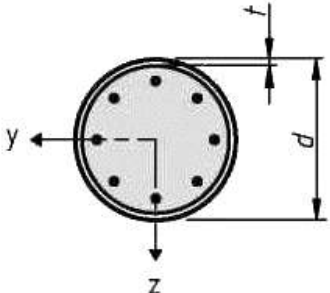
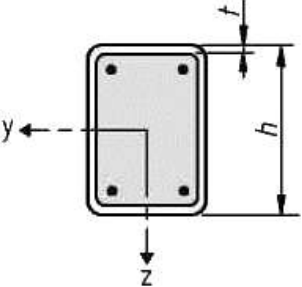
$$(EA)_{eff} = E_a \cdot A_a + E_s \cdot A_s + E_{c,eff} \cdot A_c$$

Метод конечных элементов для стержневых конструкций допускает не учитывать сдвиговую жесткость за исключением коротких стержней. Еврокод 4 допускает в работе на сдвиг учитывать только стальное сечение.

Местная потеря устойчивости

Не учитывать расчетом эффекты от местной потери стальным сечением устойчивости допускается при выполнении конструктивных требований, указанных в Таблице 5.14.

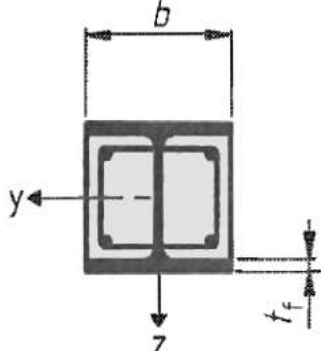
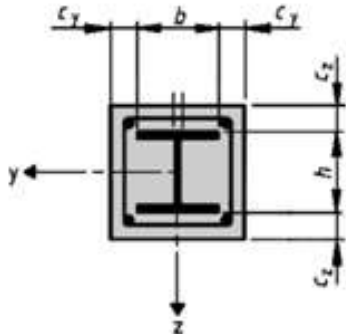
Таблица 5.14. Конструктивные требования для исключения местной потери устойчивости

Поперечное сечение	Условие
<p>Круглая труба</p> 	$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \frac{235}{f_y}$
<p>Прямоугольная труба</p> 	$\frac{h}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

6.7.3.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.3 и
6.7.5.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

<p>Двутавр с частичным обетонированием</p> 	$\frac{b}{t_f} \leq 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
<p>Двутавр с полным обетонированием</p> 	$c_z \geq 40 \text{ мм}$ <p style="text-align: center;">и</p> $c_z \geq \frac{b}{6}$

В противном случае необходимо учитывать снижение несущей способности в результате местной потери устойчивости стального профиля. Последствия подобной формы отказа показаны на Рисунке 5.58

6.7.1 (8)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1



Рисунок 5.58. Примеры местной потери устойчивости стальных профилей в составе сталежелезобетонных колонн

Несущая способность по прочности сечения на сжатие

Несущую способность сталежелезобетонного поперечного сечения на сжатие в пластической стадии $N_{pl,Rd}$ следует определять суммированием несущих способностей в пластической стадии его компонентов:

6.7.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- для полностью либо частично обетонированных сечений

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yk} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

- для замкнутых сечений, заполненных бетоном

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

При расчете заполненных бетоном труб круглого сечения может быть учтено упрочнение бетона вследствие его обжатия стальной трубой при условии, что гибкость $\bar{\lambda}$ не превышает 0,5 и $e/d < 0,1$, где e – эксцентриситет приложения нагрузки, определяемый из отношения M_{Ed}/N_{Ed} , а d – наружный диаметр колонны. Несущую способность на сжатие в пластической стадии можно определить по следующей формуле:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sd}$$

где:

- при отсутствии эксцентриситета ($e = 0$)

$$\eta_a = \eta_{a0} = 0,75 + 0,5 \cdot \bar{\lambda}, \text{ но не более } 1,0$$

$$\eta_c = \eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2, \text{ но не менее } 0$$

- при совместном действии сжатия с изгибом ($0 < e/d \leq 0,1$)

$$\eta_a = \eta_{a0} + 10 \cdot (1 - \eta_{a0}) \cdot \frac{e}{d}$$

$$\eta_c = \eta_{c0} \cdot \left(1 - 10 \cdot \frac{e}{d} \right)$$

что с учетом подстановки преобразовывается в:

$$\eta_a = 0,75 + 0,5 \cdot \bar{\lambda} + 2,5 \cdot \frac{e}{d} - 5 \cdot \bar{\lambda} \cdot \frac{e}{d}$$

$$\eta_c = (4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2) \left(1 - 10 \cdot \frac{e}{d} \right)$$

- при $e/d > 0,1$

$$\eta_a = 1,0; \eta_c = 0.$$

Выражение $N_{pl,Rd}$ и значения коэффициентов η_a и η_c указывают на снижение несущей способности трубы и повышение несущей способности бетонного заполнения. Для напряжений в бетоне более $0,8 \cdot f_{ck}$ его коэффициент Пуассона, характеризующий поперечные деформации, выше, чем у стали. В результате бетон пытается распереть трубу, но она удерживает его, начиная работать, как растянутое кольцо. Возникающему сложному напряженному состоянию стального сечения соответствует условие прочности, выражаемое через эквивалентные напряжения:

$$\sigma_{a,Rd}^2 + \sigma_{a,\varphi}^2 - \sigma_{a,Rd} \cdot \sigma_{a,\varphi} = f_{yd}^2$$

Дополнительные кольцевые напряжения снижают предельные продольные напряжения в сечении трубы:

$$\sigma_{a,Rd} = \eta_a \cdot f_{yd}$$

Для бетона обжатие трубой вызывает дополнительные радиальные сжимающие напряжения $\sigma_{c,r}$, которые напротив дают положительный эффект от усилий распора, сдерживающих поперечное расширение. Помимо этого возникающие радиальные

напряжения повышают трение между трубой и бетоном заполнения, увеличивая несущую способность на продольный сдвиг.

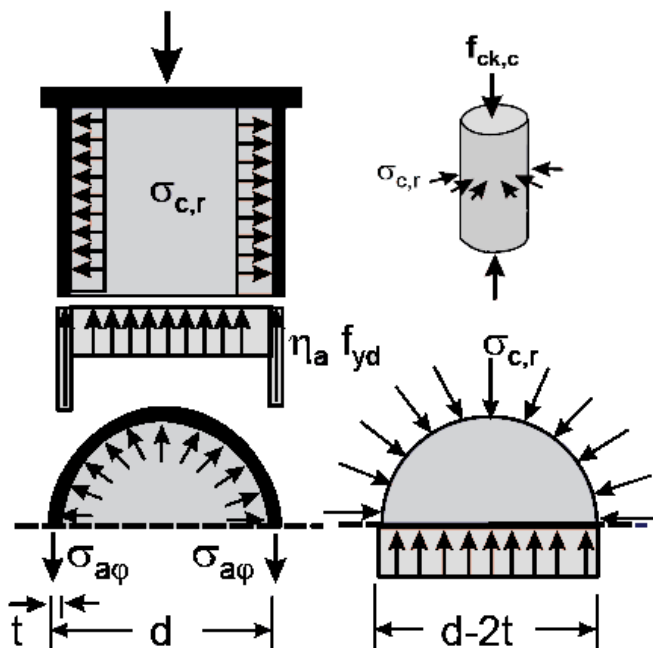


Рисунок 5.59. Иллюстрация эффекта от обжатия бетона в заполненных бетоном круглых трубах

Несущая способность по устойчивости элемента при центральном сжатии

Расчет центрально-сжатых сталежелезобетонных элементов согласно Разделу 4.3 при $\alpha_{cr} < 10$ и $\bar{\lambda} > 0,5 \cdot \sqrt{N_{pl,Rk}/N_{Ed}}$ потребует учета локальных несовершенств элемента, что может быть реализовано одним из двух подходов:

1. введение эквивалентного геометрического несовершенства;
2. проверка с применением кривых потери устойчивости, которая автоматически учитывает локальные несовершенства элемента.

Первый механизм приводит колонну к сжато-изогнутому состоянию и соответствующему более сложному алгоритму расчета. Рекомендовать такой подход можно при использовании компьютерных методов расчета и необходимости изыскания резервов несущей способности колонны, поскольку кривые потери устойчивости, как правило, дают более консервативный результат.

В общем случае для центрально-сжатых элементов рекомендован второй метод учета локальных несовершенств. При условии, что элемент классифицируется как сталежелезобетонный и выполняет требования упрощенного метода, это позволяет вести вычисления по упрощенной условно центрально-сжатой расчетной схеме с проверкой устойчивости стержня по формуле:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

где:

$N_{pl,Rd}$ несущая способность сталежелезобетонного сечения в пластической стадии, определенного по f_{yd} с применением частного коэффициента безопасности γ_{M1} для предельных состояний по устойчивости согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. Национальное

6.7.3.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

приложение указанного стандарта принимает рекомендуемое значение $\gamma_{M1} = 1.0$, никак не влияющее на значение $N_{pl,Rd}$.

χ понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости согласно Разделу 6.3.1.2. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

Указанный раздел определяет χ в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ по соответствующей кривой потери устойчивости, которая численно описывается формулой:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ но } \chi \leq 1,0$$

где:

$$\phi = 0,5[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\bar{\lambda}$ условная гибкость, определяемая для жесткости $(EI)_{eff}$ на этапе проверки соответствия сжатого элемента упрощенному методу расчета

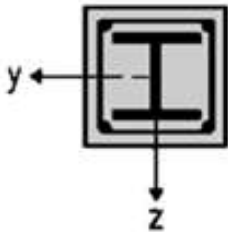
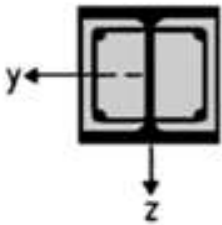
α коэффициент, учитывающий начальные несовершенства согласно Таблице 5.15.

Таблица 5.15. Значения коэффициента начальных несовершенств в зависимости от кривой потери устойчивости при центральном сжатии

Кривая потери устойчивости	a	b	c
Коэффициент начальных несовершенств α	0,21	0,34	0,49

Хотя методика расчета понижающего коэффициента χ взята из Еврокода 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1), выбор кривых потери устойчивости сталежелезобетонных сжатых элементов определяется Еврокодом 4 (ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1), согласно указаниям в Таблице 5.16.

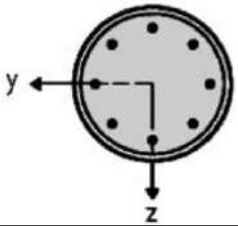
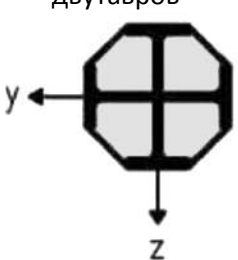
Таблица 5.16. Кривые потери устойчивости для сталежелезобетонных колонн

Поперечное сечение	Пределы	Относительно оси	Кривая потери устойчивости
Полностью обетонированное сечение 	-	$y - y$	b
		$z - z$	c
Частично обетонированное сечение 	-	$y - y$	b
		$z - z$	c

6.3.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таблица 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

<p>Круглое либо прямоугольное трубобетонное сечение</p> 	$\rho_s \leq 3\%$	Любая	<i>a</i>
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Любая	<i>b</i>
<p>Круглое трубобетонное сечение с дополнительным двутавром</p> 	-	Любая	<i>b</i>
<p>Частично обетонированное крестообразное сечение из двутавров</p>	-	Любая	<i>b</i>
<p>ρ_s – отношение A_s/A_c площади продольного армирования к площади бетонного заполнения</p>			

При определенном параметре α значение понижающего коэффициента χ зависит только от величины условной гибкости $\bar{\lambda}$, что может быть представлено в виде графиков (кривых потери устойчивости), показанных на Рисунке 5.60., либо в виде данных Таблицы 5.17.

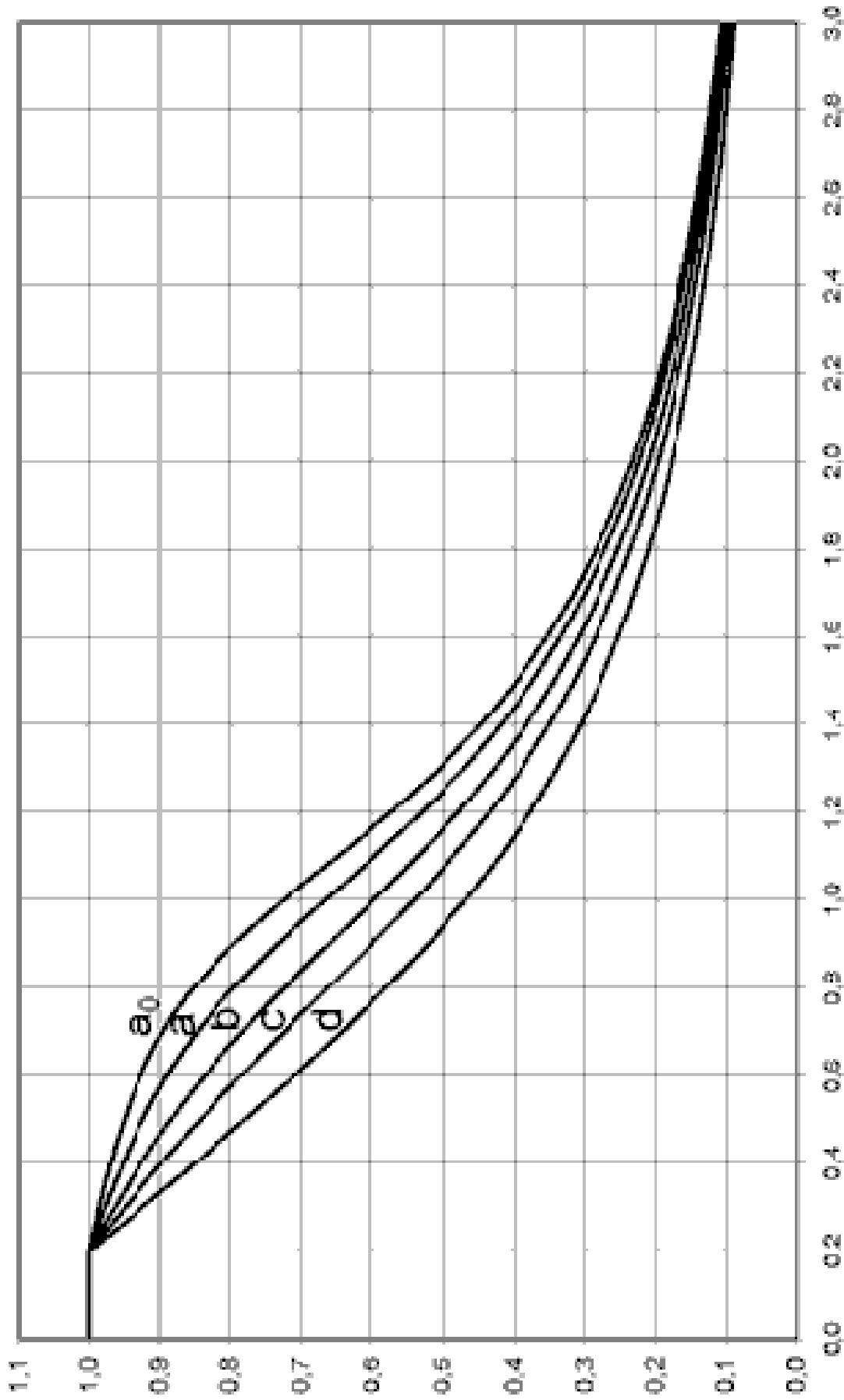


Рисунок 5.60. Кривые потери устойчивости

Рисунок 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таблица 5.17. Понижающий коэффициент χ для кривых потери устойчивости a , b и c

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Кривая потери устойчивости		
	a	b	c
0.20	1.00	1.00	1.00
0.25	0.99	0.98	0.97
0.30	0.98	0.96	0.95
0.35	0.97	0.95	0.92
0.40	0.95	0.93	0.90
0.45	0.94	0.91	0.87
0.50	0.92	0.88	0.84
0.55	0.91	0.86	0.81
0.60	0.89	0.84	0.79
0.65	0.87	0.81	0.76
0.70	0.85	0.78	0.72
0.75	0.82	0.75	0.69
0.80	0.80	0.72	0.66
0.85	0.77	0.69	0.63
0.90	0.73	0.66	0.60
0.95	0.70	0.63	0.57
1.00	0.67	0.60	0.54
1.05	0.63	0.57	0.51
1.10	0.60	0.54	0.48
1.15	0.56	0.51	0.46
1.20	0.53	0.48	0.43
1.25	0.50	0.45	0.41
1.30	0.47	0.43	0.39
1.35	0.44	0.40	0.37
1.40	0.42	0.38	0.35
1.45	0.39	0.36	0.33
1.50	0.37	0.34	0.31
1.60	0.33	0.31	0.28
1.70	0.30	0.28	0.26
1.80	0.27	0.25	0.23
1.90	0.24	0.23	0.21
2.00	0.22	0.21	0.20

Проверка несущей способности сжато-изогнутого элемента

Ранее указывалось, что элемент может рассчитываться согласно сжато-изогнутой модели не только при непосредственном возникновении в нем изгибающих моментов по результатам общего статического расчета, но и при введении эквивалентных локальных геометрических отклонений в центрально-сжатый элемент с целью учета локальных несовершенств. Хотя такой подход и не рекомендуется без использования специализированного программного обеспечения, но должен учитываться особенно при необходимости изыскания резервов несущей способности.

В основе расчета сжато-изогнутых сталежелезобетонных элементов согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 лежит применение кривой взаимодействия, которая является функцией предельного изгибающего момента при заданном продольном усилии.

Далее рассмотрено построение кривой взаимодействия на примере частично обетонированного двутаврового сечения. Для этого сечение делится на три участка, в которых может находиться нейтральная ось в зависимости от действующих усилий, и на примере участка 3 определяется уравнение взаимодействия – см. Рисунок 5.61.

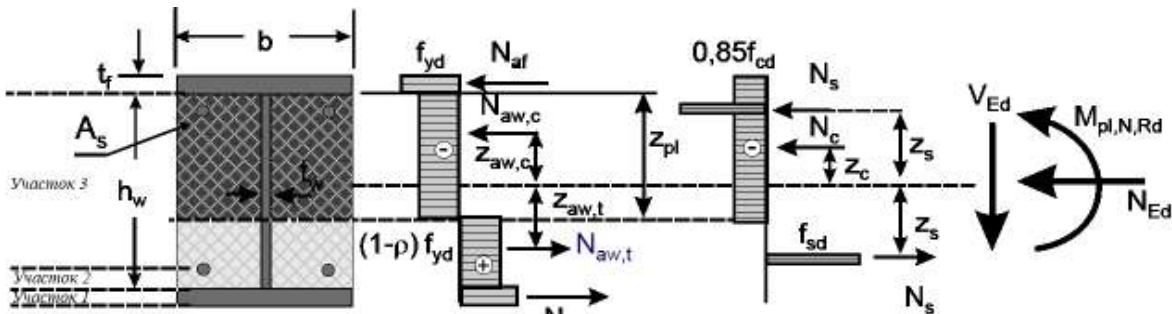


Рисунок 5.61. Пример построения кривой взаимодействия при расположении пластической нейтральной оси в пределах участка 3

Положение нейтральной оси определяется, исходя из уравнения равновесия продольных усилий в сечении:

$$N_c + N_{aw,c} + N_{aw,t} = N_{Ed}$$

где:

N_c усилие в сжатой зоне бетона

$N_{aw,c}$ усилие в сжатом участке стенки

$N_{aw,t}$ усилие в растянутом участке стенки

$$(b - t_w) \cdot z_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + t_w \cdot z_{pl} \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd} + t_w \cdot (h_w - z_{pl}) \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd} = N_{Ed}$$

Выражение $(1 - \rho)$ введено в уравнение в предположении необходимости учесть влияние поперечного сдвигающего усилия (справедливо при $V_{Ed} > 0,5V_{Rd}$).

Из полученного равенства можно найти выражение для координаты пластической нейтральной оси относительно полки z_{pl} :

$$z_{pl} = \frac{N_{Ed} + h_w \cdot t_w \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd}}{(b - t_w) \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + 2 \cdot t_w \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd}}$$

Зная z_{pl} , можно определить составляющие продольных усилий:

$$N_{aw,c} = z_{pl} \cdot t_w \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd}$$

$$N_{aw,c} = t_w \cdot (h_w - z_{pl}) \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd}$$

$$N_{af} = b \cdot t_f \cdot f_{yd}$$

$$N_c = (b - t_w) \cdot z_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$$

$$N_s = 2 \cdot z_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$$

Выражение предельного изгибающего момента при известном продольном усилии $M_{pl,N,Rd}$ для расположения нейтральной оси в пределах участка 3 будет иметь вид:

$$M_{pl,N,Rd} = N_c \cdot z_c + N_{aw,c} \cdot z_{aw,c} + N_{aw,t} \cdot z_{aw,t} + N_{af} \cdot (h_w + t_f) + 2 \cdot N_s \cdot z_s$$

Составляющие продольных усилий зависят от z_{pl} , геометрии и характеристик материалов сечений. Координаты z_c также можно выразить через z_{pl} и параметры геометрии сечения. Учитывая выражение для z_{pl} с учетом всех подстановок можно получить выражение для $M_{pl,N,Rd}$ как функции от N_{Ed} , которая в виде графика и является кривой взаимодействия для участка 3. Аналогичные аналитические выражения могут быть получены для участков 1 и 2. Все три выражения при известной геометрии и характеристиках материалов сечения позволяют построить кривую взаимодействия $M_{pl,N,Rd} = f(N_{Ed})$, как показано на Рисунке 5.62.

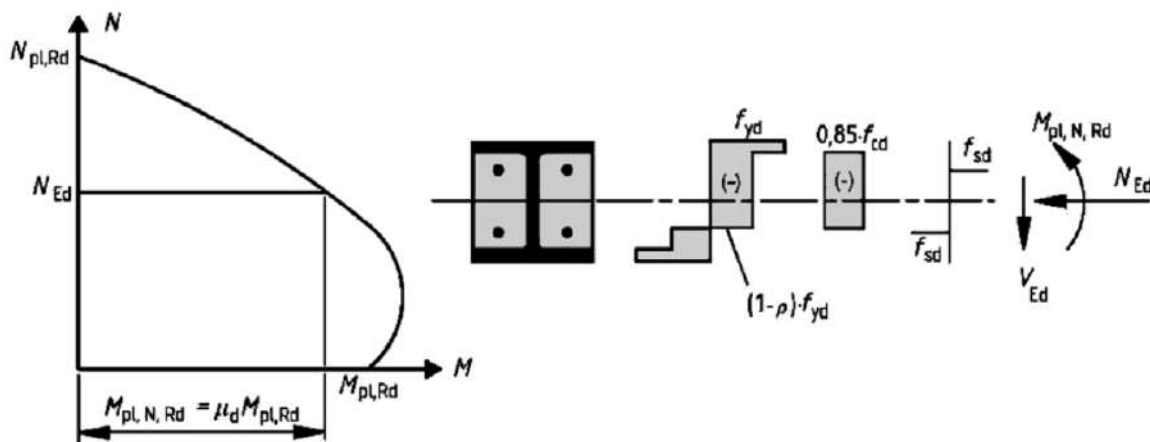


Рисунок 5.62. Кривая взаимодействия при совместном действии сжатия и плоского изгиба

Поскольку такой подход является достаточно трудоемким, на практике кривая взаимодействия чаще заменяется упрощенной ломаной $ABCD$, построенной по 4-м характерным точкам, как показано на Рисунке 5.63.

Рисунок 6.18
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

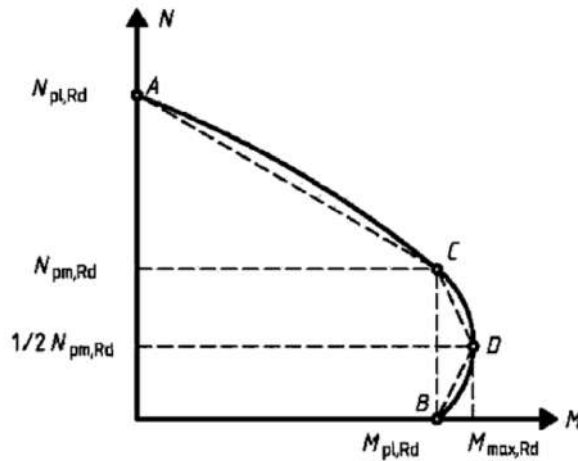
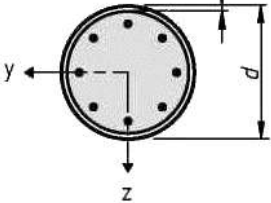
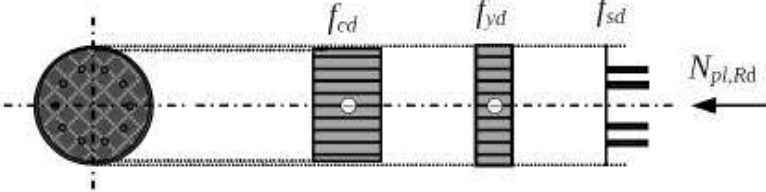
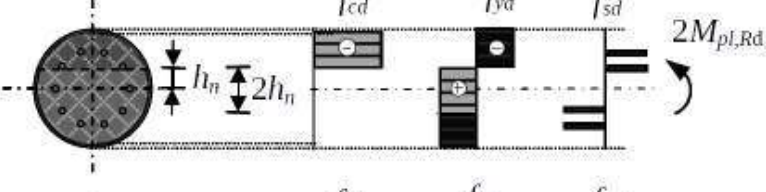
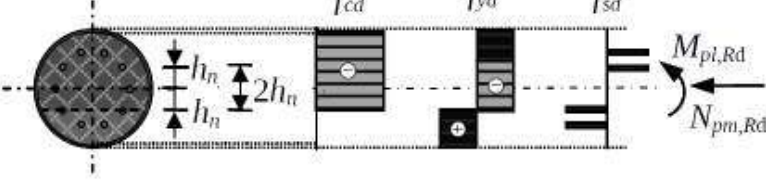
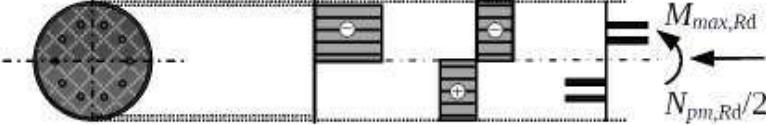
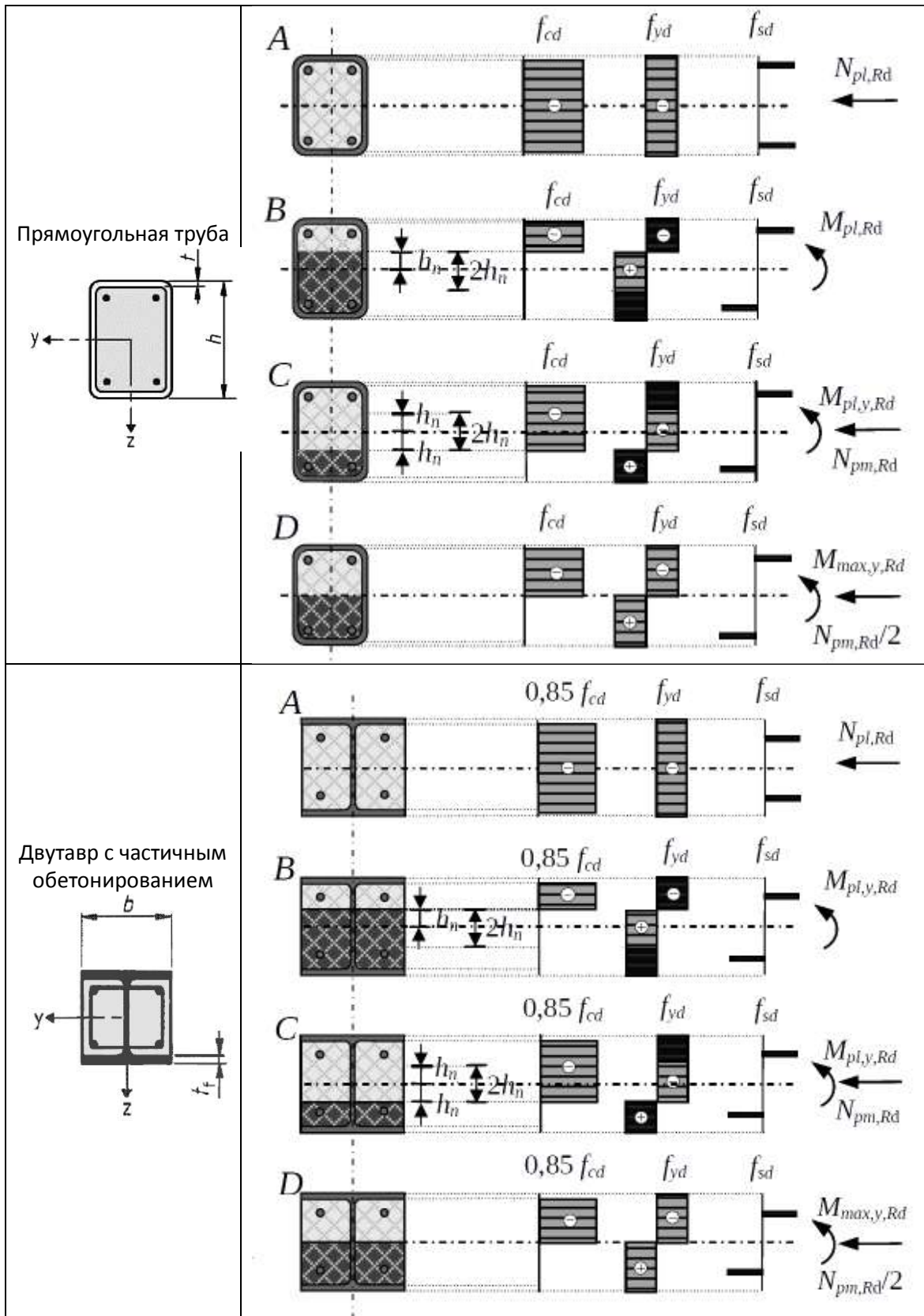


Рисунок 5.63. Упрощенная кривая (ломаная) взаимодействия

Примеры распределения напряжений в пластической стадии для характерных точек ломаной взаимодействия *ABCD* наиболее распространенных типов сечений сведены в Таблицу 5.18 для изгиба в плоскости и Таблицу 5.19 - для изгиба из плоскости.

Таблица 5.18. Распределение напряжений в характерных точках *ABCD* ломаной взаимодействия для изгиба в плоскости

Поперечное сечение	Распределение напряжений в характерных точках
<p data-bbox="236 1272 411 1305">Круглая труба</p> 	<p data-bbox="491 1019 518 1052">A</p> 
	<p data-bbox="491 1270 518 1303">B</p> 
	<p data-bbox="491 1520 518 1554">C</p> 
	<p data-bbox="491 1771 518 1805">D</p> 



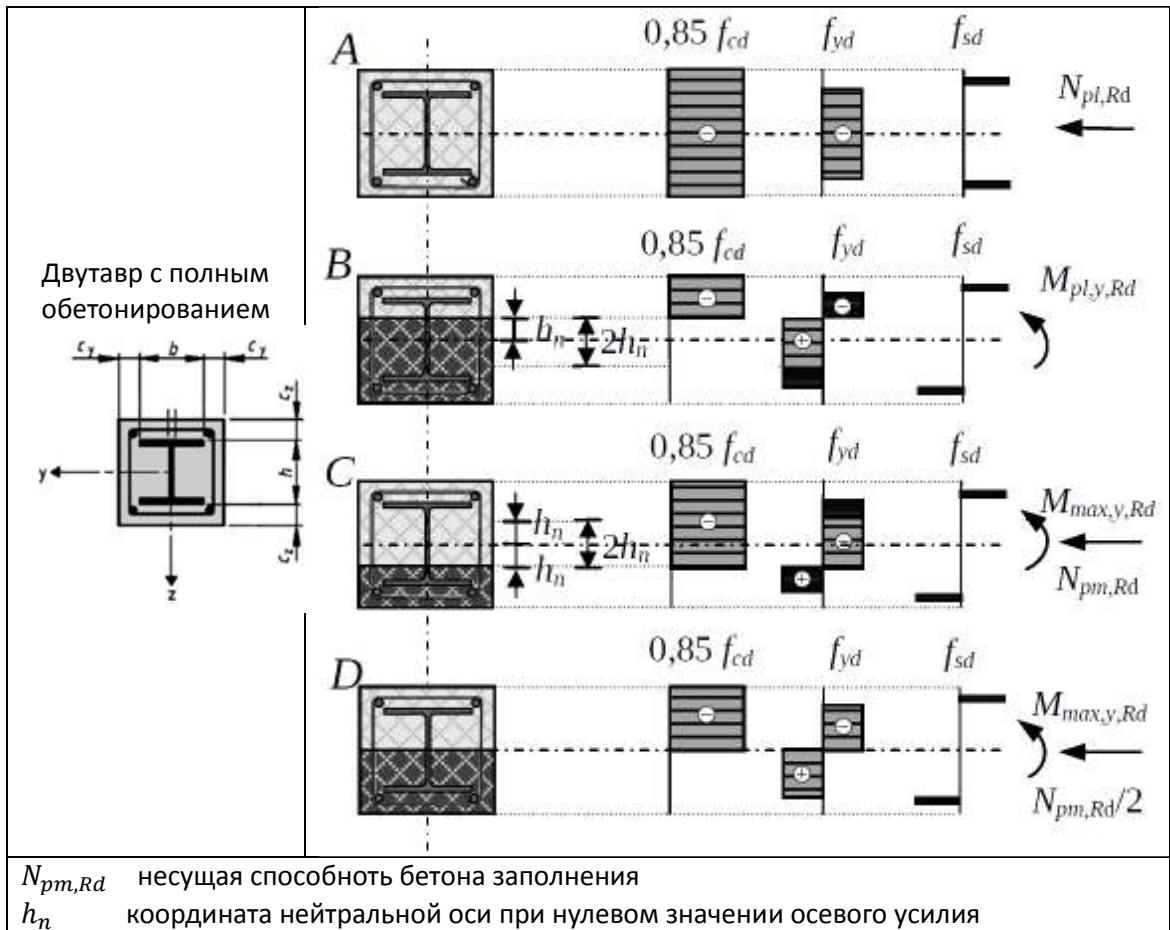
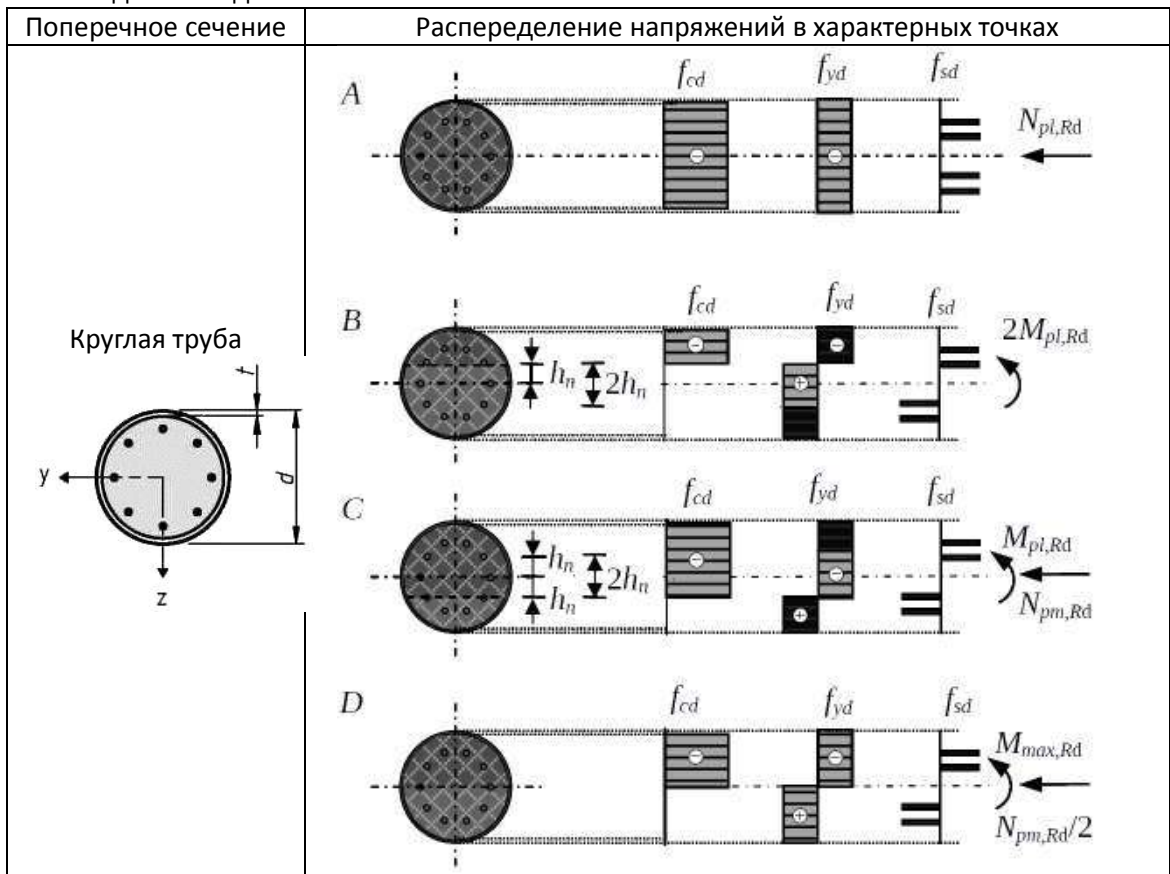
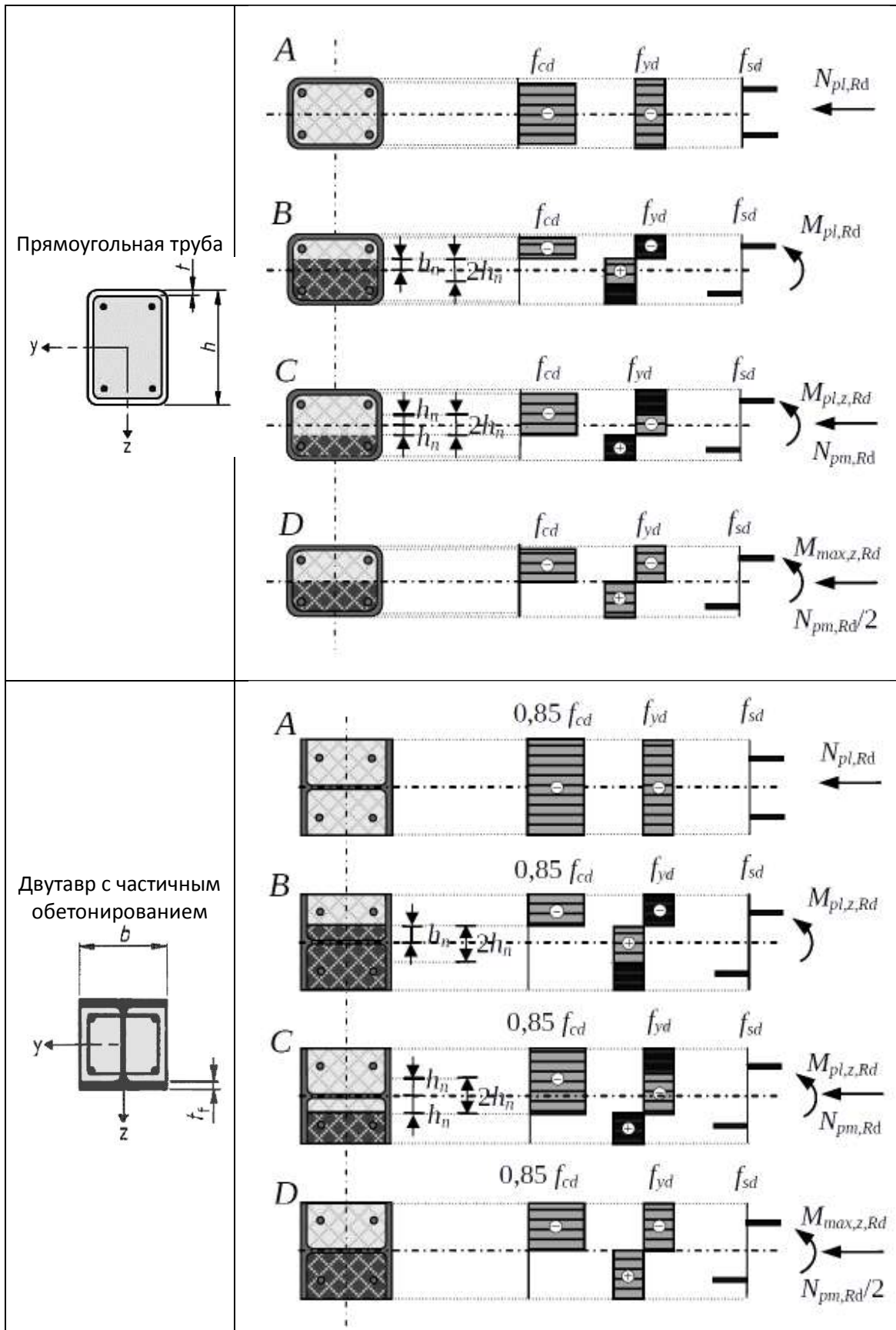
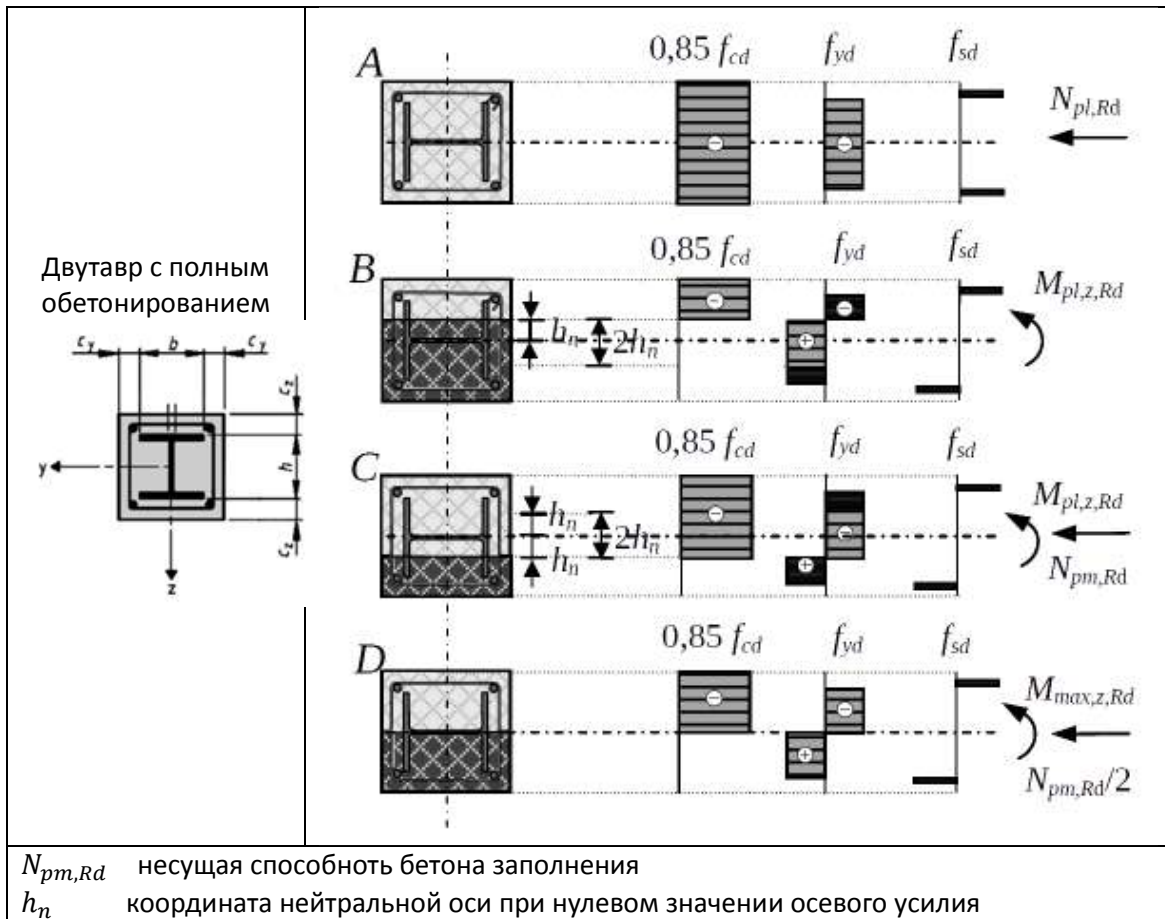


Таблица 5.19. Распределение напряжений в характерных точках ABCD ломаной взаимодействия для изгиба из плоскости







Несущая способность элементов при совместном действии сжатия и плоского изгиба считается достаточной при выполнении следующего неравенства, основанного на кривой взаимодействия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M$$

где:

M_{Ed} наибольшее из значений опорных моментов и максимального изгибающего момента по длине колонны, которые при необходимости должны учитывать несовершенства и геометрическую нелинейность

$M_{pl,N,Rd}$ несущая способность по изгибающему моменту в пластической стадии с учетом продольной силы N_{Ed} , которую можно заменить произведением $\mu_d \cdot M_{pl,Rd}$, как показано на Рисунке 5.64

$M_{pl,Rd}$ предельный изгибающий момент в пластической стадии, соответствующий характерной точке B на ломаной взаимодействия

$\alpha_M=0,9$ для классов стали с S235 по S355

$\alpha_M=0,8$ для классов стали с S420 по S460

6.7.3.6 (1)
 ДСТУ-Н Б
 EN 1994-1-1

Величина $\mu_d = \mu_{dy}$ или μ_{dz} в зависимости от несущей способности по изгибающему моменту в пластической стадии $M_{pl,Rd}$ в рассматриваемой плоскости изгиба, как показано на Рисунке 5.64.

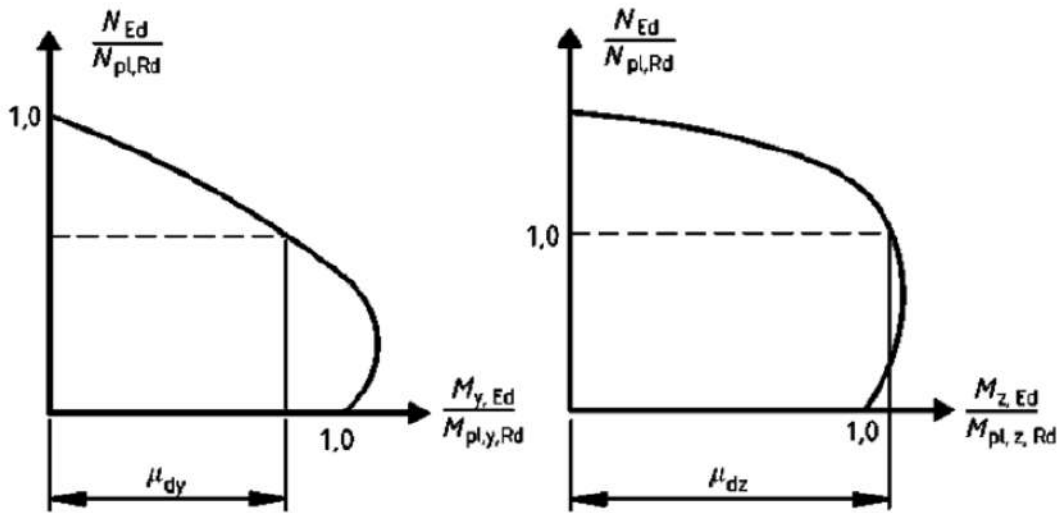


Рисунок 5.64. Кривые взаимодействия в различных плоскостях

Значения μ_d , превышающие 1,0, используют только в случаях, когда изгибающий момент M_{Ed} непосредственно зависит от продольной силы N_{Ed} , например, если момент M_{Ed} вызван эксцентриситетом приложения N_{Ed} . В других случаях, когда в сталежелезобетонных элементах возникает комбинация изгиба и сжатия от независимых воздействий, которая приводит к повышению несущей способности, данные внутренние усилия следует уменьшить на 20% посредством частного коэффициента надежности γ_F .

Для сталежелезобетонных колонн под действием косоугольного изгиба значения μ_{dy} и μ_{dz} допускается вычислять отдельно для каждой оси. Несовершенства рассматриваются только в той плоскости, в которой предполагается разрушение. Если не очевидно, какая из плоскостей является критической, то необходимо осуществить проверку для обеих плоскостей.

Несущая способность элементов при совместном действии сжатия и косоугольного изгиба считается достаточной, когда для сечений по длине и концам колонны выполняются следующие условия:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}; \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z};$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0$$

где:

$M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ расчетный изгибающий момент с учетом, при необходимости, геометрической нелинейности и несовершенств.

$M_{pl,y,Rd}$ и $M_{pl,z,Rd}$ предельный изгибающий момент в пластической стадии для рассматриваемой плоскости изгиба.

μ_{dy} и μ_{dz} коэффициенты приведения к предельному изгибающему моменту согласно кривым взаимодействия для соответствующей плоскости, как показано на Рисунке 5.64.

$\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = \alpha_M = 0,9$ для классов стали с S235 по S355

6.7.3.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 6.20
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.6 (2) и
6.7.1 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.7 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.7 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = \alpha_M = 0,8$ для классов стали с S420 по S460

Графически проверки при сжатии с косым изгибом можно проиллюстрировать областью решений, как показано на Рисунке 5.65.

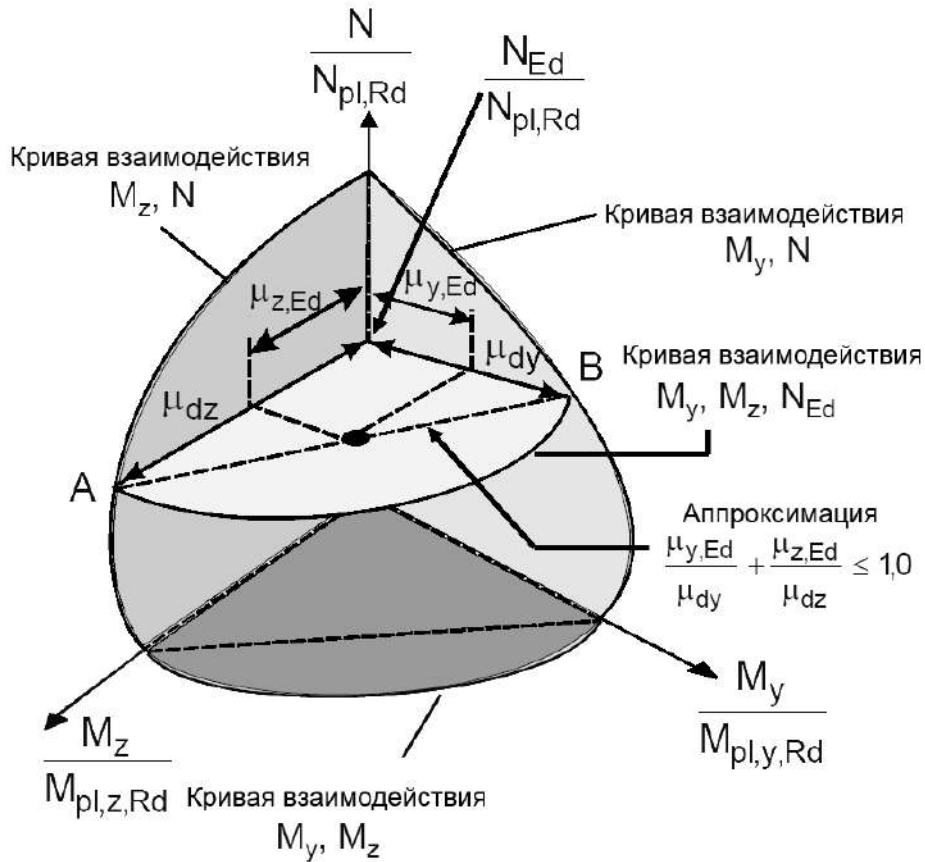


Рисунок 5.65. Область решений для проверки несущей способности сталежелезобетонной колонны при косом изгибе

Усилия сдвига и их влияние на кривую взаимодействия

В целях упрощения можно считать, что поперечная сила V_{Ed} действует только на стальное сечение:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,a,Rd}} \leq 1.0$$

При отсутствии кручения расчетное значение несущей способности стального профиля на сдвиг в пластической стадии определяется выражением:

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

Площадь A_v , работающая на сдвиг, принимается в зависимости от типа сечения и условий приложения нагрузок согласно выражениям в Разделе 5.1.2.2

При определении кривой взаимодействия следует рассмотреть влияние поперечных сдвигающих усилий на несущую способность по моменту и осевой силе, если поперечная сила $V_{a,Ed}$ в стальном сечении превышает 50% расчетной несущей способности стального сечения на сдвиг $V_{pl,a,Ed}$.

6.7.3.2 (4)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1994-1-1
и
6.2.6 (1)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1993-1-1

6.2.6 (2)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1993-1-1

6.7.3.2 (3)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1994-1-1

При $V_{a,Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,a,Ed}$ влияние поперечной силы на несущую способность при совместном действии сжатия и плоского изгиба следует учитывать путем уменьшения расчетного сопротивления стали для площади A_v , работающей на сдвиг до значения:

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

где:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,a,Rd}} - 1 \right)^2$$

Если упрощение не используется и считается, что поперечная сила воспринимается и стальным профилем и бетоном, то поперечная сила V_{Ed} может быть разделена на $V_{a,Ed}$, воспринимаемое сталью, и $V_{c,Ed}$, действующую на бетон, пропорционально:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed}$$

где:

$M_{pl,a,Rd}$ несущая способность стального сечения по изгибающему моменту в пластической стадии

$M_{pl,Rd}$ несущая способность сталежелезобетонного сечения по изгибающему моменту в пластической стадии

Поперечная сила $V_{a,Ed}$ не должна превышать несущей способности стального сечения на сдвиг. Несущую способность железобетонной части на сдвиг $V_{c,Ed}$ проверяют в соответствии с Разделом 6.2, ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Если несущая способность на поперечный сдвиг принимается равной не только несущей способности конструкционной стали, то требуемую поперечную арматуру, воспринимающую усилие сдвига $V_{c,Ed}$ следует приваривать к стенке либо пропускать сквозь нее.

Сдвиговое соединение и приложение нагрузок

Для обеспечения расчетных предпосылок о совместной работе стальной и железобетонной частей сечения сталежелезобетонных колонн, как и в других композитных элементах, требуется достаточное для передачи и перераспределения усилий сдвиговое соединение. В колоннах, где нагрузки, как правило, передаются локально в уровне опорных узлов необходимо рассматривать два случая:

1. сдвиговое соединение в зонах приложения нагрузок;
2. сдвиговое соединение за пределами зон приложения нагрузок.

При рассмотрении несущей способности на сдвиг по контакту между сталью и бетоном в местах приложения нагрузки следует предусматривать достаточные мероприятия для передачи и перераспределения опорных усилий и моментов элементов, присоединяемых в концах и по длине колонны. Чтобы исключить деформации сдвига по этому контакту, нарушающие принятые при расчете допущения, следует четко определить траекторию передачи нагрузок.

6.7.3.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если в сталежелезобетонных колоннах либо сжатых элементах дополнительно действуют значительные сдвиговые усилия в результате, например, локальных поперечных нагрузок либо опорных моментов, то следует обеспечивать передачу соответствующих продольных касательных напряжений между сталью и бетоном по всей длине элемента.

6.7.4.1 (2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для центрально-сжатых элементов и колонн допускается не учитывать продольный сдвиг за пределами зоны приложения нагрузки, поскольку значительные сдвиговые усилия и соответствующие продольные касательные напряжения в них отсутствуют.

6.7.4.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Сдвиговое соединение в зонах приложения нагрузки

Если в местах приложения нагрузок продольные касательные напряжения превышают предельные значения τ_{Rd} , обеспечиваемые трением между сталью и бетоном, то в этих местах следует предусматривать дополнительные сдвиговые соединения. Сдвиговые усилия определяются разницей внутренних сил в пределах длины приложения нагрузки.

6.7.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Усилие в анкерном упоре может достигать его несущей способности на сдвиг прежде, чем смещение приблизится к показателям в 1мм, что не является значительным для модели распределения нагрузок в пластической стадии. Однако увеличение длины сдвигового соединения в месте передачи нагрузки увеличивает смещение, что следует контролировать ограничением продольного размера данного участка.

В отсутствие более точного метода, длина передачи нагрузки L_E должна находиться в пределах:

6.7.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$L_E \leq 2 \cdot d$$

и

$$L_E \leq L/3$$

где:

d минимальный поперечный размер колонны

L геометрическая длина колонны

Указанные требования проиллюстрированы на Рисунке 5.66.

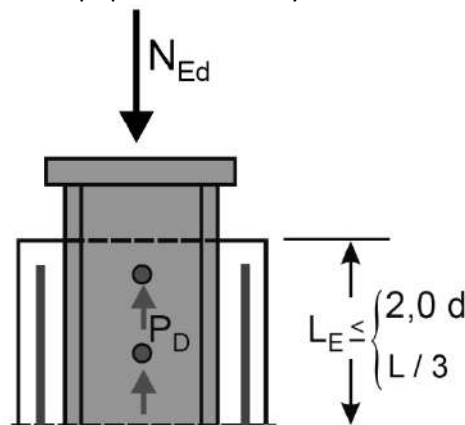


Рисунок 5.66. Ограничение длины передачи нагрузки

В случаях, когда нагрузка передается только на бетонную часть сечения, расчет сдвигового соединения должен основываться на расчете в упругой стадии с учетом эффектов ползучести и усадки. В других случаях усилия по контакту бетона и стали должны определяться наиболее неблагоприятными, исходя из упругой либо пластической теории.

6.7.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Распределение усилий в стад-болтах для расчета в упругой стадии показано на Рисунке 5.67. В таком случае максимальное сдвиговое усилие в упоре определяется векторной суммой вертикальных и горизонтальных составляющих:

$$\max(P_{Ed}) = \sqrt{\left[\frac{N_{c+s,Ed}}{n} + \frac{M_{c+s,Ed}}{\sum r_i^2} \cdot \max(x_i) \right]^2 + \left[\frac{M_{c+s,Ed}}{\sum r_i^2} \cdot \max(z_i) \right]^2}$$

где:

$N_{c+s,Ed}$ суммарное продольное усилие, воспринимаемое бетоном и продольным армированием

$M_{c+s,Ed}$ суммарный момент, воспринимаемый бетоном и продольным армированием

n количество анкерных упоров

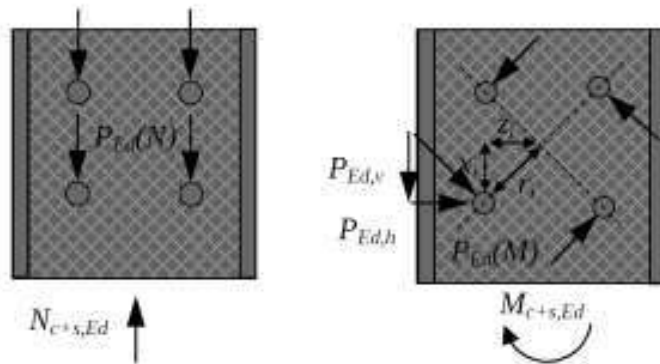


Рисунок 5.67. Упругое распределение усилий в анкерных упорах

Расчет в предположении пластической работы приводит более простое распределение, приведенное на Рисунке 5.68.

$$\max(P_{Ed}) = \frac{N_{c+s,Ed}}{n} + \frac{M_{c+s,Ed} \cdot m}{n \cdot \sum e_{h,i}}$$

где:

m количество упоров в горизонтальном ряду

$e_{h,i}$ расстояние (плечо момента) между парами вертикальных рядов упоров, симметричных относительно оси сдвигового соединения

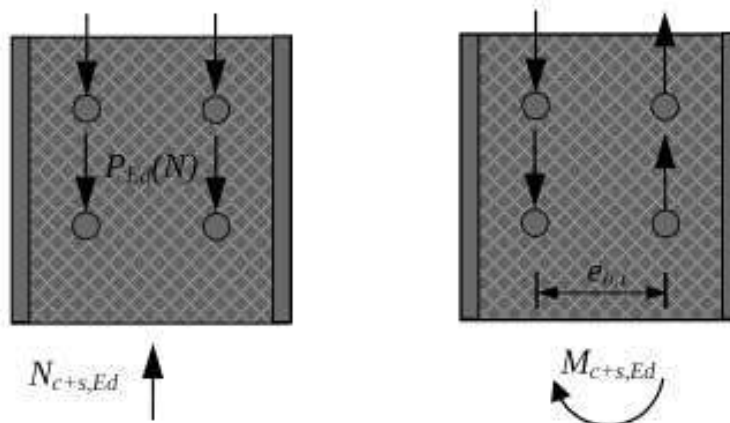


Рисунок 5.68. Пластическое распределение усилий в анкерных упорах

Альтернативно для упругого распределения усилий может использоваться упрощенное выражение, дающее значения в запас, и рекомендуемое при относительно большом количестве горизонтальных рядов в соединении:

$$\max(P_{Ed}) = \frac{N_{c+s,Ed}}{n} + \frac{M_{c+s,Ed} \cdot m \cdot e_{h,max}}{n \cdot \sum e_{h,i}^2}$$

$e_{h,max}$ — максимальное расстояние (плечо момента) между парами вертикальных рядов упоров, симметричных относительно оси сдвигового соединения

Для сталежелезобетонных колонн и сжатых элементов при передаче нагрузок торцевыми пластинами наличие сдвигового соединения не требуется, если по всей площади контакта бетонного сечения с торцевой пластиной имеет место сжатие и при этом учтена ползучесть и усадка. Выполнению указанного требования следует уделять особое внимание, поскольку технологически его достаточно сложно выполнить без применения преднапряжения и поддомкрачивающих устройств.

6.7.4.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если стад-болты присоединены к стенке полностью или частично обетонированного стального двутаврового или аналогичного сечения, то можно учесть силы трения от сдерживания бокового расширения бетона смежными стальными полками. На значение соответствующего дополнительного усилия допускается повышать несущую способность прилегающих к граням упоров. Дополнительную несущую способность для каждой полки и каждого горизонтального ряда стад-болтов можно принять равной:

6.7.4.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$\frac{\mu \cdot P_{Rd}}{2}$$

где:

μ — коэффициент трения, который для неокрашенных стальных сечений может приниматься равным 0,5

P_{Rd} — несущая способность стад-болта

В отсутствие более точной информации, полученной по результатам испытаний, дополнительную несущую способность допускается учитывать при расстоянии в свету между полками не более указанных на Рисунке 5.69.

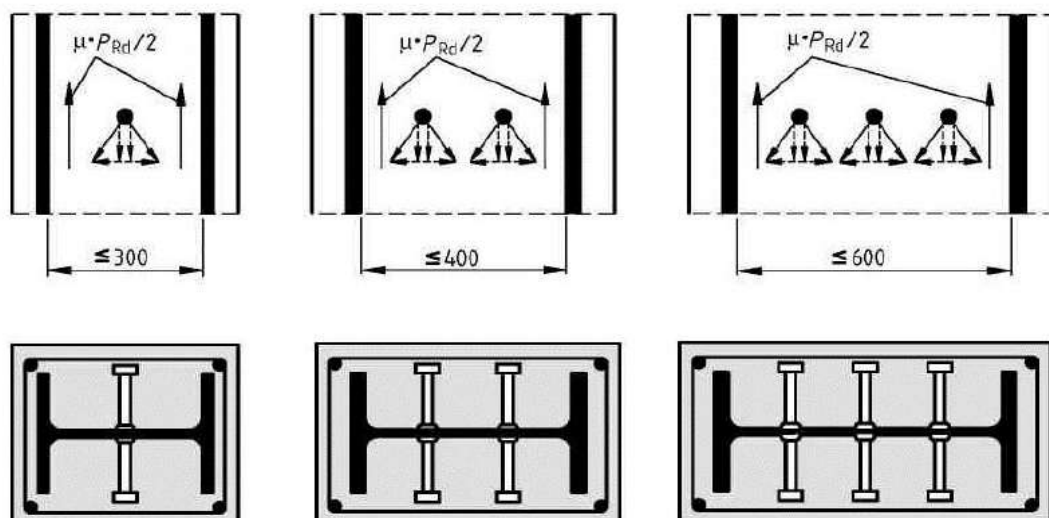


Рисунок 6.21
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.69. Дополнительные силы трения в сталежелезобетонных колоннах при наличии стад-болтов на стенке стального сечения

В колоннах несущая способность стад-болтов на сдвиг определяется аналогично балочным конструкциям по меньшему из значений:

6.6.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- несущей способности стад-болта по прочности на сдвиг

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{\gamma_V}$$

- несущей способности стад-болта по смятию бетона

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

где:

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

$$\alpha = 1 \text{ при } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$\gamma_V = 1,25$ частный коэффициент надежности, принятый согласно национальному приложению равным рекомендуемому значению

d диаметр стержня стад-болта, ограниченный диапазоном от 16 до 25мм

f_u временное сопротивление стали упора на растяжение, ограниченное диапазоном до 500Н/мм², которое в наиболее распространенном случае равно 450Н/мм²

f_{ck} характеристическое значение цилиндрической прочности на сжатие бетона плотностью не менее 1750кг/м³ в рассматриваемом возрасте

Если усилие на бетон заполнения круглой либо квадратной трубы передается, например, с помощью приваренных к профилю фасонки либо ребер жесткости не по всей площади его сечения, то следует ограничивать напряжения в бетоне под опорным элементом от действующих усилий предельным значением по формуле:

6.7.4.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_{cL} \cdot \frac{t}{a} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \begin{cases} \frac{A_c \cdot f_{cd}}{A_1} \\ f_{yd} \end{cases}$$

где:

t толщина стенки стальной трубы

a диаметр трубы или ширина квадратного сечения

A_c площадь поперечного сечения бетонного заполнения

A_1 грузовая площадь под фасонкой

$\eta_{cL} = 4,9$ для круглых труб

$\eta_{cL} = 3,5$ для квадратных труб

Применимость данного расчета ограничена круглыми и квадратными трубами с отношением $A_c/A_1 \leq 20$ площади бетона к грузовой площади опорного элемента согласно Рисунку 5.70.

Как показано на Рисунке 5.70, при наличии торцевой пластины толщиной t_e под опорным ребром грузovou площадь ребер следует увеличить полосами шириной $2,5t_e$ с каждой стороны ребра.

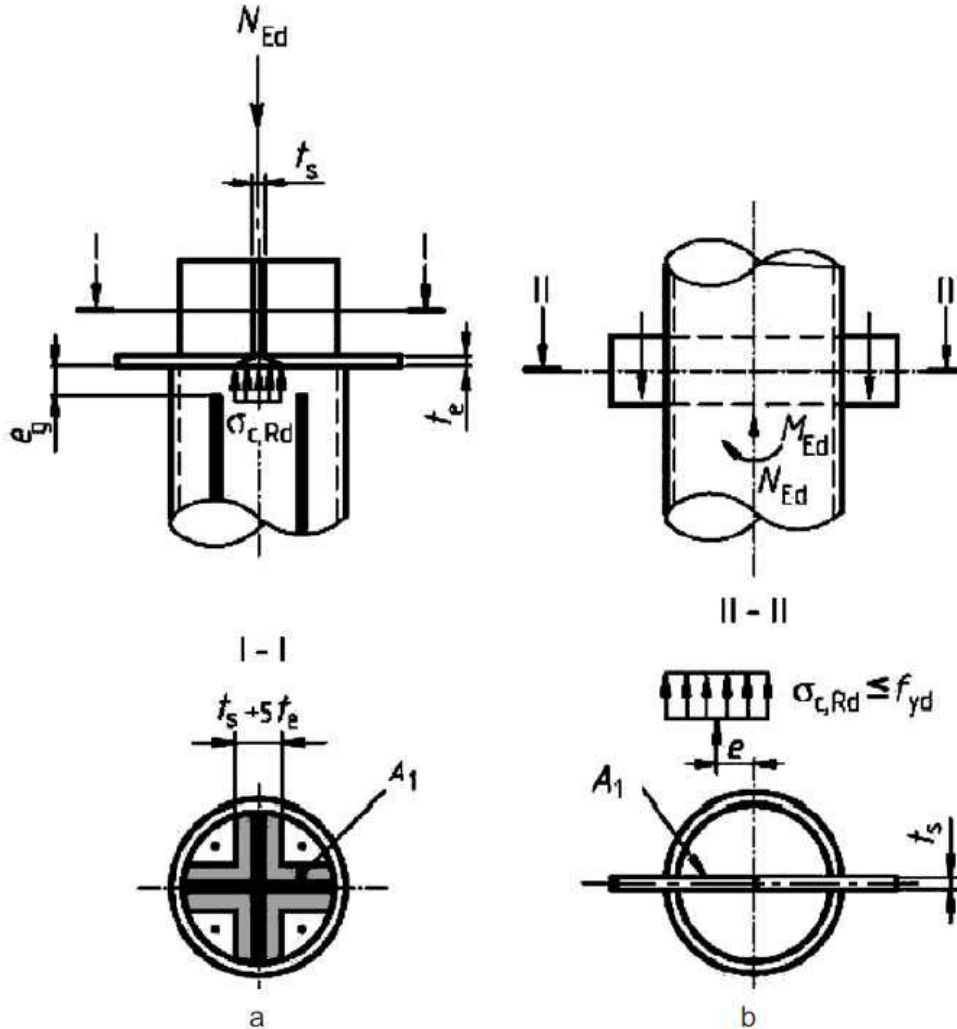


Рисунок 5.70. Частично нагруженное круглое замкнутое сечение с бетонным заполнением

Для других типов сечений при равномерно распределенной по площади A_{c0} нагрузке предельное сосредоточенное усилие должно определяться по выражению:

$$F_{Rdu} = f_{cd} \cdot A_{c0} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$

где:

A_{c0} — грузовая площадь

A_{c1} — максимальная расчетная площадь распределения аналогичная по форме A_{c0}

6.7.4.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 6.22
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

На примере опорного узла согласно Рисунку 5.71 кратко рассмотрена проверка предельного напряжения $\sigma_{c,Rd}$ под ребром.

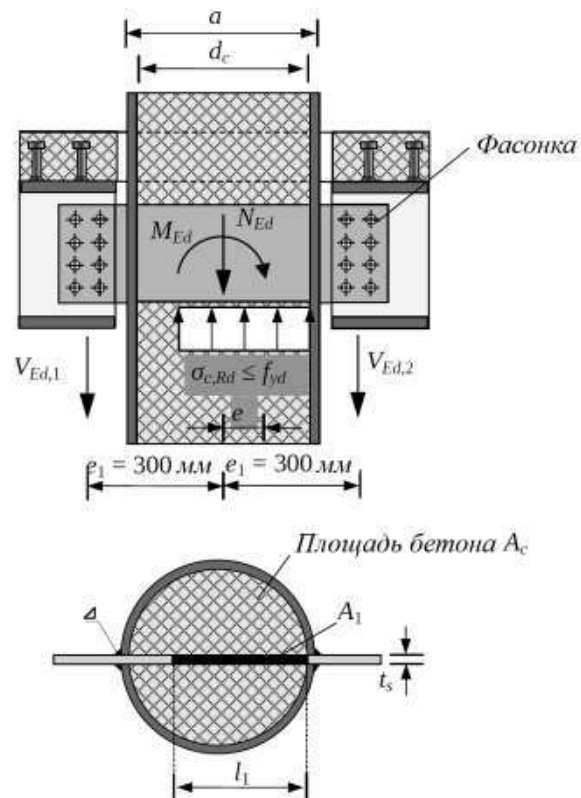


Рисунок 5.71. Пример передачи усилий по неполной плоскости бетона

Приняты вертикальные реакции балок $V_{Ed,1} = 500$ кН и $V_{Ed,2} = 700$ кН.

Стальной профиль – труба 406,4x10 из стали S355 ($A_a = 124,5$ см², $f_y = 355$ Н/мм²)

Бетонное заполнение – С40/50 ($f_{ck} = 40$ Н/мм²)

Продольное армирование – 10xØ16, S500 ($A_s = 20,1$ см², $f_{sk} = 500$ Н/мм²)

Площадь сечения бетонного заполнения:

$$A_c = \pi(d - 2 \cdot t)^2 \cdot \frac{1}{4} - A_s$$

$$A_c = 3,14(40,64 - 2 \cdot 1,00)^2 \cdot \frac{1}{4} - 20,10 = 1153 \text{ см}^2$$

Расчетная прочность бетона на сжатие:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26,7 \text{ Н/мм}^2$$

При эксцентриситете $e_1 = 0,3$ м, указанном на Рисунке 5.71, суммарные усилия, передаваемые фасонкой в уровне перекрытия, равны:

$$M_{Ed} = V_{Ed,2} \cdot e_1 - V_{Ed,1} \cdot e_1 = 700 \cdot 0,3 - 500 \cdot 0,3 = 60 \text{ кНм}$$

$$N_{Ed} = V_{Ed,2} + V_{Ed,1} = 700 + 500 = 1200 \text{ кН}$$

Эксцентриситет приложения нагрузки e относительно оси колонны:

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{6000}{1200} = 5,0 \text{ см}$$

Длина приложения нагрузки:

$$l_1 = 2 \cdot \left(\frac{a}{2} - t - e \right) = 2 \cdot \left(\frac{40,64}{2} - 1,0 - 5,0 \right) = 28,6 \text{ см}$$

Минимально требуемую толщину фасонки t_s можно определить, исходя из требования $A_c/A_1 \leq 20$:

$$t_s = \frac{A_c}{20 \cdot l_1} = \frac{1153}{20 \cdot 28,6} = 2,02 \text{ см}$$

Принимается толщина фасонки $t_s = 22 \text{ мм}$.

Площадь опирания под фасонкой составляет:

$$A_1 = l_1 \cdot t_s = 2,2 \cdot 28,6 = 62,9 \text{ см}^2$$

Расчетное сжимающее напряжение под пластиной составляет:

$$\sigma_{c,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_1} = \frac{1200}{62,9} = 19,1 \text{ кН/см}^2$$

Предельное локальное напряжение в бетоне $\sigma_{c,Rd}$ под фасонкой определяется выражением:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_{cl} \cdot \frac{t}{a} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \begin{cases} \frac{A_c \cdot f_{cd}}{A_1} \\ f_{yd} \end{cases}$$

$$\sigma_{c,Rd} = 2,67 \cdot \left(1 + 4,9 \cdot \frac{1,0}{40,64} \cdot \frac{35,5}{4,0} \right) \cdot \sqrt{\frac{1153}{62,9}} = 23,7 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{c,Rd} = 23,7 \text{ кН/см}^2 < \frac{A_c \cdot f_{cd}}{A_1} = \frac{1153 \cdot 2,67}{62,9} = 48,9 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{c,Rd} = 23,7 \text{ кН/см}^2 < f_{yd} = 35,5 \text{ кН/см}^2$$

Условие $\sigma_{c,Ed} = 19,1 \text{ кН/см}^2 < \sigma_{c,Rd} = 23,7 \text{ кН/см}^2$ выполняется.

Другой особый случай возникает для полностью обетонированных стальных сечений при приложении нагрузки только к стальной либо бетонной части. В таком случае поперечное армирование должно быть рассчитано на продольный сдвиг в результате передачи продольной силы N_{c1} на Рисунке 5.72 от частей бетона, непосредственно прикрепленных с помощью соединительных элементов, к частям бетона без такого прикрепления. Для расчета и конструирования поперечного армирования следует принимать ферменную модель, предполагающую, что угол между условными бетонными распорками и осью элемента составляет 45° .

6.7.4.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.2 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

На Рисунке 5.72 расчетное сечение обозначено А – А, а тонированные участки за пределами полки считаются непосредственно неприкрепленными.

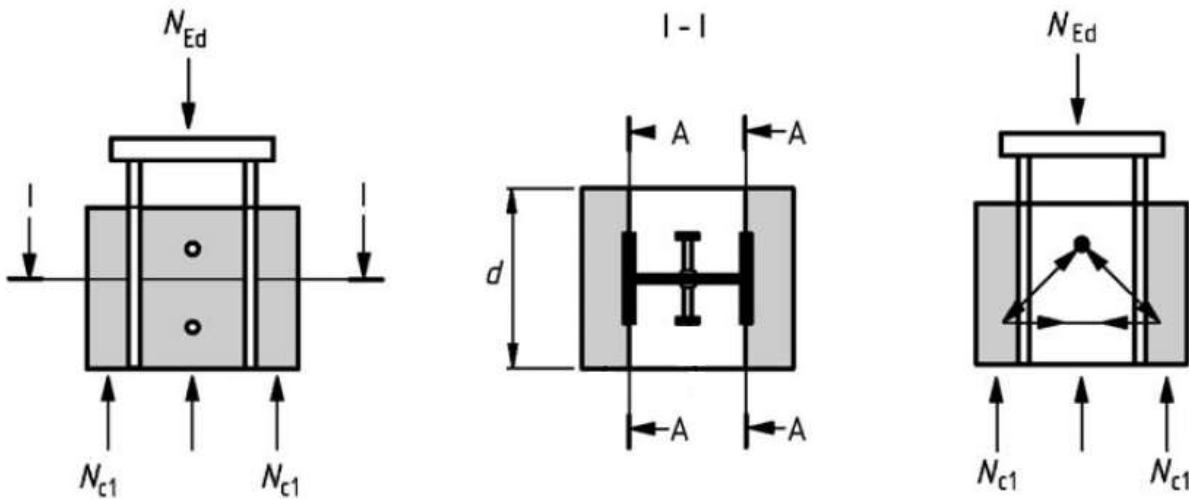


Рисунок 5.72. Непосредственно прикрепленные и неприкрепленные части бетонного сечения при расчете поперечного армирования

Далее на примере Рисунка 5.73 рассмотрено построение ферменной модели и проверка полностью обетонированного сечения сталежелезобетонной колонны в зоне оголовка.

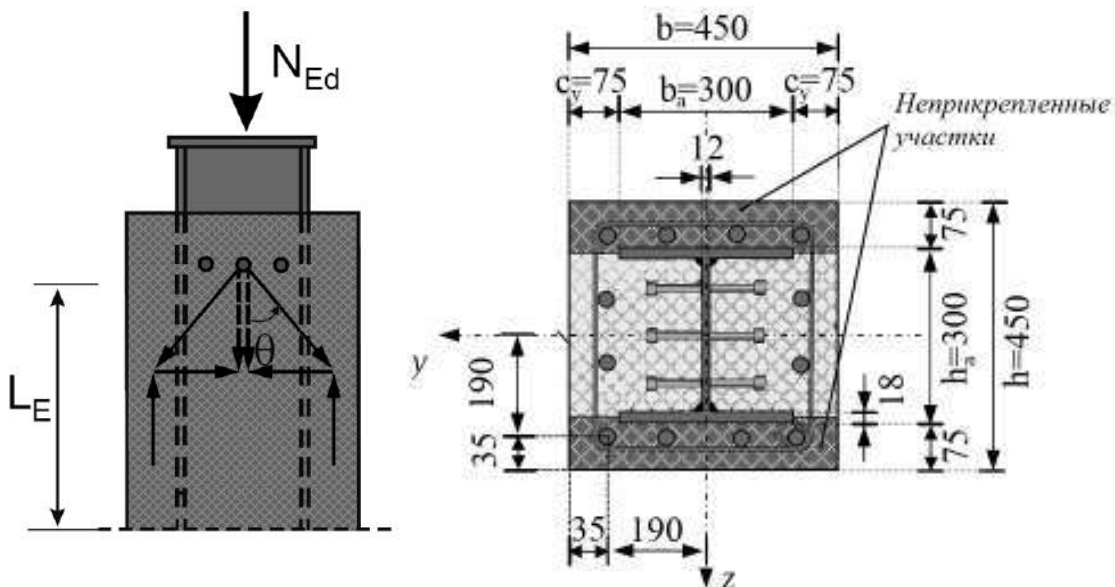


Рисунок 5.73. Пример расчета поперечного армирования из условия передачи усилий продольного сдвига в оголовке колонны

Принята колонна геометрической длиной 4,5м с вертикальным усилием $N_{Ed} = 7000\text{кН}$

Стальной профиль – сварной двутавр с полками 300x18мм и стенкой 264x12мм из стали S355 ($A_a = 139,7\text{ см}^2$, $f_y = 355\text{Н/мм}^2$)

Обетонирование – 450x450 мм бетоном C40/50 ($f_{ck} = 40\text{ Н/мм}^2$)

Продольное армирование – 12xØ16, S500 ($A_s = 24,1\text{ см}^2$, $f_{sk} = 500\text{Н/мм}^2$)

Поперечное армирование – Ø12, S500 ($A_{sw} = 1,13\text{ см}^2$, $f_{sk} = 500\text{Н/мм}^2$)

Рисунок 6.23
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Площадь сечения бетонного заполнения:

$$A_c = 45 \cdot 45 - 139,7 - 24,1 = 1861,2 \text{ см}^2$$

Расчетная прочность бетона на сжатие:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26,7 \text{ Н/мм}^2$$

Расчетный предел текучести арматуры:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Н/мм}^2$$

Несущая способность сечения в пластической стадии:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 139,7 \cdot 35,5 + 0,85 \cdot 1861,2 \cdot 2,67 + 24,1 \cdot 43,5 = 10232 \text{ кН}$$

Несущая способность стального профиля в пластической стадии:

$$N_{pl,a} = A_a \cdot f_{yd} = 139,7 \cdot 35,5 = 4959 \text{ кН}$$

Площадь армирования в неприкрепленных участках (8xØ16):

$$A_{s1} = 8 \cdot 2,01 = 16,1 \text{ см}^2$$

Площадь бетона в неприкрепленных участках:

$$A_{c1} = (h - h_a) \cdot b + (b - b_a) \cdot t_f - A_{s1} = (45 - 30) \cdot 45 + (45 - 30) \cdot 1,8 - 16,1 = 685,9 \text{ см}^2$$

Суммарное усилие продольного сдвига в неприкрепленных участках принимается пропорционально несущей способности:

$$V_{L,Ed} = N_{Ed} \cdot \left[1 - \frac{N_{pl,a}}{N_{pl,Rd}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot A_{c1} \cdot f_{cd} + A_{s1} \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}}$$

$$V_{L,Ed} = 7000 \cdot \left[1 - \frac{4959}{10232} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot 685,9 \cdot 2,67 + 16,1 \cdot 43,5}{0,85 \cdot 1861,2 \cdot 2,67 + 24,1 \cdot 43,5} = 1544 \text{ кН}$$

Несущая способность по условным сжатым бетонным подкосам:

$$V_{L,Rd,c} = 4 \cdot \frac{c_y \cdot v \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \cdot L_E$$

Исходя из геометрии сечения:

$$c_y = \frac{b - b_a}{2} = \frac{45 - 30}{2} = 7,5 \text{ см}$$

Согласно указаниям ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 угол между условными сжатыми бетонными подкосами и осью элемента принимается равным $\theta = 45^\circ$.

6.7.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.2 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Коэффициент снижения прочности бетона с трещинами при сдвиге:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 0,504$$

В рамках примера длина передачи усилия принимается максимально допустимой по меньшему из значений:

$$L_E = 2 \cdot d = 2 \cdot 45 = 90 \text{ см}$$

$$L_E = L/3 = 450/3 = 150 \text{ см}$$

Следовательно, дальнейшим расчетом принимается $L_E = 90$ см. С учетом подстановок несущая способность по условным сжатым подкосам составляет:

$$V_{L,Rd,c} = 4 \cdot \frac{7,5 \cdot 0,54 \cdot 0,85 \cdot 2,67}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} \cdot 90 = 1654 \text{ кН}$$

Исходя из несущей способности поперечного армирования, определяется минимально необходимый шаг хомутов $s_{w,min}$:

$$V_{L,Rd,sw} = 4 \cdot \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{swd} \cdot \cot \theta \cdot L_E$$

Отсюда:

$$s_{w,min} = 4 \cdot \frac{A_{sw}}{V_{L,Ed}} \cdot f_{swd} \cdot \cot \theta \cdot L_E = 4 \cdot \frac{1,13}{1544} \cdot 43,5 \cdot \cot 45^\circ \cdot 90 = 11,5 \text{ см}$$

Согласно расчету на длине приложения нагрузки $L_E = 900$ мм принимаются хомуты из арматуры $\Phi 12$ и стали S500 с шагом 100 мм.

Сдвиговое соединение за пределами зон приложения нагрузки

Вне участков приложения нагрузок усилия продольного сдвига, требующие проверки, могут возникать при наличии поперечных усилий и опорных моментов. Предусматривать сдвиговые упоры следует на основании распределения продольных касательных напряжений на участках, где они превышают предельные значения τ_{Rd} .

В отсутствие более точного метода для определения усилия сдвига по контакту компонентов сечения можно использовать расчет в упругой стадии с учетом долговременных эффектов и трещинообразования в бетоне.

Если поверхность стального сечения, контактирующая с бетоном, не окрашена, обезжирена и не имеет окалины или ржавчины, то τ_{Rd} допускается принимать согласно Таблице 5.20.

6.2.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

6.7.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 5.20. Расчетное сопротивление сдвигу τ_{Rd}

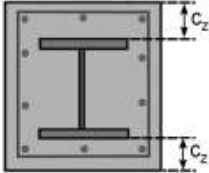

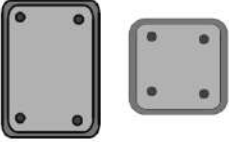
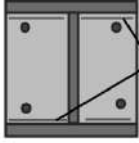
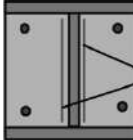
Тип поперечного сечения	Эскиз	$\tau_{Rd}, \text{Н/мм}^2$
Полностью обетонированные поперечные сечения		0,30
Заполненные бетоном круглые трубы		0,55
Заполненные бетоном прямоугольные трубы		0,40
Полки частично обетонированных сечений		0,20
Стенки частично обетонированных сечений		0,00

Таблица 6.6
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Значение τ_{Rd} для полностью обетонированных стальных профилей согласно Таблице 5.20 допускается применять для сечений с защитным слоем не менее 40мм и при наличии продольного и поперечного армирования, соответствующего конструктивным требованиям Раздела 8.6.

При большей толщине защитного слоя бетона с соответствующим армированием допускается повышать значение τ_{Rd} . Без дополнительного подтверждения испытаниями для полностью обетонированных стальных профилей могут применяться повышенные значения $\beta_c \cdot \tau_{Rd}$, где β_c следует определять по формуле:

$$\beta_c = 1 + 0,02 \cdot c_z \cdot \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z}\right) \leq 2,5$$

где:

c_z номинальная толщина защитного слоя бетона, мм (см. эскиз в Таблице 5.20)

$c_{z,min} = 40$ мм минимальная толщина защитного слоя бетона

Поскольку стенка частично обетонированных двутавровых сечений не передает касательных напряжений ($\tau_{Rd} = 0,00$), то для таких колонн при действии поперечных усилий либо опорных моментов из плоскости всегда следует предусматривать соединительные элементы.

6.7.4.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-16.7.4.3 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Проверка эксплуатационной пригодности состоит в выполнении неравенства:

$$E_d \leq C_d$$

где:

E_d расчетное значение результата воздействий по критерию эксплуатационной пригодности, определенное на основании соответствующей комбинации нагрузок

C_d предельное расчетное значение для рассматриваемого критерия эксплуатационной пригодности

Проверка предельных состояний по эксплуатационной должна оцениваться следующими группами критериев:

- **деформации**, которые сказываются на самочувствии людей, внешнем виде несущей конструкции либо ее функции, включая работу машин и оборудования, приводят к повреждению облицовок, покрытий и ненесущих элементов конструкции;
- **колебания**, снижающие уровень комфорта людей либо ограничивающие функциональность несущей конструкции;
- **повреждения**, негативно влияющие на внешний вид, долговечность и функциональность несущей конструкции.

Основными критериями деформаций для сталежелезобетонных конструкций служат вертикальные и горизонтальные прогибы и перемещения.

Эксплуатационная пригодность относительно допустимых прогибов и перемещений формулируется, исходя из следующих критериев:

- технологических (обеспечения нормальных условий эксплуатации оборудования и приборов);
- конструктивных (обеспечение целостности конструкций и узлов, сохранение заданных уклонов);
- физиологических (обеспечение комфорта людей и надлежащих условий работы при колебаниях);
- эстетико-психологических (обеспечение надлежащего внешнего вида конструкции и предотвращение чувства опасности).

Предельные значения вертикальных прогибов следует принимать по Таблице 6.1, если обоснованно не указаны более жесткие требования.

6.5.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1990

3.4 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

НБ.2.10 (1)
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

НБ.2.10 (2)
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Таблица 6.1. Предельные вертикальные прогибы элементов конструкций

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Предельные вертикальные прогибы f_u
1. Балки, фермы ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов):		
а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете L , м: $L \leq 1$ $L = 3$ $L = 6$ $L = 24$ (12) $L \geq 36$ (24)	Эстетико-психологические	$L / 120$ $L / 150$ $L / 200$ $L / 250$ $L / 300$
б) покрытий и перекрытий при наличии перегородок под ними	Конструктивные	$L / 300$
в) покрытий и перекрытий при наличии на них элементов, подверженных растрескиванию (стяжек, полов, перегородок)	Конструктивные	$L / 150$
г) покрытий и перекрытий при наличии тельферов (талей), подвесных кранов, управляемых: - с пола - из кабины	Технологические Физиологические	$L/300$ или $a/150$ (меньшее из двух) $L/400$ или $a/200$ (меньшее из двух)
д) перекрытий, подверженных действию: - перемещаемых грузов, материалов, узлов и элементов оборудования и других подвижных нагрузок (в том числе при безрельсовом напольном транспорте) - нагрузок рельсового транспорта: - узкоколейного - ширококолейного	Физиологические и технологические	$L / 350$ $L / 400$ $L / 500$
2. Элементы лестниц (марши, площадки, косяки), балконов, лоджий	Эстетико-психологические	То же, что и в поз.1,а
3. Плиты перекрытий, лестничные марши и площадки, прогибу которых не препятствуют смежные элементы	Физиологические	0,7 мм от нагрузки 1кН в середине пролета
4. Перемычки и навесные стеновые панели над оконными и дверными проемами (ригели и прогоны остекления)	Конструктивные	$L / 200$
	Эстетико-психологические	То же, что и в поз.1,а
Обозначения, принятые в таблице: L — расчетный пролет элемента конструкции; a — шаг балок или ферм, к которым крепятся подвесные крановые пути. Примечание 1. Для консолей следует вместо L принимать удвоенный ее вылет. Примечание 2. Для промежуточных значений L в поз. 2,а предельные значения следует принимать линейной интерполяцией. Примечание 3. В поз. 1,а цифры, данные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6м включительно. Примечание 4. Прогибы стропильных конструкций при наличии подвесных крановых путей (поз. 1,г) следует принимать как разность между прогибами смежных стропильных конструкций.		

Таблица НБ.2.6
национального
приложения
ДСТУ-Н Б
ЕН 1990

Предельные прогибы элементов перекрытий (балок, ригелей, плит), лестниц, балконов, лоджий, помещений жилых и гражданских зданий, а также бытовых помещений производственных зданий, исходя из физиологических требований, следует определять по формуле:

$$f_u = \frac{g(p + p_1 + q)}{30n^2(bp + p_1 + q)},$$

где:

- g ускорение свободного падения
- p эксплуатационное значение удельной нагрузки от людей, которые создают колебания, принимается по Таблице 6.2
- p_1 значение удельной нагрузки на перекрытие
- q эксплуатационное значение удельной нагрузки от веса рассчитываемого элемента и конструкций, которые на него опираются, кПа
- n частота приложения нагрузки при ходьбе человека по Таблице 6.2
- b коэффициент по Таблице 6.2.

Таблица 6.2. Параметры нагрузок от людей

Категория помещения	p , кПа	p_1 , кПа	n , Гц	b
Категорий А, В (кроме классных и бытовых помещений) Категории Н, которые не используются для отдыха	0,25	Принимается по ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1	1,5	$125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha paL}}$
Категории В – классные и бытовые; Категории С и D (кроме танцевальных залов) Категории Н с возможным скоплением людей	0,5	Принимается по ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1	1,5	$125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha paL}}$
Танцевальные залы	1,5	0,2	2,0	50

Обозначения, принятые в таблице:

Q – вес одного человека, который принимается равным 0,8 кН (80 кгс);

α – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для элементов, рассчитываемых по балочной схеме;

$\alpha = 0,5$ – в других случаях (например, при опирании плит по трем или четырем сторонам);

a – шаг балок, ригелей, ширина плит (настилов), м;

L – расчетный пролет элемента конструкции, м.

Кроме нормативных прогибов на практике заказчиком или архитектором нередко устанавливаются дополнительные требования. Характерным примером такого требования может быть прогиб фасадных балок, на которые навешивается остекление и которые при этом воспринимают полезную нагрузку. Для них максимальные прогибы от полезной нагрузки часто ограничиваются жесткими требованиями в 7-10мм.

Предельные горизонтальные перемещения каркасных зданий, которые ограничиваются исходя из конструктивных требований (обеспечение целостности заполнения стен, перегородок, оконных проемов и дверных элементов) следует принимать по Таблице 6.3, если не указаны более жесткие требования.

НБ.2.10 (3)
Национальное приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Таблица НБ.2.7
национального приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1990

НБ.2.10 (4)
Национальное приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Таблица 6.3 Предельные горизонтальные перемещения

Здания, стены и перегородки	Крепление стен и перегородок к каркасу здания	Предельное перемещение f_u
1. Многоэтажные здания	Любое	$h/500$
2. Один этаж многоэтажных зданий:	Податливое	$h_s/300$
а) стены и перегородки из кирпича, гипсокартона, железобетонных панелей	Жесткое	$h_s/500$
б) стены, облицованные натуральным камнем, из керамических блоков, из стекла (фасадные системы)	Жесткое	$h_s/700$
3. Одноэтажные здания (с самонесущими стенами) высотой этажа h_s , м:	Податливое	
$h_s \leq 6$		$h_s/150$
$h_s = 15$		$h_s/200$
$h_s \geq 30$		$h_s/300$

Обозначения, принятые в таблице:
 h – высота многоэтажных зданий, равная расстоянию от верха фундамента до оси ригеля покрытия;
 h_s – высота этажа в одноэтажных зданиях, равная расстоянию от верха фундамента до низа стропильных конструкций; в многоэтажных зданиях: для нижнего этажа - равная расстоянию от верха фундамента до оси ригеля перекрытия; для остальных этажей - равная расстоянию между осями смежных ригелей.

Примечание 1. Для промежуточных значений h_s (поз. 3) горизонтальные предельные перемещения следует определять линейной интерполяцией.

Примечание 2. К податливым креплениям относятся крепления стен или перегородок к каркасу, не препятствующие смещению каркаса (без передачи на стены или перегородки усилий, способных вызвать повреждения конструктивных элементов); к жестким - крепления, препятствующие взаимным смещениям каркаса, стен и перегородок.

Предельные горизонтальные перемещения стоек и ригелей фахверка, а также навесных стеновых панелей от ветровой нагрузки, которые ограничиваются из конструктивных требований, следует принимать равными $L/200$, где L - расчетный пролет стоек или панелей.

Предельные горизонтальные перемещения колонн и стоек каркасных зданий от температурных климатических и усадочных воздействий следует принимать равными:

$h_s/150$ - при стенах и перегородках из кирпича, гипсобетона, железобетона и навесных панелей;

$h_s/200$ – при стенах, облицованных натуральным камнем, керамическими блоками либо стеклом (витражи)

Здесь h_s – это высота этажа, а для одноэтажных зданий с мостовыми кранами – высота от верха фундамента до низа балок кранового пути.

Эксплуатационная пригодность по критерию колебаний может достигаться контролем собственных частот несущей конструкции или ее частей, которые не должны превышать установленных пределов, зависящих от назначения здания и источников вибрации по согласованию с заказчиком и/или компетентным органом. Если частоты собственных колебаний ниже установленных пределов, следует проводить более точный динамический расчет, включая рассмотрение мероприятий по демпфированию. Более подробные указания приводятся в ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1, ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4 и ISO 10137.

Таблица НБ.2.8
национального
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1990

НБ.2.10 (5)
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

А.1.4.4 (2) и (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Возможными источниками колебаний, которые необходимо учитывать, является передвижение людей, включая синхронное, вибрации от оборудования и подземного транспорта, а также ветровые нагрузки. Эти и другие возможные источники колебаний должны указываться для каждого проекта и согласовываться с заказчиком.

А.1.4.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

На практике наиболее часто встречаются два ограничения: ограничение частот собственных колебаний перекрытий и контроль по критерию коэффициента отклика конструкции, который определяет максимальное ускорение перекрытия от принудительных колебаний. В гражданских зданиях источником принудительных колебаний, как правило, является движение людей, а в промышленных – технологическое оборудование.

Для промышленных объектов нет стандартных критериев и они должны определяться технологами и поставщиками оборудования индивидуально в каждом случае.

Для гражданских зданий чаще всего заказчики требуют обеспечить собственные частоты перекрытий на уровне не ниже 3-3.5Гц. Частоты до 2.5Гц соответствуют ходьбе, а до 4Гц – бегу. Более высокие требования в виде локальных зон (участков перекрытий) могут предъявляться к помещениям с возможным синхронным движением или скоплением людей. Для них требования, как правило, локально повышаются до 6-8Гц.

Для еще более требовательных назначений может вводиться критерий коэффициента отклика от принудительных колебаний. Характерным случаем являются лаборатории и другие помещения с чувствительным оборудованием. Для них коэффициент отклика в вертикальном направлении устанавливается на уровне 1, что соответствует 0.005м/с^2 . Например, для обычных офисных помещений или школ аналогичное требование может составлять 4, то есть 0.020м/с^2 .

Нерассудительное завышение требований к собственным частотам или коэффициентам отклика может привести к значительному увеличению ресурсоемкости конструкции. Так повышение требований с 4 до 6Гц может увеличить ресурсоемкость в два и более раз. Поэтому при зонировании следует руководствоваться ISO 10137.

Характерным повреждением в сталежелезобетонных конструкциях, на которое накладываются ограничения, является трещинообразование.

Образование трещин должно ограничиваться до уровней, при которых они не будут влиять на надлежущую эксплуатацию и долговечность конструкции, а также негативно сказываться на ее внешнем виде.

7.3.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Образование трещин является естественным явлением в железобетонных конструкциях, в которых действует изгиб, сдвиг, кручение и растяжение, вызванные непосредственным нагружением, усилиями в раскреплениях или принудительными перемещениями.

7.3.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Трещины могут возникать также по другим причинам как пластическая усадка либо активные химические реакции при отвердении бетона. Такие трещины могут превышать допустимые пределы, но не являются предметом рассмотрения данной публикации.

7.3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Должны устанавливаться ограничения ширины раскрытия трещин w_{max} с учетом назначения и типа конструкции, а также затрат на ограничение раскрытия трещин.

7.3.1 (5) и (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

При отсутствии особых требований соблюдение значений пределов в Таблице 6.4 при квазистатической комбинации нагрузок считается достаточным по критериям внешнего вида и долговечности для железобетонных элементов без предварительного напряжения. Для элементов только с несцепленной напряженной арматурой применяются те же ограничения.

Таблица 6.4. Рекомендуемые ограничения ширины раскрытия трещин w_{max}

Класс условий эксплуатации по Таблице 2.13	Элементы с обычным армированием и предварительно напряженным армированием без сцепления
	Квазистатическая комбинация нагрузок
X0, XC1	0,4 ¹⁾
XC2, XC3, XC4	0,3
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	
¹⁾ Для классов условий эксплуатации X0, XC1 ширина раскрытия трещин не влияет на долговечность, а ограничение установлено для гарантирования приемлимого внешнего вида. Если условия внешнего вида отсутствуют, то указанное ограничение может ослабляться.	

Для элементов, находящихся в условиях эксплуатации, соответствующих классу XD3, могут потребоваться специальные мероприятия. Выбор таких мероприятий зависит от природы действующих агрессивных веществ.

Необходимо учитывать возможность возникновения больших трещин в сечениях с резким изменением напряжений, например:

- при изменении сечения;
- вблизи сосредоточенных нагрузок;
- в местах обрыва арматурных стержней;
- в зонах высоких напряжений сцепления, особенно на концах перехлестов.

На такие места следует обращать особое внимание и предусматривать мероприятия, чтобы максимально снизить или исключить перепад напряжений. Выполнения в таких точках требований конструирования арматуры согласно Еврокоду 2 (ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1), как правило, будет достаточно для контроля трещинообразования.

Критерии эксплуатационной пригодности должны определяться для каждого проекта и утверждаться заказчиком.

6.1.1 Расчет на этапе строительства

6.1.1.1 Расчет настила

Расчетное сечение

При расчете холодноформованных элементов и профилированных настилов по эксплуатационной пригодности (второй группе предельных состояний) используются принципы согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 аналогичные другим типам металлоконструкций, но с использованием геометрических характеристик эффективного поперечного сечения.

Момент инерции эффективного сечения I_{eff} (или I_{fic}) может быть принят переменным вдоль пролета либо постоянным, исходя из максимального абсолютного момента в пролете от характеристической нагрузки.

Альтернативно, момент инерции сечения может быть рассчитан с использованием интерполяции сечения брутто и эффективного сечения по формуле:

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} (I_{gr} - I(\sigma)_{eff})$$

7.3.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

A.1.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

7.1 (1) и (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

7.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

7.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

где:

I_{gr} момент инерции поперечного сечения брутто

σ_{gr} максимальное напряжение сжатия от изгиба при расчете по эксплуатационной пригодности с геометрическими характеристиками поперечного сечения брутто

$I(\sigma)_{eff}$ момент инерции эффективного поперечного сечения, рассчитанный для максимального напряжения $\sigma \geq \sigma_{gr}$

Максимальным напряжением является наибольшее по абсолютному значению напряжение в пределах рассматриваемой расчетной длины элемента.

Использование постоянного наиболее редуцированного сечения настила с наименьшей изгибной жесткостью завышает реальные прогибы, однако значительно упрощает методику расчета. При превышении допустимых прогибов можно изыскать дополнительные резервы через учет изменения сечения по длине.

Определение прогибов

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 и его национальному приложению прогиб профилированного настила на этапе строительства под действием собственного веса и веса не затвердевшей бетонной смеси без учета строительно-монтажных нагрузок не должен превышать $L/200$, где L – расчетный пролет между опорами, включая временные.

С целью исключить эффект запруживания и соответствующее увеличение нагрузок прогиб дополнительно может ограничиваться значением $h/10$, где h – толщина плиты.

Прогиб от строительно-монтажных нагрузок не учитывается, потому что при надлежащем выполнении работ вес людей и оборудования не будет воздействовать на профнастил все время до затвердения бетонной смеси, и не должен повлиять на фактический остаточный прогиб.

Прогибы могут быть определены в предположении упругой работы стали.

Поскольку нагрузка от уложенной бетонной смеси является равномерно распределенной по всей поверхности, то в общем случае удобно принять постоянное по длине сечение и использовать готовые расчетные формулы прогибов согласно Таблице 6.5.

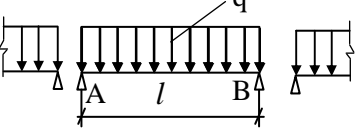
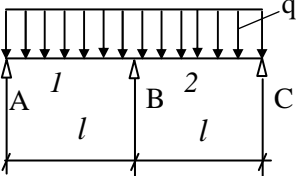
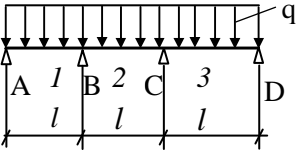
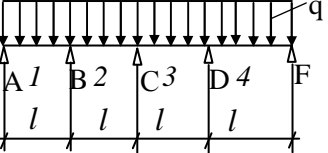
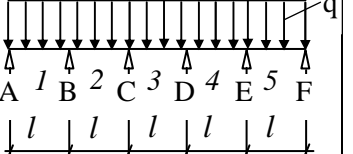
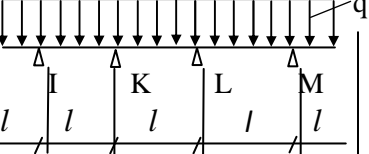
Дополнительные справочные данные и более подробное изложение методики расчета профилированных настилов можно найти в публикации Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

9.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.3.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Таблица 6.5. Результаты воздействий в неразрезных балочных элементах постоянного сечения

Схема с обозначениями	Момент		Поперечное усилие		Опорная реакция		Относительный прогиб от равномерно распределенной нагрузки, $\frac{ql^4}{EI}$
	Обозначение	Значение множителя, ql^2	Обозначение	Значение множителя, ql	Обозначение	Значение множителя, ql	
<p>Однопролетная схема</p> 	M_{Ed}	0,125	$Q_{A,Ed}$	0,5	R_A	0,5	0,013
<p>Неразрезная двухпролетная балка</p> 	$M_{1,Ed}$ $M_{B,Ed}$	0,070 -0,125	$Q_{A,Ed}$ $Q_{1B,Ed}$	0,375 -0,625	R_A R_B	0,375 1,250	0,0052
<p>Неразрезная трехпролетная балка</p> 	$M_{1,Ed}$ $M_{B,Ed}$ $M_{2,Ed}$	0,080 -0,100 0,025	$Q_{A,Ed}$ $Q_{1B,Ed}$ $Q_{2B,Ed}$	0,400 -0,600 0,500	R_A R_B	0,400 1,100	0,00677 0,00052
<p>Неразрезная четырехпролетная балка</p> 	$M_{1,Ed}$ $M_{B,Ed}$ $M_{2,Ed}$ $M_{C,Ed}$	0,077 -0,107 0,037 -0,071	$Q_{A,Ed}$ $Q_{1B,Ed}$ $Q_{2B,Ed}$ $Q_{2C,Ed}$	0,393 -0,607 0,536 -0,464	R_A R_B R_C	0,393 1,143 0,926	0,0063 0,0019
<p>Неразрезная пятипролетная балка</p> 	$M_{1,Ed}$ $M_{B,Ed}$ $M_{2,Ed}$ $M_{C,Ed}$ $M_{3,Ed}$	0,078 -0,105 0,033 -0,079 0,046	$Q_{A,Ed}$ $Q_{1B,Ed}$ $Q_{2B,Ed}$ $Q_{2C,Ed}$ $Q_{3C,Ed}$	0,395 -0,605 0,526 -0,474 0,500	R_A R_B R_C	0,393 1,132 0,974	0,00646 0,0015
<p>Неразрезная многопролетная балка</p> 	$M_{span1,Ed}$ $M_{span,Ed}$ $M_{sup,Ed}$	0,078 0,042 -0,083	$Q_{sup,Ed}$	0,500	$R_I =$ $= R_K$ $=$ $= R_L =$ $= R_M$	1,000	0,0078 0,00264

6.1.1.2 Расчет балок настила

Расчетное сечение

В балках на этапе строительства еще не обеспечена совместная работа стали и бетона, поэтому расчетным сечением является исключительно та часть сечения, которая до затвердения бетона способна нести нагрузку, а именно стальной профиль.

Важно учитывать и указывать в общих данных те расчетные предпосылки, которые приняты для стальных балок на этапе строительства. В частности, расчетная схема должна отражать фактическую жесткость узлов, грузовую площадь, условия опирания и раскрепления на этапе строительства, которые могут значительно отличаться от аналогичных условий на этапе эксплуатации.

Прогиб на этапе строительства можно уменьшить подкреплением временными подпорками либо приданием конструкции строительного подъема.

Определение прогибов

На этапе строительства балки настила работают как стальные элементы, воспринимающие нагрузки от собственного веса конструкции и бетонной смеси. При этом, определяя прогибы, как правило, не рассматриваются временные нагрузки от людей и оборудования, поскольку они не воздействуют на конструкцию постоянно и не должны повлиять на фактический прогиб после затвердения бетона. После же затвердения бетона нагрузки будут воздействовать уже на намного более жесткое сечение.

При приложении нагрузок только к стальным элементам прогибы следует определять согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

Прогибы стальных элементов, как правило, определяются в упругой стадии и не учитывают пластических деформаций.

Если для проверки предельных состояний по несущей способности используется статический расчет с учетом пластических деформаций, то при оценке предельного состояния по эксплуатационной пригодности необходимо учитывать перераспределение сил и моментов.

Если в нормальных условиях возможно возникновение неупругих деформаций, то исключается возможность рассматривать прогибы как обратимые предельные состояния с расчетом по частой комбинации нагрузок, и требуется расчет по характеристическому их сочетанию.

В целях упрощения Таблицы 6.6 и 6.7 приводят выражения для определения прогибов простых однопролетных балок постоянного сечения с различными условиями опирания и нагружения. Балки настила чаще всего будут загружены равномерно распределенной нагрузкой, а главные балки, в свою очередь, будут воспринимать их опорные реакции в виде сосредоточенных усилий.

7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

7.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таблица 6.6. Усилия и прогибы для однопролетных балок с распределенной нагрузкой

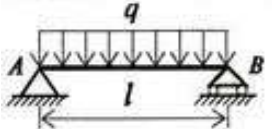
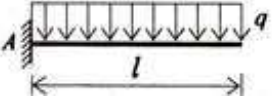
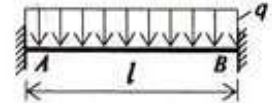
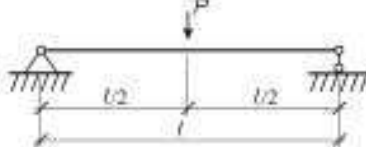

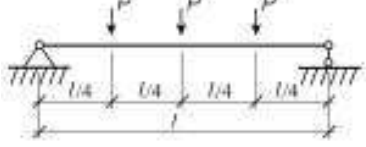
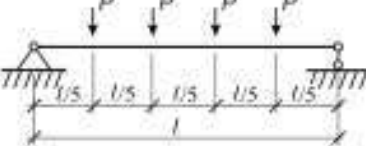
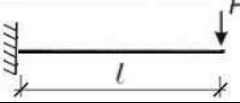
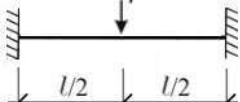
№	Схема нагружения	Внутренние усилия	Максимальный прогиб и значение множителя $f = k \frac{ql^4}{EI}$
1		$M_{\max} = ql^2 / 8$ $Q_{\max} = ql / 2$	$k = 0,013$
2		$M_{\max} = -ql^2 / 2$ $Q_{\max} = ql$	$k = 0,125$
3		$M_{\max} = -ql^2 / 12$ $Q_{\max} = ql / 2$	$k = 0,0026$

Таблица 6.7. Усилия и прогибы для однопролетных балок с сосредоточенными нагрузками

№	Схема нагружения	Внутренние усилия	Максимальный прогиб и значение множителя $f = k \frac{Pl^3}{EI}$
1		$M_{\max} = Pl / 4$ $Q_{\max} = P / 2$	$k = 0,021$
2		$M_{\max} = Pl / 3$ $Q_{\max} = P$	$k = 0,031$
3		$M_{\max} = Pl / 2$ $Q_{\max} = 1,5P$	$k = 0,049$
4		$M_{\max} = 3Pl / 5$ $Q_{\max} = 2P$	$k = 0,051$
5		$M_{\max} = Pl$ $Q_{\max} = P$	$k = 0,333$
6		$M_{\max} = \pm Pl / 8$ $Q_{\max} = 0,5P$	$k = 0,0052$

Хотя обычно предпочтение отдается однопролетным шарнирно опертым балкам, в отдельных случаях используются и неразрезные схемы. Для таких балок с равномерно распределенной нагрузкой выражения для усилий и прогибов сведены в Таблицу 6.5.

Не стоит забывать, что для неразрезных балок при определении, как усилий, так и прогибов следует рассматривать возможные вариации временных нагрузок. Стандартные схемы включают нагружения через пролет и смежных пролетов. Не все временные нагрузки обязательно необходимо прикладывать через пролет, потому что Еврокоды предписывают использовать возможные сочетания нагрузок. Например, временная нагрузка от людей и оборудования может располагаться через пролет, а снег через пролет не выпадет. Поэтому для этапа строительства, хотя и необходимо учитывать технологию выполнения работ, но в общем случае нагрузка от бетонной смеси может приниматься равномерно распределенной по всем пролетам, а схемы с поочередным нагружением более актуальны для полезных нагрузок этапа эксплуатации.

6.1.2 Расчет на этапе эксплуатации

6.1.2.1 Расчет сталежелезобетонных плит

Расчетное сечение

Сечение плиты на этапе эксплуатации рассчитывается как сталежелезобетонное только при обеспечении совместной работы бетона и настила. В противном случае на этапе эксплуатации плита рассчитывается как железобетонное ребристое перекрытие согласно Еврокоду 2 (ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1).

Геометрические характеристики композитных сечений из стали и бетона определяются приведением площадей разнородных материалов к одному из них с сохранением исходного положения осей каждого компонента. Данная операция выполняется через коэффициенты приведения, которые являются соотношением модулей упругости соответствующих материалов. Поскольку для бетона характерно изменение модуля упругости со временем, то и значения коэффициентов приведения зависят от характера и длительности рассматриваемого воздействия, что описано в Разделах 4.4.1.1 и 6.1.2.2.

Проверка эксплуатационной пригодности сталежелезобетонной плиты после включения настила в совместную работу с бетоном выполняется для комбинированного сечения на рассматриваемой ширине с учетом следующих основных аспектов:

- последовательности возведения;
- ползучести и усадки бетона;
- трещинообразования в бетоне;
- неполного взаимодействия компонентов сечения и неупругих деформаций.

Прогибы сталежелезобетонной плиты следует определять с помощью упругого расчета без учета усадки бетона.

9.8.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Усадку рекомендуется учитывать для плит с длинными пролетами. Упрощенно прогиб сталежелезобетонной плиты по профилированному настилу от усадки может быть определен по формуле:

$$\delta_{sh} = \frac{\varepsilon_s \cdot h_c \cdot (y_c - 0.5 \cdot h_c)}{8 \cdot n_c \cdot I_c}$$

где:

ε_s деформация усадки бетона согласно Разделу 4.4.1.1.

h_c толщина слоя бетона выше профилированного настила

y_c расстояние от верхней грани плиты до нейтральной оси сталежелезобетонной плиты в упругой стадии

I_c момент инерции сталежелезобетонной плиты, рассчитанный исходя из коэффициента приведения n_c для длительного воздействия усадки

n_c коэффициент приведения для длительного воздействия усадки

Прогибы внутренних пролетов неразрезных плит при сдвиговом соединении за счет рифов, тиснений, обратных гофров и дополнительной анкеровки допускается выполнять с использованием следующих приближений:

9.8.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- момент инерции сечения принимают равным среднему из значений с трещинами и без;

$$I_c = \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2}$$

- для бетона допускается использовать среднее значение коэффициента приведения при долговременных и кратковременных воздействиях.

$$n = \frac{E_a}{E'_{cm}} = \frac{E_a}{\frac{1}{2}(E_0 + E_p)}$$

где:

E_0 начальный модуль упругости бетона ($n_L = n_0 = E_a/E_{cm}$)

E_p приведенный модуль упругости бетона для долговременного нагружения ($t_0; \infty$)

В крайних пролетах деформации сдвига на концах могут значительно влиять на прогиб. Исключить влияние концевых деформаций сдвига по контакту сталь-бетон при определении прогибов плиты в крайних пролетах допускается, если начальная сдвигающая нагрузка при испытаниях, определяемая как нагрузка, вызывающая концевую деформацию сдвига в 0,5мм, превышает в 1,2 раза расчетную эксплуатационную нагрузку.

9.8.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если при нагрузке, не превышающей в 1,2 раза расчетной эксплуатационной, концевая деформация сдвига составляет более 0,5мм, то следует устанавливать концевые анкеры. Альтернативно прогибы можно определять с учетом влияния концевых деформаций сдвига.

9.8.2 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если при наличии концевой анкеровки нет экспериментальных данных о сдвиговом соединении по контакту настила и бетона, то расчет следует упростить и рассматривать сталежелезобетонное перекрытие, как арку с затяжкой. При расчете такой модели удлинение и укорочение ее элементов приводит к прогибу, который следует учитывать при определении суммарного значения.

9.8.2 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Определение прогибов

Прогибы сталежелезобетонных плит допускается не проверять при выполнении следующих условий:

9.8.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- при незначительных напряжениях в бетоне отношение длины пролета к высоте конструкции не превышает предельных значений;
- исключается влияние концевого сдвига.

Предельные отношения пролет/высота с последующим умножением на поправочные коэффициенты для учета типа армирования и без учета строительного подъема согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 рассчитываются по формулам:

7.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ при } \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'_0} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ при } \rho > \rho_0$$

где:

l/d предельное соотношение пролет/высота

K коэффициент, учитывающий различные конструктивные системы

$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$ базовый процент армирования

ρ необходимый процент армирования растянутой арматуры в середине пролета для восприятия момента от расчетных нагрузок (для консолей – на опоре)

ρ' необходимый процент армирования сжатой арматуры в середине пролета для восприятия момента от расчетных нагрузок (для консолей – на опоре)

f_{ck} характеристическое значение прочности бетона по цилиндрическому образцу, Н/мм²

Выражения даны в предположении, что напряжения в арматуре σ_s при нагрузках, соответствующих проверкам эксплуатационной пригодности в сечении с трещинами в середине пролета балки либо на опоре консоли составляют 310Н/мм² (что приблизительно соответствует $f_{sk} = 500\text{Н/мм}^2$).

Если учитывается другой уровень напряжений, то полученные по выражениям значения необходимо умножить на $310/\sigma_s$. В запас, как правило, принимают:

$$310/\sigma_s = 500 / (f_{sk} \cdot A_{s,req} / A_{s,prov})$$

где:

$A_{s,req}$ необходимая по расчетам несущей способности площадь арматуры

$A_{s,prov}$ фактическая площадь арматуры в рассматриваемом сечении

Для бетонов на легких заполнителях базовые соотношения пролет/фактическая высота при отсутствии осевого сжатия необходимо уменьшать коэффициентом

$$\left(\frac{\rho}{2200}\right)^{0,3}$$

где:

ρ плотность легкого бетона

Принимая в качестве исходных данных бетон С30/37, напряжения в бетоне $\sigma_s = 310 \text{ Н/мм}^2$ и коэффициент армирования $\rho = 0,5\%$, что соответствует незначительным напряжениям в бетоне, ДСТУ-Н Б EN1992-1-1 в зависимости от конструктивной схемы приводит значения, указанные в Таблице 6.8.

Таблица 6.8. Базовые соотношения пролет/номинальная высота для сталежелезобетонных элементов без осевого сжатия

Конструктивная схема	К	Обычные бетоны при незначительном уровне напряжений	Легкий бетон ($\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$) при незначительном уровне напряжений
Плита, шарнирно опертая в одном или двух направлениях	1,0	20	18,8
Крайний пролет неразрезной опертой в одном направлении плиты либо оперной в двух направлениях и неразрезной вдоль более длинной стороны	1,3	26	24,5
Внутренний пролет плиты, опертой в одном либо двух направлениях	1,5	30	28,3

Для типовых неразрезных сталежелезобетонных плит перекрытий согласно Таблице 6.9 суммарный прогиб будет составлять:

$$\delta_{total} = \delta_0 + \delta$$

где:

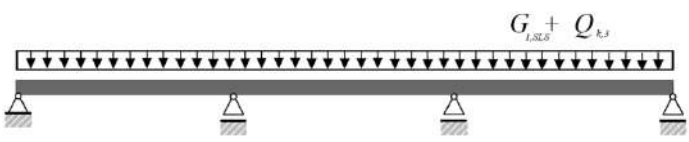
δ_0 прогиб настила от характеристической комбинации веса профнастила, армирования и не затвердевшей бетонной смеси согласно Разделам 6.1.1.1 и 3.2 (необратимый прогиб)

δ прогиб сталежелезобетонного сечения от частой комбинации временных нагрузок, веса финишных покрытий и других постоянных нагрузок сверх учтенных этапом строительства (обратимый прогиб)

11.7 (1)Р и
11.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

на основании
Таблицы 7.4N
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 6.9. Последовательность расчета суммарного прогиба типовой неразрезной сталежелезобетонной плиты

Вес настила, армирования и незатвердевшей бетонной смеси		
	Рассчитывается только профнастил без учета совместной работы	δ_0
Наиболее неблагоприятная частая комбинация		
	Средние значения момента инерции (учитывает образование трещин) и коэффициента приведения (учитывает ползучесть)	δ

Для сталежелезобетонных плит, уложенных по однопролетной схеме, которые чаще всего представлены длиннопролетными системами по наиболее высоким профнастилам используются те же принципы и алгоритмы, которые приводятся в Разделе 6.1.2.2 для типовых однопролетных балок.

Контроль вибраций

Получение достаточно точных результатов по критериям собственных частот и коэффициента отклика возможно только при рассмотрении всей конструкции перекрытия. Обобщенная методика для сталежелезобетонных перекрытий приводится далее в Разделе 6.1.2.2.

Трещиностойкость

Если неразрезные сталежелезобетонные плиты рассчитывают как несколько однопролетных плит, что допускается Еврокодом 4, то площадь сечения арматуры, располагаемой над гофрами и препятствующей трещинообразованию должна составлять не менее:

- 0,2% площади поперечного сечения бетона над гофрами для плит, возводимых без временных опор;
- 0,4% для плит, возводимых с временными опорами.

Данное армирование в виде сетки по всей площади плиты, как правило, присутствует всегда.

Если в армированных обычной или преднапряженной арматурой плитах зданий действует изгиб без значительного осевого растяжения, то допускается не предусматривать специальных мероприятий для ограничения трещиностойкости при условии, что общая их толщина не превышает 200мм и выполнены конструктивные требования Еврокода 2.

Однако в сталежелезобетонных перекрытиях плиты одновременно выполняют собственную функцию и являются частью балок. Поэтому контроль раскрытия трещин плит как независимого элемента охватывает только одно из возможных направлений действия усилий. Вторым потенциальным местом образования трещин являются надпорные зоны неразрезных сталежелезобетонных балок, методика контроля

9.8.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

трещиностойкости которых приводится в Разделе 6.1.2.2. Контроль образования трещин в обоих случаях подчиняется одним принципам и при необходимости проверки трещиностойкости плит, как независимых элементов, это может быть выполнено согласно расчетной методике Раздела 6.1.2.2.

6.1.2.2 Расчет сталежелезобетонных балок

Расчетное сечение

Сталежелезобетонное сечение предполагает расчет на этапе эксплуатации после затвердения бетона, когда бетонное заполнение вступает в совместную работу со стальным сечением.

Как и в расчете по предельным состояниям несущей способности определяющим фактором для геометрии сечения является эффект сдвигового запаздывания, который учитывается аналогично и определяет размер эффективной ширины бетонной полки, что описано в Разделе 5.2.2.1.

При приложении нагрузок к сталежелезобетонным элементам прогибы следует определять расчетом в упругой стадии согласно Разделу 5 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, пояснения для которого приводятся в Разделе 4 данной публикации.

Расчет прогибов в упругой стадии требует определения момента инерции композитного сечения из стали и бетона. Причем в зависимости от коэффициента ползучести бетона жесткость сечения будет меняться со временем.

Ползучесть – это длительный эффект неупругих деформаций бетона. В начале ползучесть может проявляться достаточно активно, но склонна затухать со временем. Эффект ползучести в результате может превысить упругие деформации в несколько раз. Наиболее значительное влияние на ползучесть оказывает возраст бетона в момент приложения той или иной нагрузки. Для элементов с временными подпорками на этапе строительства моментом приложения основных нагрузок может считаться момент их демонтажа.

Чтобы рассчитать момент инерции неоднородного сечения используют коэффициенты приведения согласно Разделу 4.4.1.1, а для учета ползучести в них вводится коэффициент ползучести, влияющий на модуль упругости бетона. Таким образом сечение из двух материалов теоретически приводится к одному материалу, а все остальные вычисления геометрических характеристик выполняются стандартными приемами сопротивления материалов. В итоге выражение для момента инерции сечения без трещин типовой сталежелезобетонной балки с расположением плиты поверх балок, приведенного к стали, принимает вид:

$$EI_L = E_a \cdot I_a + E_c \cdot I_c + \frac{E_a \cdot A_a \cdot E_c \cdot A_c}{E_a \cdot A_a + E_c \cdot A_c} \cdot a^2$$

где:

E_a модуль упругости стали

I_a момент инерции стального сечения относительно собственной оси

A_a площадь стального сечения

E_c модуль упругости бетона, приведенный к стали с учетом характера и длительности действия нагрузки

7.3.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

I_c момент инерции эффективного бетонного сечения

A_c площадь эффективного бетонного сечения

a расстояние между центральными осями стальной и бетонной составляющих сечения

Модуль упругости E_c в данной формуле принимает различные значения в зависимости от рассматриваемого нагружения.

Для кратковременных нагрузок:

$$\psi_L = 0 \quad E_0 = \frac{E_{cm}}{n_c} = \frac{E_{cm}}{1+0 \cdot \varphi(t, t_0)} = E_{cm}$$

Для постоянных нагрузок неизменных во времени:

$$\psi_L = \psi_P = 1,10 \quad E_P = \frac{E_{cm}}{n_c} = \frac{E_{cm}}{1+1,10 \cdot \varphi(t, t_0)}$$

Для эффектов от усадки бетона:

$$\psi_L = \psi_S = 0,55 \quad E_S = \frac{E_{cm}}{n_c} = \frac{E_{cm}}{1+0,55 \cdot \varphi(t, t_0)}$$

В случаях перекрытий не предназначенных для длительного складирования с учетом дополнительных требований Раздела 4.4.1.1 допускается не выполнять такое подробное разделение, а принимать для кратковременных и длительных нагружений номинальный коэффициент приведения $n_L = 2 \cdot n_0$.

5.4.2.2 (11)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если нейтральная ось сечения в упругой стадии находится в пределах плиты, то растянутый бетон ниже ее уровня следует исключать из расчета. Тогда на первом этапе определяют положение нейтральной оси для данного коэффициента приведения, а на втором - рассчитывают жесткость без учета растянутой зоны бетона.

Определение прогибов

При определении прогибов сталежелезобетонных балок следует учитывать эффекты от:

- сдвигового запаздывания;
- ползучести и усадки бетона;
- трещинообразования в бетоне и влияния растянутого бетона;
- последовательности возведения;
- увеличения прогиба в результате неполного взаимодействия компонентов сечения, обусловленного деформацией сдвигового соединения;
- неупругой работы стали и арматуры, если это имеет место;
- стесненному или свободному кручению, если это имеет место.

Сдвиговое запаздывание учитывается ограничением эффективной ширины плиты, а ползучесть – через коэффициенты приведения, как описано выше.

Еще одним нелинейным эффектом, увеличивающим прогиб сталежелезобетонной конструкции, является усадка. Эффекты усадки могут иметь существенное влияние на прогибы балок.

Когда заказчиком не установлено особых требований, то влиянием кривизны от усадки обычных бетонов можно пренебречь, если отношение длины пролета к общей высоте балки не превышает 20.

В остальных случаях усадка может рассматриваться как отдельное длительное нагружение изгибающим моментом M_{cs} согласно Разделу 4.4.1.1. В данной расчетной ситуации для определения геометрических характеристик принимается коэффициент приведения n_c соответствующий длительному воздействию усадки на конструкцию, как описано выше.

Упрощенно кривизну от усадки допускается определять по выражению:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \cdot n_c \cdot \frac{S}{I}$$

где:

$1/r_{cs}$ кривизна в следствии усадки

ε_{cs} деформация полной свободной усадки согласно Разделу 4.4.1.1

S статический момент стальной составляющей относительно центральных осей сечения

I момент инерции сечения

n_c коэффициент приведения, соответствующий длительному воздействию усадки

Для классической композитной балки со сталежелезобетонной плитой поверх стального профиля упрощенная формула принимает вид:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a) A_a}{2 \cdot (1 + n_c \cdot r) \cdot I_0}$$

где:

h_c высота бетонного заполнения над гофрами настила

h_p высота гофров настила

h_a высота стального сечения

A_a площадь сечения стального профиля

r отношение площади стального профиля к площади сечения бетона

I_0 момент инерции сталежелезобетонного сечения балки, исходя из расчета без трещин

Прогиб однопролетной балки от усадки в таком случае составляет:

$$\delta_S = 0.125 \cdot \frac{1}{r_{cs}} \cdot L^2$$

7.3.1 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

где L - это пролет балки.

Также прогибы неразрезных балок изменяются вследствие влияния растрескивания в зоне действия негативного изгибающего момента. Это может быть учтено вычислением момента инерции в зоне действия негативного изгибающего момента без учета растянутого бетона.

Влияние трещинообразования в бетоне в местах действия отрицательного изгибающего момента на прогибы следует учитывать методами расчета, приведенными в Разделе 5.4.2.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, которому соответствует Раздел 4.4.1.2 данной публикации.

7.3.1 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для расчета балок с критическими сечениями класса 1, 2 или 3 допускается использовать следующий упрощенный метод. На каждой промежуточной опоре, где растягивающее напряжение в бетоне σ_{ct} превышает $1.5f_{ctm}$ или $1.5f_{lctm}$, в зависимости от обстоятельств, изгибающий момент, определяемый при расчете согласно методике Раздела 4.4.1.2 без учета трещинообразования, умножают на понижающий коэффициент f_1 согласно Рисунку 6.1, а изгибающие моменты в смежных пролетах соответствующим образом увеличивают. Кривую А можно применять только для внутренних пролетов, если погонная нагрузка во всех пролетах одинакова и пролеты отличаются по длине не более, чем на 25%. В противном случае принимается приближенное нижнее значение $f_1 = 0,6$ (линия В).

7.3.1 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

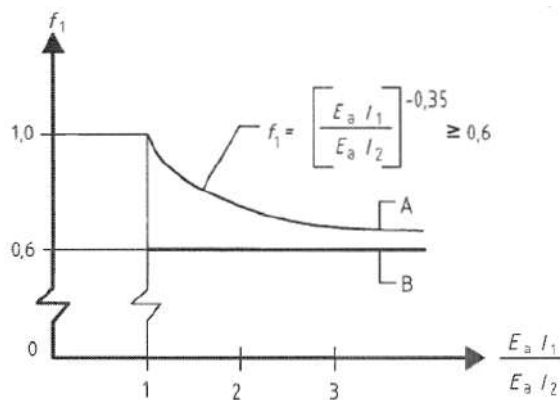


Рисунок 7.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 6.1. Понижающий коэффициент для изгибающего момента на опорах

Альтернативно допускается использовать более точную методику с введением в расчетную схему «сечений с трещинами» на базе глобального упругого анализа всей конструктивной системы с целью вычисления негативного изгибающего момента напрямую. В таком случае понижающие коэффициенты не применяются.

Влиянием неполного взаимодействия компонентов сечения можно пренебречь, если обеспечено полное сдвиговое соединение или если:

7.3.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- а) сдвиговое соединение рассчитано согласно требованиям ДСТУ-Н Б EN1994-1-1;
- б) количество соединительных элементов составляет не менее половины от количества, необходимого для обеспечения полного объединения ($\eta = \frac{N}{N_f} \geq 0.5$), либо усилия, определенные расчетом в упругой стадии и действующие на соединительные элементы в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности, не превышают их несущей способности P_{Rd} ;
- в) в плитах с ребрами, расположенными поперек балки, высота ребер не превышает 80мм.

Для сталежелезобетонных балок с частичным сдвиговым соединением при заданной нагрузке характер зависимости прогибов от количества анкерных упоров показан на Рисунке 6.2.

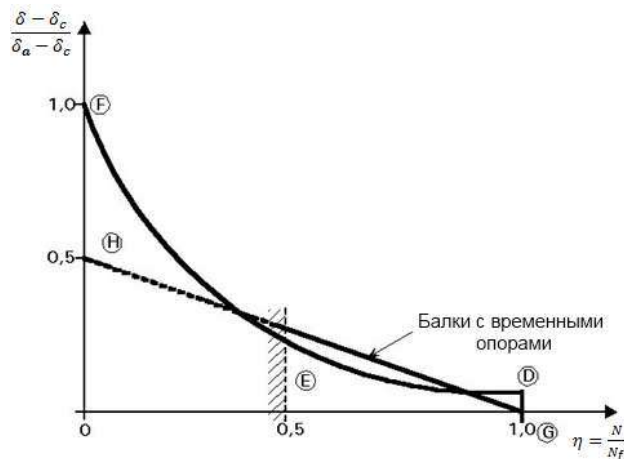


Рисунок 6.2. Влияние частичного сдвигового соединения на прогибы

Степень сдвигового соединения ниже 0,4 на практике ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 не допускается. Поэтому, если указанные условия не выполняются и при этом $\eta > 0,4$, то в отсутствие более точных данных и результатов испытаний, увеличение прогибов от неполного взаимодействия может быть получено исходя из следующей аппроксимации:

- для конструкций с временными опорами:

$$\delta = \delta_c \left[1 + 0,5 \cdot (1 - \eta) \left(\frac{\delta_a}{\delta_c} - 1 \right) \right]$$

- для конструкций без временных опор:

$$\delta = \delta_c \left[1 + 0,3 \cdot (1 - \eta) \left(\frac{\delta_a}{\delta_c} - 1 \right) \right]$$

где:

$$\eta = \frac{N}{N_f} \text{ степень сдвигового соединения}$$

δ_c прогиб сталежелезобетонной балки при полном сдвиговом соединении

δ_a прогиб только стальной балки при тех же нагрузках

Еще одним фактором, влияющим на прогибы неразрезных балок, является возможность возникновения текучести в зоне действия негативного изгибающего момента.

При определении прогиба балок без временных опор можно учесть влияние местной текучести в опорной зоне стального элемента умножением изгибающего момента на опоре на следующие дополнительные понижающие коэффициенты:

$f_2 = 0,5$ - при достижении предела текучести f_y до затвердения бетонной плиты;

$f_2 = 0,7$ - при достижении предела текучести f_y после затвердения бетонной плиты.

7.3.1 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Это правило применяют для определения максимального прогиба, но не для определения строительного подъема.

Прогиб в середине пролета неразрезной балки, с учетом влияния перераспределения моментов на опорные зоны, может быть вычислен по формуле:

$$\delta = \delta_0 \cdot \left(1 - C \cdot \frac{M_1 + M_2}{M_0}\right)$$

где:

$C = 0.6$ для равномерно распределенной нагрузки, и 0.5 – для сосредоточенной.

δ_0 и M_0 соответственно прогиб и изгибающий момент в эквивалентной однопролетной шарнирно-опертой балке

M_1 и M_2 отрицательные моменты на опорах (для аналогичных условий нагружения), уменьшенные вследствие учета растрескивания и текучести, по методике, описанной выше.

В качестве упрощения при равных соседних пролетах и равномерно распределенной нагрузке, для неразрезных сталежелезобетонных балок может быть принят аппроксимирующий коэффициент прогибов $k = 3/384$ – в средних пролетах, и $k = 4/384$ – в крайних. Момент инерции при этом вычисляется на основе геометрических характеристик сечения без трещин.

Нагрузки и их комбинации на этапе эксплуатации принимаются согласно Разделу 3.3 данной публикации. Одна из сложностей расчета прогибов сталежелезобетонных балок состоит в использовании характеристических, частых и квазипостоянных комбинаций в зависимости от характера и длительности воздействий.

При условии, что деформации не вызывают таких необратимых последствий как растрескивание напольных покрытий либо повреждения перегородок, предельное состояние по эксплуатационной пригодности может считаться обратимым. В таких случаях для определения прогибов сталежелезобетонных балок может использоваться частое сочетание постоянных (G) и переменных (Q) нагрузок. Если же рассматривается категория «конструктивных» критериев эксплуатационной пригодности (обеспечение целостности конструкций и узлов, сохранение заданных уклонов), то расчет следует вести по характеристическому сочетанию нагрузок.

Квазипостоянную комбинацию используют для расчета увеличения прогиба в результате ползучести.

Начальным уровнем, относительно которого отсчитывается вертикальный прогиб балок без временных опор, является верх сталежелезобетонной балки. За начальный уровень низ балки принимают только в том случае, если прогиб может ухудшить внешний вид здания.

Если стальной элемент полностью укреплен временными подпорками на этапе строительства, то суммарный прогиб сталежелезобетонной балки для обратимого предельного состояния согласно Таблице 6.10 будет равен:

$$\delta_{total} = \delta_1 + \delta_{2,1} + \delta_{2,2} + \delta_{2,3}$$

где:

7.3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

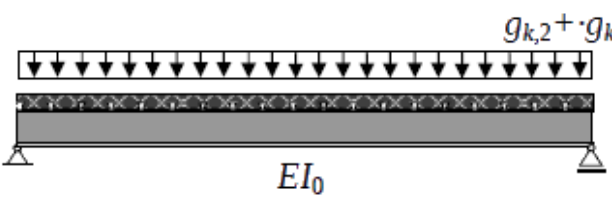
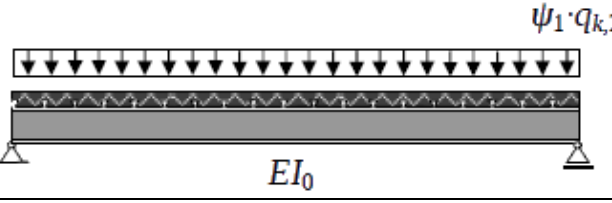
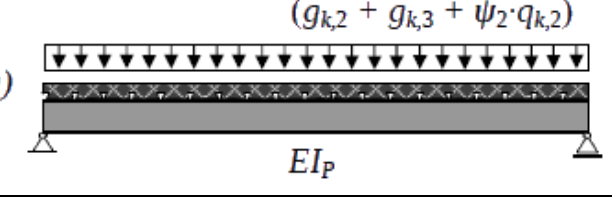
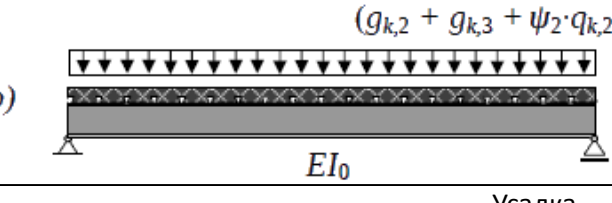
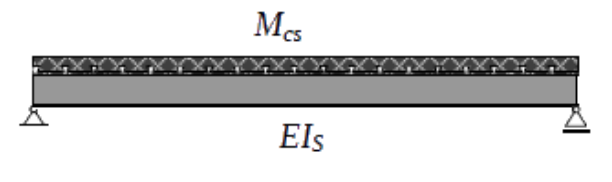
δ_1 прогиб от постоянных нагрузок (нагрузка прикладывается в возрасте $t_0 = 28$ суток)

$\delta_{2,1}$ прогиб от частого значения переменных нагрузок в момент первого приложения нагрузки

$\delta_{2,2}$ прогиб в результате ползучести от квазипостоянной комбинации нагрузок в момент $t = \infty$

$\delta_{2,3}$ прогиб от усадки

Таблица 6.10. Последовательность расчета обратимого прогиба типовой однопролетной сталежелезобетонной балки, полностью подкрепленной на этапе строительства

Постоянная нагрузка		
	$t = 0 \rightarrow$ характеристики сечения для кратковременной нагрузки	δ_1
Частое значение переменной нагрузки (частое сочетание)		
	$t = 0 \rightarrow$ характеристики сечения для кратковременной нагрузки	$\delta_{2,1}$
Увеличение прогиба в результате ползучести (квазипостоянное сочетание нагрузок) $\delta_{2,2} = (a) - (b)$		
<p>a)</p> 	$t = \infty \rightarrow$ характеристики сечения для длительного нагружения ($t_0 = 28$ суток)	$\delta_{2,2}$
<p>b)</p> 	$t = 0 \rightarrow$ характеристики сечения для кратковременной нагрузки	
Усадка		
	$t = \infty \rightarrow$ характеристики сечения для длительного нагружения ($t_0 = 1$ сутки)	$\delta_{2,3}$

Для сталежелезобетонных балок без временных подпорок на этапе строительства суммарный прогиб для обратимого предельного состояния согласно Таблице 6.11 рассчитывается по формуле:

$$\delta_{total} = \delta_{1,1} + \delta_{1,2} + \delta_{2,1} + \delta_{2,2} + \delta_{2,3}$$

где:

$\delta_{1,1}$ прогиб от постоянных нагрузок непосредственно после укладки бетонной смеси (совместная работа отсутствует)

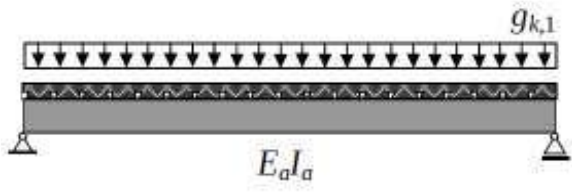
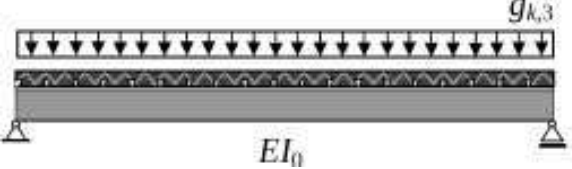
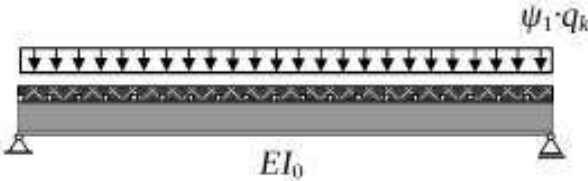
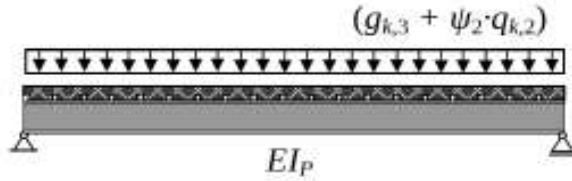
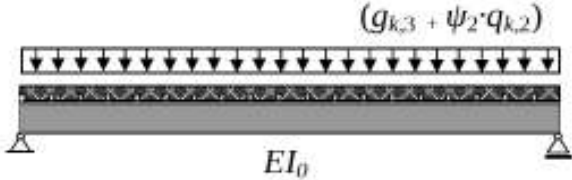
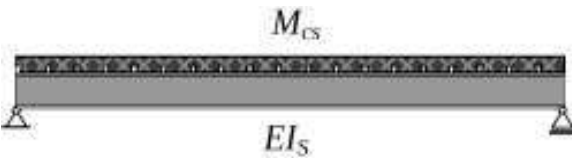
$\delta_{1,2}$ прогиб от веса напольных покрытий, стен и перегородок в момент первого приложения этих нагрузок

$\delta_{2,1}$ прогиб от частого значения переменных нагрузок в момент первого приложения нагрузки

$\delta_{2,2}$ прогиб в результате ползучести от квазипостоянной комбинации нагрузок в момент $t = \infty$

$\delta_{2,3}$ прогиб от усадки

Таблица 6.11. Последовательность расчета обратимого прогиба типовой однопролетной сталежелезобетонной балки без временных опор на этапе строительства

Постоянные нагрузки		
	Непосредственно после укладки смеси (стальное сечение без учета совместной работы)	$\delta_{1,1}$
	$t = 0 \rightarrow$ характеристики сечения для кратковременной нагрузки	$\delta_{1,2}$
Частое значение переменной нагрузки (частое сочетание)		
	$t = 0 \rightarrow$ характеристики сечения для кратковременной нагрузки	$\delta_{2,1}$
Увеличение прогиба в результате ползучести (квазипостоянное сочетание нагрузок) $\delta_{2,2} = (a) - (b)$		
<p>a)</p> 	$t = \infty \rightarrow$ характеристики сечения для длительного нагружения ($t_0 = 28$ суток)	$\delta_{2,2}$
<p>b)</p> 	$t = 0 \rightarrow$ характеристики сечения для кратковременной нагрузки	
Усадка		
	$t = \infty \rightarrow$ характеристики сечения для длительного нагружения ($t_0 = 1$ сутки)	$\delta_{2,3}$

Контроль напряжений

В отдельных случаях требуется дополнительно ограничивать напряжения в сталежелезобетонных элементах. Предельные состояния по эксплуатационной пригодности преимущественно рассчитываются в упругой стадии, поэтому проверки напряжений призваны исключить переход в пластику и другие нелинейные эффекты.

Напряжения сжатия в бетоне должны ограничиваться для предотвращения продольных трещин, микротрещин или высоких уровней ползучести, если они могут негативно сказаться на функционировании конструкции.

7.2 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Для балок ограничение напряжений не требуется, если по предельным состояниям несущей способности нет необходимости в проверке выносливости и отсутствует предварительное напряжение с помощью преднапряженных элементов либо приложения контролируемых деформаций (например, при натяжении элементов на упоры).

7.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для сталежелезобетонных колонн зданий в общем случае ограничение напряжений не требуется.

7.2.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Продольные трещины могут возникать, если уровень напряжений при характеристической комбинации превышает критическое значение. Такие трещины могут снижать долговечность. В отсутствии других мероприятий, как увеличение защитного слоя для арматуры в сжатой зоне или установка поперечной арматуры, следует ограничивать напряжения сжатия до значения $0.6f_{ck}$ в зонах со средой классов условий эксплуатации XD, XF и XS (воздействие хлоридов, морской воды или попеременного замораживания согласно Таблице 2.13).

7.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Если напряжения в бетоне при квазипостоянных нагрузках не превышают $0.45f_{ck}$, можно принимать линейный характер ползучести. При превышении напряжений в бетоне $0.45f_{ck}$ необходимо учитывать нелинейный характер ползучести.

7.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Напряжения растяжения в арматуре следует ограничивать для предотвращения нелинейных эффектов, недопустимых трещин или деформаций.

7.2 (4)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Недопустимые трещины и деформации могут считаться исключенными, если при характеристической комбинации нагрузок растягивающие напряжения в арматуре не превышают $0.8f_{ck}$. Если напряжения вызваны приложением контролируемых деформаций, растягивающие напряжения не должны превышать f_{ck} . Средняя величина напряжений в предварительно напряженной арматуре не должна превышать $0.75f_{ck}$.

7.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Напряжения, как и прогибы, определяются отдельно для длительных и кратковременных нагрузок по соответствующим геометрическим характеристикам и коэффициентам приведения.

Для типовой балки, полностью подкрепленной временными опорами на этапе строительства, напряжения в стальном профиле равны сумме:

$$\sigma_a = \sigma_{Gk,2+3,a} + \sigma_{Qk,2,a}$$

где:

$\sigma_{Gk,2+3,a}$ напряжения в стальном профиле от суммарных постоянных нагрузок, действующих на сталежелезобетонное сечение на этапе эксплуатации

$\sigma_{Qk,2,a}$ напряжения в стальном профиле от переменных нагрузок, действующих на сталежелезобетонное сечение на этапе эксплуатации

Соответствующие напряжения в бетонной части сечения равны:

$$\sigma_c = \sigma_{Gk,2+3,c} + \sigma_{Qk,2,c}$$

где:

$\sigma_{Gk,2+3,c}$ напряжения в бетонной части сечения от суммарных постоянных нагрузок этапа эксплуатации

$\sigma_{Qk,2,c}$ напряжения в бетонной части сечения профиле от переменных нагрузок этапа эксплуатации

Для типовой балки, не подкрепленной временными опорами на этапе строительства, напряжения в стальном сечении определяются по формуле:

$$\sigma_a = \sigma_{Gk,1,a} + \sigma_{Gk,3,a} + \sigma_{Qk,2,a}$$

где:

$\sigma_{Gk,1,a}$ напряжения в стальной балке от постоянных нагрузок этапа строительства (совместная работа отсутствует)

$\sigma_{Gk,3,a}$ напряжения в стальной части сечения от постоянных нагрузок этапа эксплуатации за исключением уже учтенных на этапе строительства значением $\sigma_{Gk,1,a}$

Коэффициенты сочетаний при этом применяются согласно указаниям, приведенным выше.

Напряжения в железобетонной части сечения для аналогичной балки равны сумме:

$$\sigma_c = \sigma_{Gk,3,c} + \sigma_{Qk,2,c}$$

где:

$\sigma_{Gk,3,c}$ напряжения в железобетонной части сечения от постоянных нагрузок этапа эксплуатации без учета нагрузок, которые на этапе строительства воспринимает стальная балка

Контроль вибраций

Проблема вибраций в сталежелезобетонных конструкциях возникает преимущественно для облегченных конструкций, а также для длиннопролетных элементов.

Определяющей для динамического отклика является жесткость более длиннопролетного (гибкого) элемента ячейки перекрытия. Например, для перекрытия с балками настила пролетом 17м, шаг которых составляет 3м, определяющей будет жесткость балки. Увеличение жесткости плиты в таком случае также будет делать свой вклад как за счет поперечной жесткости плиты, так и за счет того, что сама плита является частью эффективного сечения балки.

В сталежелезобетонных перекрытиях эффект демпфирования достаточно незначительно влияет на частоты собственных колебаний. Для однопролетной балки постоянного сечения (с равномерным распределением веса) основная (по первой форме) собственная частота упругих колебаний без учета демпфирования может быть определена по формуле:

$$f_1 = \frac{K}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

где:

$K = \pi/2$ для шарнирно опертой балки

= 3.56 для балки с жестким защемлением с обеих сторон

= 2.47 для балки с жестким защемлением с одной стороны и шарнирной опорой с другой

= 0.56 для консоли с жесткой заделкой на опоре

EI изгибная жесткость элемента

m приведенная погонная масса элемента

l пролет элемента

Для расчетов на динамические воздействия рекомендуется повышать модуль упругости бетона до значения:

$$E_{c,dyn} = 1.1 \cdot E_{cm}$$

Кроме веса балки в расчет часто включают 10% характеристического значения переменной нагрузки.

В наиболее простом случае шарнирно опертой балки удобно привести выражение собственной частоты по первой форме колебаний к зависимости от прогиба δ_m в середине пролета от веса m :

$$\delta_m = \frac{5 \cdot m \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot EI}$$

При подстановке в исходную формулу получим:

$$f_1 = \frac{17.8}{\sqrt{\delta_m}}$$

где δ_m - прогиб в миллиметрах.

Данное выражение удобно для балок и плит, работающих в одном направлении, которые рассматриваются отдельно. Однако в общем случае сталежелезобетонное перекрытие является системой из балок настила с определенным шагом и неразрезной плиты поверх них. В таком случае общий прогиб δ будет суммой прогиба δ_s плиты относительно балок и δ_b балок относительно опор. Для такого случая оценить основную частоту колебаний можно по формуле:

$$f_1 = \frac{17.8}{\sqrt{\delta}}$$

Отсюда:

$$\frac{1}{f_1^2} = \frac{1}{f_{1s}^2} + \frac{1}{f_{1b}^2}$$

где f_{1s} и f_{1b} соответственно собственные частоты плиты и балки, рассмотренных отдельно. Данное выражение может использоваться не только для шарнирно опертых элементов.

Для наиболее тривиальной схемы с шарнирно опертыми балками и неразрезной сталежелезобетонной плитой, расположенной поверх и работающей в одном поперечном направлении, характерная форма колебаний показана на Рисунке 6.3.

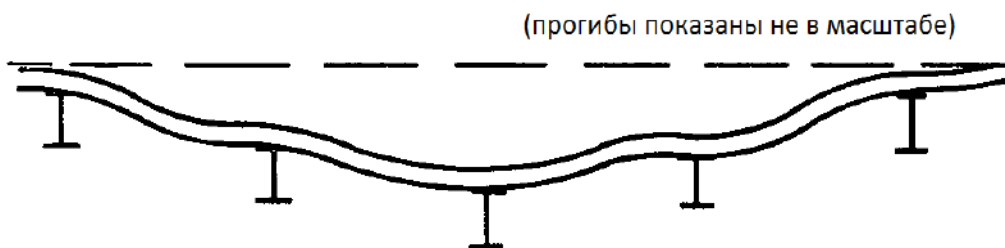


Рисунок 6.3. Сечение перекрытия, показывающее типичную основную форму колебаний

Рассмотрев отдельно шарнирно опертую балку и условно защемленную по концам плиту, можно более точно оценить частоты собственных колебаний всего перекрытия:

- для балок:

$$f_{1,b} = \frac{\pi}{2 \cdot l_b^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_b}{m}}$$

- для плиты:

$$f_{1,s} = \frac{3.56}{l_s^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_s}{m}}$$

где подстрочные индексы *b* и *s* соответственно означают балку и плиту.

В виду сложности ручного расчета среднеквадратического ускорения a_{rms} перекрытия от принудительных колебаний при передвижении людей и соответствующего коэффициента отклика *R* на практике чаще всего используют расчет по конечно-элементной модели. В расчетной схеме особое внимание следует обратить на соответствие жесткостей, условий опирания и нагрузок, формирующих модальные массы, фактическим условиям эксплуатации. Рисунок 6.4 на примере изменения условий опирания плит в пониженном перекрытии из сборных элементов показывает, как значительно может влиять на динамический отклик изменение всего одного параметра расчетной схемы.

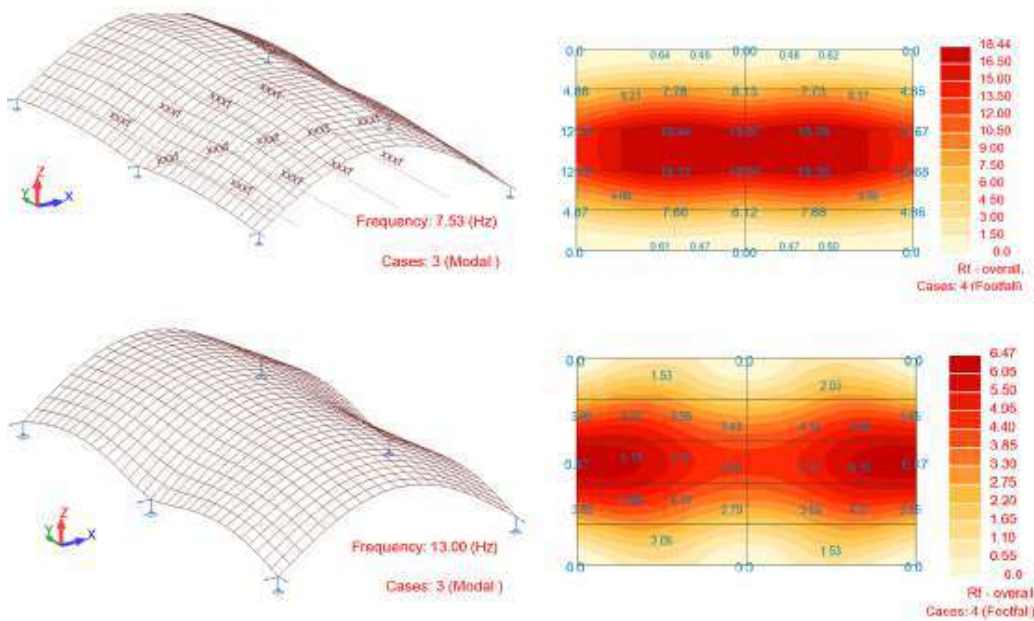


Рисунок 6.4. Изменение динамического отклика пониженного перекрытия из сборных элементов при введении линейных шарниров в плитах

Трещиностойкость

При разрезных схемах опирания балок настила, в которых отсутствует растяжение в открытых поверхностях бетона, и теоретически нет необходимости в контроле ширины раскрытия трещин даже несмотря на неразрезность плит, площадь армирования в пределах эффективной ширины должна составлять не менее:

- 0,4% площади сечения бетона конструкций, возводимых с применением временных опор;
- 0,2% площади сечения бетона конструкций без временных опор.

7.3.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

7.4.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Трещины в плитах сталежелезобетонных перекрытий образуются в следствии двух основных причин:

- растяжение от сдерживания принудительных деформаций (например, в результате сдерживания стальной балкой усадки в плите);
- растяжение от непосредственного воздействия нагрузок.

Ширина раскрытия трещин контролируется для двумя способами:

1. Расчетный метод согласно Еврокоду 2;

2. Конструктивный метод без непосредственных расчетов, включающий:

- определение минимального армирования с ограничением максимального диаметра арматурного стержня, что формирует методику контроля трещинообразования в результате принудительных деформаций;
- контроль трещинообразования от прямого воздействия нагрузок через обеспечение минимального армирования с ограничением максимального диаметра либо максимального шага арматурных стержней в зависимости от напряжений в арматуре.

Если не используется более точный расчет минимального армирования согласно Разделу 7.3.2(1) ДСТУ-Н Б EN1992-1-1, то во всех сечениях без предварительно напряженной арматуры, в которых возникает значительное растяжение от ограничения принудительных деформаций в комбинации с неподтвержденным нагружением или без него, минимальная площадь армирования плит на эффективной ширине, включенной в работу с балкой определяется выражением:

$$A_s = \frac{k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

$f_{ct,eff}$ средняя прочность бетона на растяжение, достигнутая в момент появления первых трещин. Допускается $f_{ct,eff}$ принимать равным f_{ctm} по Таблице 2.11 для тяжелых бетонов и f_{lctm} – по Таблице 2.12 для бетонов на легких заполнителях, принимая класс прочности на предполагаемый момент возникновения трещин. Если возраст бетона на момент возникновения трещин установить не представляется возможным, но он менее 28 суток, допускается принять минимальную прочность 3 Н/мм².

$k = 0,8$ коэффициент, учитывающий влияние неравномерных самоуравновешенных напряжений

$k_s = 0,9$ коэффициент, учитывающий уменьшение нормальных усилий в бетоне плиты при появлении трещин и локальном проскальзывании сдвигового соединения

k_c коэффициент, учитывающий распределение напряжений в сечении непосредственно перед появлением трещин и равный:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2 \cdot z_0)} + 0,3 \leq 1,0$$

h_c толщина бетонной полки без учета вугтов или ребер

7.4.1 (2) и (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

z_0 вертикальное расстояние между центрами тяжести бетонного пояса без трещин и сталежелезобетонного сечения без трещин, определяемое с помощью коэффициента приведения n_0 при кратковременном нагружении

σ_s максимальное напряжение, допускаемое в арматуре непосредственно после образования трещин. Оно может приниматься равным характеристическому пределу текучести арматуры f_{sk} , поскольку напряжения в арматуре не превысят его согласно расчетам по прочности. Однако для выполнения требований по ширине раскрытия трещин может потребоваться понижение значения в зависимости от диаметра арматурного стержня согласно Таблице 6.12.

A_{ct} площадь растянутой зоны бетона (обусловлена приложенной нагрузкой и первичными эффектами усадки) поперечного сечения непосредственно перед образованием трещин. С целью упрощения может приниматься площадь бетонного сечения в пределах эффективной ширины.

Для зданий минимальное нижнее армирование бетонного заполнения обетонированных двутавровых сечений рассчитывается аналогично с использованием $k_c = 0,6$ и $k = 0,8$.

На втором этапе контроля трещин в результате сдерживания принудительных деформаций вводится ограничение максимального диаметра стержня, что выразится в использовании стержней меньшего диаметра с уменьшенным шагом.

Максимальный диаметр стержня при минимальном армировании может быть уточнен до значения ϕ , которое определяется выражением:

$$\phi = \phi^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,0}}$$

где:

ϕ^* максимальный диаметр стержня по Таблице 6.12

$f_{ct,0}$ начальное сопротивление бетона растяжению, составляющее 2,9 Н/мм²

Таблица 6.12. Максимальный диаметр ребристых арматурных стержней

Напряжения в арматуре σ_s , Н/мм ²	Максимальный диаметр стержня ϕ^* , мм		
	$w_k = 0,4$	$w_k = 0,3$	$w_k = 0,2$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Контроль трещинообразования от непосредственного приложения нагрузок, в отличие от принудительных деформаций, требует статического расчета с определением усилий в рассматриваемом сечении и соответствующих напряжений в растянутом армировании.

7.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 7.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для элементов зданий без преднапряжения канатами определение напряжений σ_s в арматуре, как правило, ведется по квазипостоянному сочетанию воздействий.

7.4.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Внутренние усилия следует определять расчетом в упругой стадии, учитывая трещинообразование в бетоне. Напряжения в арматуре следует определять с учетом эффектов упрочнения растянутого бетона между трещинами.

7.4.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Эффект упрочнения заключается в том, что в сечениях между трещинами часть растянутого бетона вокруг арматурных стержней продолжает воспринимать усилия и делает свой вклад в жесткость элемента.

В сечениях сталежелезобетонных балок, где предполагается образование трещин и отсутствует преднапряжение канатами, эффект упрочнения растянутого бетона между трещинами приводит к увеличению напряжений в арматуре по сравнению с аналогичным расчетом без учета растянутого бетона. Напряжения σ_s в растянутой арматуре от непосредственного приложения нагрузки могут быть определены по формуле:

7.4.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s$$

где:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s}$$

$$\alpha_{st} = \frac{A \cdot I}{A_a \cdot I_a}$$

$\sigma_{s,0}$ напряжение в арматуре от внутренних усилий, действующих в сталежелезобетонном сечении, вычисляемое без учета растянутого бетона

$f_{ctm} = f_{ctm}$ для тяжелых бетонов

$f_{ctm} = f_{ictm}$ для бетонов на легких заполнителях

$\rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}}$ коэффициент армирования

A_{ct} эффективная площадь бетонной полки в пределах растянутой зоны, которая для упрощения может приниматься равной площади бетонного сечения в пределах эффективной ширины

A_s общая площадь всей продольной арматуры в пределах эффективной площади A_{ct}

A, I соответственно площадь и момент инерции эффективного сталежелезобетонного сечения без учета растянутого бетона и профилированного листа

A_a, I_a соответствующие характеристики только стального сечения

Если обеспечено минимальное армирование, то в общем случае требование по ширине раскрытия трещин от непосредственного приложения нагрузок может быть выполнено посредством ограничения шага или диаметра стержней. Максимальный диаметр и максимальный шаг стержней зависит от напряжений σ_s и расчетной ширины раскрытия трещин. Максимальные диаметры стержней установлены в Таблице 6.12, а максимальный шаг стержней - в Таблице 6.13.

7.4.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.13. Максимальный шаг ребристых арматурных стержней

Напряжения в арматуре σ_s , Н/мм ²	Максимальный диаметр стержня ϕ^* , мм		
	$w_k = 0,4$	$w_k = 0,3$	$w_k = 0,2$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Таблица 7.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Обе Таблицы 6.12 и 6.13 четко указывают на использование именно ребристой арматуры, что также является элементом мероприятий по обеспечению трещиностойкости. Хорошее сцепление стержней сдерживает раскрытие трещин в бетоне.

Расчетный метод контроля трещиностойкости согласно Еврокоду 2 основан на непосредственном определении ширины раскрытия трещин и ее сравнении с допустимым пределом.

Ширина раскрытия трещин w_k может быть определена по формуле:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

где:

$s_{r,max}$ максимальное расстояние между трещинами

ε_{sm} средние деформации арматуры при действии соответствующей комбинации нагрузок (в общем случае для элементов без предварительного напряжения – квазипостоянная комбинация) и включая эффекты от принудительных деформаций и упрочнения растянутого бетона

ε_{cm} средние деформации бетона между трещинами

Разность $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ можно определить по выражению

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

где:

σ_s напряжения в арматуре, исходя из расчета сечения с трещинами и учетом эффекта упрочнения растянутого бетона, как описано выше

α_e соотношение E_s/E_{cm}

$\rho_{p,eff}$ для элементов без армирования с предварительными натяжением либо натяжением на упоры $A_s/A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ эффективная площадь растянутой зоны бетона вокруг арматуры высотой $h_{c,ef}$

$h_{c,ef} = \min\{2,5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\}$, как показано на Рисунке 6.5

k_t коэффициент, принимаемый в зависимости от длительности воздействия нагрузки равным: 0,6 – для кратковременного нагружения; 0,4 – для длительного нагружения

7.3.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

7.3.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

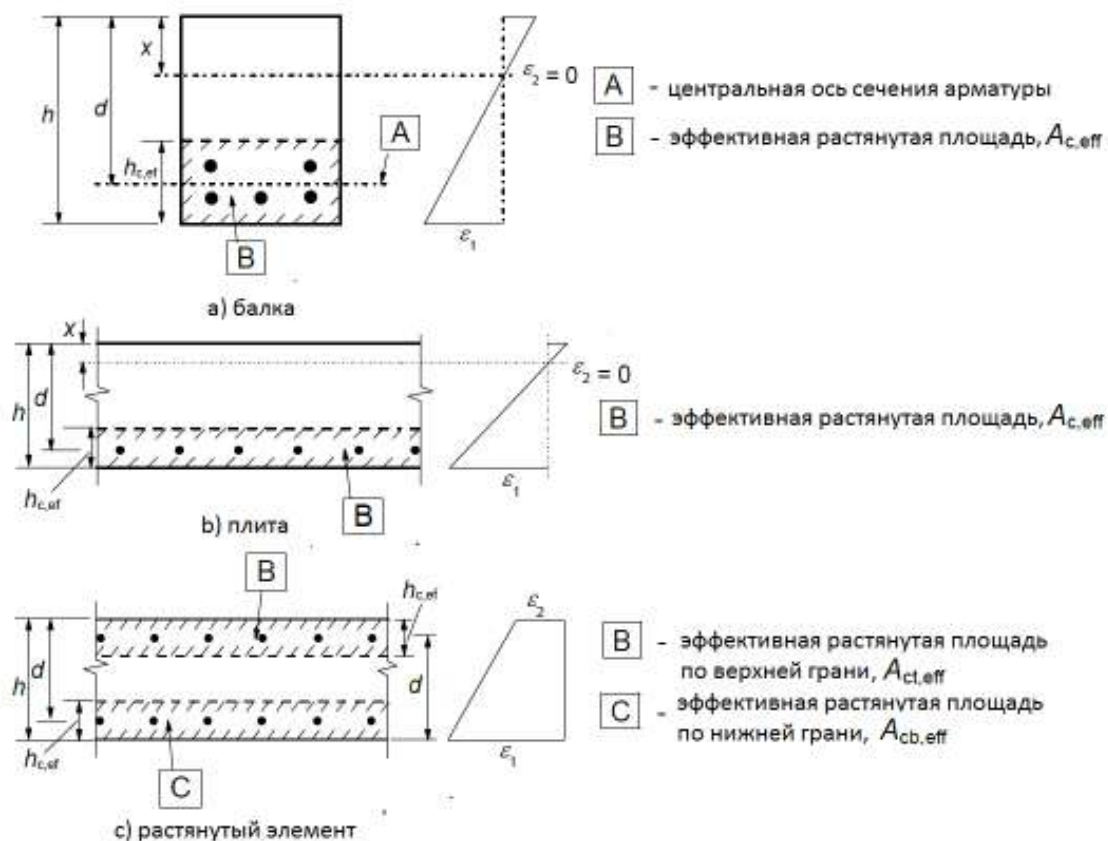


Рисунок 7.1
 ДСТУ-Н Б
 EN 1992-1-1

Рисунок 6.5. К определению эффективной площади растянутой зоны для наиболее распространенных случаев

В случаях, когда арматура, обеспечивающая сцепление с бетоном, в растянутой зоне расположена с достаточно малым шагом (не более $5 \cdot (c + \phi/2)$), максимальное конечное расстояние между трещинами может быть определено согласно следующему выражению, пояснения к которому приводятся на Рисунке 6.6:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff}$$

где:

ϕ диаметр арматуры, который при использовании стержней различных диаметров принимается равным эквивалентному значению ϕ_{eq}

Для сечения со стержнями диаметром ϕ_1 в количестве n_1 и диаметром ϕ_2 в количестве n_2 , следует использовать следующую формулу:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2}$$

c толщина защитного слоя продольного армирования

k_1 коэффициент, учитывающий характеристики по контакту бетона и сцепленной арматуры и равный: 0,8 – для арматуры с высоким сцеплением с бетоном; 1,6 – для стержней с эффективным сцеплением через гладкую поверхность (например, преднапряженных канатов)

k_2 коэффициент, учитывающий характер распределения деформаций и равный: 0,5 – для изгиба; 1,0 – для чистого растяжения

7.3.4 (3)
 ДСТУ-Н Б
 EN 1992-1-1

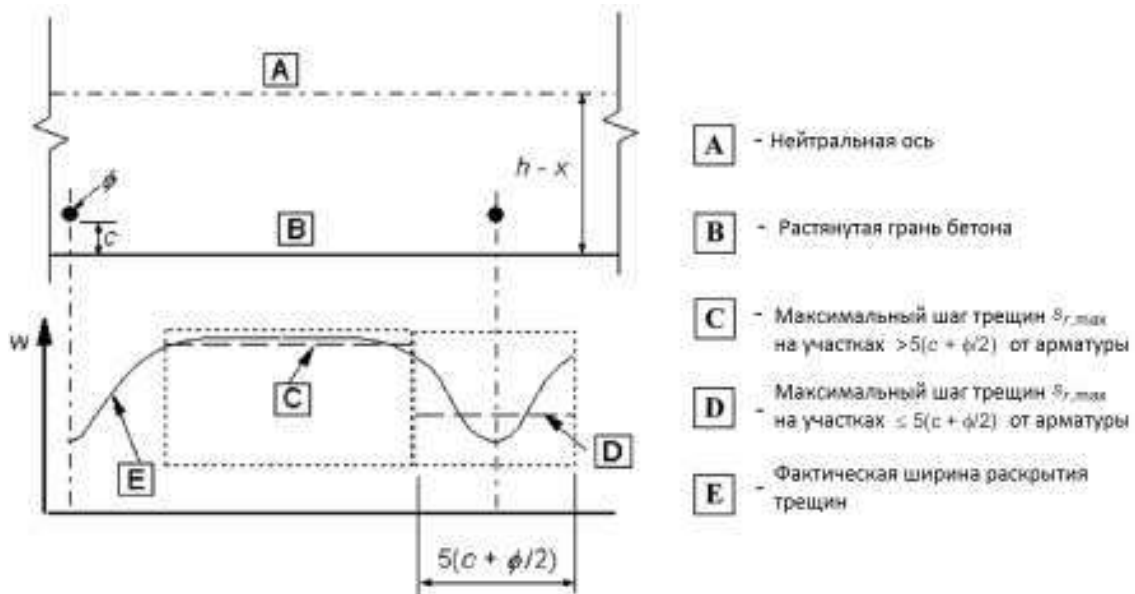


Рисунок 7.2
 ДСТУ-Н Б
 EN 1992-1-1

Рисунок 6.6. Ширина раскрытия трещин w на поверхности бетона в зависимости от расстояния между стержнями

В случаях внецентренного растяжения и для локальных зон следует определять промежуточные значения k_2 по выражению:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \cdot \varepsilon_1}$$

где ε_1 соответствует наибольшему значению деформации в пределах рассматриваемого сечения, исходя из расчета с учетом трещин, а ε_2 – наименьшему

Значения k_3 и k_4 принимаются национальным приложением ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 равными рекомендуемым значениям 3,4 и 0,425 соответственно.

В случаях, где согласно Рисунку 6.6 шаг сцепленной арматуры превышает $5 \cdot (c + \phi/2)$ либо, когда в растянутой зоне не предусмотрено стержней, обеспечивающих сцепление с бетоном, наибольшее значение ширины раскрытия трещин допускается определять, исходя из максимального шага трещин равного:

$$s_{r,max} = 1,3 \cdot (h - x)$$

В случаях, где в элементах с армированием в двух взаимно перпендикулярных направлениях угол между направлением главных напряжений и арматуры значителен ($> 15^\circ$), максимальный шаг трещин $s_{r,max}$ определяется по выражению:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos\theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin\theta}{s_{r,max,z}}}$$

где:

θ – угол между стержнями арматуры в направлении y и направлением главного растягивающего напряжения

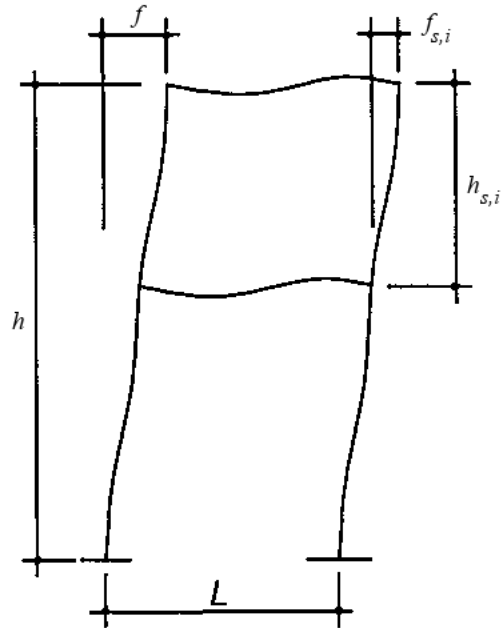
$s_{r,max,y}$ и $s_{r,max,z}$ – максимальный шаг трещин рассчитанный для направления y и z соответственно

7.3.4 (4)
 ДСТУ-Н Б
 EN 1992-1-1

6.1.2.3 Расчет сталежелезобетонных колонн

Для сталежелезобетонных колонн и каркасов горизонтальные перемещения не должны превышать предельные значения согласно Таблице 6.3.

Горизонтальные перемещения схематически показаны на Рисунке 6.7.



f - общее горизонтальное перемещение относительно высоты здания h
 $f_{s,i}$ - относительно высоты этажа $h_{s,i}$

Рисунок 6.7. Определение горизонтальных перемещений

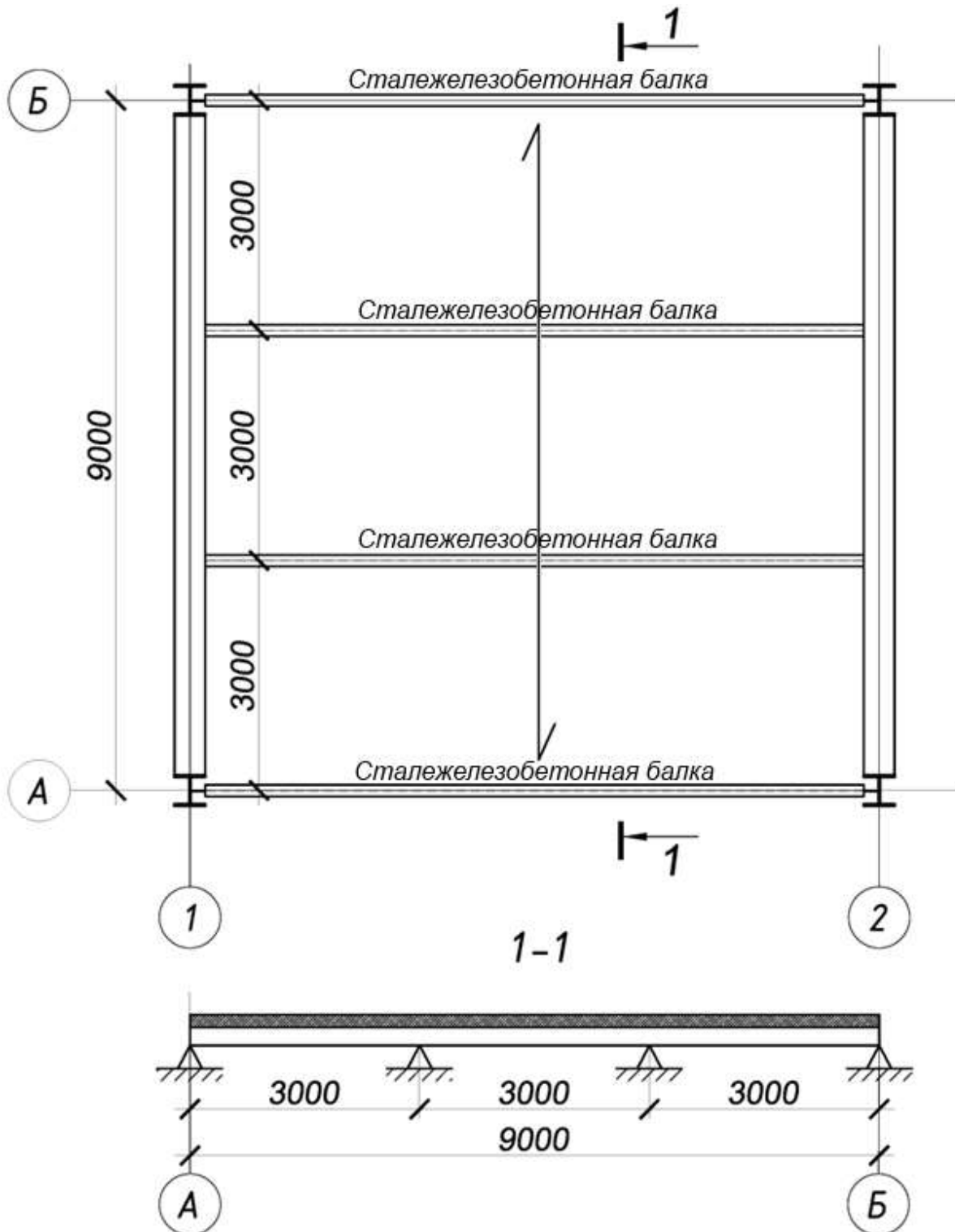
А.1.4.3 (7)
 ДСТУ-Н Б
 EN 1990

Рисунок А.1.2
 ДСТУ-Н Б
 EN 1990

7 Рабочие примеры

7.1 Монолитная сталежелезобетонная плита по профилированному настилу

Расчетная схема



Исходные данные

Общие данные:

Шаг опор плиты - $L = 3.0$ м;

Толщина плиты - $h = 140$ мм;

Толщина бетона над настилом - $h_c = 58$ мм.

Бетон:

Класс бетона – С25/30;

Прочность цилиндрическая - $f_{ck} = 25$ Н/мм²;

Прочность кубическая - $f_{ck,cube} = 30$ Н/мм²;

Модуль упругости - $E_{cm} = 31000$ Н/мм².

Стальная арматура:

Предел текучести - $f_{sk} = 500$ Н/мм².

Профилирование настил:

Настил - ТП-85-1,0;

Сталь - S320, $f_{yb} = 320$ Н/мм²;

Толщина настила - $t = 1$ мм;

Высота профиля - $h_p = 82$ мм;

Эффективная площадь поперечного сечения -

$A_{pe} = 14,62$ см²;

Расстояние от узкой полки до центра тяжести - $y_c = 49,59$ мм;

Момент инерции при сжатых узких полках - $I_p = 136,74$ см⁴;

Эффективный момент сопротивления при сжатых узких полках - $W_{x1,min} = 27,568$ см⁴;

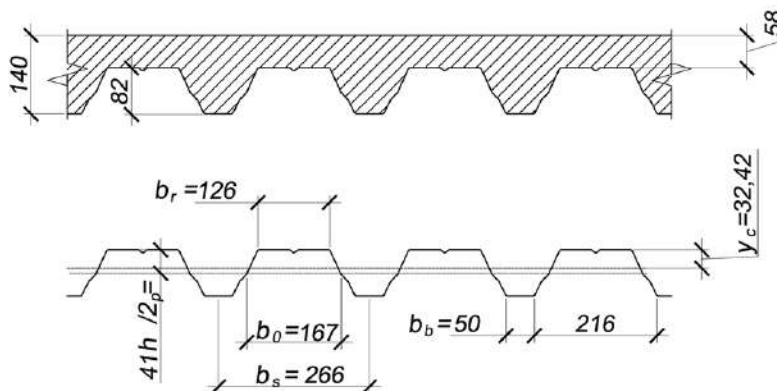
Момент инерции при сжатых широких полках - $I_p = 134,53$ см⁴;

Эффективный момент сопротивления при сжатых широких полках $W_{x1,min} = 25,891$ см⁴;

Расчетные значения эмпирических коэффициентов в Н/мм², полученные при испытании плит, соответствующие основным требованиям m-k метода:

$m = 192.2$ Н/мм²;

$k = 0.44$ Н/мм².



Частные коэффициенты для определения несущей способности

Профилированных настил:

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

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

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

Соединительные элементы:

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

Бетон:

$$\gamma_c=1,5$$

Арматура:

$$\gamma_s=1,15$$

Сбор нагрузок на плиту

Приведенная толщина бетонной плиты

Определяем приведенную толщину бетонной плиты:

$$h_g = h - \left(\frac{b_1 + b_r}{2 \cdot b_s} \cdot h_p \right);$$

$$h_g = 140 - \left(\frac{216 + 126}{2 \cdot 266} \cdot 82 \right) = 87 \text{ мм.}$$

Объем бетона плиты на м²:

$$h_g \cdot 1 \text{ м}^2 = 0,087 \cdot 1 = 0,087 \text{ м}^3$$

Этап строительства

Постоянные нагрузки:

Суммарные постоянные нагрузки от собственного веса конструкций плиты на 1 м² приведены в таблице ниже.

Составляющие конструкции пола	Характеристическое значение нагрузки, g _k кН/м ²
Вес арматуры (принято предварительно 1кН на 1м ³ бетона)	0,087
Принятый профнастил ТП-85-1,0 (t = 1мм) по сортаменту	0,11
Всего	g _k =0,20

Переменные нагрузки:

Нагрузка на 1 м^2 перекрытия за пределами рабочей зоны составляет:

$$q_{k,1} = 0,75 \text{ кН/м}^2$$

Нагрузка на 1 м^2 перекрытия в пределах рабочей зоны $3 \times 3\text{ м}$ составляет:

$$q_{k,2} = 1,5 \text{ кН/м}^2$$

Нагрузка при возведении на 1 м^2 перекрытия от веса незатвердевшей бетонной смеси составляет ($h_g=87$ мм, свежий бетон $\rho=24+1\text{кН/м}^3$):

$$q_{k,3} = 0,087 \cdot 25 = 2,17 \text{ кН/м}^2$$

Этап эксплуатации

Постоянные нагрузки:

Суммарные постоянные нагрузки от собственного веса конструкций плиты на 1 м^2 приведены в таблице ниже.

Составляющие конструкции пола	Характеристическое значение нагрузки, g_k кН/м ²
Бетон плиты ($h_g=87$ мм, затвердевший бетон $\rho=24\text{кН/м}^3$)	2,09
Вес арматуры (принято предварительно 1кН на 1 м^3 бетона)	0,087
Принятый профлист ТП-85-1,0 ($t = 1\text{ мм}$) по сортаменту	0,11
Покрытие пола ($t = 25\text{ мм}$)	0,50
Подвесной потолок и коммуникации	0,50
Всего	$g_k=3.29$

Переменные нагрузки:

Переменная нагрузка для общественного здания категории С2 составляет:

$$q_{k,1} = 4,00 \text{ кН/м}^2$$

Нагрузка от временных перегородок и стен, собственный вес которых не превышает $2,0 \text{ кН/м.п.}$, составляет:

$$q_{k,2} = 0,80 \text{ кН/м}^2$$

Предельные состояния по несущей способности (первая группа предельных состояний)

При расчете элементов конструкции по предельным состояниям несущей способности по прочности и устойчивости (STR) частные коэффициенты надежности по нагрузкам γ_F принимаются согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990. Частный коэффициент надежности для постоянных воздействий равен:

$$\gamma_G = 1.35$$

а частный коэффициент надежности для переменных воздействий:

$$\gamma_Q = 1.5.$$

Таблица 4.2
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

Таблица НБ2.1 и
НБ2.2
национального
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

Таблица НБ2.4
национального
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Понижающий коэффициент:

$$\xi = 0,85.$$

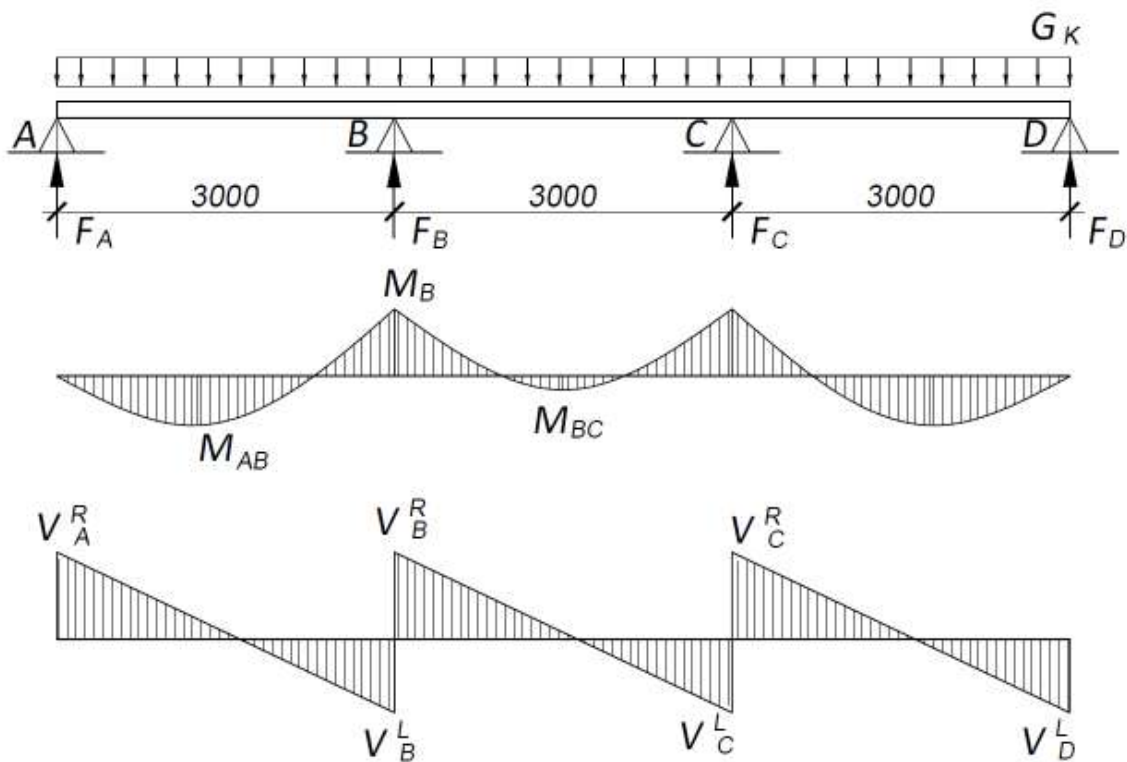
На этапе строительства для монтажных нагрузок вводится коэффициент сочетания $\psi_0 = 1,0$, а на этапе эксплуатации коэффициенты сочетаний ψ принимаются согласно Таблице 3.5.

Расчет изгибающих моментов, поперечных сил и опорных реакций

Этап строительства

На этапе строительства несущим элементом плиты является только профнастил, который можно представить как трехпролетную балку шириной 1м. Используя принцип суперпозиции строим четыре эпюры моментов и поперечных сил: от постоянной нагрузки во всех пролетах, от нагрузок рабочей зоны только в первом пролете, от рабочих с легким инструментом в третьем пролете и от переменной нагрузки в I и II пролете.

Постоянная нагрузка



$$M_{AB} = 0,144 \text{ кНм}$$

$$M_B = -0,18 \text{ кНм}$$

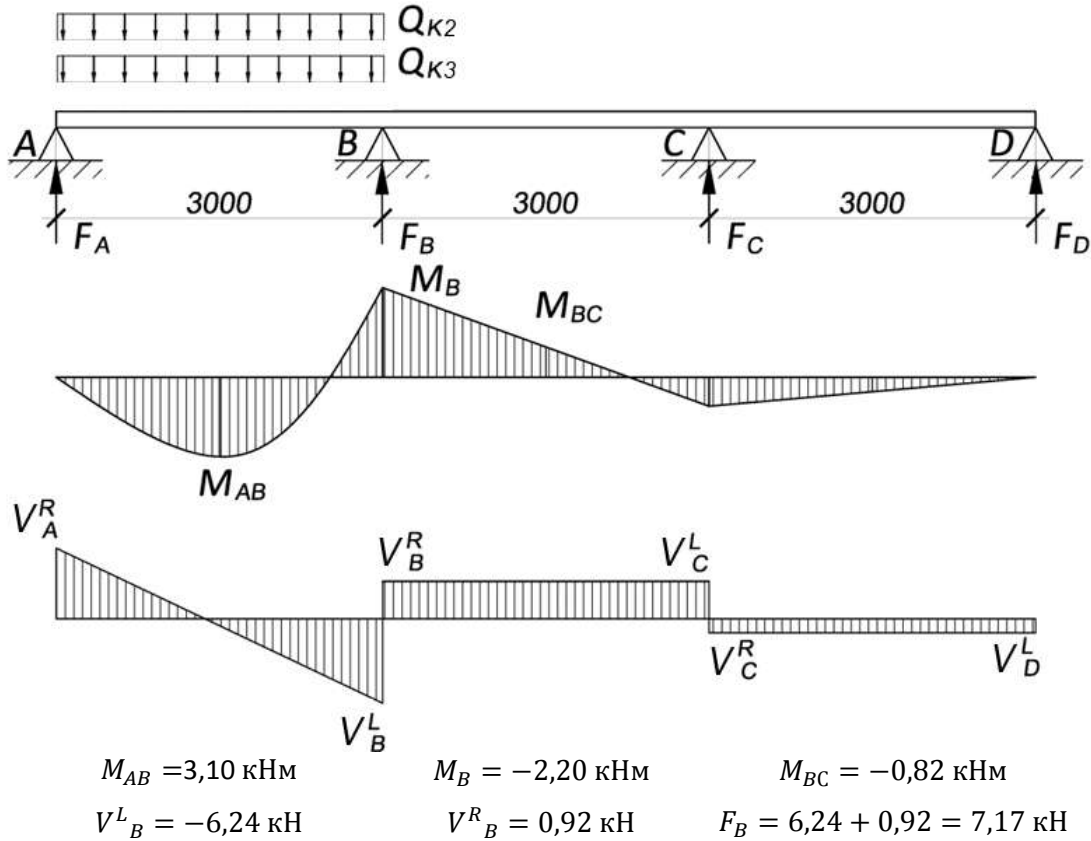
$$M_{BC} = 0,045 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -0,36 \text{ кН}$$

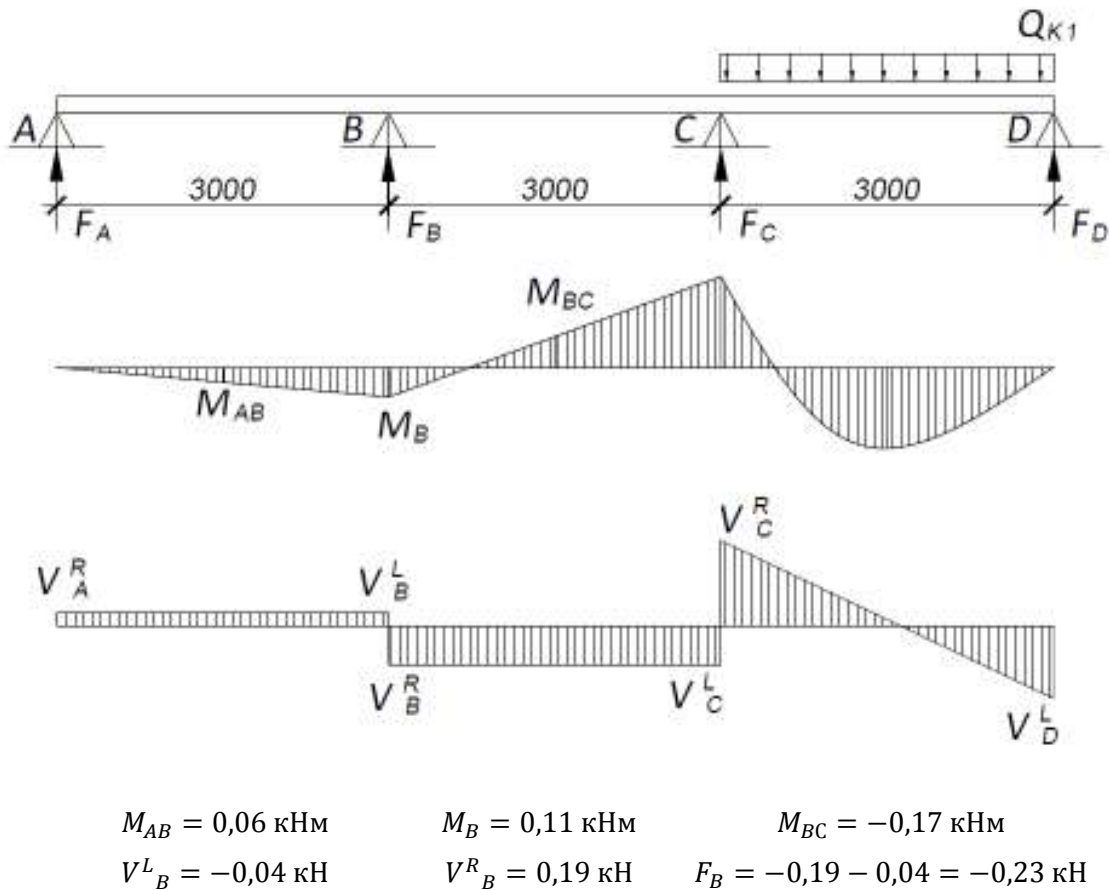
$$V_B^R = 0,30 \text{ кН}$$

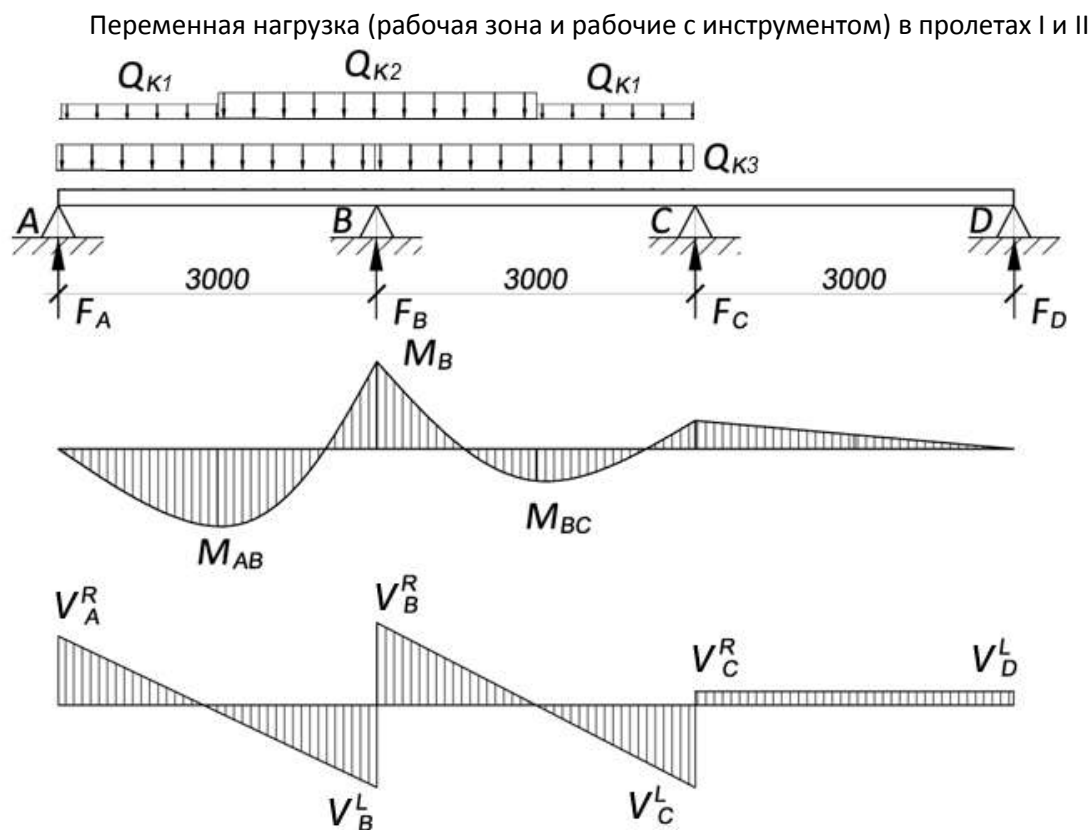
$$F_B = 0,36 + 0,30 = 0,66 \text{ кН}$$

Переменная нагрузка (рабочая зона) в пролете I



Переменная нагрузка (работие с инструментом) в пролете III





$$M_{AB} = 2,08 \text{ кНм} \qquad M_B = -3,52 \text{ кНм} \qquad M_{BC} = 1,53 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -6,4 \text{ кН} \qquad V_B^R = 6,08 \text{ кН} \qquad F_B = 6,4 + 6,08 = 12,48 \text{ кН}$$

При определении расчетного сочетания усилий используем более неблагоприятную комбинацию по формуле 6.10а ДСТУ-Н Б EN 1990:

$$1,35 \cdot G_{k,sup} + 1,5 \cdot Q_{k,1} + 1,5 \cdot Q_{k,2} + 1,5 \cdot Q_{k,3}$$

Для момента в пролете, вариант загрузкиения 1 (постоянная + рабочая зона в пролете I + рабочие с инструментом в пролете III):

$$M_{AB,Ed} = 1,35 \cdot 0,144 + 1,5 \cdot 0,06 + 1,5 \cdot 3,10 = 4,93 \text{ кНм}$$

Для момента на опоре, вариант загрузкиения 2 (постоянная + переменная в пролетах I и II):

$$M_{B,Ed} = 1,35 \cdot (-0,18) + 1,5 \cdot (-3,52) = -5,52 \text{ кНм}$$

Для поперечной силы слева от промежуточной опоры, вариант загрузкиения 2 (постоянная + переменная в пролетах I и II):

$$V_{B,Ed}^L = 1,35 \cdot (-0,36) + 1,5 \cdot (-6,4) = -10,09 \text{ кН}$$

Для поперечной силы справа от промежуточной опоры, вариант загрузкиения 2 (постоянная + переменная в пролетах I и II):

$$V_{B,Ed}^R = 1,35 \cdot 0,30 + 1,5 \cdot 6,08 = 9,53 \text{ кН}$$

Для опорной реакции, вариант загрузкиения 2 (постоянная + временная I и II пролет):

$$F_{Ed} = 1,35 \cdot 0,66 + 1,5 \cdot 12,48 = 18,95 \text{ кН}$$

Этап эксплуатации

Нерезная сталежелезобетонная плита согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 может быть рассчитана как несколько шарнирно опертых плит. В рамках данного примера будет рассмотрена более точная нерезная расчетная схема.

Определение расчетного сочетания нагрузок для проверок прочности и устойчивости (STR) на этапе эксплуатации должно выполняться по менее благоприятному из выражений 6.10a и 6.10b ДСТУ-Н Б EN 1990:

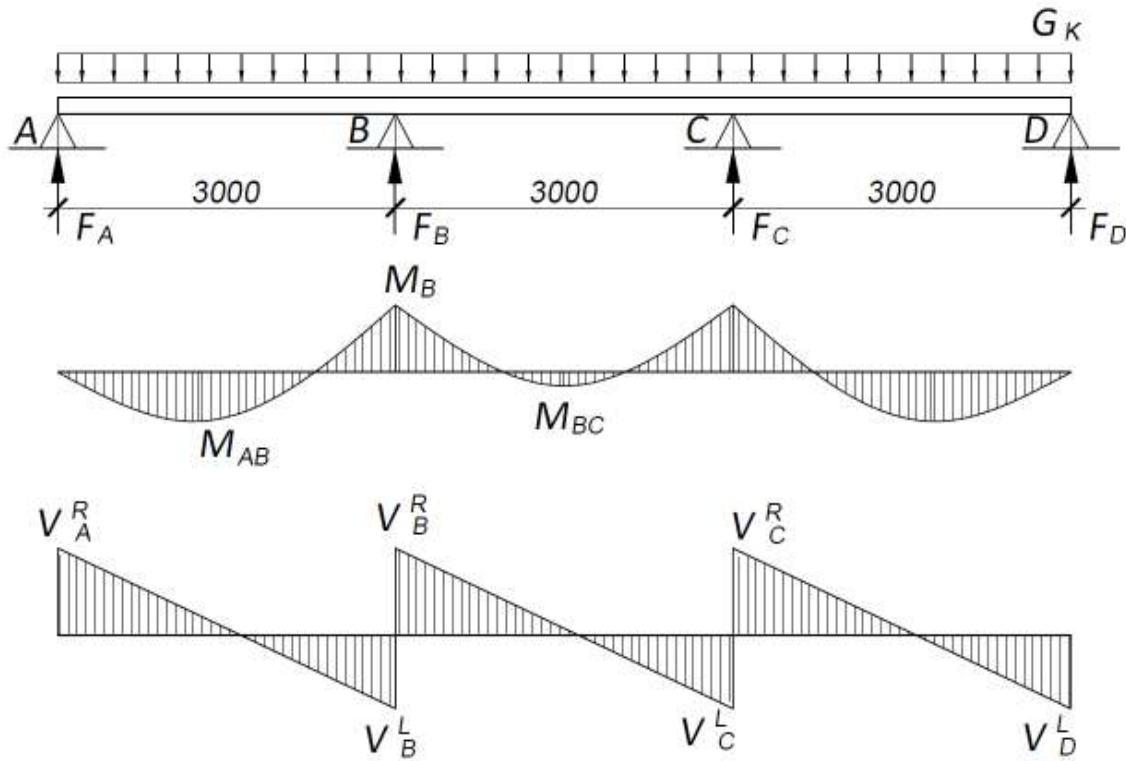
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} q_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} q_{k,i}$$

Формула 6.10a
ДСТУ-Н Б EN 1990

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} g_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} q_{k,i}$$

Формула 6.10b
ДСТУ-Н Б EN 1990

Для расчета максимальных моментов построим три расчетные схемы с разделением постоянных нагрузок и переменных нагрузок через пролет и в смежных пролетах.



$$M_{AB} = 2,37 \text{ кНм}$$

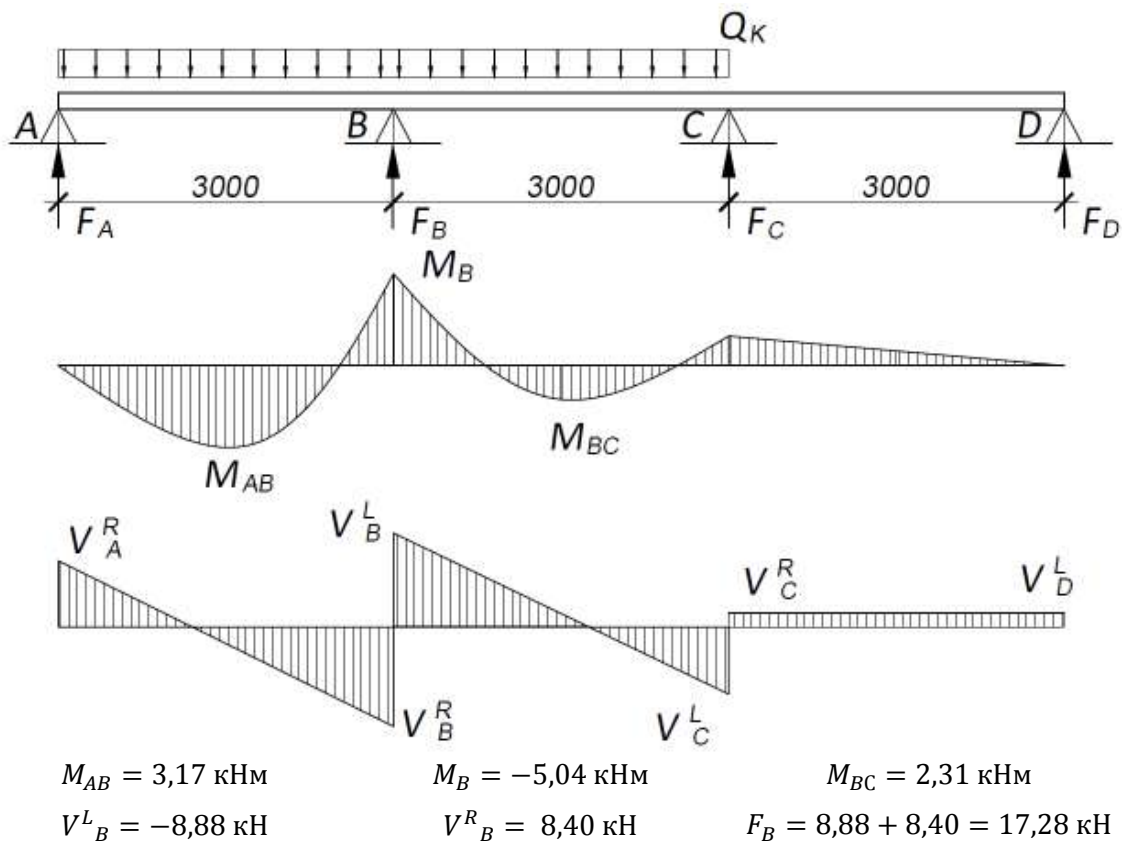
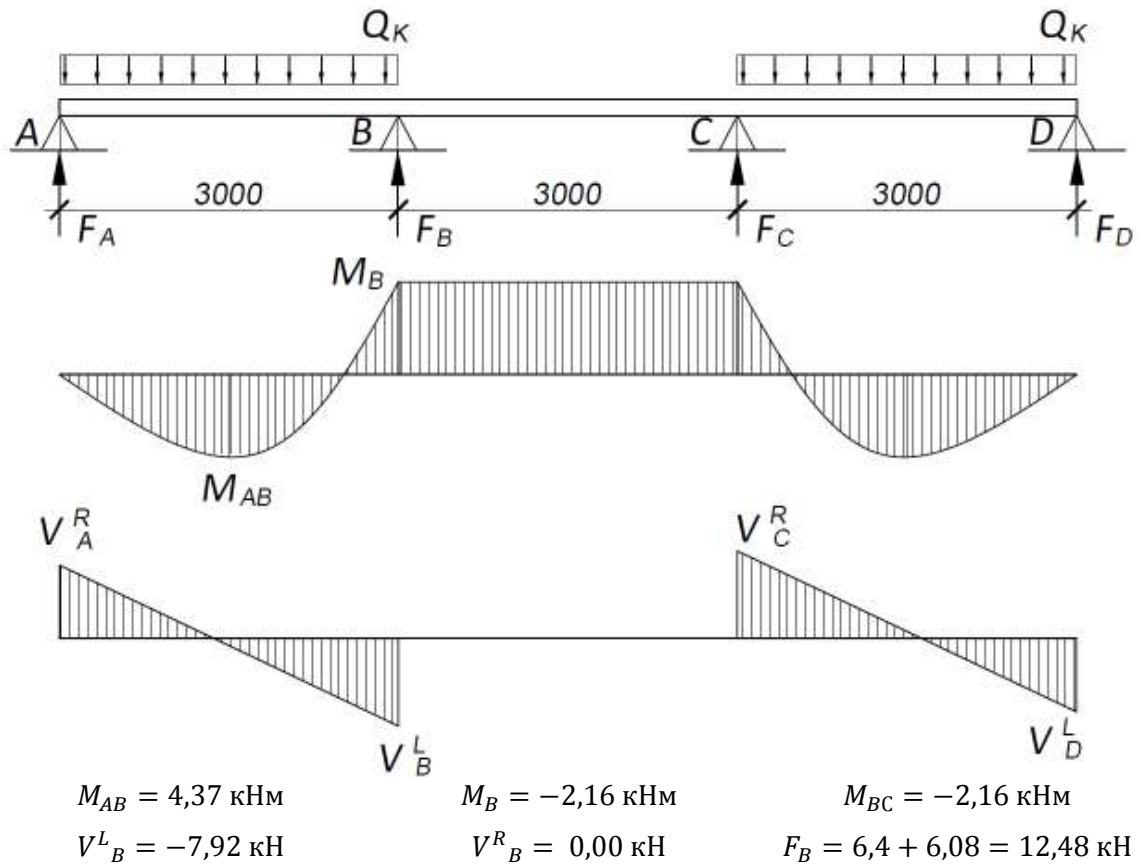
$$M_B = -2,96 \text{ кНм}$$

$$M_{BC} = 0,74 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -5,92 \text{ кН}$$

$$V_B^R = 4,94 \text{ кН}$$

$$F_B = 5,92 + 4,94 = 10,86 \text{ кН}$$



Определим наиболее неблагоприятные внутренние усилия по формулам 6.10а и 6.10б ДСТУ-Н Б EN 1990.

Максимальный момент на опоре:

$$M_{B,Ed,1} = 1.35 \cdot (-2.96) + 1.5 \cdot 0.7 \cdot (-5.04) = -9.29 \text{ кНм};$$

$$M_{B,Ed,2} = 1.35 \cdot 0.85 \cdot (-2.96) + 1.5 \cdot (-5.04) = -10.96 \text{ кНм};$$

Максимальное значение изгибающего момента на опоре составляет $M_{B,Ed,2} = -10,96$ кНм, что соответствует формуле 6.10b с загрузением переменной нагрузкой в смежных пролетах.

Данный расчет не учитывает перераспределение усилий в результате трещинообразования на опорах неразрезной плиты и соответствующего изменения жесткостей.

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, если для сталежелезобетонных плит при расчете по предельным состояниям несущей способности не учтено образование трещин, в качестве упрощения допускается понизить изгибающие моменты на внутренних опорах в пределах 30% и соответственно увеличить моменты в прилегающих пролетах.

9.4.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Значения с учетом перераспределения:

$$M_{B,Ed,I} = (1 - 0.30) \cdot (-9.29) = -6.50 \text{ кНм}$$

$$M_{B,Ed,II} = (1 - 0.30) \cdot (-10.96) = -7.67 \text{ кНм}$$

Чтобы определить максимальный момент в пролете, рассчитаем изгибающий момент на опоре для случая загрузки через пролет:

$$M_{B,Ed,3} = 1.35 \cdot (-2.96) + 1.5 \cdot 0.7 \cdot (-2.16) = -6.72 \text{ кНм};$$

$$M_{B,Ed,4} = 1.35 \cdot 0.85 \cdot (-2.96) + 1.5 \cdot (-2.16) = -6.64 \text{ кНм};$$

Значения с учетом перераспределения:

$$M_{B,Ed,III} = (1 - 0.30) \cdot (-6.72) = -4.70 \text{ кНм}$$

$$M_{B,Ed,IV} = (1 - 0.30) \cdot (-6.64) = -4.65 \text{ кНм}$$

Поперечные усилия на промежуточной опоре с учетом перераспределения:

$$V_{B,Ed,I} = (1.35 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 4.8) \cdot \frac{3.0}{2} + \frac{6.50}{3.0} = 16.39 \text{ кН};$$

$$V_{B,Ed,II} = (1.35 \cdot 0.85 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 4.8) \cdot \frac{3.0}{2} + \frac{7.67}{3.0} = 19.01 \text{ кН};$$

$$V_{B,Ed,III} = (1.35 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 4.8) \cdot \frac{3.0}{2} + \frac{4.70}{3.0} = 15.79 \text{ кН};$$

$$V_{B,Ed,IV} = (1.35 \cdot 0.85 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 4.8) \cdot \frac{3.0}{2} + \frac{4.65}{3.0} = 18.01 \text{кН};$$

Реакции на крайней опоре с учетом перераспределения:

$$R_{A,Ed,I} = (1.35 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 4.8) \cdot \frac{3.0}{2} - \frac{6.50}{3.0} = 12.06 \text{кН};$$

$$R_{A,Ed,II} = (1.35 \cdot 0.85 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 4.8) \cdot \frac{3.0}{2} - \frac{7.67}{3.0} = 13.90 \text{кН};$$

$$R_{A,Ed,III} = (1.35 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 4.8) \cdot \frac{3.0}{2} - \frac{4.70}{3.0} = 12.66 \text{кН};$$

$$R_{A,Ed,IV} = (1.35 \cdot 0.85 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 4.8) \cdot \frac{3.0}{2} - \frac{4.65}{3.0} = 14.91 \text{кН};$$

Расстояния от крайней опоры до точки экстремума изгибающего момента ($Q = 0$) для с учетом перераспределения:

$$x_I = 12.06 / (1.35 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 4.8) = 1.27 \text{м};$$

$$x_{II} = 13.9 / (1.35 \cdot 0.85 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 4.8) = 1.27 \text{м};$$

$$x_{III} = 12.66 / (1.35 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 4.8) = 1.34 \text{м};$$

$$x_{IV} = 14.91 / (1.35 \cdot 0.85 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 4.8) = 1.36 \text{м};$$

Отсюда максимальные изгибающие моменты в пролете с учетом перераспределения:

$$M_{AB,Ed,I} = 12.06 \cdot 1.27 - (1.35 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 4.8) \cdot 1.27 \cdot \frac{1.27}{2} = 7.67 \text{кНм};$$

$$M_{AB,Ed,II} = 13.90 \cdot 1.27 - (1.35 \cdot 0.85 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 4.8) \cdot 1.27 \cdot \frac{1.27}{2} = 8.80 \text{кНм};$$

$$M_{AB,Ed,III} = 12.66 \cdot 1.34 - (1.35 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 4.8) \cdot 1.34 \cdot \frac{1.34}{2} = 8.45 \text{кНм};$$

$$M_{AB,Ed,IV} = 14.91 \cdot 1.36 - (1.35 \cdot 0.85 \cdot 3.29 + 1.5 \cdot 4.8) \cdot 1.36 \cdot \frac{1.36}{2} = 10.13 \text{кНм};$$

Таким образом принимаем следующие расчетные усилия:

- изгибающий момент на опоре: $M_{B,Ed} = -7.67 \text{кНм};$

- изгибающий момент в пролете: $M_{AB,Ed} = 10.13 \text{кНм};$

- поперечное усилие: $V_{B,Ed} = 19.01 \text{кНм};$

Проверка несущей способности настила на этапе строительства

Проверка несущей способности настила на изгиб

Проверка несущей способности на изгиб заключается в выполнении неравенства:

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

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

Несущая способность сечения на изгиб в пролете:

$$M_{c,Rd} = \frac{25,891 \times 320}{1,0} \times 10^{-3} = 8,29 \text{ кНм}$$

Несущая способность сечения на изгиб на опоре

$$M_{c,Rd} = \frac{27,568 \times 320}{1,0} \times 10^{-3} = 8,82 \text{ кНм}$$

Проверяем основное условие :

$$\frac{4,93}{8,29} = 0,59 < 1,0$$

$$\frac{5,52}{8,82} = 0,63 < 1,0$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения на изгиб обеспечена.

Несущая способность на сдвиг

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

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin\phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

Хотя стенка имеет элементы жесткости, в первом приближении определим ее гибкость по упрощенному выражению:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0,346 \cdot \frac{92}{0,96} \sqrt{\frac{320}{210000}} = 1,29$$

Для стенки без элементов усиления на опоре при $0,83 < \bar{\lambda}_w = 1,29 < 1,40$:

$$f_{bv} = \frac{0,48 \cdot f_{yb}}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,48 \cdot 320}{1,29} = 119,07 \text{ МПа}$$

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{82}{\sin 65^\circ} \cdot 0,96 \cdot 119,07}{1,0} \cdot 10^{-3} = 10,34 \text{ кН}$$

На один метр ширины рассматриваемого настила приходится не менее 7 стенок:

6.1.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Таблица 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

$$V_{w,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n_w} = \frac{10,09}{7} = 1,44 \text{ кН}$$

$$\frac{1,44}{10,34} = 0,14 < 1,0$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения настила на сдвиг обеспечена. Более подробный пример расчета профнастила на сдвиг с уточнением гибкости стенки приводится в публикации Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

Проверка несущей способности стенки настила при действии локальной нагрузки

Проверка несущей способности при действии локальных поперечных нагрузок на промежуточной опоре (опорной реакции) заключается в выполнении следующего основного условия:

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

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

6.1.7.3 (2)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1993-1-3

Формула применима при выполнении условий:

$c \geq 40$ мм – опора промежуточная и условие выполняется;

$\frac{r}{t} = \frac{3}{0,96} = 3,13 \leq 10$ – условие выполняется;

$\frac{h_w}{t} = \frac{82}{0,96} = 85,42 \leq 200 \cdot \sin \phi = 200 \cdot \sin 65^\circ = 181,26$ – условие выполняется;

$45^\circ \leq \phi = 65^\circ \leq 90^\circ$ – условие выполняется.

6.1.7.3 (1)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1993-1-3

Промежуточная опора соответствует Категории 2.

$$\beta_v = \frac{|V_{B,Ed}^L| - |V_{B,Ed}^R|}{|V_{B,Ed}^L| + |V_{B,Ed}^R|} = \frac{10,09 - 9,53}{10,09 + 9,53} = 0,03$$

6.1.7.3 (4)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1993-1-3

Для Категории 2 при $\beta_v = 0,03 \leq 0,2$ и при условии опирания на жесткий горячекатаный профиль принимаем $l_a = s_s = 160$ мм и $\alpha = 0,15$.

$$R_{w,Rd} = \frac{0,15 \cdot 0,96^2 \sqrt{320 \cdot 210000} \left(1 - 0,1 \sqrt{\frac{3}{0,96}}\right) \left[0,5 + \sqrt{0,02 \cdot \frac{160}{0,96}}\right] \left(2,4 + \left(\frac{65}{90}\right)^2\right)}{1,0} \times 10^{-3} = \frac{1133,23 \cdot 0,82 \cdot 2,33 \cdot 2,92}{1,0} \times 10^{-3} = 6,32 \text{ кН}$$

$$F_{w,Ed} = \frac{F_{Ed}}{n_w} = \frac{18,95}{7} = 2,71 \text{ кН}$$

Проверяем основное условие:

$$\frac{2,71}{6,32} = 0,43 \leq 1,0$$

Совместное действие поперечного и осевого усилия с изгибающим моментом

Так как, $V_{w,Ed} = 1,44 < 0,5 \cdot V_{w,Rd} = 0,5 \cdot V_{b,Rd} = 0,5 \cdot 10,34 = 5,17$, то расчет не выполняется.

Совместное действие изгибающего момента и локальной нагрузки

Условия совместного действия изгибающего момента и локальной нагрузки требуют проверки следующих критериев:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{5,52}{8,82} = 0,63 \leq 1;$$

$$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} = \frac{2,71}{6,32} = 0,43 \leq 1;$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} = 0,63 + 0,43 = 1,06 \leq 1,25.$$

Таким образом, профнастил удовлетворяет требованиям по предельным состояниям несущей способности на этапе строительства.

Проверка несущей способности сталежелезобетонной плиты на этапе эксплуатации

Продольный сдвиг в плитах без концевой анкеровки

При использовании $m - k$ метода необходимо обеспечить, чтобы максимальная расчетная поперечная сила V_{Ed} для ширины плиты b не превышала расчетную несущую способность на сдвиг $V_{l,Rd}$, определяемую по следующей формуле:

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

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

Принимаем рассматриваемую ширину сечения $b = 1000$ мм.

Расстояние от верхней бетонной грани плиты до центральной оси стального профилированного настила:

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

Номинальная площадь $A_p = 1462 \text{ мм}^2$ принимается по данным производителя.

Аналогично по данным производителя принимаются эмпирические коэффициенты $m - k$ метода, полученные при испытании плит: $m = 192,2 \text{ Н/мм}^2$; $k = 0,44 \text{ Н/мм}^2$.

6.1.10 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.11 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

9.7.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для сталежелезобетонных плит при расчете по неразрезной схеме допускается уменьшить расчетный пролет для данной проверки до $0,8L$ во внутренних пролетах и $0,9L$ – в крайних пролетах. Принимаем:

$$L_{eff} = 0,9L = 0,9 \cdot 3,0 = 2,7\text{м}$$

Длина участка сдвига при равномерной нагрузке по всей длине пролета принимается равной:

$$L_s = L/4 = L_{eff}/4 = 2700/4 = 675\text{мм}$$

Частный коэффициент надежности для предельных состояний по несущей способности $\gamma_{NS}=1,25$.

$$V_{l,Rd} = \frac{1000 \cdot 90,41}{1,25} \left(\frac{192,2 \cdot 1462}{1000 \cdot 675} + 0,44 \right) \cdot 10^{-3} = 61,93\text{кН}$$

Проверяем основное условие:

$$\frac{19,01}{61,93} = 0,31 \leq 1,0$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения на продольный сдвиг обеспечена и сечения плиты работают с полным сдвиговым соединением.

Несущая способность сечения при действии изгибающего момента

Исходя из условия полного сдвигового соединения, предельный изгибающий момент плиты в пролете определяется в предположении пластической работы согласно приведенной иллюстрации.

9.7.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

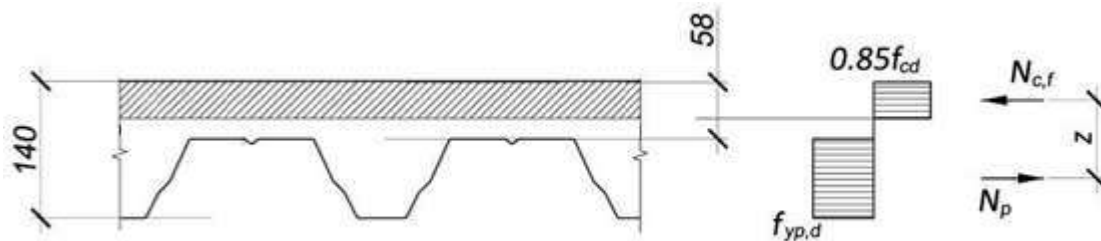


Рисунок 9.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Предельная сжимающая сила в бетоне над настилом:

$$N_{c,f} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b, \quad b = 1000\text{мм}$$

$$N_{c,f} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 58 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} = 821,7\text{кН}$$

Предельное усилие растяжения в профилированном настиле:

$$N_p = f_{y,p,d} \cdot A_{pe}$$

$$N_p = 1462 \cdot 320 \cdot 10^{-3} = 467,8\text{кН}$$

Поскольку $N_{c,f} > N_p$, нейтральная ось проходит над профилем.

Тогда высота сжатой зоны равна:

$$x_{pl} = \frac{A_{pe} \cdot f_{yp,d}}{0,85 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$x_{pl} = \frac{1462 \cdot 320}{0,85 \cdot 1000 \cdot 16,7} = 33,0 \text{ мм} < h_c = 58 \text{ мм}$$

$$M_{pl,Rd} = \min(N_{c,f}, N_p) \cdot z$$

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

Несущая способность по изгибающему моменту в пролете:

$$M_{pl,Rd} = 1462 \cdot 320 \cdot \left(90,41 - \frac{33,0}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 34,58 \text{ кН/м}$$

Проверяем основное условие:

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

$$\frac{10,13}{34,58} = 0,29 < 1,0$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения плиты при действии изгибающего момента в пролете достаточна.

Для определения несущей способности на изгиб в сечении над опорой рассмотрим следующее сечение без учета профнастила, который в данном случае находится в сжатой зоне.

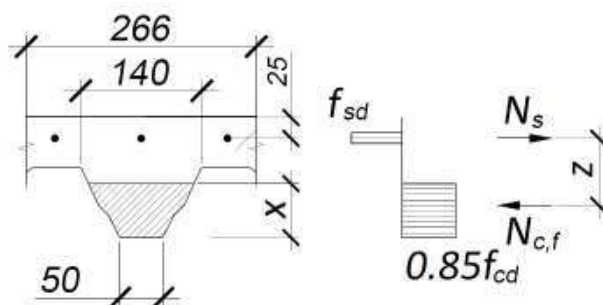


Рисунок 9.7
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Решение системы уравнений равновесия для данного конкретного случая будет иметь вид:

$$-1,025 \cdot f_{cd} \cdot x^4 + 13,512 \cdot f_{cd} \cdot x^3 + 25831,04 \cdot f_{cd} \cdot x^2 + (1466250 \cdot f_{cd} - M_{Ed} \cdot 3,293) \times x - 300 \cdot M_{Ed} = 0$$

Зная расчетный изгибающий момент на метр ширины, определим соответствующее значение для заданного габарита сечения:

$$M_{Ed} = -7,67 \cdot \frac{266}{1000} = 2,04 \text{кНм}$$

Подставив $f_{cd} = 16,67 \text{Н/мм}^2$ и $M_{Ed} = 2,04 \text{кНм} = 2,04 \cdot 10^6 \text{Нмм}$, получим:

$$-17,09 \cdot x^4 + 225,25 \cdot x^3 + 430603,44 \cdot x^2 + 17724667,50 \cdot x - 612000000 = 0$$

Единственный корень уравнения, который удовлетворяет граничным условиям:

$$x = 22,42 \text{мм}$$

Зная размер сжатой зоны, подставим его в одно из уравнений равновесия для данного сечения:

$$A_s \cdot f_{sd} = 0,467 \cdot f_{cd} \cdot x^2 + 42,5 \cdot f_{cd} \cdot x$$

$$A_s \cdot f_{sd} = 19797,13$$

$$A_s = \frac{19797,13}{f_{sd}} = \frac{19797,13}{434,78} = 45,53 \text{мм}^2$$

Тогда необходимое армирование над опорой на единицу ширины плиты составляет:

$$A_s = 45,53 \cdot \frac{1000}{266} = 171,17 \text{мм}^2$$

Принимаем ребристую арматуру диаметром 8мм с шагом 250мм:

$$A_s = \frac{8^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{1000}{250} = 201,0 \text{ мм}^2/\text{м} > 171,17 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Расчет на сдвиг в вертикальной плоскости

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

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

но не менее

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

Составляющие выражения определяются формулами:

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

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

Поскольку $k > 2,0$, то расчетом принимается $k = 2$.

Поскольку достаточность анкеровки профилированного настила подтверждена по условию несущей способности на продольный сдвиг, то он будет рассматриваться в

6.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

качестве растянутой арматуры для сечения на крайней опоре. Для проверки на вертикальный сдвиг принято расчетное сечение на ширине между центрами гофров $b_s = 266$ мм. На рассматриваемой ширине площадь армирующего настила составит $A_{sl} = A_{pe} \cdot b_s / 1000 = 1462 \cdot 266 / 1000 = 389 \text{ мм}^2$.

Наименьшая ширина поперечного сечения в растянутой зоне равна размеру нижней полки настила $b_w = 50$ мм.

Поскольку $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d_p} = \frac{389}{50 \cdot 90,41} = 0,83 > 0,02$, то расчетом принимается $\rho_1 = 0,02$

Характеристическая прочность бетона по цилиндрическому образцу $f_{ck} = 25 \text{ кН/мм}^2$

Коэффициент k_1 принимается равным $k_1 = 0,15$.

Сжатие от действия нагрузок либо предварительного напряжения в сечениях плиты отсутствуют $N_{Ed} = 0$, а следовательно:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 16,7 = 3,34 \text{ Н/мм}^2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,49$$

Учитывая все подстановки:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 2(100 \cdot 0,02 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 50 \cdot 90,41 \cdot 10^{-3} = 4,00 \text{ кН}$$

но не менее

$$V_{Rd,c} = (0,49 + 0,15 \cdot 0) \cdot 50 \cdot 90,41 \cdot 10^{-3} = 2,22 \text{ кН}$$

Условие $4,00 \text{ кН} > 2,22 \text{ кН}$ выполняется, а следовательно для проверки принимается $V_{Rd,c} = 4,00 \text{ кН}$.

Поперечное усилие на крайней опоре равно опорной реакции, рассчитанной ранее $V_{A,Ed} = R_{A,Ed,IV} = 14,91 \text{ кН}$, что приведенным к ширине между центрами гофров составляет:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot b_s}{1000} = \frac{14,91 \cdot 266}{1000} = 3,97 \text{ кН}$$

Проверяем основное условие:

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

$$\frac{3,97}{4,00} = 0,99 < 1,0$$

Следовательно, несущая способность на сдвиг поперечного сечения в вертикальной плоскости на крайней опоре достаточна без дополнительного армирования гофра.

Выполним аналогичную проверку для сечения на промежуточной опоре.

Для сечения на опоре в качестве продольного растянутого армирования будет рассматриваться расчетная арматура $A_s = 201,0 \text{ мм}^2/\text{м}$. Если привести ее сечение к ширине между центрами гофров, то расчетное значение составит $A_{sl} = A_s \cdot b_s/1000 = 201 \cdot 266/1000 = 53,47 \text{ мм}^2$.

В этом случае:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{115}} = 2,32 > 2,0$$

Поскольку $k > 2,0$, то расчетом принимается $k = 2$.

Наименьшую ширину поперечного сечения в растянутой зоне определяем, исходя из высоты сжатой зоны бетона и геометрии гофра:

$$b_w = 50 + \frac{140 - 50}{82} \cdot x = 50 + \frac{140 - 50}{82} \cdot 22,42 = 74,61 \text{ мм}$$

Тогда:

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d_p} = \frac{53,47}{74,61 \cdot 115} = 0,0062 < 0,02$$

Учитывая все подстановки:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 2(100 \cdot 0,0062 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 74,61 \cdot 115 \cdot 10^{-3} = 5,13 \text{ кН}$$

но не менее

$$V_{Rd,c} = (0,49 + 0,15 \cdot 0) \cdot 74,61 \cdot 115 \cdot 10^{-3} = 4,20 \text{ кН}$$

Условие $5,13 \text{ кН} > 4,20 \text{ кН}$ выполняется, а следовательно для проверки принимается $V_{Rd,c} = 5,13 \text{ кН}$.

Поперечное усилие на промежуточной опоре, приведенное к ширине между центрами гофров составляет:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot b_s}{1000} = \frac{19,01 \cdot 266}{1000} = 5,06 \text{ кН}$$

Проверяем основное условие:

$$\frac{5,06}{5,13} = 0,99 < 1,0$$

Стоит отметить, что в данном случае расчет на сдвиг в вертикальной плоскости дал очевидно заниженные значения несущей способности, что связано с геометрией профнастила и его узкой нижней полкой. Поэтому в некоторых источниках для плит по

профнастилам рекомендуется принимать b_w равным ширине сечения в уровне середины гофра b_0 .

Также данная методика рассматривает железобетонное сечение без непосредственного учета несущей способности самого профнастила на сдвиг, которая согласно расчету на этапе строительства составляет не менее $7 \cdot V_{b,Rd} = 72,4$ кН/м при несущей способности бетонного заполнения 15,0-19,3 кН/м, что определено выше.

Данный расчет приводится в обучающих целях и в случае практического проектирования следует учитывать перечисленные аспекты, чтобы необоснованно не завышать требования к сечениям.

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (вторая группа предельных состояний)

Определение максимального вертикального прогиба

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 прогибы плиты допускается не проверять при незначительных напряжениях в бетоне и ограничении отношения пролета к высоте конструкции.

Наибольшие прогибы плиты будут возникать в ее крайнем пролете, для которого ограничение шага опор к высоте составляет:

$$\frac{L}{d} < 26$$

$$\frac{L}{d} = \frac{3000}{90,41} = 33,2 > 26$$

Условие не выполняется, а следовательно необходимо выполнить расчет по определению прогибов.

Первоначальный прогиб стального профилированного листа на этапе строительства под действием собственного веса и веса подвижной бетонной смеси

Нагрузка принимается с характеристическим значением равномерно распределенной по длине плиты:

$$Q_{Ek} = 0,2 + 2,17 = 2,37 \text{ кН/м}$$

Максимальный прогиб для трехпролетного профнастила под равномерно распределенной нагрузкой составит:

$$\delta_0 = 0,00677 \cdot \frac{Q_{Ek} \cdot L^4}{E \cdot I_p}$$

$$\delta_0 = 0,00677 \cdot \frac{2,37 \cdot 3000^4}{210000 \cdot 134,53 \cdot 10^4} = 4,6 \text{ мм}$$

Для пролета $L=3$ м прогиб должен ограничиваться значением $L/150$. ДСТУ-Н Б EN

Таблица 7.4N
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

дополнительно ограничивает прогиб профилированных настилов, служащих несъемной опалубкой монолитных перекрытий значением $L/200$. Проверку выполняем по более жесткому из требований

$$\delta_0 = 4,6 \text{ мм} < \delta_{s,max} = \frac{L}{200} = \frac{3000}{200} = 15,0 \text{ мм.}$$

Следует также выполнить рекомендацию и исключить эффект запруживания. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, эффект запруживания допускается не учитывать, если прогиб профилированного листа под действием собственного веса и веса подвижной бетонной смеси составляет менее $1/10$ толщины плиты:

$$\delta_0 = 4,6 \text{ мм} < 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 140 = 14 \text{ мм}$$

Следовательно, эффект запруживания не учитывается.

Прогиб сталежелезобетонной плиты

На этапе эксплуатации плиту рассматриваем как неразрезную шарнирно-опертую конструкцию. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 при определении прогибов допускает принять следующие основные упрощения:

- момент инерции сечения принимают равным среднему из значений для сечений с трещинами и без;
- для бетона допускается использовать среднее значение коэффициента приведения при долговременных и кратковременных нагрузок;
- расчет ведется в предположении упругой работы без учета эффектов от усадки бетона.

Начальный коэффициент приведения, соответствующий кратковременной нагрузке:

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{31000} = 6,77$$

Для определения коэффициента приведения при постоянных и длительных нагрузок ($t_0=28$ суток, $t = \infty$) необходимо рассчитать несколько величин:

- условный размер для периметра высыхания $u = b = 1000$ мм и приведенной толщины плиты $h_g = 87$ мм:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot h_g \cdot b}{b} = 2 \cdot 87 = 174 \text{ мм;}$$

9.6 (2) и
национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.3.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.2.2(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.1.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

- коэффициент ползучести для цемента с нормальным набором прочности (N-normal):

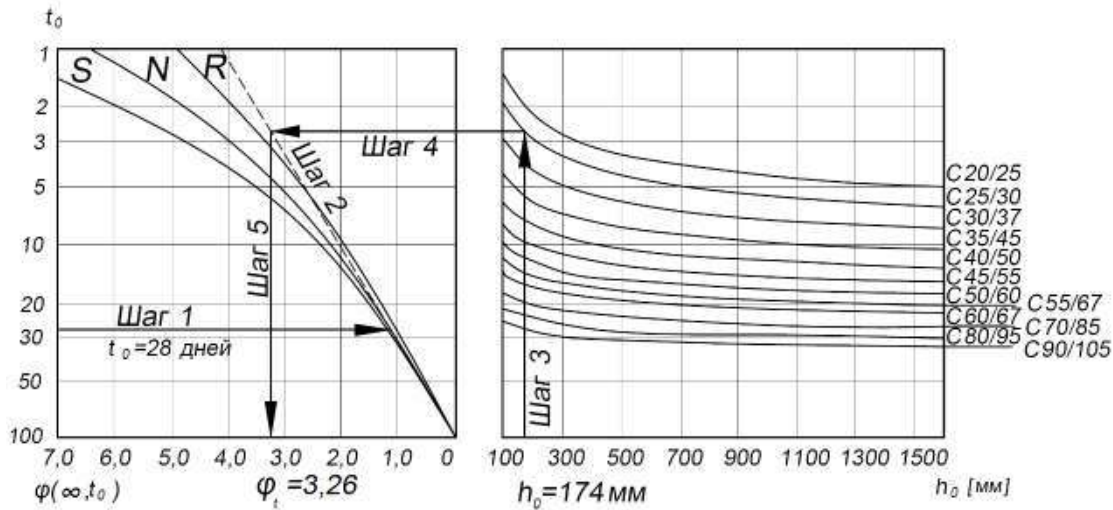


Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

$$\varphi_t(\infty, t_0 = 28 \text{ дней}) = 3,26$$

- множитель ползучести для постоянных нагрузок $\Psi_L = 1,1$.

5.4.2.2(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Учитывая полученные значения, коэффициент приведения для постоянных и длительных нагрузок составляет:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \varphi_t)$$

$$n_L = 6,77 \cdot (1 + 1,1 \cdot 3,26) = 31,05$$

Следовательно, модуль упругости бетона для постоянных и длительных загрузений составляет:

$$E_p = \frac{E_a}{n_L} = \frac{210000}{31,05} = 6763 \text{ Н/мм}^2$$

Отсюда среднее значение коэффициента приведения при долговременных и кратковременных нагрузках составляет:

9.8.2. (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$n = \frac{E_a}{E'_{cm}} = \frac{E_a}{\frac{1}{2}(E_0 + E_p)} = \frac{210000}{\frac{1}{2}(31000 + 6763)} = 11,1$$

Момент инерции сечения с трещинами:

$$I_{cc} = \frac{b \cdot x_c^3}{3 \cdot n} + A_p \cdot (d_p - x_c)^2 + I_p$$

$$x_c = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{n \cdot A_p}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_p}{n \cdot A_p}} - 1 \right)$$

$$x_c = \frac{11,1 \cdot 1462}{1000} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1000 \cdot 90,41}{11,1 \cdot 1462}} - 1 \right) = 40,3 \text{ мм}$$

$$I_{cc} = \frac{1000 \cdot 40,3^3}{3 \cdot 11,1} + 1462 \cdot (90,41 - 40,3)^2 + 134,53 \cdot 10^4 = 6,98 \cdot 10^6 \text{ мм}^4/\text{м}$$

Момент инерции сечения без трещин:

$$I_{cu} = \frac{b \cdot h_c^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot h_c}{n} \cdot (x_u - \frac{h_c}{2})^2 + \frac{b_m \cdot h_p^3}{12 \cdot n} + \frac{b_m \cdot h_p}{n} \cdot (h - x_u - \frac{h_p}{2})^2 + A_p \cdot (d_p - x_u)^2 + I_p$$

$$x_u = \frac{b \cdot \frac{h_c^2}{2} + b_m \cdot h_p \cdot (h - \frac{h_p}{2}) + n \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_c + b_m \cdot h_p + n \cdot A_p}$$

$$b_m = \frac{b}{b_s} \cdot b_0 = \frac{1000}{266} \cdot 102 = 383,5 \text{ мм}$$

$$x_u = \frac{1000 \cdot \frac{58^2}{2} + 383,5 \cdot 82 \cdot (140 - \frac{82}{2}) + 11,1 \cdot 1462 \cdot 90,41}{1000 \cdot 82 + 383,5 \cdot 82 + 11,1 \cdot 1462} = 48,3 \text{ мм}$$

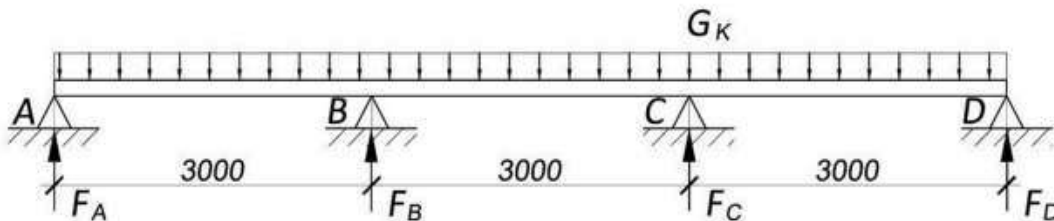
$$I_{cu} = \frac{1000 \cdot 58,0^3}{12 \cdot 11,1} + \frac{1000 \cdot 58,0}{11,1} \cdot (48,3 - \frac{58}{2})^2 + \frac{383,5 \cdot 82,0^3}{12 \cdot 11,1} + \frac{383,5 \cdot 82,0}{11,1} \cdot (140 - 48,3 - \frac{82,0}{2})^2 + 1462 \cdot (90,41 - 48,3)^2 + 134,53 \cdot 10^4 = 16,22 \cdot 10^6 \text{ мм}^4/\text{м}$$

Среднее значение момента инерции:

$$I_c = \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2} = \frac{6,98 \cdot 10^6 + 16,22 \cdot 10^6}{2} = 11,60 \cdot 10^6 \text{ мм}^4/\text{м}$$

Вычисления прогиба сталежелезобетонной плиты:

- прогиб от постоянных нагрузок за исключением уже учтенных на этапе строительства



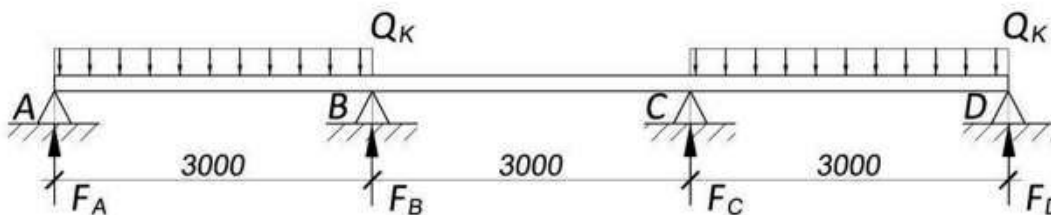
$$G_k = 3,29 - 2,09 - 0,087 - 0,11 = 1,00 \text{ кН/м}$$

$$\delta_1 = 0,00677 \cdot \frac{G_k \cdot L^4}{E \cdot I_c}$$

9.8.2. (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$\delta_1 = 0,00677 \cdot \frac{1,00 \cdot 3000^4}{210000 \cdot 11,6 \cdot 10^6} = 0,2 \text{ мм}$$

- прогиб от временных нагрузок где для помещения категории С коэффициент сочетания для частого репрезентативного значения $\Psi_1 = 0,7$



$$Q_k = 0,7 \cdot (4,0 + 0,8) = 3,36 \text{ кН/м}$$

$$\delta_1 = 0,0099 \cdot \frac{Q_k \cdot L^4}{E \cdot I_c}$$

$$\delta_2 = 0,0099 \cdot \frac{3,36 \cdot 3000^4}{210000 \cdot 11,6 \cdot 10^6} = 1,1 \text{ мм}$$

- суммарный прогиб на этапе эксплуатации

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = 0,2 + 1,1 = 1,3 \text{ мм}$$

С учетом изначального прогиба, который возник на этапе бетонирования, суммарное перемещение этапов строительства и эксплуатации составит:

$$\delta_{tot} = \delta_0 + \delta = 4,6 + 1,3 = 5,9 \text{ мм} < \frac{L}{150} = \frac{3000}{150} = 20 \text{ мм}$$

Прогиб не превышает допустимых значений.

Контроль вибраций

Согласно иллюстрации в начале примера, плиты в составе перекрытия являются менее длиннопролетным элементом. В то время, как пролет плиты составляет 3м и она является неразрезной, балки настила имеют пролет 9м и однопролетную схему с шарнирным опиранием. Для контроля вибраций необходимо рассматривать конструкцию перекрытия в целом и определяющим для динамического отклика будет более длиннопролетный элемент. Поэтому оценка вибраций всего перекрытия с учетом результатов, полученных для плит, будет дана в примере Раздела 7.2.

Контроль раскрытия трещин

Для плит толщиной до 200мм в условиях изгиба допускается не предусматривать специальных мероприятий для обеспечения трещиностойкости.

Данную плиту по предельным состояниям несущей способности альтернативно допускается рассчитывать как серию однопролетных шарнирно опертых плит. В таком случае для контроля раскрытия трещин вводится конструктивная арматура в количестве не менее 0,2 % площади поперечного сечения бетона над гофраами – для конструкций, возводимых без временных опор, и не менее 0,4% - для конструкций с временными опорами. Аналогичное требование предъявляется к эффективному сечению полки однопролетных шарнирно опертых балок настила в классическом сталежелезобетонном

7.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

перекрытия. В состав такого перекрытия и входит рассматриваемая плита согласно иллюстрации в начале примера.

Учитывая вышеизложенное и то, что плита обустраивается без временных подпорок, обеспечим ей конструктивное армирование по всей поверхности в количестве 0,2%:

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot b \cdot h_c = 0,002 \cdot 1000 \cdot 58 = 116 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Принимается армирование плиты сварной сеткой из стержней диаметром 6мм и с ячейкой 200x200мм.

$$A_s = \frac{6^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{1000}{200} = 141,3 \text{ мм}^2/\text{м} > 116 \text{ мм}^2/\text{м}$$

В общем случае принятого армирования достаточно для обеспечения приемлимого внешнего вида конструкции, что соответствует ограничению раскрытия трещин 0,4мм для классов условий эксплуатации Х0, ХС1 согласно Таблице 6.4. Для более агрессивных условий эксплуатации с допустимым раскрытием трещин не более 0,3 мм следует выполнять дополнительные требования ДСТУ-Н Б EN1992-1-1, ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 и Раздела 6.1.2.2 данной публикации.

Выводы

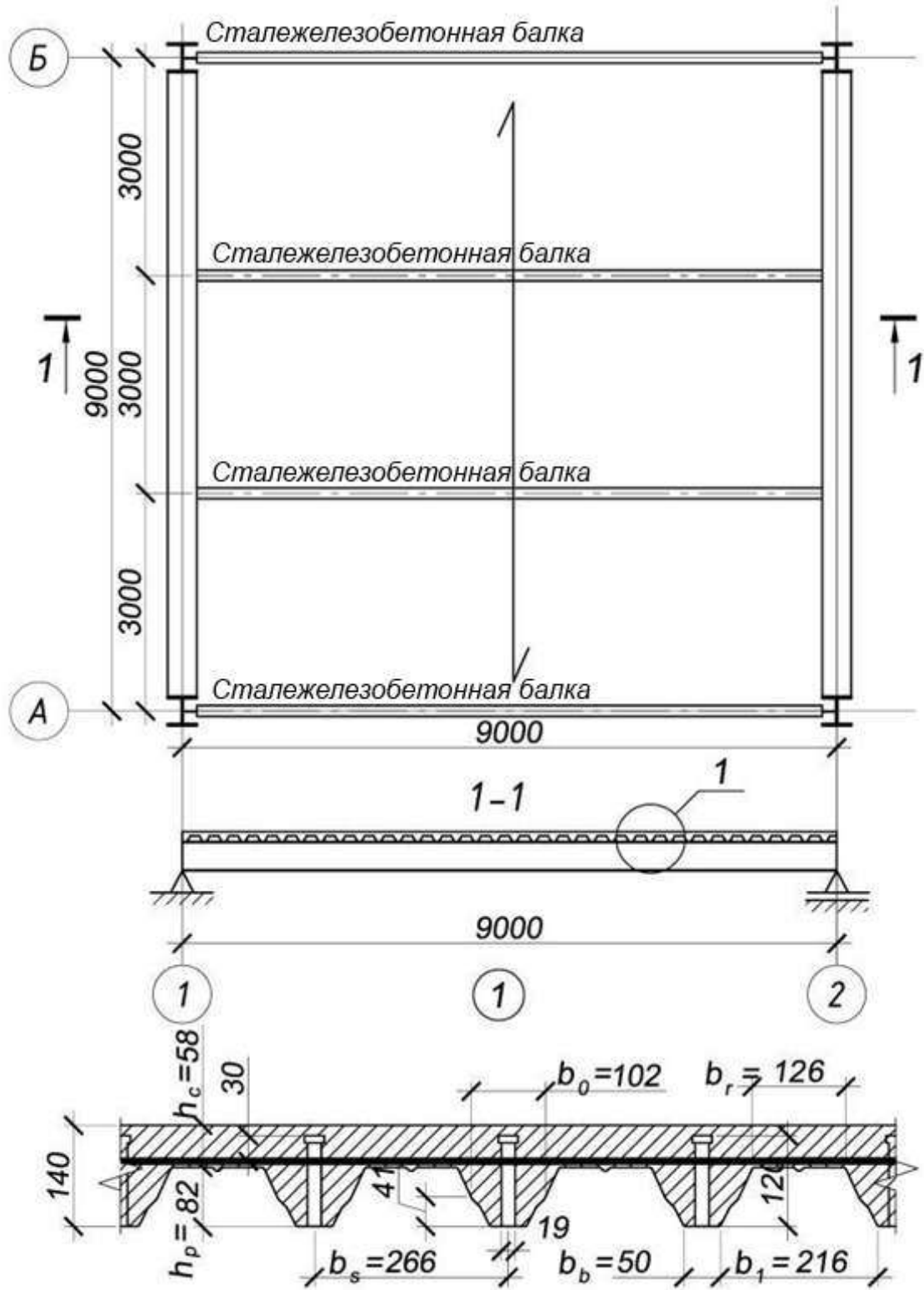
На этапе строительства для рассматриваемой плиты критическим стало условие совместного действия на профнастил изгибающего момента и реакции (локального усилия) в опорном сечении. На этапе эксплуатации критическим оказалось условие сдвига в вертикальной плоскости, хотя аналитически очевидно, что соответствующие показатели несущей способности значительно занижаются. Во всех случаях повысить несущую способность можно за счет варьирования геометрией и толщиной настила.

Низкая несущая способность на сдвиг в вертикальной плоскости, с одной стороны, указывает на определенные ограничения упрощенной методики ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 и ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 для узких трапецевидных ребер. Плюсом узких нижних ребер, разнесенных с достаточно большим шагом, стала экономия бетона за счет приведенной толщины плиты, которая составила всего 87мм. С другой стороны, при комплексном применении сталежелезобетонных перекрытий, узкие нижние ребра профнастила негативно сказываются на несущей способности расположенных в них анкерных упоров, что более подробно описано на примере балки в Разделе 7.2. На опорах неразрезной плиты ребра попадают в сжатую зону и их узкая форма уменьшает несущую способность и увеличивает количество арматуры. А поскольку тип и конфигурация плиты являются основой комплексного сталежелезобетонного перекрытия, то для оценки суммарного экономического эффекта в составе системы необходимо изначально взвешивать ее плюсы и минусы.

Результат расчета сталежелезобетонных плит во многом зависит от данных, предоставляемых производителем специальных профилированных настилов. Важно чтобы свойства материала, характеристики продольного сдвига ($\tau_{u,Rd}$, m , k), геометрия и толщина профиля соответствовали заявленным.

7.2 Однопролетная шарнирно опертая сталежелезобетонная балка с плитой по профилированному настилу

Расчетная схема



Исходные данные

Общие данные:

Пролет балки - $L = 9,0$ м;

Шаг балок - $b = 3,0$ м.

Профилированный настил:

Толщина плиты - $h = 140$ мм;

Профилированный настил - ТП-85-1,0;

Высота профиля настила - $h_p = 82$ мм;

Высота бетона над профилем - $h_c = 58$ мм;

Шаг волны - $b_s = 266$ мм;

Ширина верхнего гофра - $b_r = 126$ мм;

Ширина нижнего гофра - $b_b = 50$ мм;

Просвет между нижними гофрами - $b_1 = 216$ мм.

Соединительные элементы:

Диаметр анкерного упора - $d = 19$ мм;

Общая высота анкерного упора - $h_{cs} = 120$ мм;

Временное сопротивление

стали анкерного упора - $f_u = 450$ Н/мм².

Бетон:

Класс бетона - С25/30;

Прочность цилиндрическая - $f_{ck} = 25$ Н/мм²;

Прочность кубическая - $f_{ck,cube} = 30$ Н/мм²;

Модуль упругости - $E_{cm} = 31000$ Н/мм².

Стальная арматура:

Предел текучести арматуры - $f_{sk} = 500$ Н/мм².

Сечение стального профиля:

Сталь S235 - $f_y = 235$ Н/мм²;

Профиль – сварной двутавр;

Общая высота - $h_a = 404$ мм;

Высота стенки - $h_w = 380$ мм;

Ширина полки - $b_f = 160$ мм;

Толщина стенки - $t_w = 8$ мм;

Толщина полки - $t_f = 12$ мм;

Модуль упругости $E = 210000$ Н/мм².

Частные коэффициенты для определения прочности

Стальные сечения балки и настила:

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

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

$$\gamma_{M2} = 1,10$$

Соединительные элементы (анкерные упоры):

$$\gamma_v = 1,25$$

Бетон:

$$\gamma_c = 1,5$$

Арматура:

$$\gamma_s = 1,15$$

Приведенная толщина бетонной плиты

Определяем приведенную толщину бетонной плиты:

$$h_g = h - \left(\frac{b_1 + b_r}{2 \cdot b_s} \cdot h_p \right)$$

$$h_g = 140 - \left(\frac{216 + 126}{2 \cdot 266} \cdot 82 \right) = 87 \text{ мм}$$

Объем бетона плиты на м²:

$$h_g \cdot 1 \text{ м}^2 = 0,087 \cdot 1 = 0,087 \text{ м}^3$$

Сбор нагрузок на балку

Этап строительства

Постоянные нагрузки:

Суммарные постоянные нагрузки от собственного веса конструкций плиты на 1 м² приведены в таблице ниже.

Составляющие конструкции пола	Характеристическое значение нагрузки, g _k кН/м ²
Вес арматуры (принято предварительно 1кН на 1м ³ бетона)	0,087
Принятый профнастил ТП-85-1,0 (t = 1мм) по сортаменту	0,11
Стальная балка (шаг b= 3м)	0,18
Всего	g _k =0,38

Переменные нагрузки:

Нагрузка на 1 м² перекрытия на этапе строительства от веса рабочих с инструментом и неиспользуемых материалов составляет 0,75кН/м². В пределах рабочей зоны размером 3х3м принимается повышенная нагрузка 1,5 кН/м². Следовательно:

$$q_{k,1} = 0,75 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{k,2} = 1,5 \text{ кН/м}^2$$

В рамках примера нагрузка q_{k,2} будет представлена со значением 0,75 кН/м² в дополнение к нагрузке q_{k,1}.

Нагрузка при возведении на 1 м² перекрытия от веса незатвердевшей бетонной смеси составляет (h_g=87 мм, свежий бетон ρ=24+1кН/м³):

$$q_{k,3} = 0,087 \cdot (24+1) = 2,17 \text{ кН/м}^2$$

Этап эксплуатации

Постоянные нагрузки:

Суммарные постоянные нагрузки от собственного веса конструкций перекрытия на 1 м² приведены в таблице ниже.

Таблица 4.2
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

Составляющие конструкции пола	Характеристическое значение нагрузки, g_k кН/м ²
Бетон плиты ($h_g=87$ мм, затвердевший бетон $\rho=24$ кН/м ³)	2,09
Вес арматуры (принято предварительно 1кН на 1м ³ бетона)	0,087
Принятый профлист ТП-85-1,0 ($t = 1$ мм) по сортаменту	0,11
Принятая стальная балка (шаг $b= 3$ м) по сортаменту	0,18
Принятое покрытие пола ($t = 25$ мм)	0,50
Принятые подвесной потолок и коммуникации	0,50
Всего	$g_k=3.47$

Переменные нагрузки:

Переменная нагрузка для общественного здания категории С2 составляет:

$$q_{k,1} = 4,00 \text{ кН/м}^2$$

Нагрузка от временных перегородок и стен, собственный вес которых не превышает 2,0 кН/м.п., составляет:

$$q_{k,2} = 0,8 \text{ кН/м}^2$$

Предельные состояния по несущей способности (первая группа предельных состояний)

При расчете элементов конструкции по предельным состояниям несущей способности по прочности и устойчивости (STR) частные коэффициенты надежности по нагрузкам γ_F принимаются согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990. Частный коэффициент надежности для постоянных воздействий равен:

$$\gamma_G = 1.35$$

а частный коэффициент надежности для переменных воздействий:

$$\gamma_Q = 1.5.$$

Понижающий коэффициент:

$$\xi = 0,85.$$

На этапе строительства для монтажных нагрузок вводится коэффициент сочетания $\psi_0 = 1.0$, а на этапе эксплуатации коэффициенты сочетаний ψ принимаются согласно Таблице 3.5.

В рамках примера для упрощения не учитывается то, что при трехпролетной плите перекрытия на среднюю балку равномерно распределенные по всей поверхности нагрузки будут передаваться с коэффициентом 1.1 согласно таблице 6.5. Принято, что нагрузка распределяется равномерно, как это было бы в наиболее распространенных однопролетных и многопролетных схемах плит.

Таблица НБ2.1 и НБ2.2 национального приложения ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1

Таблица НБ2.4 национального приложения ДСТУ-Н Б EN 1990

Этап строительства

При определении расчетного сочетания усилий на этапе строительства используем более неблагоприятную комбинацию по формуле 6.10а ДСТУ-Н Б EN 1990:

$$1,35 \cdot g_{k,sup} + 1,5 \cdot q_{k,1} + 1,5 \cdot q_{k,2} + 1,5 \cdot q_{k,3}$$

Этап эксплуатации

Для определения наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок на этапе эксплуатации расчет следует выполнить по двум выражениям:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} g_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} q_{k,i}$$

$$1,35 \cdot 3,47 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (4,0 + 0,8) = 9,72 \text{ кН/м}^2$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} g_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} q_{k,i}$$

$$0,85 \cdot 1,35 \cdot 3,47 + 1,5 \cdot (4,0 + 0,8) = 11,18 \text{ кН/м}^2$$

Формула 6.10а
ДСТУ-Н Б EN 1990

Формула 6.10b
ДСТУ-Н Б EN 1990

Принимаем для расчета наиболее неблагоприятное значение $q_{Ed} = 11,18 \text{ кН/м}^2$.

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (вторая группа предельных состояний)

Для балок, как и других пролетных конструкций, основными определяющими критериями пригодности к нормальной эксплуатации являются прогибы. Основными расчетными комбинациями для предельных состояний эксплуатационной пригодности являются характеристические и частые. На этапе эксплуатации нагрузки дополнительно следует разделять по длительности их воздействия, поскольку сталежелезобетонные элементы требуют учета длительных эффектов.

Этап строительства

На этапе строительства прогиб балки от собственного веса и бетонной смеси является необратимым состоянием и поэтому для в его расчете используется характеристическая комбинация постоянных и переменных нагрузок:

$$g_{k,sup} + q_{k,3}$$

$$0,38 + 2,17 = 2,55 \text{ кН/м}^2$$

Этап эксплуатации

Постоянные нагрузки на сталежелезобетонную балку:

$$g_k = 3,47 \text{ кН/м}^2$$

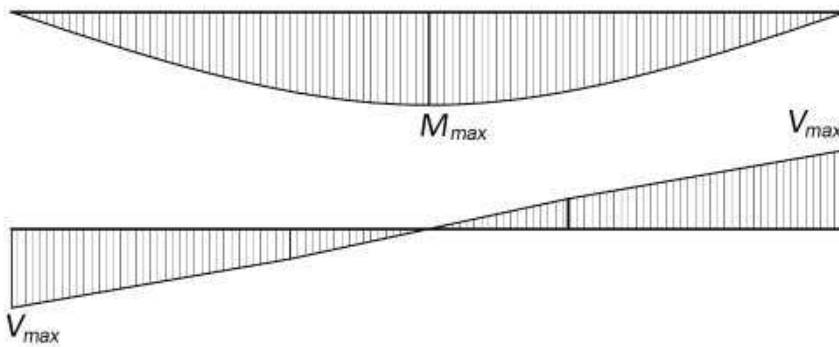
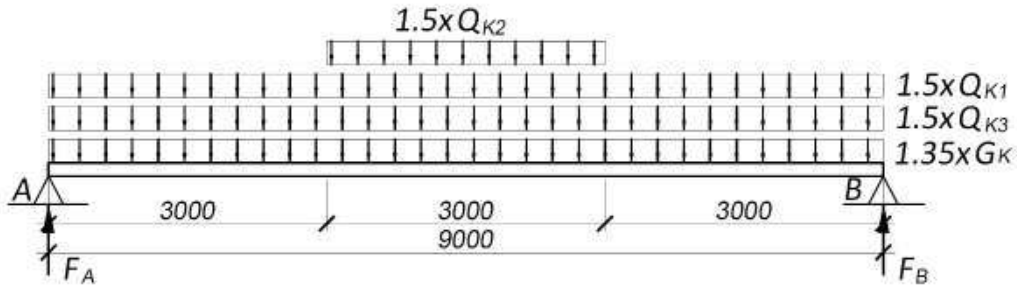
Временные нагрузки на сталежелезобетонную балку:

$$q_k = 4,0 + 0,8 = 4,8 \text{ кН/м}^2$$

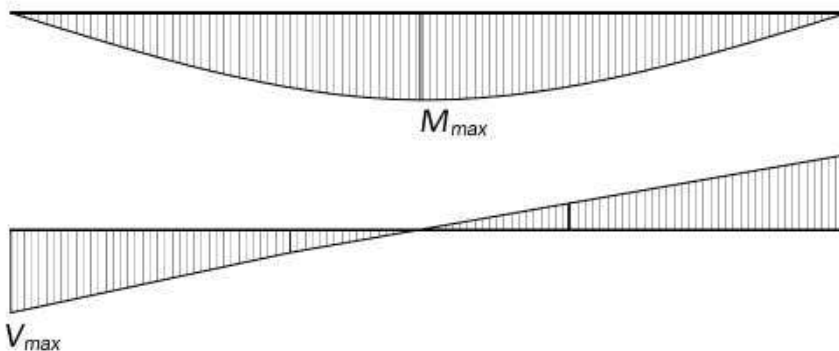
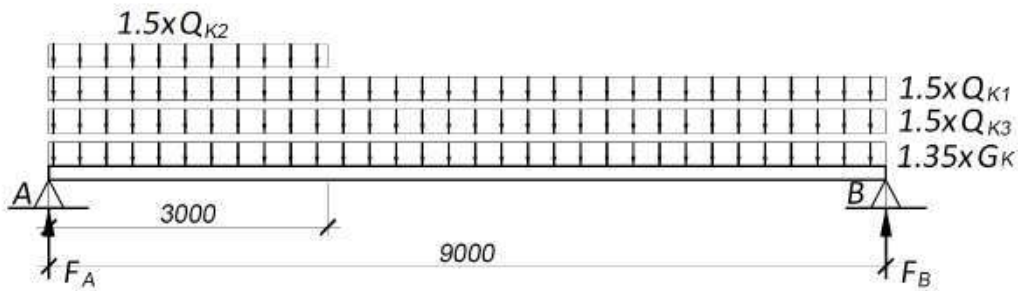
Расчет изгибающих моментов и поперечных сил для проверок несущей способности (первой группы предельных состояний)

Этап строительства

Для определения максимально возможных усилий в балке на этапе строительства рассмотрим две схемы с расположением рабочей зоны по середине пролета (для получения максимального изгибающего момента) и на опоре (для получения максимального поперечного усилия).



$$M_{max} = 167.61 \text{ кНм}; \quad V_{max} = 71.12 \text{ кН};$$



$$M_{max} = 156.32 \text{ кНм}; \quad V_{max} = 74.49 \text{ кН};$$

Таким образом для расчета балки на этапе строительства принимаем следующие значения внутренних усилий:

$$M_{Ed} = 167.61 \text{ кНм}; \quad V_{Ed} = 74.49 \text{ кН};$$

Этап эксплуатации

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot b \cdot L^2}{8} = \frac{11,18 \cdot 3 \cdot 9^2}{8} = 339.59 \text{ кНм}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot b \cdot L}{2} = \frac{11,18 \cdot 3 \cdot 9}{2} = 150.93 \text{ кН}$$

Характеристики стального сечения

Общая высота - $h_a = 404 \text{ мм}$

Высота стенки - $h_w = 380 \text{ мм}$

Ширина полки - $b_f = 165 \text{ мм}$

Толщина стенки - $t_w = 8 \text{ мм}$

Толщина полки - $t_f = 12 \text{ мм}$

Площадь поперечного сечения - $A_a = 70.0 \text{ см}^2$

Момент инерции относительно оси (y-y) - $I_y = 18875,6 \text{ см}^4$

Момент инерции относительно оси (z-z) - $I_z = 900,1 \text{ см}^4$

Момент инерции при свободном кручении - $I_t = 25.49 \text{ см}^4$

Секториальный момент инерции - $I_w = 344720 \text{ см}^6$

Момент сопротивления сечения в упругой стадии

относительно оси (y-y) - $W_{el,y} = 934,4 \text{ см}^3$

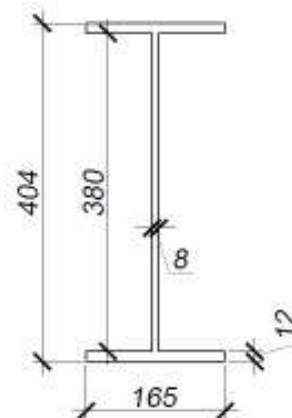
Момент сопротивления сечения в пластической

стадии относительно оси (y-y) - $W_{pl,y} = 1064,94 \text{ см}^3$

Радиус инерции относительно оси (y-y) - $i_y = 16.42 \text{ см}$

Модуль упругости - $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$

Модуль сдвига - $G = 81000 \text{ Н/мм}^2$



Классификация поперечного сечения

Для определения класса сечения находим коэффициент ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Сжатая полка

$$c = \frac{b_f - t_w - 2 \cdot k_f}{2} = \frac{165 - 8 - 2 \cdot 6}{2} = 72.5 \text{ мм}$$

Катет поясного шва k_f принят равным 6 мм.

$$\frac{c}{t_f} = \frac{75}{12} = 6,25$$

Предельное соотношение свеса к толщине полностью сжатой полки для 1-го класса сечений составляет:

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 1 = 9,0$$

Проверка условия:

$$6,25 < 9,0.$$

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

Таблица 5.2
(лист 2 из 3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Изогнутая стенка

На этапе строительства стальной профиль работает на изгиб, а на этапе эксплуатации, благодаря сжатой бетонной полке, сжатая зона стенки уменьшится. Поэтому класс сечения в данном случае можно определить для состояния изгиба, в котором:

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

$$\frac{c}{t_w} = \frac{368}{8} = 46$$

Предельное соотношения высоты к толщине изогнутой стенки для 1-го класса сечений составляет:

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon = 72 \cdot 1 = 72$$

Проверка условия:

$$46 < 72$$

Следовательно, в условиях изгиба стенка балки настила относится к 1-му классу сечений. Сечение классифицируется по наихудшему классу его составляющих частей, а поскольку в данном случае все элементы сечения относятся к 1-му классу, то и сечение в целом классифицируется классом 1.

Проверка несущей способности стального профиля на этапе строительства

Проверка несущей способности балки на изгиб

Критерий несущей способности на изгиб заключается в проверке неравенства:

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

Для поперечных сечений 1-го класса:

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

Подстановка геометрических характеристик профиля и предела текучести стали дает возможность определить значение предельного момента:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{1064,94 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 250,3 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$\frac{167,61}{250,3} = 0,67 < 1,0$$

Следовательно, прочность поперечного сечения стального профиля на изгиб в условиях монтажа обеспечена.

Таблица 5.2
(лист 2 из 3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Проверка несущей способности сечения балки на сдвиг

Проверка несущей способности стального сечения на сдвиг заключается в выполнении следующего условия:

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

При отсутствии кручения расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии определяется выражением:

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

Площадь сдвига A_v для сварного двутаврового сечения при нагрузке параллельной стенке:

$$A_v = 1,2 \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,2 \cdot 380 \cdot 8 = 3648 \text{ мм}^2$$

Учитывая подстановки, несущая способность поперечного сечения балки на сдвиг в пластической стадии составляет:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{3648 \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1,0} \times 10^{-3} = 495,0 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{74,49}{495,0} = 0,15 \leq 1,0$$

Таким образом, несущая способность поперечного сечения стального профиля на сдвиг в условиях монтажа обеспечена.

Местная устойчивость стенок при сдвиге считается обеспеченной без установки ребер жесткости, если выполняется условие:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

Для стали S235 допускается принять либо $\eta = 1,2$ либо $\eta = 1,0$. Более строгое ограничение имеет вид:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{380}{8} = 47,5 \leq 60\varepsilon = 60 \cdot 1 = 60$$

Поскольку условие выполняется, учитывать потерю устойчивости стенки от усилий сдвига не требуется.

6.2.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Проверка несущей способности сечения балки при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

Поскольку балка является шарнирно опертой комбинация изгибающего момента и поперечной силы в одном критическом сечении не возникает. Также выполняются условия $V_{Ed} = 74,49 < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 495,0 = 247,5 \text{ кН}$ и $h_w/t_w = 47,5 \leq 60\varepsilon = 60$, когда влиянием поперечного усилия и потерей устойчивости стенки можно пренебречь.

6.2.8 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Проверка устойчивости плоской формы изгиба

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

6.3.2.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

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

В данном случае сечение балки относится к классу 1, для которого $W_y = W_{pl,y}$.

Для определения понижающего коэффициента χ_{LT} в первую очередь следует рассчитать предельный момент потери устойчивости в упругой стадии M_{cr} . Для сечений с двумя осями симметрии:

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

Коэффициенты расчетной длины для шарнирного закрепления в запас принимаются равными $k = 1,0$ и $k_w = 1,0$.

Для шарнирно опертой балки с равномерно распределенной нагрузкой при $k = 1,0$, коэффициенты равны $C_1 = 1,132$ и $C_2 = 0,459$.

Нагрузка прикладывается профнастилом к верхней полке балки. Следовательно, координата точки приложения нагрузки относительно центра изгиба составляет:

$$z_g = \frac{h_a}{2} = \frac{404}{2} = 202 \text{ мм}$$

Подстановка всех значений позволяет определить критический момент:

$$M_{cr} = 1,132 \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 900,1 \cdot 10^4}{(1,0 \cdot 9000)^2} \cdot 10^{-6} \text{ кНм}$$

$$\chi \left\{ \sqrt{\left(\frac{1,0}{1,0}\right)^2 \cdot \frac{344720 \cdot 10^2}{900,1} + \frac{(1,0 \cdot 9000)^2 \cdot 81000 \cdot 25,49}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 900,1}} + [0,459 \cdot 202]^2 - 0,459 \cdot 202 \right\} = 72,14 \text{ кНм}$$

Отсюда, условная гибкость балки:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1064,94 \cdot 235}{72,14 \cdot 10^3}} = 1,86 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

6.3.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Поскольку в качестве профиля балки принят сварной двутавр с двумя осями симметрии, для него можно применить более точный расчет для прокатных и эквивалентных сварных сечений.

Для таких сечений согласно Таблице 5.5 при соотношении размеров $h/b = 404/160 = 2,53 > 2$ принимается кривая устойчивости d , что соответствует коэффициенту несовершенств $\alpha_{LT} = 0,76$.

Тогда по формуле для прокатных и эквивалентных сварных сечений:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,76 \cdot (1,86 - 0,4) + 0,75 \cdot 1,86^2] = 2,35$$

Понижающий коэффициент в таком случае:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \left\{ \begin{array}{l} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{1,86^2} = 0,29 \end{array} \right.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,35 + \sqrt{2,35^2 - 0,75 \cdot 1,86^2}} = 0,25$$

Условия $\chi_{LT} = 0,25 < 1,0$ и $\chi_{LT} = 0,25 < 0,29$ выполняются, а следовательно расчетом принимается значение $\chi_{LT} = 0,25$.

Учет характера распределения момента в балке позволяет повысить несущую способность. Согласно Таблице 5.6 для равномерно нагруженной шарнирно опертой балки поправочный коэффициент $k_c = 0,94$.

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2], \text{ но } f \leq 1$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,94) \cdot [1 - 2,0 \cdot (1,86 - 0,8)^2] = 1,04$$

Соответственно в данном случае повышения не происходит и несущая способность по потере устойчивости плоской формы изгиба балки равна:

$$M_{b,Rd} = 0,25 \cdot \frac{1064,94 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 62,57 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$\frac{167,61}{62,57} = 2,68 > 1,0$$

Условие устойчивости не выполняется. Необходимо дополнительно раскрепить балку от потери устойчивости во время бетонирования, что рекомендуется делать при помощи временных либо многофункциональных связевых элементов. Принимаем раскрепление балки с шагом 3м, что соответствует $k = 0,33 < 0,5$. Коэффициенты C_1 и C_2 принимаем по минимальному табличному значению $k = 0,5$ равными 0,972 и 0,304 соответственно.

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.3 (2) и
Таблица 6.6
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Тогда:

$$M_{cr} = 0,972 \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 900,1 \cdot 10^4}{(1,0 \cdot 3000)^2} \cdot 10^{-6} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{0,33}{1,0}\right)^2 \cdot \frac{344720 \cdot 10^2}{900,1} + \frac{(1,0 \cdot 3000)^2 \cdot 81000 \cdot 25,49}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 900,1} + [0,304 \cdot 202]^2 - 0,304 \cdot 202} \right\}$$

$$= 145,78 \text{ кНм}$$

Практика показывает, что значение M_{cr} значительно зависит от уровня раскрепления относительно сжатого пояса балки. Для рассматриваемой балки с раскреплением через 3м расчет по конечно-элементной модели показывает следующие значения M_{cr} в зависимости от расстояния установки связей относительно сжатого пояса:

Уровень простановки связей относительно сжатого пояса z_b	Критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба M_{cr} , кНм
0 (в уровне верхнего пояса)	525,5
$h/4$	396,9
$h/2$ (в уровне оси двутавра)	149,9

Из результатов видно, что значение, которое было определено по стандартному выражению, приблизительно соответствует поперечному раскреплению в уровне оси двутавра. Такой подход может завязать требования к сечению и негативно сказаться на ресурсоемкости конструкции.

В дополнение можно учесть работу диафрагмы настила, которая крепится в уровне верхнего пояса и в зависимости от жесткости способна обеспечить вплоть до полного раскрепления данной балки на этапе строительства. Такое расчетное предположение, однако, обязательно должно указываться в проектной документации и контролироваться при выполнении работ по креплению настила к балкам. Более подробно расчет диафрагмы настила описан в публикации Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

В рамках данного примера далее принимается раскрепление балки связями в уровне $h/4$ без учета диафрагмы профнастила. Первая форма потери устойчивости для такого случая имеет следующий вид:



Следовательно:

$$M_{cr} = 396,9 \text{ кНм}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1064,94 \cdot 235}{396,9 \cdot 10^3}} = 0,79 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,76 \cdot (0,79 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,79^2] = 0,88$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,88 + \sqrt{0,88^2 - 0,75 \cdot 0,79^2}} = 0,70, \text{ но } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,79^2} = 1,60 \end{cases}$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,94) \cdot [1 - 2,0 \cdot (0,79 - 0,8)^2] = 0,97 < 1$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0,70}{0,97} = 0,72$$

6.3.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.3 (2) и
Таблица 6.6
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Несущая способность с учетом дополнительного раскрепления:

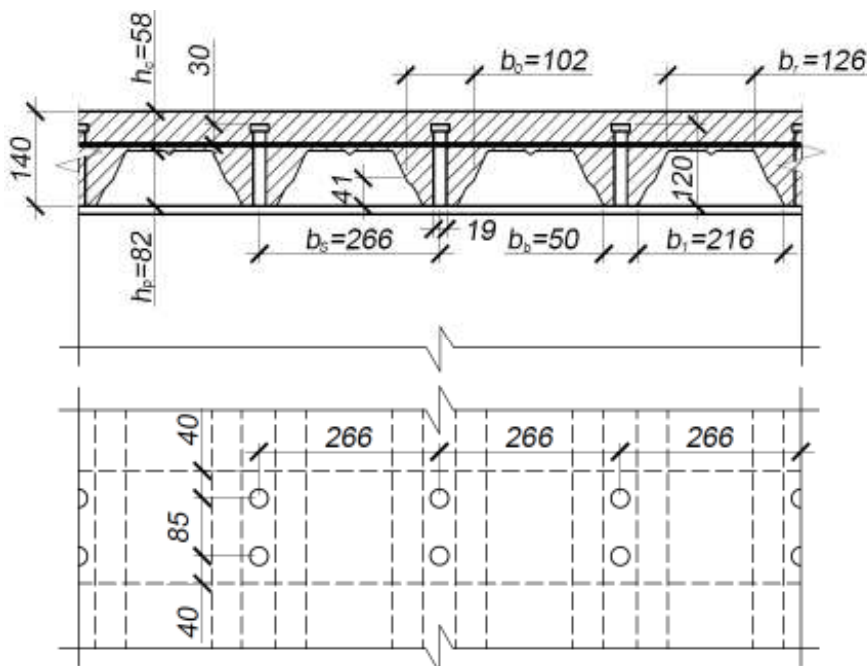
$$M_{b,Rd} = 0,72 \cdot \frac{1064,94 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 180,19 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$\frac{167,61}{180,19} = 0,93 < 1,0$$

Следовательно, при постановке связей с шагом 3м в уровне $h/4$ относительно верхнего сжатого пояса и без учета эффекта диафрагмы профнастила балка будет достаточно раскреплена от потери устойчивости на этапе строительства.

Проверка несущей способности сталежелезобетонной балки на этапе эксплуатации



Усилие, воспринимаемое одним стад-болтом

Поскольку соотношение $h_{sc}/d = 120/19 = 6,3 > 4$, коэффициент α при расчете стад-болтов принимается равным $\alpha = 1$. С учетом данного параметра, несущая способность стад-болта определяется меньшим из значений по телу анкерного упора и по бетону:

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)})$$

Несущая способность упора на сдвиг $P_{Rd}^{(1)}$ равна:

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \cdot 450 \cdot \pi \cdot \frac{19^2}{4}}{1,25} = 81,7 \text{ кН}$$

Несущая способность упора по смятию бетона $P_{Rd}^{(2)}$ равна:

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \cdot 1,0 \cdot 19^2 \cdot \sqrt{25 \cdot 31000}}{1,25} \times 10^{-3} = 73,7 \text{ кН}$$

Таким образом определяющее значение несущей способности:

$$P_{Rd} = P_{Rd}^{(2)} = 73,7 \text{ кН}$$

При использовании профилированного настила, который расположен поперек балки, несущую способность на сдвиг соединительного элемента необходимо умножить на понижающий коэффициент. Принято количество стад-болтов в одном гофре $n_r = 2$. Тогда:

$$k_t = \frac{0,7 \cdot b_0}{\sqrt{n_r} \cdot h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,7 \times 102}{\sqrt{2} \times 82} \left(\frac{120}{82} - 1 \right) = 0,285$$

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 ограничивает значение коэффициента верхним пределом $k_{t,max}$, который для $n_r = 2$ и $t \leq 1,0 \text{ мм}$ при условии сквозной приварки составляет $k_{t,max} = 0,70$.

Условие $k_t = 0,285 < k_{t,max} = 0,70$ выполняется, а следовательно расчетом принимается $k_t = 0,285$.

Расчетная несущая способность соединительного элемента с учетом понижения равна:

$$k_t P_{Rd} = 0,285 \cdot 73,7 = 21,0 \text{ кН}$$

Такое сильное понижение наглядно демонстрирует одну из причин рекомендации располагать профилированный настил широкими полками вниз, что в данном случае не было сделано в связи с направлением выштамповок листа внутрь узких гофров.

Степень сдвигового соединения

Для стального сечения балки с равными поясами при номинальной длине стад-болтов не менее четырех диаметров и диаметре в диапазоне от 16 до 25мм, что соответствует данному случаю, допускается использовать частичное сдвиговое соединение при условии ограничения степени сдвигового соединения:

$$L_e = 9 \text{ м} \leq 25 \text{ м}$$

6.6.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$\eta_{min} = 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) \cdot (0,75 - 0,03L_e) = 1 - \left(\frac{355}{235}\right) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot 9) = 0,27 < 0,4$$

Согласно неравенству расчетом принимается $\eta_{min} = 0,4$.

Определение эффективной ширины бетонного пояса

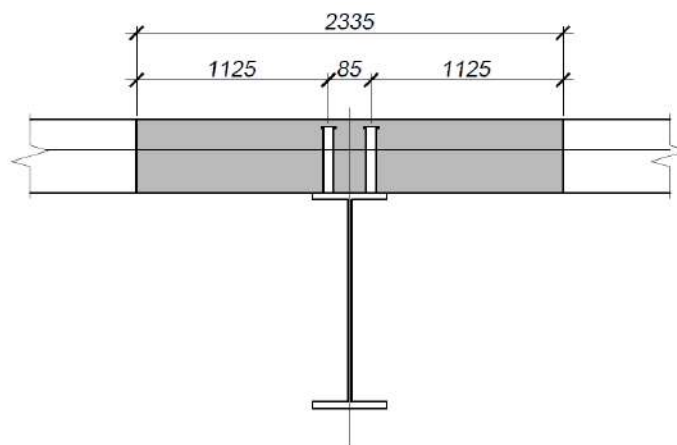
В середине пролета эффективная ширина бетонного пояса определяется по формуле:

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

Для случая, когда количество стад-болтов в гофре составляет $n_r = 2$ с расстоянием между ними $b_0 = 85$ мм:

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

При этом b_{ei} не должно превышать расстояния b_i от соединительного элемента до середины шага балок (пролета плиты):



$$b_i = \frac{b - b_0}{2} = \frac{3,0 - 0,085}{2} = 1,458\text{м}$$

Условие $b_{ei} = 1,125\text{м} < 1,458\text{м}$ выполняется и соответственно расчетом принимается суммарная ширина бетонной полки сечения:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0,085 + 1,125 + 1,125 = 2,335\text{м}$$

Определение предельного сжимающего усилия при полном использовании бетонной полки

Расчетная прочность бетона:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7\text{Н/мм}^2$$

Максимальное сжимающее усилие в бетонной полке

$$N_{c,f} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_c = 0,85 \cdot 16,7 \cdot 2335 \cdot 58 \cdot 10^{-3} = 1922,4\text{кН}$$

Определение усилия растяжения в стальном сечении

$$N_{pl,a} = f_y A_a = 235 \cdot 70,0 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = 1645,0\text{кН}$$

5.4.1.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Определение несущей способности соединительных элементов

В данном случае шаг волны профилированного настила составляет $b_s = 266$ мм. Соответственно при установке в каждой волне двух рядов стад-болтов, их количество на половину пролета составляет:

$$n = 2 \cdot \frac{L_e}{2 \cdot b_s} = 2 \cdot \frac{9}{2 \cdot 0,266} = 33 \text{ шт.}$$

Общая несущая способность соединительных элементов на половине пролета составляет:

$$N_c = n \cdot P_{Rd} = 33 \cdot 21,0 = 693,0 \text{ кН}$$

Проверка достаточности сдвигового соединения

В условиях полного сдвигового соединения при $N_{c,f} = 1922,4 \text{ кН} > N_{pl,a} = 1645,0 \text{ кН}$ нейтральная ось была бы расположена в пределах бетонной полки. Для обеспечения полного объединения в таком случае необходима несущая способность сдвигового соединения не менее $N_{pl,a} = 1645,0 \text{ кН}$.

Тогда коэффициент η , определяющий степень сдвигового соединения:

$$\eta = \frac{N_c}{N_{pl,a}} = \frac{693,0}{1645,0} = 0,42 > \eta_{min} = 0,4$$

Следовательно, полное сдвиговое соединение не обеспечивается и взамен $N_{c,f}$ должно использоваться N_c . При этом частичное сдвиговое соединение удовлетворяет требованию минимально требуемого соединения.

Проверка несущей способности сечения сталежелезобетонной балки на сдвиг

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 несущую способность сталежелезобетонной балки на сдвиг в вертикальной плоскости $V_{pl,Rd}$ допускает рассчитывать как несущую способность только стального сечения $V_{pl,a,Rd}$.

6.2.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Несущая способность на сдвиг $V_{pl,a,Rd}$ для стальной балки определена при расчете для этапа строительства и составляет:

$$V_{pl,a,Rd} = V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = 495,0 \text{ кН}$$

Проверка условия с учетом нагрузок на этапе эксплуатации:

$$\frac{150,93}{495,0} = 0,30 \leq 1,0$$

Следовательно несущая способность поперечного сечения сталежелезобетонной балки на сдвиг в условиях эксплуатации обеспечена.

Согласно расчету, проделанному на этапе строительства, учитывать местную потерю устойчивости от усилий сдвига не требуется.

Проверка несущей способности сечения сталежелезобетонной балки при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

6.2.2.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Поскольку балка является шарнирно опертой комбинация изгибающего момента и поперечной силы в одном критическом сечении не возникает. Также выполняются условия $V_{Ed} = 150,93 < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 495,0 = 247,5 \text{кН}$ и $h_w/t_w = 47,5 \leq 60\varepsilon = 60$, когда влиянием поперечного усилия и потерей устойчивости стенки можно пренебречь.

Проверка несущей способности композитного сечения на изгиб

Поскольку $N_{pl,a} = 1645,0 \text{кН} > N_c = 693,0 \text{кН}$, нейтральная ось сталежелезобетонного сечения проходит в пределах стального сечения. Предполагая, что нейтральная ось находится в верхней полке стального сечения, сжатая зона двутавра составит:

$$x_{pl,a} = \frac{(N_{pl,a} - N_c)}{2f_y b_f} = \frac{(1645,0 - 693,0)}{2 \cdot 235 \cdot 165} \cdot 10^3 = 12,3 \text{мм} > t_f = 12 \text{мм}$$

При указанном предположении сжатая зона превышает фактически наявную толщину полки, а следовательно нейтральная ось сечения будет проходить через стенку стального профиля.

Нейтральная ось проходит в стенке стальной балки.

$$x_{pl,a} = t_f + \frac{(t_w h_w f_y - N_c)}{2 t_w f_y} = 12 + \frac{(8 \cdot 380 \cdot 235 - 693,0 \cdot 10^3)}{2 \cdot 8 \cdot 235} = 17,69 \text{мм}$$

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

- сжатая бетонная полка

$$z_{c,c} = h_p + 0,5 h_c + x_{pl,a} = 82 + 0,5 \cdot 58 + 17,69 = 128,7 \text{мм}$$

- сжатая полка стального сечения

$$z_{c,f} = x_{pl,a} - 0,5 t_f = 17,69 - 0,5 \cdot 12 = 11,7 \text{мм}$$

- сжатый участок стенки стального сечения

$$z_{c,w} = 0,5 \cdot (x_{pl,a} - t_f) = 0,5 \cdot (17,69 - 12) = 2,8 \text{мм}$$

- растянутый участок стенки стального сечения

$$z_{t,w} = 0,5 \cdot (h_w + t_f - x_{pl,a}) = 0,5 \cdot (380 + 12 - 17,69) = 187,2 \text{мм}$$

- растянутая нижняя полка стального сечения

$$z_{t,f} = 0,5 t_f + (h_w + t_f - x_{pl,a}) = 0,5 \cdot 12 + (380 + 12 - 17,69) = 380,3 \text{мм}$$

Усилия в соответствующих частях сечения при пластическом распределении:

- сжатая бетонная полка

$$F_{c,c} = N_c = 693,0 \text{ кН}$$

- сжатая полка стального сечения

$$F_{c,f} = t_f b_f f_y = 12 \cdot 165 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 465,3 \text{ кН}$$

- сжатый участок стенки стального сечения

$$F_{c,w} = t_w f_y (x_{pl,a} - t_f) = 8 \cdot 235 \cdot (17,69 - 12) \cdot 10^{-3} = 10,7 \text{ кН}$$

- растянутый участок стенки стального сечения

$$F_{t,w} = t_w f_y (h_w - x_{pl,a} + t_f) = 8 \cdot 235 \cdot (380 - 17,69 + 12) \cdot 10^{-3} = 703,7 \text{ кН}$$

- растянутая нижняя полка стального сечения

$$F_{t,f} = t_f b_f f_y = 12 \cdot 165 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 465,3 \text{ кН}$$

Несущая способность на изгиб:

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

$$M_{Rd} = (693,0 \cdot 128,7 + 465,3 \cdot 11,7 + 10,7 \cdot 2,8 +$$

$$+ 703,7 \cdot 187,2 + 465,3 \cdot 380,3) \cdot 10^{-3} = 403,35 \text{ кНм}$$

Проверяем основное условие:

$$\frac{339,59}{403,35} = 0,84 < 1,0$$

Следовательно несущая способность поперечного сечения сталежелезобетонной балки на изгиб в условиях эксплуатации обеспечена.

Проверка несущей способности сталежелезобетонной балки по критерию устойчивости плоской формы изгиба

Согласно Еврокоду 4 полка стального профиля, которая анкерится соединительными элементами в теле железобетонной или сталежелезобетонной плиты может считаться поперечно раскрепленной при условии, что сама плита также устойчива к такому смещению. А балки с достаточным раскреплением сжатой полки не склонны к потере устойчивости плоской формы изгиба.

В рассматриваемом случае эпюра изгибающих моментов не является знакопеременной и по всей длине балки сжатие возникает в верхней полке сечения, которая соответствует изложенным требованиям. Таким образом устойчивость плоской формы изгиба балки на этапе эксплуатации считается обеспеченной по конструктивным признакам.

6.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
6.3.2.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Проверка несущей способности железобетонной плиты на продольный сдвиг.

Проверка прочности условных сжатых бетонных подкосов

Для предотвращения разрушения бетонного пояса от сжатия между поперечными трещинами должно быть выполнено следующее условие:

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

Коэффициент снижения прочности для бетона с трещинами в условиях сдвига:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Угол наклона θ между осью балки и поперечными трещинами (условными сжатыми подкосами) допускается принимать в диапазоне от $26,5^\circ$ до 45° . В общем случае из соображений снижения уровня поперечного армирования наиболее благоприятным считается минимальное значение угла наклона, что однако повышает требования к несущей способности условных сжатых подкосов. Оптимального результата можно достичь решением обратной задачи, как это описано в Разделе 5.2.2.7 данной публикации:

$$\theta = \frac{\arcsin\left(\frac{2 \cdot v_{Ed}}{v \cdot f_{cd}}\right)}{2}$$

Напряжение по плоскости продольного сдвига составляет:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x}$$

А в более развернутой форме (см. Раздел 5.2.2.7 данной публикации):

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{h_f \cdot \Delta x} \cdot \frac{A_{c1,eff}}{A_{c,eff}}$$

Поскольку бетонная полка симметрична $A_{c1,eff}/A_{c,eff} = 1/2$ и следовательно усилие по плоскости сдвига ΔF_d будет равно половине усилия продольного сдвига на половине пролета $V_{L,Ed}/2$:

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{2 \cdot h_f \cdot \Delta x}$$

Высота расчетного сечения будет равна высоте бетона над настилом, а длина Δx – половине пролета .

Усилие продольного сдвига $V_{L,Ed}$ определяется, как меньшее из следующих значений:

$$V_{L,Ed} = \min(N_{pl,a}; N_{c,f}; N_c)$$

$$V_{L,Ed} = \min(1645,0; 1922,4; 693,0) = 693,0 \text{ кН}$$

6.2.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

6.2.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

6.2.4 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Тогда:

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{2 \cdot h_c \cdot \Delta x} = \frac{693 \cdot 10^3}{2 \cdot 58 \cdot 4500} = 1,33 \text{ Н/мм}^2$$

С учетом всех подстановок:

$$\theta = \frac{\arcsin\left(\frac{2 \cdot 1,33}{0,54 \cdot 16,7}\right)}{2} = 8^\circ 34' < 26^\circ 30'$$

Поскольку фактически необходимый угол θ ниже минимального нормативного значения $26,5^\circ$, дальнейшим расчетом принимаем $\theta = 26,5^\circ$. В целях самоконтроля повторно выполним проверку уже в прямой постановке задачи:

$$v_{Ed} = 1,33 \text{ Н/мм}^2 < v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta \cos\theta = 0,54 \cdot 16,7 \cdot \sin 26,5^\circ \cos 26,5^\circ = 3,60 \text{ Н/мм}^2$$

Следовательно достаточная несущая способность полки по сжато-растянутому бетону обеспечена при $\theta = 26,5^\circ$.

Поперечное армирование для передачи усилий продольного сдвига.

В данном примере стальной профнастил механически соединен с бетоном посредством рифов, расположен гофрами поперек балок и укладывается по трехпролетной схеме, то есть не имеет разрывов над средней балкой. При этом принято, что стад-болты привариваются к стальному профилю непосредственно через профнастил. В таком случае допускается повышать несущую способность поперечного армирования и использовать для проверки следующее неравенство:

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} + A_{pe} \cdot f_{yp,d} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{\cot\theta_f}$$

Тем не менее, на практике обычно не учитывают влияние профнастила и анкервки:

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

Можно заменить A_{sf}/s_f параметром площади поперечного армирования на единицу ширины:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = A_t$$

Тогда условие необходимого уровня армирования принимает вид:

$$A_t > \frac{v_{Ed} h_c}{f_{sd} \cdot \cot\theta}$$

Расчетный предел текучести арматуры:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ Н/мм}^2$$

6.6.6.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Согласно предыдущему расчету по сжатому бетону принимаем $\theta = 26,5^\circ$. При подстановке всех значений минимальное армирование составляет:

$$A_t > \frac{1,33 \cdot 58}{434,8 \cdot \cot 26,5^\circ} = 0,089 \text{ мм}^2/\text{мм} = 89 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Принимается сетка диаметром 5 мм с шагом 200 мм, для которой:

$$A_t = \frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{\pi \times 5^2}{4 \times 200} \times 1000 = 98,4 \text{ мм}^2/\text{м} > 89 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Минимальная площадь поперечного армирования:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{sk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{500} = 8 \cdot 10^{-4}$$

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

$$A_{s,min} = \rho_{w,min} \cdot A_c = 8 \cdot 10^{-4} \cdot 58000 = 46,4 \text{ мм}^2/\text{м}.$$

Поскольку $A_t = 98,4 \text{ мм}^2/\text{м} > A_{s,min} = 46,4 \text{ мм}^2/\text{м}$, условия необходимого и минимального поперечного армирования выполнены.

Проверка предельных состояний по эксплуатационной пригодности (второй группе предельных состояний)

Ползучесть и усадка

На начальном этапе следует определить параметры, описывающие эффекты усадки и ползучести. Для определения коэффициентов ползучести на разных временных промежутках $\varphi(t, t_0)$ и значения деформации полной усадки необходимы следующие данные:

- начальный коэффициент приведения $n_0 = E_a/E_{cm} = 210000/31000 = 6,77$

- периметр контура бетонного сечения пояса, подверженный прямому атмосферному влиянию

$$u = b_{\text{eff}} = 2,335 \text{ м}$$

- условный размер

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c}{b_{\text{eff}}} = 2 \cdot h_c = 2 \cdot 58 = 116 \text{ мм}$$

- временные промежутки для определения эффектов ползучести

$$t_0 = 1 \text{ сутки}, \quad t = \infty \quad \text{- для учета эффектов усадки}$$

$$t_0 = 28 \text{ суток}, \quad t = \infty \quad \text{- для постоянных и длительных нагрузжений}$$

- множитель ползучести в зависимости от типа нагрузжки

$$\Psi_L = 0,55 \quad \text{- для эффектов усадки}$$

$$\Psi_L = 1,1 \quad \text{- для постоянных нагрузжек}$$

- относительная влажность окружающего воздуха принята RH 50%

3.1.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

5.4.2.2 (2), (3) и (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.2.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- класс бетона C25/30
- класс цемента по набору прочности N (normal, нормальный)
- коэффициент ползучести для учета эффектов усадки $t_0 = 1$ сутки, $t = \infty$

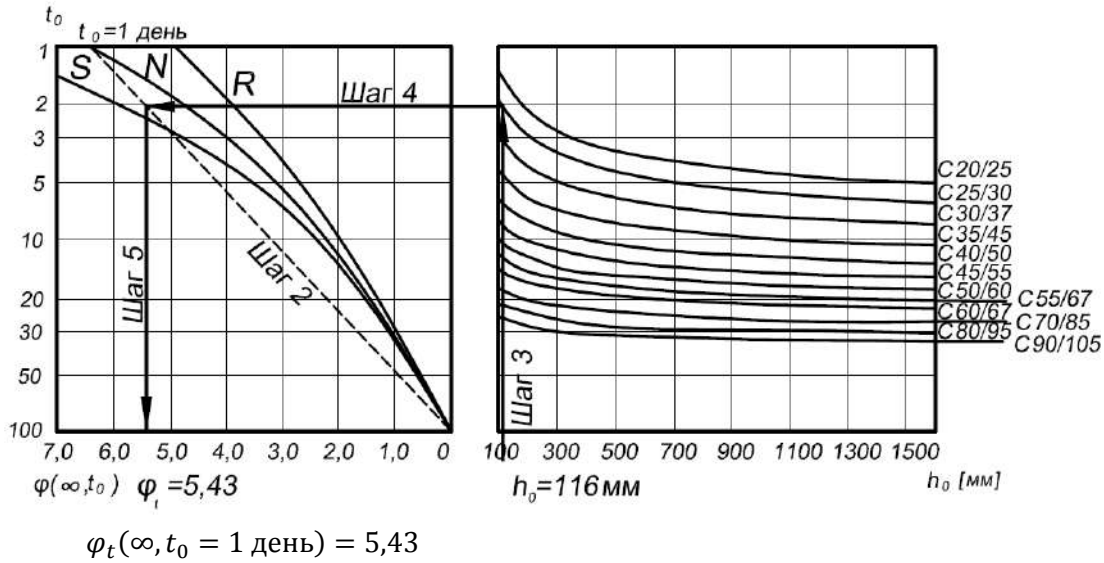


Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
ЕН 1992-1-1

- коэффициент ползучести для постоянных и длительных нагрузок $t_0 = 28$ суток, $t = \infty$

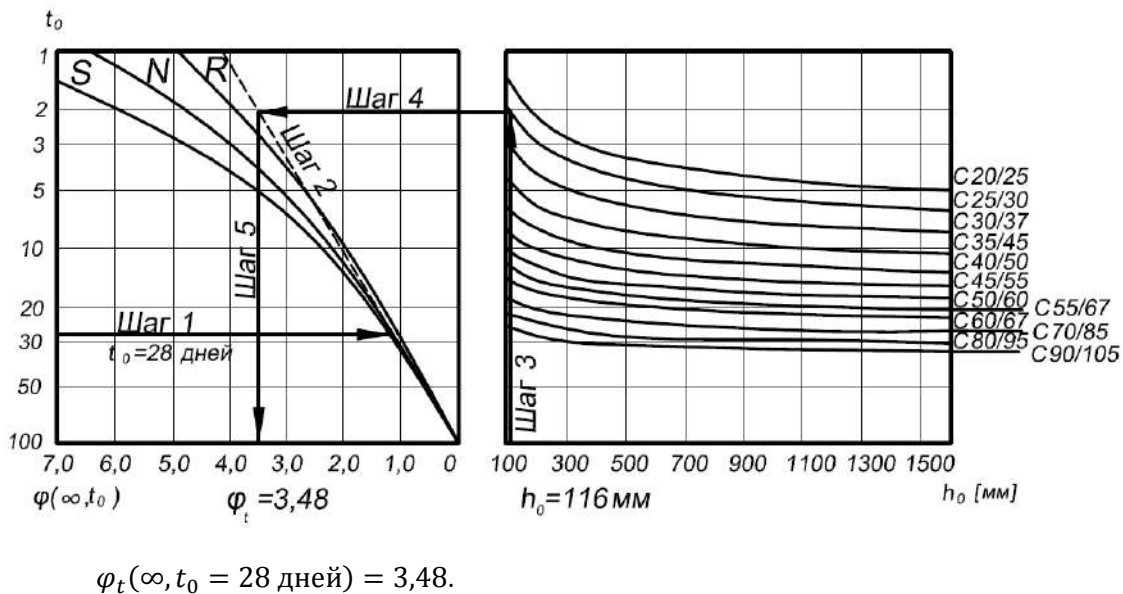


Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
ЕН 1992-1-1

Деформации усадки для сталежелезобетонных конструкций зданий можно принять согласно Приложению С, ДСТУ-Н Б ЕН 1994-1-1. Для обычного бетона в условиях сухой среды это соответствует значению $\varepsilon_{cs}(\infty) = 325 \cdot 10^{-6}$

3.1 (4) и
Приложение С
ДСТУ-Н Б
ЕН 1994-1-1

В учебных целях данным примером выполнено сравнение указанного значения с полной относительной деформацией усадки, вычисленной согласно ДСТУ-Н Б ЕН 1992-1-1.

Полная деформация усадки имеет две составляющие: деформация усадки при высыхании (усушка) и аутогенная усадка (при твердении). Таким образом согласно ДСТУ-Н Б ЕН 1992-1-1 значение полной деформации усадки ε_{cs} определяется выражением:

3.1.4 (6)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1992-1-1

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Номинальное значение свободной деформации усадки при высыхании определяется согласно Таблице 3.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 либо по соответствующей формуле Приложения В.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

Исходя из относительной влажности окружающей среды RH 50% и RH₀ равного 100% согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, принимаем:

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{50}{100} \right)^3 \right] = 1,356$$

Средняя прочность бетона на сжатие f_{cm} принимается по Таблице 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 (Таблица 2.11 данной публикации) и для бетона С25/30 равна $f_{cm} = 33$ МПа.

Согласно Приложению В.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 с учетом типа цемента N принимаем:

$$f_{cm0} = 10 \text{ МПа}; \alpha_{ds1} = 4; \alpha_{ds2} = 0,12;$$

С учетом всех подстановок:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot 4) \cdot \exp(-0,12 \cdot \frac{33}{10}) \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1,356 = 5,12 \cdot 10^{-4} = \\ &= 0,51\text{‰} = 512 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Развитие деформации усадки при высыхании со временем описывается выражением:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

Коэффициент β_{ds} для $t = \infty$ равен 1 и выражение принимает вид:

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

Коэффициент k_h в зависимости от условного размера h_0 принимается по Таблице 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:

- для $h_0 = 100$ мм $\rightarrow k_h = 1,0$

- для $h_0 = 200$ мм $\rightarrow k_h = 0,85$

По линейной интерполяции:

$$k_h = 0,85 + \frac{200-116}{200-100} \cdot (1,0 - 0,85) = 0,976$$

Тогда:

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = 0,976 \cdot 512 \cdot 10^{-6} = 500 \cdot 10^{-6}$$

Деформации аутогенной (собственной усадки) определяются выражением:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Коэффициент β_{as} для $t = \infty$ равен 1.

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck,cube} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 50 \cdot 10^{-6}$$

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 допускает пренебрегать аутогенной усадкой при расчете сталежелезобетонных конструкций зданий на комбинированное воздействие.

Общая относительная деформация усадки:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 500 \cdot 10^{-6} + 50 \cdot 10^{-6} = 550 \cdot 10^{-6}$$

Приложение В.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Формула 3.9
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 3.3
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Формула 3.11
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Расчет подтверждает, что значения деформации усадки согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 ($550 \cdot 10^{-6}$) значительно превышают рекомендации ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для сталежелезобетонных конструкций ($325 \cdot 10^{-6}$).

Дальнейшим расчетом принято рекомендуемое ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 значение $\varepsilon_{CS} = 325 \cdot 10^{-6}$.

Приложение С
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Эффективная жесткость сталежелезобетонного сечения

Эффективная изгибная жесткость сталежелезобетонного сечения EI_L при полном сдвиговом соединении зависит от природы и длительности действия нагрузки, и определяется по формуле:

$$EI_L = E_a \cdot I_a + E_L \cdot I_c + \frac{E_a \cdot A_a \cdot E_L \cdot A_c}{E_a \cdot A_a + E_L \cdot A_c} \cdot a^2$$

Кратковременные нагрузки:

$$E_a = 210000 \text{ Н/мм}^2 = 21000 \text{ кН/см}^2; I_a = 18875,6 \text{ см}^4; A_a = 70,0 \text{ см}^2;$$

$$I_c = \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12} = \frac{233,5 \cdot 5,8^3}{12} = 3797 \text{ см}^4;$$

$$A_c = b_{eff} \cdot h = 233,5 \cdot 5,8 = 1354,3 \text{ см}^2.$$

Расстояние между центрами тяжести бетонной полки и стального сечения:

$$a = 0,5 \cdot (h_c + h_a) + h_p = 0,5 \cdot (5,8 + 40,4) + 8,2 = 31,3 \text{ см}$$

$$n_L = n_0 = 6,77$$

$$E_0 = \frac{E_a}{n_0} = \frac{210000}{6,77} = 31000 \text{ Н/мм}^2 = 3100 \text{ кН/см}^2$$

$$E_L = E_0$$

$$EI_0 = 21000 \cdot 18875,6 + 3100 \cdot 3797 + \frac{21000 \cdot 70,0 \cdot 3100 \cdot 1354,3}{21000 \cdot 70,0 + 3100 \cdot 1354,3} \cdot 31,3^2$$

$$EI_0 = 1474821853 \text{ кНсм}^2 = 147482 \text{ кНм}^2$$

Постоянные и длительные нагрузки:

$$n_L = n_p = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \varphi_t) = 6,77 \cdot (1 + 1,10 \cdot 3,48) = 32,69$$

$$E_p = \frac{E_a}{n_p} = \frac{210000}{32,69} = 6424 \text{ Н/мм}^2 = 642 \text{ кН/см}^2$$

$$E_L = E_p$$

$$EI_p = 21000 \cdot 18875,6 + 642 \cdot 3797 + \frac{21000 \cdot 70,0 \cdot 642 \cdot 1354,3}{21000 \cdot 70,0 + 642 \cdot 1354,3} \cdot 31,3^2$$

$$EI_p = 934054945 \text{ кНсм}^2 = 93405 \text{ кНм}^2$$

Воздействия усадки:

$$n_L = n_S = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \varphi_t) = 6,77 \cdot (1 + 0,55 \cdot 5,43) = 25,15$$

$$E_S = \frac{E_a}{n_S} = \frac{210000}{25,15} = 8350 \text{ Н/мм}^2 = 835 \text{ кН/см}^2$$

$$E_L = E_S$$

$$EI_S = 21000 \cdot 18875,6 + 835 \cdot 3797 + \frac{21000 \cdot 70,0 \cdot 835 \cdot 1354,3}{21000 \cdot 70,0 + 835 \cdot 1354,3} \cdot 31,3^2$$

$$EI_S = 1025730096 \text{ кНсм}^2 = 102573 \text{ кНм}^2$$

Прогиб стального сечения на этапе строительства

Прогиб от действия характеристической комбинации нагрузок на этапе строительства:

$$e_d = b \cdot (g_k + q_{k,3}) = 3,0 \cdot (0,38 + 2,17) = 7,65 \text{ кН/м}$$

$$\delta_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_a} = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,65 \cdot 9^4}{21000 \cdot 18875,6} \cdot 10^7 = 16,5 \text{ мм}$$

Прогиб сталежелезобетонной балки

Прогиб при действии постоянных нагрузок без учета эффектов ползучести за вычетом нагрузок, учтенных на этапе строительства (бетон плиты, армирование, профнастил, стальная балка). Начало загрузки в возрасте $t_0 = 28$ дней.

$$G_k = b \cdot g_k = 3,0 \cdot (3,47 - 2,09 - 0,087 - 0,11 - 0,18) = 3,0 \text{ кН/м}$$

$$EI_L = EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2, \text{ как для кратковременного нагружения.}$$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{G_k \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,0 \cdot 9^4}{147482} \cdot 10^3 = 1,7 \text{ мм}$$

Прогиб при действии временных нагрузок. Начало загрузки в возрасте $t_0 = 28$ дней. Для помещения категории С2 коэффициент сочетаний воздействий равен $\Psi_1 = 0,7$.

$$Q_k = b \cdot \Psi_1 \cdot q_k = 3,0 \cdot 0,7 \cdot 4,8 = 10,08 \text{ кН/м}$$

$$EI_L = EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2, \text{ поскольку нагружение является кратковременным}$$

$$\delta_{2,1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,08 \cdot 9^4}{147482} \cdot 10^3 = 5,8 \text{ мм}$$

Дополнительный прогиб в результате ползучести при действии квазипостоянной комбинации нагрузок за период времени $t = \infty$. Начало загрузки в возрасте $t_0 = 28$ дней.

Для помещения категории С2 коэффициент сочетаний воздействий равен $\Psi_2 = 0,6$.

$$e_d = b \cdot (g_k + \Psi_2 \cdot q_k) = 3,0 \cdot (3,47 + 0,6 \cdot 4,8) = 19,05 \text{ кН/м}$$

$$EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$$

$$EI_p = 93405 \text{ кНм}^2$$

Таблица НБ2.2
национального
приложения
ДСТУ-Н Б EN 1990

Таблица НБ2.2
национального
приложения
ДСТУ-Н Б EN 1990

В данном случае необходимо определить дополнительные прогибы только в результате ползучести. Для этого следует рассчитать величину полного перемещения от квазистатической комбинации нагрузок и вычесть из нее составляющую, которую вносит кратковременный эффект:

$$\delta_{2,2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_p} - \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_0}$$

$$\delta_{2,2} = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{19,05 \cdot 9^4}{93405} - \frac{19,05 \cdot 9^4}{147482} \right) \cdot 10^3 = 6,4 \text{ мм}$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 влиянием усадки на прогиб сталежелезобетонных балок с применением обычных бетонов допускается пренебречь, если соотношение пролета к общей высоте не превышает 20. В данном случае:

$$\frac{L}{h_a + h_p + h_c} = \frac{9000}{404 + 82 + 58} = 16,5 < 20$$

Условие выполняется, а следовательно прогиб от усадки можно не учитывать и принять $\delta_{2,3} = 0$. Дальнейший расчет прогиба от усадки выполнен в обучающих целях.

Прогиб от воздействия усадки бетона

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot E_s \cdot A_c = 325 \cdot 10^{-6} \cdot 835 \cdot 1354,3 = 367,5 \text{ кН}$$

Плечо момента a_c :

$$a_c = \frac{E_a \cdot A_a}{E_a \cdot A_a + E_s \cdot A_c} \cdot a = \frac{21000 \cdot 70,0}{21000 \cdot 70,0 + 835 \cdot 1354,3} \cdot 31,3 = 17,7 \text{ см}$$

$$M_{cs} = N_{cs} \cdot a_c = 367,5 \cdot 17,7 \cdot 10^{-2} = 65,0 \text{ кНм}$$

$$EI_L = EI_S = 102573 \text{ кНм}^2$$

$$\delta_{2,3} = \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{cs} \cdot L^2}{EI_S} = \frac{1}{8} \cdot \frac{65,0 \cdot 9^2}{102573} \cdot 10^3 = 6,4 \text{ мм}$$

Рассматриваемая балка имеет частичное соединение. ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 допускает рассчитывать прогибы в предположении полного соединения при степени сдвигового соединения $\eta \geq 0,5$ и профнастилов высотой $h_p \leq 80 \text{ мм}$. Если второе требование условно можно считать выполненным, то степень сдвигового соединения в данном случае относится к достаточно редкому случаю $\eta_{min} = 0,4 < \eta = 0,42 < 0,5$. В таком случае следует учесть эффект частичного взаимодействия на прогиб. ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 не дает подробных указаний на этот случай и в качестве рекомендации можно воспользоваться формулой его предшественника ENV 1994-1-1:

$$\delta = \delta_c + \alpha(\delta_a - \delta_c) \cdot (1 - \eta)$$

Прогиб δ_a стального сечения от нагрузок на этапе эксплуатации без учета бетонной полки:

$$e_d = b \cdot (g_k + \Psi_1 \cdot q_k) = 3,0 \cdot (3,47 + 0,7 \cdot 4,8) = 20,49 \text{ кН/м}$$

7.3.1 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.3.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$\delta_a = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_a} = \frac{5}{384} \cdot \frac{20,49 \cdot 9^4}{21000 \cdot 18875,6} \cdot 10^7 = 44,2 \text{ мм}$$

Прогиб δ_c сталежелезобетонной балки, полученный на этапе эксплуатации, в предположении полного сдвигового соединения:

$$\delta_c = \delta_1 + \delta_{2,1} + \delta_{2,2} + \delta_{2,3} = 1,7 + 5,8 + 6,4 + 6,4 = 20,3 \text{ мм}$$

Коэффициент $\alpha = 0,5$ для конструкций с временными опорами и $\alpha = 0,3$ – без них. В данном случае принимается $\alpha = 0,3$.

Тогда:

$$\delta = 20,3 + 0,3 \cdot (44,2 - 20,3) \cdot (1 - 0,42) = 24,5 \text{ мм}$$

Суммарный прогиб этапов строительства и эксплуатации

$$\delta_{tot} = \delta_0 + \delta = 16,5 + 24,5 = 41,0 \text{ мм}$$

Предельно допустимые прогибы определяем линейной интерполяцией согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990 (Таблица 6.1 данной публикации).

Предельное значение составляет $L/200$ при пролете $L = 6\text{ м}$, $L/250$ - при пролете $L = 24\text{ м}$ и высоте этажа более 6 м либо при пролете $L = 12\text{ м}$ и высоте этажа до 6 м включительно.

Следовательно при высоте этажа более 6 м предельное значение составит $L/208$, а при высоте этажа до 6 м включительно - $L/225$

Полученное поное значение прогиба с учетом эффектов усадки и ползучести составляет:

$$\frac{L}{9000/41} = \frac{L}{220}$$

Таким образом балка соответствует требованиям при высоте этажа более 6 м и превышает допустимые прогибы при высоте этажа до 6 м включительно.

Изыскать резервы можно, не учитывая дополнительный прогиб от усадки, что согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 в данном случае не обязательно и остается на усмотрение инженера.

Проверка прогибов по упрощенному методу

В обучающих целях дополнительно приведен упрощенный расчет прогибов, который накладывает следующие ограничения:

- конструкция не требует учета геометрической нелинейности ($\alpha_{cr} > 10$);
- перекрытие не используется для длительного складирования;
- элементы конструкции не имеют предварительного напряжения через контролируемые деформации.

Таблица НБ.2.6
национального
приложения
ДСТУ-Н Б EN 1990

5.4.2.2 (11)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В таком случае и для кратковременных, и для длительных нагрузок допускается принять единый коэффициент приведения:

$$n_L = \frac{2 \cdot E_a}{E_{cm}} = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot 6,774 = 13,55$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_a}{n_L} = \frac{210000}{13,55} = 15500 \text{ Н/мм}^2 = 1550 \text{ кН/см}^2$$

Тогда:

$$EI = EI_0 = EI_p = 21000 \cdot 18875,6 + 1550 \cdot 3797 + \frac{21000 \cdot 70,0 \cdot 1550 \cdot 1354,3}{21000 \cdot 70,0 + 1550 \cdot 1354,3} \cdot 31,3^2$$

$$EI = EI_0 = EI_p = 1249277924 \text{ кНсм}^2 = 124927 \text{ кНм}^2$$

Определим прогиб при действии постоянных нагрузок с учетом эффектов ползучести:

$$G_k = b \cdot g_k = 3,0 \cdot 3,47 = 10,41 \text{ кН/м}$$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{G_k \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,41 \cdot 9^4}{124927} \cdot 10^3 = 7,1 \text{ мм}$$

Для наиболее точного расчета все же следует исключить из данного значения кратковременную составляющую прогиба от нагрузок, которые уже учтены на этапе строительства. Для этой составляющей принимается начальная изгибная жесткость сталежелезобетонного сечения $EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$, определенная по коэффициенту приведения $n_L = n_0 = 6,77$. Поправка вводится для нагрузки $e_d = 3,0 \cdot (2,09 + 0,087 + 0,11 + 0,18) = 7,40 \text{ кН/м}$, учтенной на этапе строительства, и в запас может не выполняться. С учетом этой поправки:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{10,41 \cdot 9^4}{124927} - \frac{7,40 \cdot 9^4}{147482} \right) \cdot 10^3 = 2,8 \text{ мм}$$

Определим прогиб при действии временных нагрузок с учетом эффектов ползучести. Принимается большее из значений коэффициентов сочетаний для частой и квазипостоянной комбинаций нагрузок $\Psi_1 = 0,7$.

$$Q_k = b \cdot \Psi_1 \cdot q_k = 3,0 \cdot 0,7 \cdot 4,8 = 10,08 \text{ кН/м}$$

$$\delta_{2,1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_k \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,08 \cdot 9^4}{124927} \cdot 10^3 = 6,9 \text{ мм}$$

Прогиб от воздействия усадки бетона:

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot E_{c,eff} \cdot A_c = 325 \cdot 10^{-6} \cdot 1550 \cdot 1354,3 = 682,2 \text{ кН}$$

Плечо момента a_c :

$$a_c = \frac{E_a \cdot A_a}{E_a \cdot A_a + E_s \cdot A_c} \cdot a = \frac{21000 \cdot 70,0}{21000 \cdot 70,0 + 1550 \cdot 1354,3} \cdot 31,3 = 12,9 \text{ см}$$

$$M_{cs} = N_{cs} \cdot a_c = 682,2 \cdot 12,9 \cdot 10^{-2} = 88,0 \text{ кНм}$$

$$\delta_{2,3} = \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{cs} \cdot L^2}{EI} = \frac{1}{8} \cdot \frac{88,0 \cdot 9^2}{124927} \cdot 10^3 = 7,1 \text{ мм}$$

Следовательно прогиб δ_c сталежелезобетонной балки, полученный на этапе эксплуатации, в предположении полного сдвигового соединения составляет:

$$\delta_c = \delta_1 + \delta_{2,1} + \delta_{2,3} = 2,8 + 6,9 + 7,1 = 16,8 \text{ мм}$$

Остальные модификации для получения суммарного прогиба выполняются аналогично.

Контроль напряжений

В рассматриваемом случае не требуется проверка выносливости и отсутствует предварительное напряжение. Для сталежелезобетонных балок, которые удовлетворяют этим требованиям, Еврокод 4 допускает не выполнять проверку напряжений в рамках расчета по второй группе предельных состояний.

7.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Проверка собственной частоты колебаний балки

Для оценки собственной частоты колебаний шарнирно опертой сталежелезобетонной балки можно воспользоваться упрощенным выражением в зависимости от прогиба. Принимаемый прогиб соответствует постоянным и 10% переменных нагрузок на этапе эксплуатации сталежелезобетонной балки.

$$e_d = b \cdot (g_k + 0,1 \cdot q_k) = 3,0 \cdot (3,47 + 0,1 \cdot 4,8) = 11,85 \text{ кН/м}$$

Для расчетов на динамические воздействия существует рекомендация повышать модуль упругости бетона до значения $E_{c,dyn} = 1,1 \cdot E_{cm}$. В данном случае для упрощения это не учитывается и принимается изгибная жесткость $EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$, соответствующая кратковременному нагружению. Прогиб от указанной кратковременной загрузки составляет:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{11,85 \cdot 9^4}{147482} \cdot 10^3 = 6,9 \text{ мм}$$

Согласно ISO 10137 принимаем ограничение собственной частоты значениями не ниже 3,5 Гц (офисы, административные здания).

Собственная частота колебаний сталежелезобетонной балки как отдельного элемента:

$$f = \frac{17,8}{\sqrt{\delta}} = \frac{17,8}{\sqrt{6,9}} = 6,5 \text{ Гц} > 3,5 \text{ Гц}$$

Для уточнения расчета необходимо рассмотреть перекрытие в целом и учесть плиту, характеристики которой принимаются по предыдущему примеру. Для неразрезной плиты основная собственная частота может оцениваться по следующему упрощенному выражению:

$$f_{1,s} = \frac{3,56}{l_s^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_s}{m}}$$

Из предыдущего примера принимаем:

$$l_s = 3 \text{ м}$$

$$EI_s = 210000 \cdot 11,6 \cdot 10^6 = 2436000 \cdot 10^6 (\text{Н} \cdot \text{мм}^2) / \text{м} = 2436 \text{ кНм}^2 / \text{м}$$

$$m = \frac{3,0 \cdot (3,29 + 0,1 \cdot 4,8)}{9,81} = 1,153 \frac{\text{кН} \cdot \text{с}^2}{\text{м}^2}$$

С учетом всех подстановок собственная частота плиты:

$$f_{1,s} = \frac{3,56}{3^2} \cdot \sqrt{\frac{2436}{1,153}} = 18,2 \text{ Гц}$$

Суммарная частота перекрытия с учетом уточнения рассчитывается, исходя из выражения:

$$\frac{1}{f_1^2} = \frac{1}{f_{1s}^2} + \frac{1}{f_{1b}^2} = \frac{1}{18,2^2} + \frac{1}{6,5^2} = \frac{1}{37,5}$$

Отсюда:

$$f_1 = \sqrt{37,5} = 6,12 \text{ Гц} > 3,5 \text{ Гц}$$

Условие выполняется, что соответствует удовлетворительному динамическому отклику конструкции. Как видим, в случае с длиннопролетными балками и короткопролетными плитами, составляющая плиты в суммарной собственной частоте перекрытия незначительно, поэтому в таких случаях для упрощения ее часто не учитывают.

Контроль раскрытия трещин

Для шарнирно опертых однопролетных сталежелезобетонных балок даже при неразрезной схеме плит теоретически отсутствует необходимость контроля ширины раскрытия трещин. Однако для обеспечения трещиностойкости конструктивно площадь арматуры в пределах эффективной ширины бетонной полки должна составлять не менее:

- 0,4% площади сечения бетона конструкций, возводимых с применением временных опор;
- 0,2% площади сечения бетона конструкций без временных опор.

В рассматриваемом случае временные опоры не применяются и досточным считается конструктивное армирование в 0,2%.

Для упрощения легче исходить из метра ширины полки, что даст соответствующую удельную площадь арматуры.

Тогда:

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot b \cdot h_c = 0,002 \cdot 1000 \cdot 58 = 116 \text{ мм}^2 / \text{м}$$

Принимается армирование сеткой диаметром стержней 6мм и ячейкой 200x200мм.

$$A_s = \frac{6^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{1000}{200} = 141,3 \text{ мм}^2 / \text{м} > 116 \text{ мм}^2 / \text{м}$$

Аналогичная конструктивная сетка требовалась для сталежелезобетонной плиты в предыдущем примере, поэтому для перекрытий шарнирным опиранием балок настила характерна укладка подобной конструктивной сетки по всей плоскости.

7.4.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Выводы

Элементы балочной клетки являются основным объектом оптимизации в сталежелезобетонных каркасах. Поэтому следует анализировать результаты расчета балок и оптимизировать конструкцию за счет исключения критических расчетных параметров. В данном случае критическими параметрами стали:

- на этапе строительства: устойчивость плоской формы изгиба стальной балки при бетонировании.

Исключить данный критерий допускается простановкой дополнительных временных или многофункциональных связей на этапе строительства либо учетом континуального раскрепления сжатого пояса балки профнастилом перекрытия. Рекомендуется второй подход при условии обеспечения надлежащего контроля выполнения работ по креплению профнастила. При отсутствии уверенности в соответствии технологии выполнения работ рекомендуется первый подход.

- на этапе эксплуатации: минимальная степень сдвигового соединения, прочность сталежелезобетонного сечения на изгиб и ограничение предельного прогиба

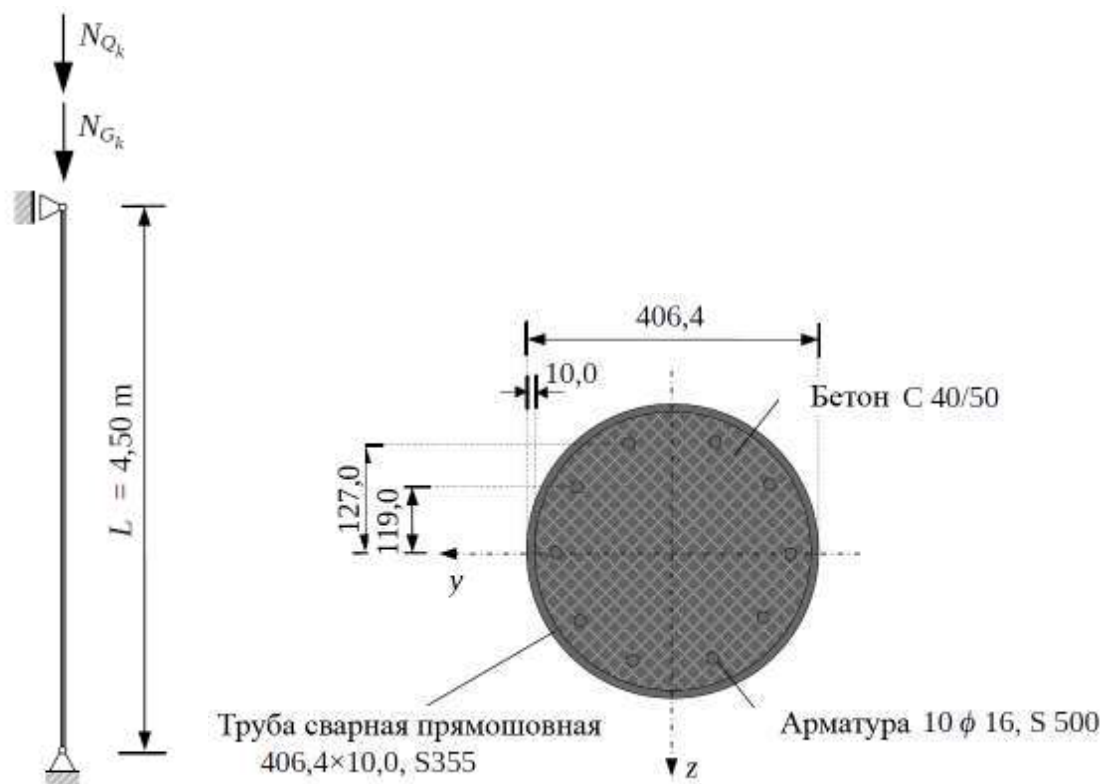
Существует возможность исключить все три критерия и значительно оптимизировать конструкцию. Для повышения эффективности сдвигового соединения в данном случае наиболее рационально выбрать профнастил с более широким гофром или другой тип плиты, что улучшит характер работы стад-болтов. При текущей схеме используется всего 28,5% от несущей способности стад-болтов, за счет чего также неэффективно работает бетонная полка. Побочным эффектом является снижение несущей способности балки на изгиб, которая дополнительно может быть увеличена за счет использования сталей повышенной прочности. На европейском рынке наиболее стандартной считается сталь S355. Необходимо учитывать, что оптимизация сечения стального профиля будет иметь обратный эффект на устойчивость на этапе строительства (не важно, если присутствует континуальное раскрепление сжатого пояса) и прогибы. В части прогибов данный пример относится к редкому случаю, когда степень сдвигового соединения находится в пределах $0.4 < \eta = 0.42 < 0.5$, что по расчету негативно влияет на прогибы. Поэтому увеличение степени сдвигового соединения выше $\eta = 0.5$ исключит составляющую от податливости анкерных упоров. Однако основным общепринятым в мировой практике методом исключения критерия прогибов является придание балкам строительного подъема. В общем случае для однопролетных балок, в которых критическим является ограничение прогибов, следует задавать строительный подъем на величину прогибов от постоянных нагрузок этапа строительства и эксплуатации. Еще один способ уменьшить прогибы – это использовать неразрезные схемы, что в случае сталежелезобетонных перекрытий, однако, связано со сложностями расчета и конструирования, а также дополнительными рисками негативных эффектов как, например, образование трещин.

По результатам анализа можно заключить, что в рассматриваемом случае оптимальной ресурсоемкости можно добиться, использовав следующие приемы: учесть раскрепление стального профиля профнастилом на этапе строительства, выполнить замену на профнастил с более широким нижним гофром или другой тип плиты, повысить класс стали сечения до S355 и придать балке строительный подъем.

7.3 Центральнo сжатая сталежелезобетонная колонна с сечением из круглого замкнутого профиля, заполненного бетоном

Рассматривается центрально-сжатая сталежелезобетонная колонна высотой 4,5 м. Колонна представляет собой круглое трубобетонное сечение, состоящее из круглой сварной прямошовной трубы, заполненной бетоном с армированием. Колонна рассчитывается по упрощенному методу с использованием кривых потери устойчивости, которые автоматически учитывают локальные несовершенства элемента.

Расчетная схема и сечение



Характеристики материалов

Бетон:

Класс бетона - С40/50

$$f_{ck} = 40 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26,7 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{cm} = 35000 \text{ Н/мм}^2$$

Стальная арматура:

Класс вязкости - В или С

$$f_{sk} = 500 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ Н/мм}^2$$

Стальной профиль:

Сталь - S355

$$f_{yk} = 355 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_a = 210000 \text{ Н/мм}^2$$

Нагрузки

Постоянные нагрузки: $N_G = 3000 \text{ кН}$

Переменные нагрузки: $N_Q = 1300 \text{ кН}$

Определение расчетных усилий выполним упрощенно, приняв для переменной нагрузки коэффициент сочетаний $\psi_0 = 1,0$. Тогда наиболее неблагоприятной становится комбинация по формуле 6.10а ДСТУ-Н Б EN1990:

$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot N_G + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot N_Q$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 3000 + 1,50 \cdot 1,0 \cdot 1300 = 6000 \text{ кН}$$

Геометрические характеристики сечения

Принято, что колонна работает исключительно на центральное сжатие и требуемый предел огнестойкости составляет R15. В таком случае мероприятия по повышению огнестойкости элемента не требуются.

В качестве стального профиля принята сварная прямошовная труба диаметром 406,4 мм. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для круглого трубчатого сечения минимально требуемую толщину профиля можно определить из условия потери местной устойчивости:

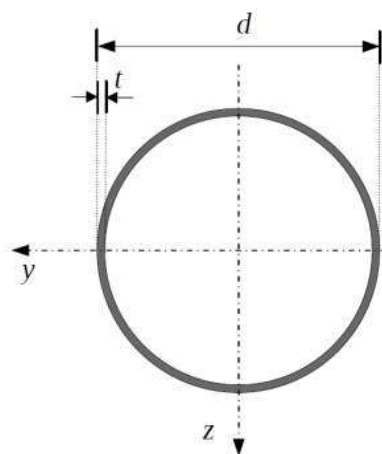
$$\max \left(\frac{d}{t} \right) = 90 \cdot \frac{235}{f_y}$$

$$\max \left(\frac{d}{t} \right) = 90 \cdot \frac{235}{355} = 59,6$$

Отсюда можно получить минимально требуемую толщину стенки:

$$t_{min} = \frac{d}{59,6} = \frac{406,4}{59,6} = 6,82$$

Следовательно, минимальная толщина профиля составляет 7,0. Принимаем сварную прямошовную трубу 406,4x10,0. Сечение принятой трубы показано на рисунке ниже:



$$d = 406,4 \text{ мм}$$

$$t = 10 \text{ мм}$$

$$A_a = 124,5 \text{ см}^2$$

$$I_a = 24476 \text{ см}^4$$

$$W_{pl,a} = 1572 \text{ см}^3$$

Сталежелезобетонные колонны из замкнутых гнутосварных профилей допускается не армировать в случаях, когда к ним не выдвигается повышенных требований по огнестойкости. Когда такие требования выдвигаются, должны учитываться правила расчета и конструирования согласно ДСТУ-Н Б EN1994-1-2 и Разделу 9 данной публикации.

Таблица 6.3
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.5.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Данным примером принято продольное армирование из 10-ти стержней диаметром 16мм.

Площадь стального сечения трубы составляет:

$$A_a = 124,5 \text{ см}^2$$

Общая площадь продольного армирования:

$$d_{bar} = 16 \text{ мм}; A_{bar} = 2,01 \text{ см}^2$$

$$A_{bar} = 10 \cdot A_{bar} = 10 \cdot 2,01 = 20,1 \text{ см}^2$$

Общая площадь бетонной части сечения:

$$A_c = \pi \cdot (d - 2 \cdot t)^2 \cdot \frac{1}{4} - A_s$$

$$A_c = 3,14 \cdot (40,64 - 2 \cdot 1,00)^2 \cdot \frac{1}{4} - 20,10 = 1153 \text{ см}^2$$

Коэффициент армирования железобетонной части сечения составляет:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{20,1}{1153} = 0,017$$

$$\rho_s = 1,7\% < 6\%$$

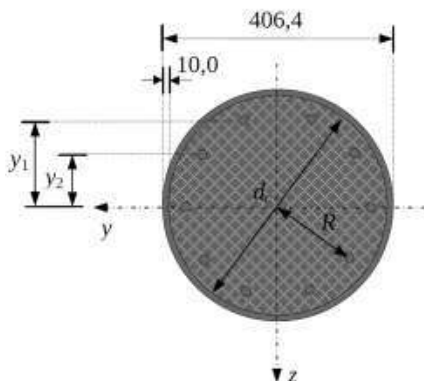
Предел 6%, установленный для упрощенного метода расчета ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, соблюден.

Определение моментов инерции сечения

Момент инерции стального сечения принимаем согласно сортаменту:

$$I_a = 24476 \text{ см}^4$$

Принято, что поперечное армирование колонны составляют кольцевые хомуты из арматуры диаметром 8мм, а защитный слой составляет 50мм, как показано на рисунке ниже.



$$d_c = d - 2 \cdot t = 406,4 - 2 \cdot 10 = 386,4 \text{ мм}$$

$$R = \frac{d_c}{2} - 50 - \frac{d_{bar}}{2} - 8$$

$$R = \frac{386,4}{2} - 50 - \frac{16}{2} - 8 = 127 \text{ мм}$$

$$y_1 = R - \frac{d_{bar}}{2} = 127 - \frac{16}{2} = 119 \text{ мм}$$

$$y_2 = R \cdot \sin \frac{360^\circ}{10} = 127 \cdot \sin 36^\circ = 75 \text{ мм}$$

$$I_s = 4 \cdot A_{bar} \cdot y_1^2 + 4 \cdot A_{bar} \cdot y_2^2$$

$$I_s = 4 \cdot 2,01 \cdot 11,9^2 + 4 \cdot 2,01 \cdot 7,5^2 = 1591 \text{ см}^4$$

6.7.3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Бетонная часть сечения:

$$I_c = \frac{\pi \cdot (d-2 \cdot t)^4}{64} - I_s$$

$$I_c = \frac{3,14 \cdot (40,64 - 2 \cdot 1,0)^4}{64} - 1591 = 107834 \text{ см}^4$$

Определение моментов сопротивления сечения в пластической стадии

Стальная часть сечения:

$$W_{pl,a} = \frac{d^3}{6} - \frac{d_c^3}{6}$$

$$W_{pl,a} = \frac{40,64^3}{6} - \frac{38,64^3}{6} = 1572 \text{ см}^3$$

Продольная арматура:

$$W_{pl,s} = 4 \cdot y_1 \cdot A_{bar} + 4 \cdot y_2 \cdot A_{bar}$$

$$W_{pl,s} = 4 \cdot 11,9 \cdot 2,01 + 4 \cdot 7,5 \cdot 2,01 = 156 \text{ см}^3$$

Бетонная часть сечения:

$$W_{pl,c} = \frac{d_c^3}{6} - W_{pl,s}$$

$$W_{pl,c} = \frac{38,64^3}{6} - 156 = 9459 \text{ см}^3$$

Коэффициент влияния стали

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, коэффициент влияния стальной части сечения определяется выражением:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$$

Физическим смыслом выражения $A_a \cdot f_{yd}$ является вклад стальной части в несущую способность сечения на сжатие в пластической стадии работы:

$$A_a \cdot f_{yd} = 124,5 \cdot 35,5 = 4420 \text{ кН}$$

Несущая способность всего сечения по прочности в пластической стадии из условия заполненного бетоном замкнутого стального профиля:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 124,5 \cdot 35,5 + 1153 \cdot 2,67 + 20,1 \cdot 43,5 = 8373 \text{ кН}$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 коэффициент влияния стальной части сечения δ должен находиться в следующем диапазоне:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9$$

6.7.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Коэффициент вклада стального профиля составляет:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{4420}{8373} = 0,528$$

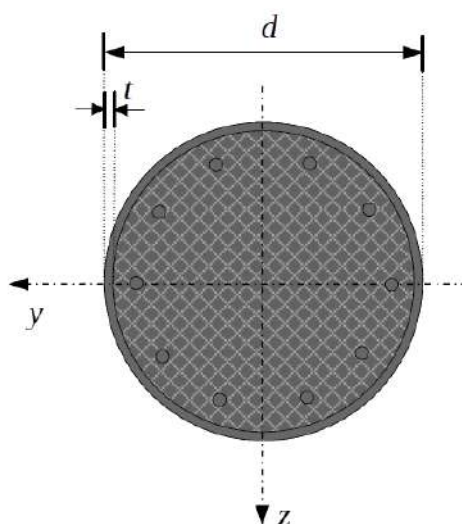
Поскольку условие $0,2 < \delta = 0,528 < 0,9$ выполняется, колонна может быть классифицирована, как сталежелезобетонная и рассчитываться согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1.

Для трубобетонных колонн допускается учитывать повышение несущей способности на сжатие в результате упрочнения бетона при обжати. Однако на параметре δ это значительным образом не отражается, а следовательно в запас можно использовать формулу, указанную выше.

Проверка местной устойчивости стального профиля

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для заполненных бетоном круглых замкнутых профилей местной потерей устойчивости можно пренебречь, если выполняется следующее условие:

$$\max\left(\frac{d}{t}\right) = 90 \cdot \frac{235}{f_y}$$



Для данного сечения указанная гибкость составляет:

$$\left(\frac{d}{t}\right) = \frac{406,4}{10,0} = 40,64$$

Предельное значение равно:

$$90 \cdot \frac{235}{f_y} = 90 \cdot \frac{235}{355} = 59,6$$

Поскольку $40,64 < 59,6$, условие выполняется. Местная потеря устойчивости может не учитываться. Это условие было учтено при изначальном подборе стального профиля и дублируется для соблюдения алгоритма в обучающих целях.

Таблица 6.3
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Эффективный модуль упругости бетона

Для длительного нагружения колонн ползучесть и усадка учитываются снижением изгибной жесткости сталежелезобетонного сечения. Учет влияния ползучести на изгибную жесткость колонны следует выполнять понижением модуля упругости бетона с E_{cm} до эффективного значения $E_{c,eff}$ согласно следующему выражению:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}}\right) \cdot \varphi_t}$$

Для определения коэффициента ползучести $\varphi(t, t_0)$ следует рассчитать ряд значений:

- периметр условного контура бетонной части, подверженного высыханию

$$u = \pi \cdot d$$

$$u = 3,14 \cdot 40,64 = 127,7 \text{ см}$$

- условный размер сечения

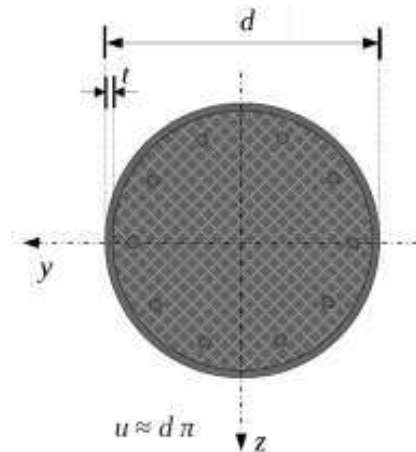
$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 1153}{127,7} = 18,1 \text{ см} = 181 \text{ мм}$$

- время приложения нагрузки $t_0 = 28$ дней

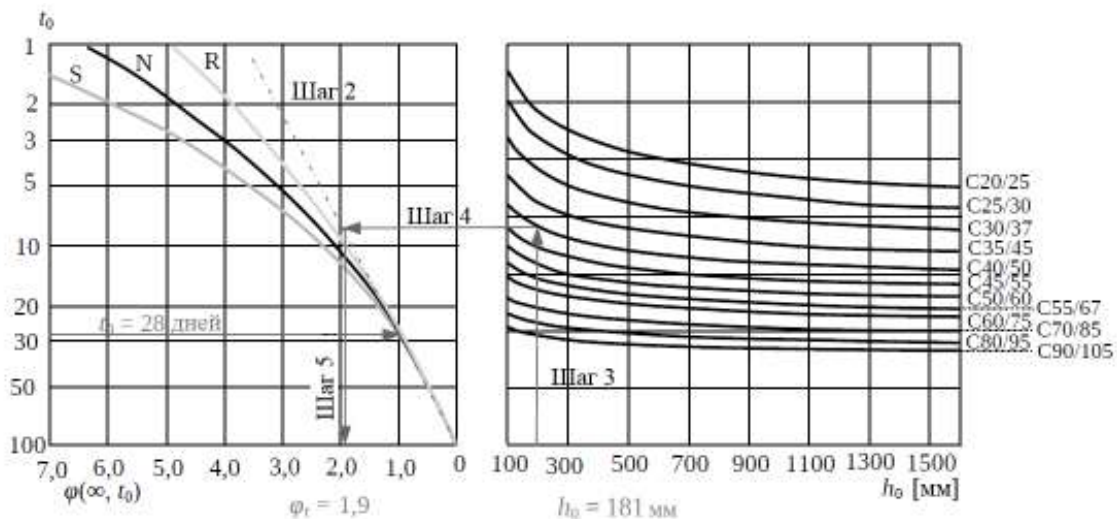
- относительная влажность среды принята RH 50%

- класс прочности бетона согласно исходным данным C40/50

- класс цемента по набору прочности N (normal, нормальный)



Окончательное значение коэффициента ползучести $\varphi_t = \varphi(\infty, t_0)$ с учетом данных параметров определяется согласно номограммам ниже:



Согласно рисункам окончательный коэффициент усадки $\varphi_t = \varphi(\infty, t_0)$ составляет:

$$\varphi_t = \varphi(\infty, t_0 = 28 \text{ дней}) = 1,9$$

6.7.3.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.1.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Постоянная составляющая $N_{G,Ed}$ и полная расчетная нагрузка N_{Ed} равны соответственно:

$$N_{G,Ed} = \gamma_G \cdot N_{Gk}$$

$$N_{G,Ed} = 1,35 \cdot 3000 = 4050 \text{ кН}$$

$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot N_G + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot N_Q$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 3000 + 1,50 \cdot 1,0 \cdot 1300 = 6000 \text{ кН}$$

Подстановка полученных значений позволяет определить $E_{c,eff}$:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}}\right) \cdot \varphi_t} = \frac{3500}{1 + \left(\frac{4050}{6000}\right) \cdot 1,9} = 1533 \text{ кН/см}^2$$

Для дальнейших расчетов используется значение эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff} = 1533 \text{ кН/см}^2$.

Несущая способность сечения по прочности на сжатие

Несущая способность сечения на сжатие без учета упрочнения в результате обжатия

Расчетная несущая способность сталежелезобетонного сечения по критерию прочности на сжатие $N_{pl,Rd}$ определяется суммой соответствующих составляющих для его компонентов по следующей формуле:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

Для замкнутых сечений, заполненных бетоном, благодаря улучшенным условиям твердения бетонного заполнения коэффициент 0,85 может заменяться на 1,0. Следовательно, в данном случае, несущая способность на сжатие в пластической стадии $N_{pl,Rd}$ равна:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 124,5 \cdot 35,5 + 1153 \cdot 2,67 + 20,1 \cdot 43,5 = 8373 \text{ кН}$$

Характеристическое значение несущей способности по критерию прочности на сжатие $N_{pl,Rk}$ составляет:

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

$$N_{pl,Rk} = 124,5 \cdot 35,5 + 1153 \cdot 4,00 + 20,1 \cdot 50,0 = 10037 \text{ кН}$$

Учет обжатия бетона

Для бетонного заполнения замкнутых сечений присуще повышение прочности благодаря эффекту обжатия, что учитывается согласно Разделу 6.7.3.2 ДСТУ-Н Б EN1994-1-1.

Повышение прочности бетона допускается учитывать в случае, когда условная гибкость $\bar{\lambda}$ не превышает 0,5, а отношение $e/d < 0,1$. Эксцентриситет приложения нагрузки равен M_{Ed}/N_{Ed} , а d – это внешний диаметр колонны. В рассматриваемом случае $\bar{\lambda} = 0,564$, что рассчитано далее.

6.7.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

При $\bar{\lambda} = 0,564 > 0,5$ условие не выполняется, и учитывать упрочнение в результате обжатия не следует.

Дальнейший расчет выполнен на основании значения несущей способности по критерию прочности сечения в пластической стадии $N_{pl,Rd} = 8373 \text{ кН}$.

Определение несущей способности на сжатие по критерию устойчивости с использованием кривых устойчивости

Базовые требования для использования упрощенного метода заключаются в том, что сечение сталежелезобетонной колонны должно иметь две оси симметрии и постоянное по длине сечение.

6.7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Данные критерии соблюдены.

Условная гибкость

Использовать упрощенный метод расчета допускается только при выполнении следующего условия:

$$\bar{\lambda} \leq 2.0$$

6.7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ определяется по формуле:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

6.7.3.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для определения условной гибкости $\bar{\lambda}$ требуется рассчитать критическое усилие потери устойчивости в упругой стадии N_{cr} с использованием эффективной изгибной жесткости сечения сталежелезобетонной колонны $(EI)_{eff}$ согласно выражению:

6.7.3.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_e \cdot E_{c,eff} \cdot I_c$$

Коэффициент K_e равен 0,6 и следовательно:

$$(EI)_{eff} = 21000 \cdot 24476 + 21000 \cdot 1591 + 0.6 \cdot 1533 \cdot 107834 = 646,59 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2$$

Для шарнирно-опертой колонны расчетная длина равна геометрической и критическое усилие составляет:

$$N_{cr} = \frac{(EI)_{eff} \cdot \pi^2}{L^2}$$

$$N_{cr} = \frac{646,59 \cdot 10^6 \cdot 3,14^2}{450^2} = 31514 \text{ кН}$$

$$N_{pl,Rk} = 10037 \text{ кН}$$

Условная гибкость $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{10037}{31514}} = 0,564$$

Соответственно условие $\bar{\lambda} = 0,564 < 2,0$ выполнено.

6.7.3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Кроме этого максимальное продольное армирование $A_{s,max}$ не должно превышать 6% площади бетона. Проверка данного условия выполнена ранее.

Соотношение высоты к ширине сечения должно находиться в пределах от 0,2 до 5,0. В данном случае сечение круглое, а следовательно соотношение сторон равно 1,0 и находится в заданных пределах.

Таким образом, все требования Раздела 6.7.3.1 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для применения упрощенного метода расчета сталежелезобетонных колонн выполнены.

Проверка устойчивости колонны

Устойчивость центрально-сжатых элементов может проверяться по теории второго порядка с учетом их несовершенств. Кривые потери устойчивости упрощают расчет, поскольку автоматически учитывают локальные несовершенства элемента. Согласно проверке с использованием кривых устойчивости N_{Ed} должно удовлетворять условию:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Понижающий коэффициент определяется выражением:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ но } \chi \leq 1,0$$

и

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Выбор соответствующей кривой потери устойчивости осуществляется согласно Таблице 6.5, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1. В случае круглой трубобетонной колонны с коэффициентом армирования до 3% расчет ведется по кривой a , которой соответствует коэффициент несовершенства $\alpha = 0,21$. При армировании от 3% до 6% расчет должен вестись по кривой b и $\alpha = 0,34$.

В данном случае армирование составляет $\rho_s = 1,7\%$. Следовательно расчетом принимается кривая устойчивости a .

Тогда:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,564 - 0,2) + 0,564^2] = 0,697$$

Понижающий коэффициент:

$$\chi = \frac{1}{0,697 + \sqrt{0,697^2 - 0,564^2}} = 0,90 \leq 1,0$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{6000}{0,90 \cdot 8373} = 0,80 \leq 1,0$$

Таким образом проверка сжатой колонны по упрощенной методике с использованием кривых потери устойчивости удовлетворяет условиям.

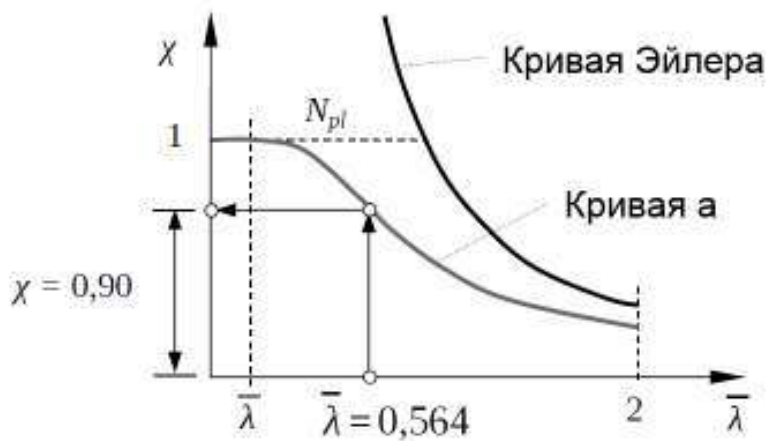
На рисунке ниже проиллюстрирован принцип проверки элемента на сжатие по кривым потери устойчивости.

6.7.3.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.3.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
Таблица 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1



Следует отметить, что метод учета несовершенств через введение эквивалентных геометрических отклонений более точен и позволяет изыскать, часто, значительные резервы несущей способности. Проблема состоит в необходимости трудоемкого расчета элемента, как сжато-изогнутого, что усложняет практическое применение без использования соответствующих программных продуктов.

Выводы

Как и ожидалось, определяющим критерием для рассматриваемой центрально сжатой сталежелезобетонной колонны стала несущая способность по потере устойчивости. Характер нагрузки и геометрия колонны позволили значительно упростить расчет. Главным образом это стало возможным благодаря тому, что колонна соответствовала требованиям упрощенного метода расчета сталежелезобетонных колонн. Отсутствие же изгибающих моментов от непосредственного приложения нагрузок позволило выбрать между менее точным, но простым расчетом по кривым устойчивости, и более точным, но трудоемким методом с непосредственным введением локальных несовершенств и расчетом элемента как сжато-изогнутого. Выбор был сделан в пользу наиболее простой схемы расчета по упрощенному методу с использованием кривых потери устойчивости.

При проектировании сталежелезобетонных колонн рационально изначально конструировать сечение с учетом требований упрощенного метода расчета, ограничений по местной потере устойчивости и дополнительных конструктивных правил. Поскольку одним из главных преимуществ сталежелезобетонных колонн является повышенная огнестойкость, на нее следует обращать особое внимание и включать в исходные данные для определения конфигурации сечения. Наиболее простой способ – это выполнение конструктивных правил табличного метода обеспечения огнестойкости для сталежелезобетонных колонн согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 и Разделу 9 данной публикации.

Изыскать резервы, помимо прямого повышения расчетных характеристик сечения колонны, возможно, рассматривая колонну как сжато-изогнутую с непосредственным введением в расчетную схему локальных геометрических несовершенств. Условная гибкость колонны $\bar{\lambda} = 0,564 > 0,5$ не позволяет учитывать повышение ее несущей способности за счет обжатия бетона. В случае увеличения геометрических характеристик или уменьшения расчетной длины это может стать возможным и тогда условная гибкость и несущая способность будут определяться по значению:

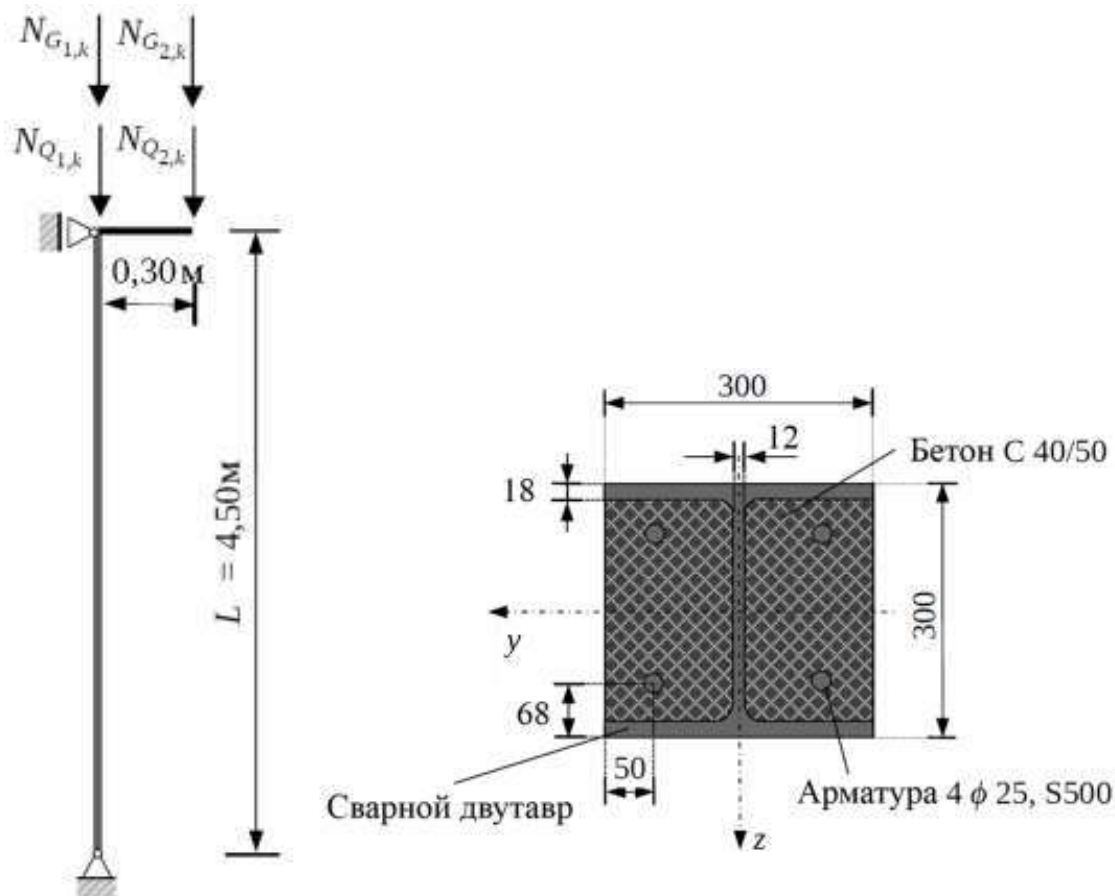
$$N_{pl,Rk} = \eta_a \cdot A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sk}$$

Коэффициенты η_a и η_c взаимосвязаны с условной гибкостью $\bar{\lambda}$, поэтому учет обжатия бетона приводит к итерационному расчету.

7.4 Сталежелезобетонная сжато-изогнутая колонна с двутавровым частично обетонированным сечением

Данным примером рассматривается расчет частично обетоннированной сварной двутавровой колонны под действием сжимающего усилия и изгиба в одной из плоскостей. Расчетные нагрузки на колонну включают постоянные и переменные составляющие которые передаются с эксцентриситетом от условного перекрытия непосредственно над колонной $N_{G2,k}$ и $N_{Q2,k}$, а также без эксцентриситета от условной вышележащей колонны $N_{G1,k}$ и $N_{Q1,k}$. Проверка несущей способности на совместное действие сжатия и изгиба выполнено по упрощенной кривой взаимодействия. Также данным примером рассмотрен расчет зоны приложения нагрузки и сдвигового соединения по длине колонны. Усилия в контактной зоне определяются упругой и пластической теориями.

Расчетная схема и сечение



Характеристики материалов

Бетон:

Класс бетона - С40/50

$$f_{ck} = 40 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26.7 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{cm} = 35000 \text{ Н/мм}^2$$

Стальная арматура:

Класс вязкости - В или С

$$f_{sk} = 500 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ Н/мм}^2$$

Соединительные элементы:Диаметр анкерного упора - $d = 19$ ммОбщая высота анкерного упора - $h_{cs} = 75$ мм

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{75}{19} = 3,95 \approx 4,0$$

Временное сопротивление

стали анкерного упора - $f_u = 450$ Н/мм²**Стальной профиль:**

Сталь - S355

$$f_{yk} = 355 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_a = 210000 \text{ Н/мм}^2$$

Нагрузки

Постоянные нагрузки:

$$N_{G1,k} = 1500 \text{ кН}$$

$$N_{G2,k} = 250 \text{ кН}$$

Переменные нагрузки:

$$N_{Q1,k} = 625 \text{ кН}$$

$$N_{Q2,k} = 125 \text{ кН}$$

Для упрощения принято, что переменные нагрузки имеют одну природу и являются сопутствующими, а коэффициент сочетаний $\psi_0 = 1,0$. Тогда наиболее неблагоприятной становится комбинация по формуле 6.10а ДСТУ-Н Б EN1990:

Осевое сжимающее усилие:

$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot (N_{G1,k} + N_{G2,k}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot (N_{Q1,k} + N_{Q2,k})$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot (1500 + 250) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot (625 + 125) = 2362,5 + 1125 \text{ кН} = 3487,5 \text{ кН}$$

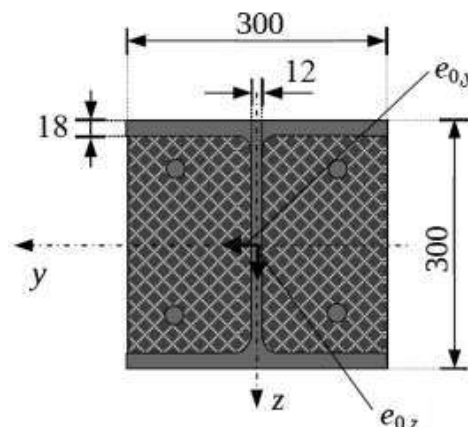
Изгибающий момент в уровне верха колонны:

$$M_{y,Ed} = \gamma_G \cdot N_{G2,k} \cdot 0,30 + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot N_{Q2,k} \cdot 0,30$$

$$M_{y,Ed} = 1,35 \cdot 250 \cdot 0,30 + 1,50 \cdot 1,0 \cdot 125 \cdot 0,30 = 101,25 + 56,25 = 157,5 \text{ кНм}$$

Обозначение несовершенств

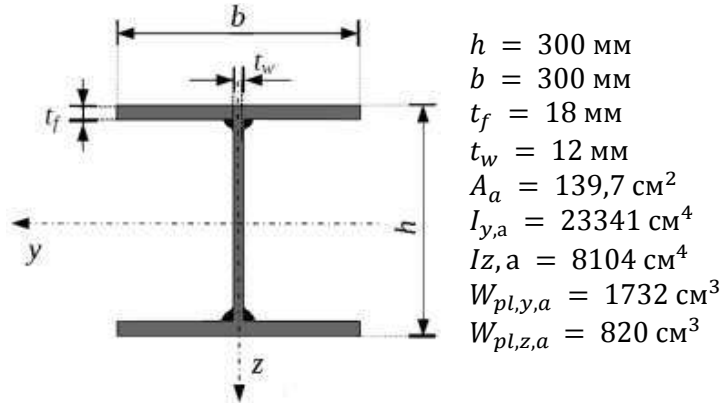
Эквивалентному несовершенству относительно оси $y-y$ присвоено обозначение $e_{0,z}$, а относительно $z-z$ обозначено $e_{0,y}$.



Геометрические характеристики сечения

Геометрические характеристики стального сечения и армирования

Стальная часть сечения представляет собой сварной симметричный двутавр габаритами 300x300мм с полками 300x18мм и стенкой 264x12мм. Иллюстрация, размеры и основные геометрические характеристики сечения указаны ниже.



Площадь сечения стального профиля составляет:

$$A_a = 139,7 \text{ см}^2$$

Площадь продольного армирования четырьмя стержнями диаметром 25мм:

$$d_{bar} = 25 \text{ мм}, A_{bar} = 4,91 \text{ см}^2$$

$$A_s = 4 \cdot A_{bar} = 4 \cdot 4,91 = 19,6 \text{ см}^2$$

Площадь бетонной части сечения равна:

$$A_c = b \cdot h - A_a - A_s = 30 \cdot 30 - 139,7 - 19,6 = 740,7 \text{ см}^2$$

Соотношение площадей сечения армирования и бетона составляет:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{19,6}{740,7} = 0.026$$

$$\rho_s = 2,6\% < 6\%$$

Предел 6%, установленный для упрощенного метода расчета ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, соблюден.

Определение моментов инерции сечения

Изгиб относительно оси $y - y$:

- стальной профиль

$$I_{y,a} = 23341 \text{ см}^4$$

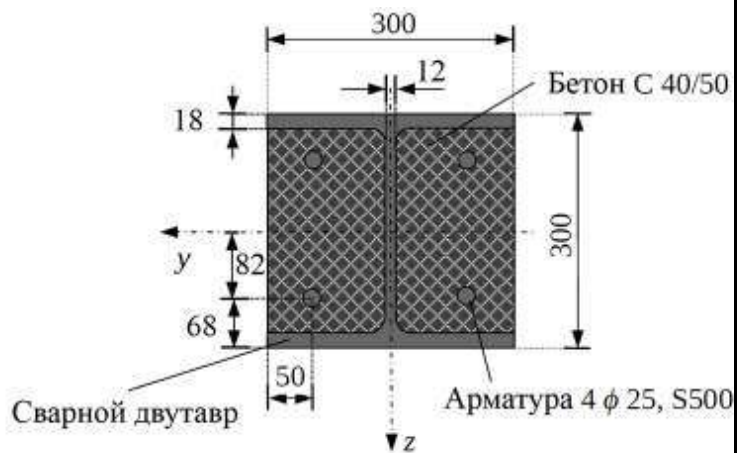
- продольное армирование

$$I_{y,s} = 4 \cdot A_{bar} \cdot 8,22$$

$$I_{y,s} = 4 \cdot 4,91 \cdot 8,22 = 1321 \text{ см}^4$$

- бетонное заполнение

$$I_{y,c} = \frac{b \cdot h^3}{12} - I_{y,a} - I_{y,s}$$



6.7.3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$I_{y,c} = \frac{30 \cdot 30^3}{12} - 23341 - 1321 = 42838 \text{ см}^4$$

Изгиб относительно оси $z - z$:

- стальной профиль

$$I_{z,a} = 8104 \text{ см}^4$$

- продольное армирование

$$I_{z,s} = 4 \cdot A_{bar} \cdot 10,02$$

$$I_{z,s} = 4 \cdot 4,91 \cdot 10,02 = 1964 \text{ см}^4$$

- бетонное заполнение

$$I_{z,c} = \frac{h \cdot b^3}{12} - I_{z,a} - I_{z,s}$$

$$I_{z,c} = \frac{30 \cdot 30^3}{12} - 8104 - 1964 = 57432 \text{ см}^4$$

Определение моментов сопротивления сечения в пластической стадии

Изгиб относительно оси $y - y$:

- стальной профиль

$$W_{pl,y,a} = 1732 \text{ см}^3$$

- продольное армирование

$$W_{pl,y,s} = \sum_i A_{s,i} \cdot z_i = 4 \cdot 4,91 \cdot 8,2 = 161 \text{ см}^3$$

- бетонное заполнение

$$W_{pl,y,c} = \frac{b \cdot h^2}{4} - W_{pl,y,a} - W_{pl,y,s} = \frac{30 \cdot 30^2}{4} - 1732 - 161 = 4857 \text{ см}^3$$

Изгиб относительно оси $z - z$:

- стальной профиль

$$W_{pl,z,a} = 820 \text{ см}^3$$

- продольное армирование

$$W_{pl,z,s} = \sum_i A_{s,i} \cdot y_i = 4 \cdot 4,91 \cdot 10,0 = 196 \text{ см}^3$$

- бетонное заполнение

$$W_{pl,z,c} = \frac{h \cdot b^2}{4} - W_{pl,z,a} - W_{pl,z,s} = \frac{30 \cdot 30^2}{4} - 820 - 196 = 5734 \text{ см}^3$$

Коэффициент влияния стали

Согласно пункту ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, коэффициент влияния стальной части сечения определяется выражением:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$$

Физическим смыслом выражения $A_a \cdot f_{yd}$ является вклад стальной части в несущую способность сечения на сжатие в пластической стадии работы:

$$A_a \cdot f_{yd} = 139,7 \cdot 35,5 = 4959 \text{ кН}$$

Несущая способность всего сечения по прочности в пластической стадии:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 139,7 \cdot 35,5 + 0,85 \cdot 740,7 \cdot 2,67 + 19,6 \cdot 43,5 = 7493 \text{ кН}$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 коэффициент влияния стальной части сечения δ должен удовлетворять следующим требованиям:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9$$

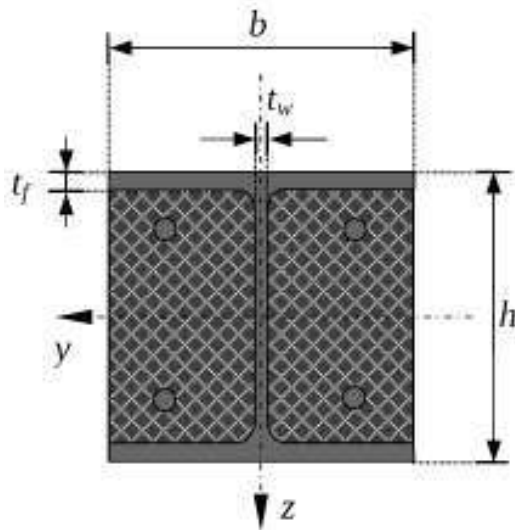
Коэффициент вклада стального профиля составляет:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{4959}{7493} = 0,662$$

Поскольку условие $0,2 < \delta = 0,662 < 0,9$ выполняется, колонна может быть классифицирована, как сталежелезобетонная и рассчитываться согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1.

Проверка местной устойчивости стального профиля

Стенка колонны обетонированна железобетонным заполнением, которое препятствует местной потере устойчивости стенки и повороту полок в местах примыкания стенки. Поэтому необходимо проверить только предельное соотношение для полок.



6.7.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для частично обетонированных двутавровых сечений, местной потерей устойчивости можно пренебречь, если выполняется следующее условие:

$$\max\left(\frac{b}{t_f}\right) = 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Для данного сечения указанная гибкость составляет:

$$\frac{b}{t_f} = \frac{300}{18,0} = 16,67$$

Предельное значение равно:

$$44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 35,8$$

Поскольку $16,67 < 35,80$, условие выполняется. Местная потеря устойчивости может не учитываться.

Эффективный модуль упругости бетона

Для длительного нагружения колонн ползучесть и усадка учитываются снижением изгибной жесткости сталежелезобетонного сечения. Учет влияния ползучести на изгибную жесткость колонны следует выполнять понижением модуля упругости бетона с E_{cm} до эффективного значения $E_{c,eff}$ согласно следующему выражению:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}}\right) \cdot \varphi_t}$$

Для определения коэффициента ползучести $\varphi(t, t_0)$ следует рассчитать ряд значений:

- периметр контура бетонного заполнения, подверженного высыханию

$$u \approx 2 \cdot h + 0,5 \cdot b$$

$$u \approx 2 \cdot 30 + 0,5 \cdot 30 = 75 \text{ см}$$

- условный размер сечения

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 740,7}{75} = 19,8 \text{ см} = 198 \text{ мм}$$

- время приложения нагрузки $t_0 = 28$ дней

- относительная влажность среды принята RH 50%

- класс прочности бетона согласно исходным данным C40/50

- класс цемента по набору прочности N (normal, нормальный)

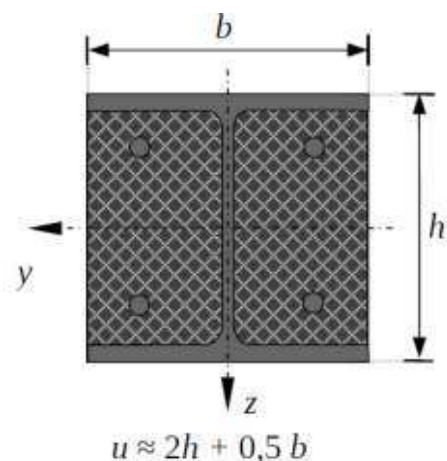


Таблица 6.3
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.1.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Окончательное значение коэффициента ползучести $\varphi_t = \varphi(\infty, t_0)$ с учетом данных параметров определяется согласно номограммам ниже:

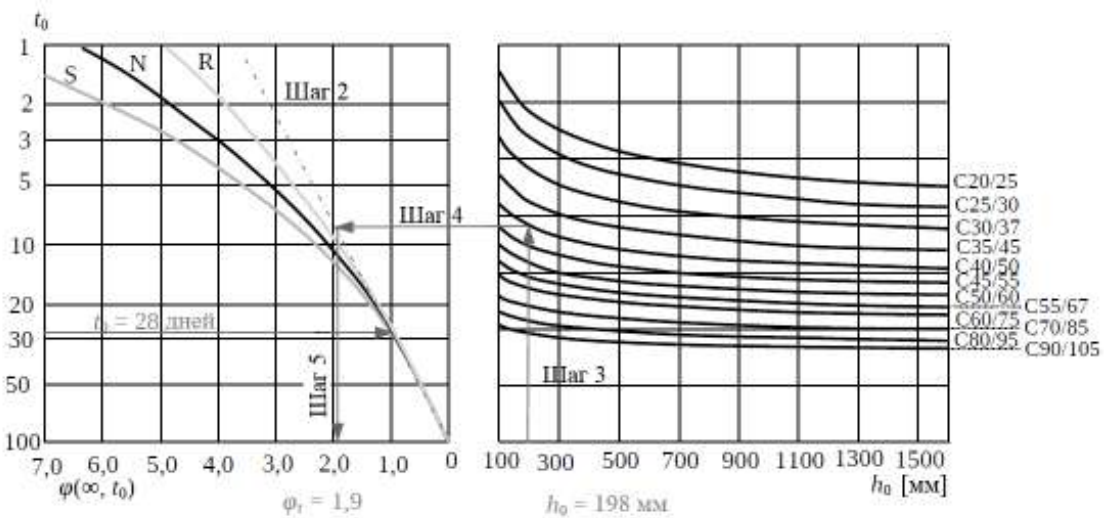


Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
ЕН 1992-1-1

Согласно рисункам окончательный коэффициент усадки $\varphi_t = \varphi(\infty, t_0)$ составляет:

$$\varphi_t = \varphi(\infty, t_0 = 28 \text{ дней}) = 1,9$$

Постоянная составляющая $N_{G,Ed}$ и полная расчетная нагрузка N_{Ed} равны соответственно:

$$N_{G,Ed} = \gamma_G \cdot (N_{Gk,1} + N_{Gk,2})$$

$$N_{G,Ed} = 1,35 \cdot (1500 + 250) = 2362,5 \text{ кН}$$

$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot (N_{G1,k} + N_{G2,k}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot (N_{Q1,k} + N_{Q2,k})$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot (1500 + 250) + 1,50 \cdot 1,0 \cdot (625 + 125) = 2362,5 + 1125 = 3487,5 \text{ кН}$$

Подстановка полученных значений позволяет определить $E_{c,eff}$:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}}\right) \cdot \varphi_t} = \frac{3500}{1 + \left(\frac{2362,5}{3487,5}\right) \cdot 1,9} = 1530 \text{ кН/см}^2$$

Для дальнейших расчетов используется значение эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff} = 1530 \text{ кН/см}^2$.

Несущая способность сечения по прочности на сжатие

Несущая способность сечения на сжатие без учета упрочнения в результате обжатия

Расчетная несущая способность сталежелезобетонного сечения по критерию прочности на сжатие $N_{pl,Rd}$ определяется суммой соответствующих составляющих для его компонентов по следующей формуле:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 139,7 \cdot 35,5 + 0,85 \cdot 740,7 \cdot 2,67 + 19,6 \cdot 43,5 = 7493 \text{ кН}$$

6.7.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1994-1-1

Характеристическое значение несущей способности по критерию прочности на сжатие $N_{pl,Rk}$ составляет:

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

$$N_{pl,Rk} = 139,7 \cdot 35,5 + 0,85 \cdot 740,7 \cdot 4,0 + 19,6 \cdot 50,0 = 8458 \text{ кН}$$

Проверка соблюдения условий для применения упрощенного метода

Базовые требования для использования упрощенного метода заключаются в том, что сечение сталежелезобетонной колонны должно иметь две оси симметрии и постоянное по длине сечение.

6.7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Данные критерии соблюдены.

Условная гибкость

Использовать упрощенный метод расчета допускается только при выполнении следующих условий:

6.7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$\bar{\lambda}_y \leq 2,0$$

$$\bar{\lambda}_z \leq 2,0$$

Относительно оси $y - y$:

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ определяется следующим выражением:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr,y}}}$$

Для определения условной гибкости $\bar{\lambda}_y$ требуется рассчитать критическое усилие потери устойчивости в упругой стадии $N_{cr,y}$ с использованием эффективной изгибной жесткости сечения сталежелезобетонной колонны $(EI)_{eff,y}$ согласно выражению:

6.7.3.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$(EI)_{eff,y} = E_a \cdot I_{y,a} + E_s \cdot I_{y,s} + K_e \cdot E_{c,eff} \cdot I_{y,c}$$

Коэффициент K_e равен 0,6 и следовательно:

$$(EI)_{eff,y} = 21000 \cdot 23341 + 21000 \cdot 1321 + 0,6 \cdot 1530 \cdot 42838 = 557,23 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2$$

Для шарнирно-опертой колонны расчетная длина равна геометрической и критическое усилие равно:

$$N_{cr,y} = \frac{(EI)_{eff,y} \cdot \pi^2}{L_{e,y}^2}$$

$$N_{cr,y} = \frac{557,23 \cdot 10^6 \cdot 3,14^2}{450^2} = 27131 \text{ кН}$$

Условная гибкость $\bar{\lambda}_y$:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{8458}{27131}} = 0,558$$

Соответственно условие $\bar{\lambda}_y = 0,558 < 2,0$ выполнено.

Относительно оси $z - z$:

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ определяется следующим выражением:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr,z}}}$$

Для определения условной гибкости $\bar{\lambda}_z$ требуется рассчитать критическое усилие потери устойчивости в упругой стадии $N_{cr,z}$ с использованием эффективной изгибной жесткости сечения сталежелезобетонной колонны $(EI)_{eff,z}$ согласно выражению:

$$(EI)_{eff,z} = E_a \cdot I_{z,a} + E_s \cdot I_{z,s} + K_e \cdot E_{c,eff} \cdot I_{z,c}$$

Коэффициент K_e равен 0,6 и следовательно:

$$(EI)_{eff,z} = 21000 \cdot 8104 + 21000 \cdot 1964 + 0.6 \cdot 1530 \cdot 57432 = 264,15 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2$$

Для шарнирно-опертой колонны расчетная длина равна геометрической и критическое усилие равно:

$$N_{cr,z} = \frac{(EI)_{eff,z} \cdot \pi^2}{L_{e,z}^2}$$

$$N_{cr,z} = \frac{264,15 \cdot 10^6 \cdot 3,14^2}{450^2} = 12861 \text{ кН}$$

Условная гибкость $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{8458}{12861}} = 0,811$$

Соответственно условие $\bar{\lambda}_z = 0,811 < 2,0$ выполнено.

Кроме этого максимальное продольное армирование $A_{s,max}$ не должно превышать 6% площади бетона. Проверка данного условия выполнена ранее.

Соотношение высоты к ширине сечения должно находиться в пределах от 0,2 до 5,0. В данном случае сечение квадратное, а следовательно соотношение сторон равно 1,0 и находится в заданных пределах.

Таким образом, все требования Раздела 6.7.3.1 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для применения упрощенного метода расчета сталежелезобетонных колонн выполнены.

Проверка устойчивости колонны на сжатие

Поскольку на колонну воздействует комбинация сжатия с изгибом, проверка устойчивости на действие только сжатия полезна для предварительной оценки принятого конструктива. Если данное условие не выполняется, не проводя дальнейших расчетов, следует принять более мощное сечение.

Устойчивость центрально-сжатых элементов может проверяться по теории второго порядка с учетом их несовершенств. Кривые потери устойчивости упрощают расчет,

6.7.3.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

поскольку автоматически учитывают локальные несовершенства элемента. Согласно проверке с использованием кривых устойчивости N_{Ed} должно удовлетворять условию:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Понижающий коэффициент определяется выражением:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ но } \chi \leq 1,0$$

и

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Поскольку $\bar{\lambda}_z = 0,811 > \bar{\lambda}_y = 0,558$, проверка устойчивости относительно оси $z - z$ будет определяющей.

Выбор соответствующей кривой потери устойчивости осуществляется согласно Таблице 6.5, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1. Для частично обетонированной колонны она устанавливает кривую устойчивости b для оси $y - y$ и кривую c для $z - z$. Как указано выше, принимаем ось $z - z$, соответствующую кривую c и коэффициент несовершенств $\alpha = 0,49$.

Тогда:

$$\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,811 - 0,2) + 0,811^2] = 0,98$$

Понижающий коэффициент χ_z :

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\chi = \frac{1}{0,98 + \sqrt{0,98^2 - 0,811^2}} = 0,65 \leq 1,0$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{3487,5}{0,65 \cdot 7493} = 0,72 \leq 1,0$$

Таким образом проверка сжатой колонны по упрощенной методике с использованием кривых потери устойчивости удовлетворяет условиям.

Проверка устойчивости колонны на совместное действие сжатия и изгиба

Согласно упрощенному методу для внецентренно сжатых и сжато-изогнутых элементов, который приводится в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, их несущая способность по устойчивости в условиях сжатия и плоского изгиба считается достаточной при выполнении условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M$$

6.3.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
Таблица 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.7.3.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

M_{Ed} определяется как максимальный из моментов на опорах и по длине колонны. Момент определяется согласно Разделу 6.7.3.4, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, включая несовершенства (Таблица 6.5, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1) и, в случае необходимости ($\alpha_{cr} > 10$), геометрическую нелинейность.

Коэффициент α_M , учитывающий изгиб колонны, принимается равным 0.9 для сталей от S235 до S355 и 0.8 – для сталей от S420 до S460.

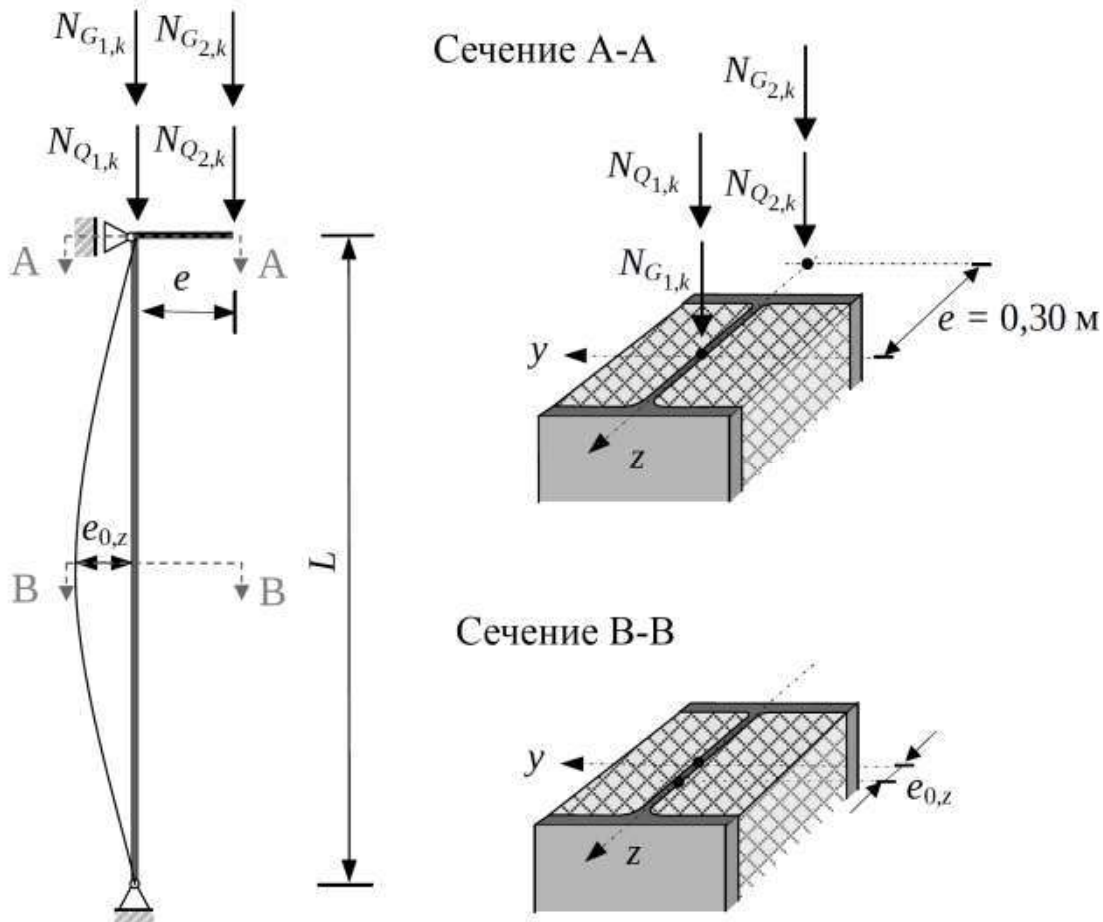
Условие может быть переписано в форме:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\alpha_M \cdot \mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Проверка устойчивости на сжатие с изгибом относительно оси у-у

Расчетный момент $M_{Ed} = M_{Ed,II}$ должен учитывать изначальный изгиб относительно оси у – у, геометрическое несовершенство $e_{0,z}$, и эффекты второго порядка, как показано на рисунке ниже.

6.7.3.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1



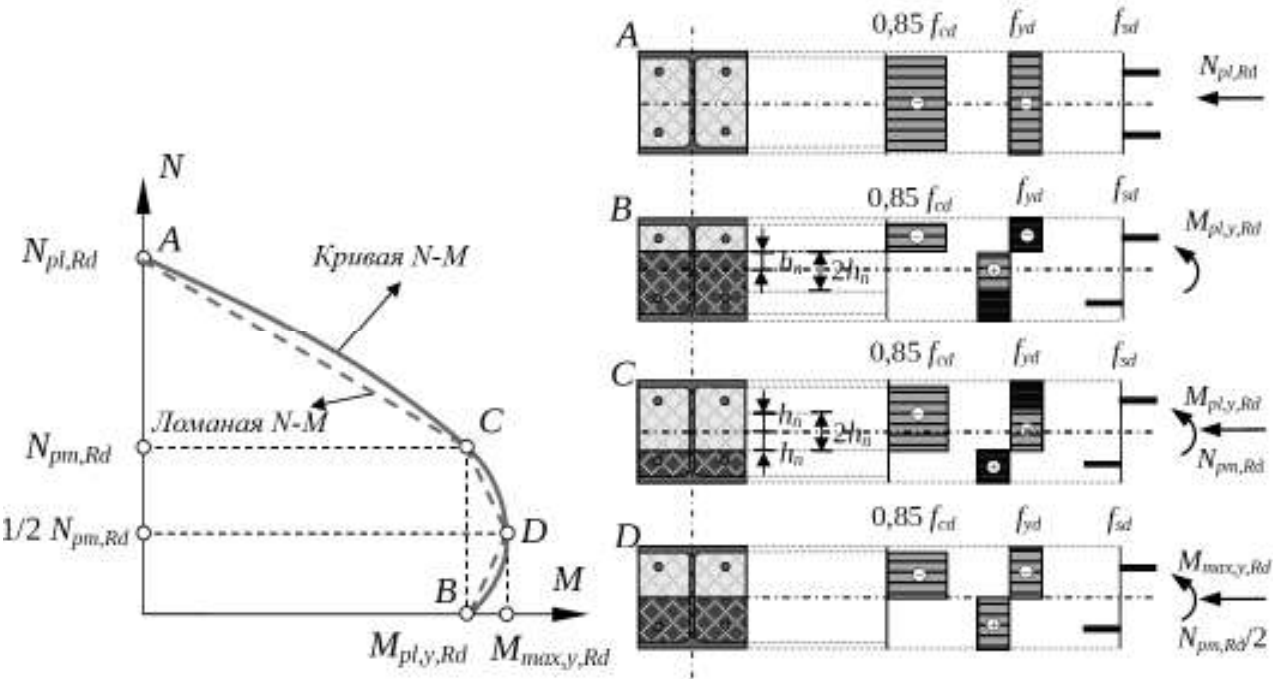
Для определения несущей способности сталежелезобетонного сечения на совместное действие сжатия и изгиба в одной плоскости необходимо получить диаграмму сжатия-изгиба ($N - M$). В качестве упрощения, кривая взаимодействия может заменяться ломаной $ACDB$.

Ломаная взаимодействия $ACDB$ для случая двутаврового сечения с частичным обетонированием показана на рисунке ниже. Для получения ломаной взаимодействия $N - M$ необходимо определить значения несущей способности в точках от A до D , которые определяются согласно распределений напряжений на рисунке справа.

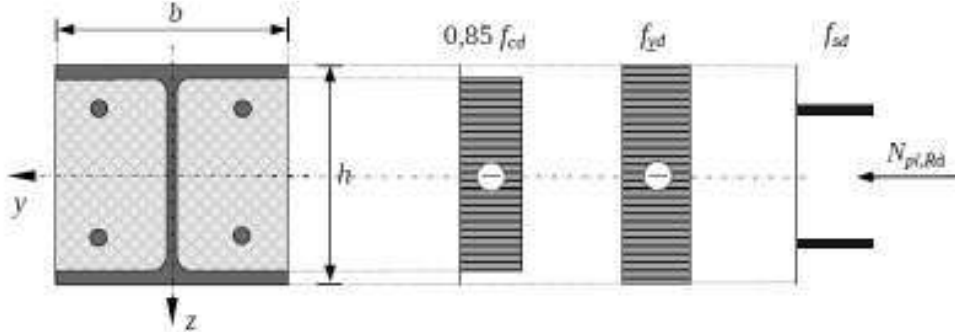
Несущая способность данного сечения на совместное действия сжатия и изгиба может определяться как по кривой взаимодействия $N - M$ так и по ломаной $N - M$. Для упрощения расчет будет вестись по ломаной взаимодействия.

Построение ломаной взаимодействия относительно оси у-у

Рисунок 6.19
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1



Точка А относительно оси у-у

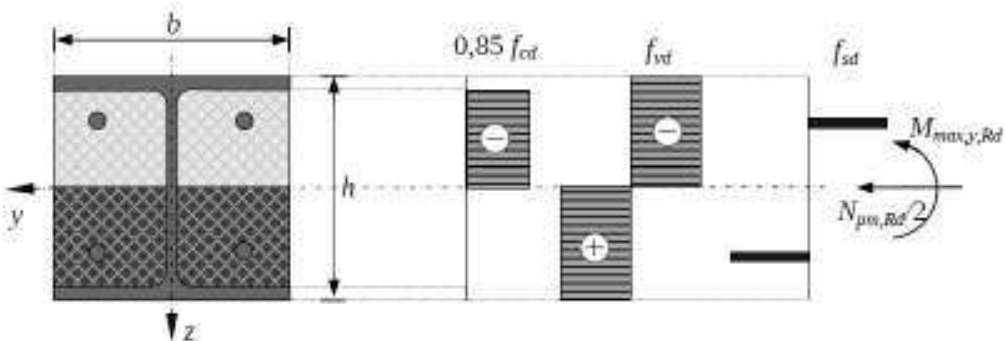


В точке А требуется определить только одно значение несущей способности на сжатие в пластической стадии:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 139,7 \cdot 35,5 + 0,85 \cdot 740,7 \cdot 2,67 + 19,6 \cdot 43,5 = 7493 \text{ кН}$$

Точка D относительно оси у-у



Предельный изгибающий момент в пластической стадии равен:

$$M_{max,y,Rd} = M_{pl,y,a,Rd} + M_{pl,y,c,Rd} + M_{pl,y,s,Rd}$$

В случае точки *D* данный показатель составляет:

$$M_{max,y,Rd} = W_{pl,y,a} \cdot f_{yd} + 0,5 \cdot W_{pl,y,c} \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + W_{pl,y,s} \cdot f_{sd}$$

$$M_{max,y,Rd} = (1732 \cdot 35,5 + 0,5 \cdot 4857 \cdot 0,85 \cdot 2,67 + 161 \cdot 43,5) \cdot 10^{-2} = 740,0 \text{ кНм}$$

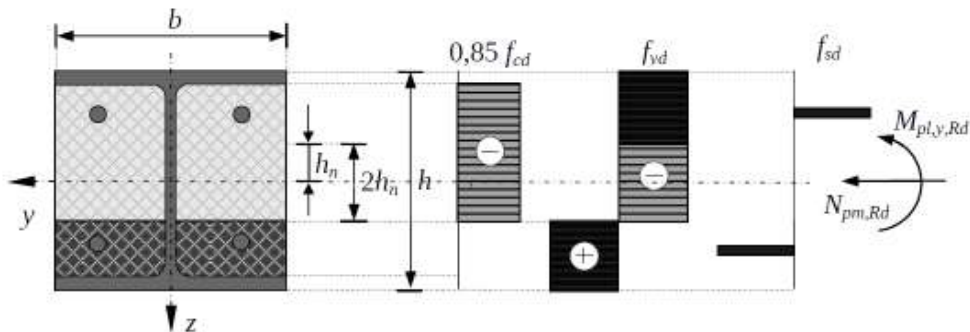
Расчетная несущая способность бетона на сжатие $N_{pm,Rd}$:

$$N_{pm,Rd} = A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 740,7 \cdot 0,85 \cdot 2,67 = 1681 \text{ кН}$$

Расчетное продольное усилие для точки с предельным изгибающим моментом в пластической стадии равно $0,5 \cdot N_{pm,Rd}$, что соответствует:

$$0,5 \cdot N_{pm,Rd} = 0,5 \cdot 1681 = 841 \text{ кН}$$

Точка С относительно оси у-у



Когда расчетное осевое усилие равно нулю, нейтральная ось для пластической стадии находится в пределах стенки стального сечения ($h_n \leq h/2 - t_f$). Ее положение определяется выражением:

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{s,n} \cdot (2 \cdot f_{sd} - 0,85 \cdot f_{cd})}{2 \cdot b_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + 2 \cdot t_w \cdot (2 \cdot f_{yd} - 0,85 \cdot f_{cd})}$$

где $A_{s,n}$ – это площадь армирования в пределах высоты h_n .

Поскольку точка h_n неизвестна, принимается исходное допущение, что $A_{s,n} = 0 \text{ см}^2$.

Тогда для случая, когда осевое усилие равно нулю h_n :

$$h_n = \frac{1681 - 0}{2 \cdot 30,0 \cdot 0,85 \cdot 2,67 + 2 \cdot 1,2 \cdot (2 \cdot 35,5 - 0,85 \cdot 2,67)} = 5,58 \text{ см}$$

Поскольку армирование не попадает в данную область, предположение, принятое ранее, является справедливым.

Следует определить момент сопротивления участка $2h_n$ в пластической стадии:

- стальной профиль

$$W_{pl,y,a,n} = \frac{t_w \cdot (2h_n)^2}{4} = \frac{1,2 \cdot 11,16^2}{4} = 37,4 \text{ см}^3$$

- продольное армирование

$$W_{pl,y,s,n} = 0 \text{ см}^3$$

- бетонное заполнение

$$W_{pl,y,c,n} = \frac{b_c \cdot (2h_n)^2}{4} - W_{pl,y,a,n} - W_{pl,y,s,n} = \frac{30 \cdot 11,16^2}{4} - 37,4 - 0 = 896,7 \text{ см}^3$$

Расчетный предельный изгибающий момент сталежелезобетонного сечения $M_{pl,y,Rd}$ определяется выражением:

$$M_{pl,y,Rd} = M_{max,y,Rd} - M_{n,y,Rd}$$

где:

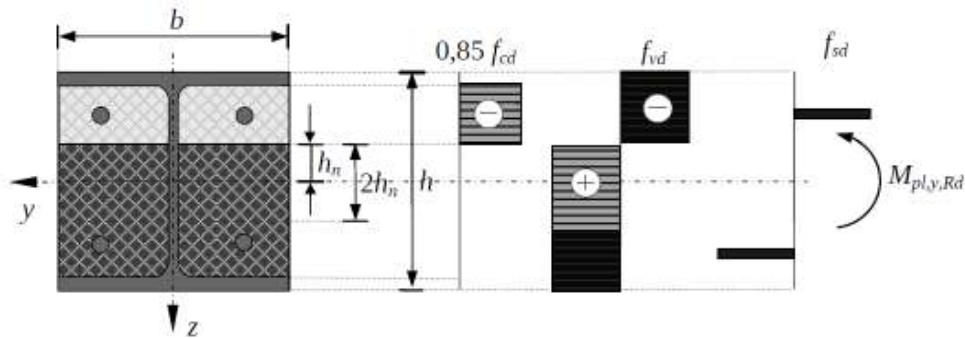
$$M_{n,y,Rd} = W_{pl,y,a,n} \cdot f_{yd} + W_{pl,y,s,n} \cdot f_{sd} + \frac{W_{pl,y,c,n} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}{2}$$

$$M_{n,y,Rd} = \left(37,4 \cdot 35,5 + 0 \cdot 43,5 + \frac{896,7 \cdot 0,85 \cdot 2,67}{2} \right) \cdot 10^{-2} = 23,5 \text{ кНм}$$

С учетом подстановок предельный изгибающий момент $M_{pl,y,Rd}$ равен:

$$M_{pl,y,Rd} = 740 - 23,5 = 716,5 \text{ кНм}$$

Точка В относительно оси у-у



Для точки В, соответствующей чистому изгибу сечения в пластической стадии, предельный момент $M_{pl,y,Rd}$ равен аналогичному значению в точке С, которое определено ранее.

Все определенные для точек с А по D значения сводятся для построения ломаной взаимодействия на рисунке ниже.

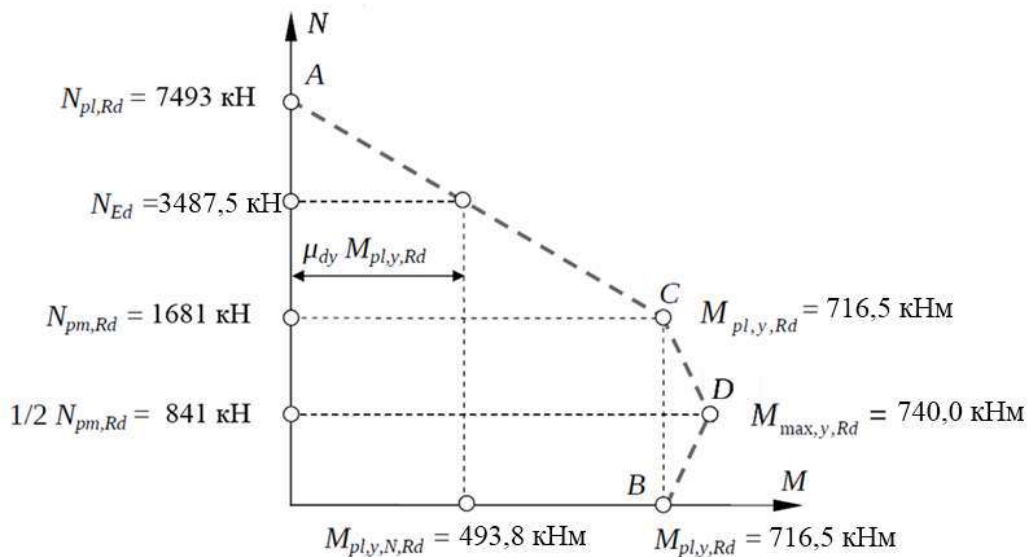


Рисунок 6.19
ДСТУ-Н Б
ЕН 1994-1-1

Согласно ломаной взаимодействия $ACDB$ определяется значение $M_{pl,y,N,Rd}$:

$$M_{pl,y,Rd} : M_{pl,y,N,Rd} = (N_{pl,Rd} - N_{pm,Rd}) : (N_{pl,Rd} - N_{Ed})$$

$$M_{pl,y,N,Rd} = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Ed}}{N_{pl,Rd} - N_{pm,Rd}} \cdot M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{pl,y,N,Rd} = \frac{7493 - 3487,5}{7493 - 1681} \cdot 716,5 = 493,8 \text{ кНм}$$

Отсюда коэффициент μ_{dy} равен:

$$\mu_{dy} = \frac{M_{pl,y,N,Rd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{493,8}{716,5} = 0,69 < 1,0$$

Стоит отметить, что использование кривой взаимодействия взамен упрощенных линейных участков дает возможность получить более точный результат и изыскать запасы несущей способности.

Определение результатов воздействий относительно оси $y - y$

Согласно Разделу 6.7.3.4 (3), ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, ссылающегося на Раздел 5.2.1(3) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, эффектом геометрической нелинейности можно пренебречь при условии, что коэффициент запаса устойчивости в упругой стадии превышает 10.

Для определения α_{cr} принимается допущение, что концы колонны оперты шарнирно и α_{cr} определяется для предельного усилия $N_{cr,y,eff}$ согласно формуле Эйлера:

$$N_{cr,y,eff} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,y,II}}{L_{e,y}^2}$$

Расчетное значение эффективной изгибной жесткости для определения внутренних усилий и моментов согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 определяется выражением:

$$(EI)_{eff,y,II} = K_0 \cdot (E_a \cdot I_{y,a} + E_s \cdot I_{y,s} + K_{e,II} \cdot E_{cm} \cdot I_{y,c})$$

Поправочный коэффициент $K_{e,II}$ следует принимать равным 0,5, а калибровочный коэффициент $K_0 = 0,9$.

С целью учесть долговременные эффекты при расчете $(EI)_{eff,y,II}$ вместо E_{cm} принимается значение $E_{c,eff}$, рассчитанное ранее:

$$E_{c,eff} = 1530 \text{ кН/см}^2$$

С учетом подстановок расчетное значение жесткости составляет:

$$\begin{aligned} (EI)_{eff,y,II} &= 0,9 \cdot (21000 \cdot 23341 + 21000 \cdot 1321 + 0,5 \cdot 1530 \cdot 42838) = \\ &= 495,6 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2 \end{aligned}$$

Предельное усилие потери устойчивости в упругой стадии $N_{cr,y,eff}$ для шарнирно опертой колонны равно:

$$N_{cr,y,eff} = \frac{3,14^2 \cdot 495,6 \cdot 10^6}{450^2} = 24130 \text{ кН};$$

6.7.3.4(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Чтобы допускалось не учитывать геометрическую нелинейность, α_{cr} должен превышать 10:

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr,y,eff}}{N_{Ed}} = \frac{24130}{3487,5} = 6,9 < 10$$

Поскольку значение α_{cr} менее 10 расчетом следует учесть геометрическую нелинейность.

Изгибающие моменты относительно оси у-у

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 эффекты геометрической нелинейности для отдельно взятой колонны могут определяться умножением на коэффициент k максимального расчетного изгибающего момента, полученного при линейном расчете.

Таким образом, учет геометрической нелинейности можно осуществить, используя выражение:

$$M_{y,Ed,II} = M_{y,Ed,I} \cdot k$$

Коэффициент k определяется выражением:

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,y,eff}} \geq 1,0$$

Расчетный изгибающий момент в результате локальных несовершенств элемента равен:

$$M_{y,Ed,imp} = N_{Ed} \cdot e_{0,z}$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для частично обетонированного элемента относительно требуемой оси эквивалентное локальное несовершенство $e_{0,z}$ составляет:

$$e_{0,z} = \frac{L}{200}$$

$$e_{0,z} = \frac{450}{200} = 2,25$$

Эпюры изгибающих моментов без учета геометрической нелинейности показаны на рисунке ниже.

Основные значения изгибающих моментов следующие:

- расчетный изгибающий момент в уровне верха колонны

$$M_{y,Ed} = 157,5 \text{ кНм}$$

- расчетный изгибающий момент в уровне низа колонны

$$M_{y,Ed} = 0 \text{ кНм}$$

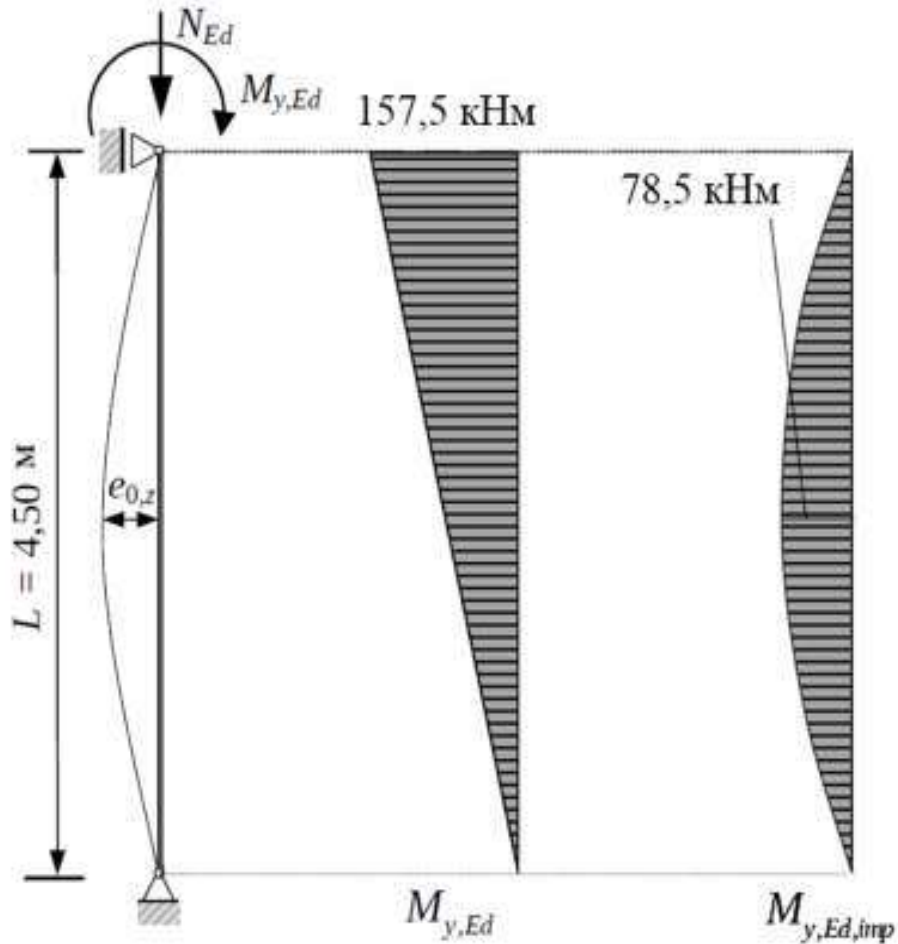
- расчетный изгибающий момент в результате локального несовершенства

$$M_{y,Ed,imp} = N_{Ed} \cdot e_{0,z} = 3487,5 \cdot 0,0225 = 78,5 \text{ кНм}$$

6.7.3.4(3) и
5.2.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.4(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1



Коэффициент приведения эпюры β согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 зависит от формы эпюры моментов и для изгиба в результате поперечной нагрузки либо несовершенств $\beta = 1,0$. Для колонн с опорными моментами коэффициент β определяется выражением:

$$\beta_1 = 0,66 + 0,44 \cdot r \geq 0,44$$

где r - это отношение опорных моментов по концам колонны ($-1 \leq r \leq +1$).

Следовательно, необходимо определить два значения коэффициентов k :

- k_1 для опорных моментов;
- k_2 для моментов в результате несовершенств.

Определение коэффициента k_1

Соотношение опорных моментов по концам колонны:

$$r = \frac{0}{M_{y,Ed}} = \frac{0}{157,5} = 0,0$$

Коэффициент приведения эпюры моментов:

$$\beta_1 = 0,66 + 0,44 \cdot 0 = 0,66 \geq 0,44$$

Предельное усилие $N_{cr,y,eff}$ потери устойчивости относительно оси $y - y$ для изгибной жесткости $(EI)_{eff,y,II}$ и расчетной длины равной геометрической определено ранее и равняется $N_{cr,y,eff} = 24130$ кН.

Таблица 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Соответствующий коэффициент k_1 :

$$k_1 = \frac{\beta_1}{1 - N_{Ed}/N_{cr,y,eff}} = \frac{0,66}{1 - 3487,5/24130} = 0,77 < 1,0$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 значение k должно быть равным или более 1,0. Следовательно, для дальнейших расчетов принимается значение $k_1 = 1,0$.

Определение коэффициента k_2

Для изгиба в результате несовершенств:

$$\beta_2 = 1,0$$

Соответствующий коэффициент k_2 :

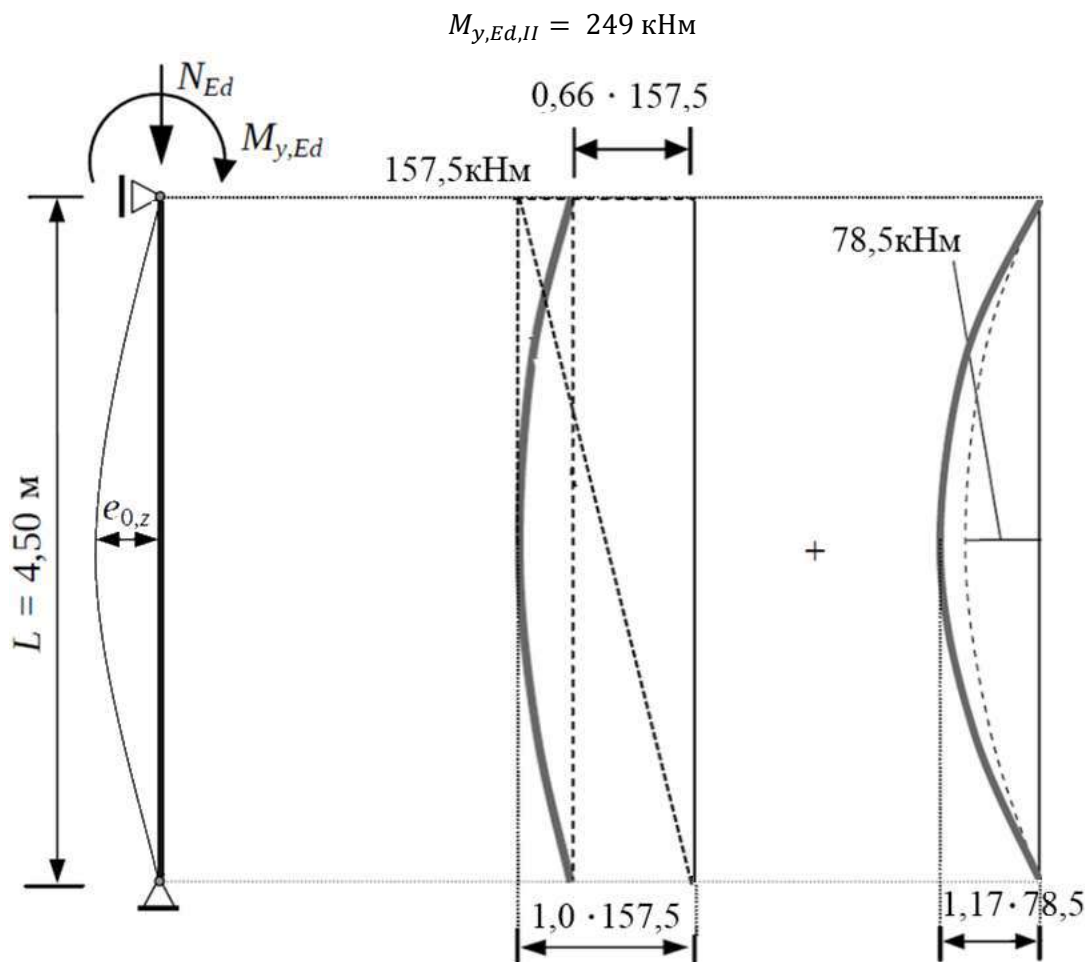
$$k_2 = \frac{\beta_2}{1 - N_{Ed}/N_{cr,y,eff}} = \frac{1,0}{1 - 3487,5/24130} = 1,17 > 1,0$$

Принимается значение $k_2 = 1,17$.

Итого расчетный изгибающий момент с учетом геометрической нелинейности и несовершенств равен:

$$M_{y,Ed,II} = M_{y,Ed} \cdot k_1 + M_{y,Ed,imp} \cdot k_2 = 157,5 \cdot 1,0 + 78,5 \cdot 1,17 = 249 \text{ кНм}$$

Проверка будет выполняться для сечения в середине высоты колонны, которому соответствует приведенный момент:



6.7.3.4(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.4(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Поперечное усилие параллельное z – z

С учетом геометрической нелинейности поперечное усилие будет составлять:

$$V_{Ed,II} = V_{Ed} \cdot k$$

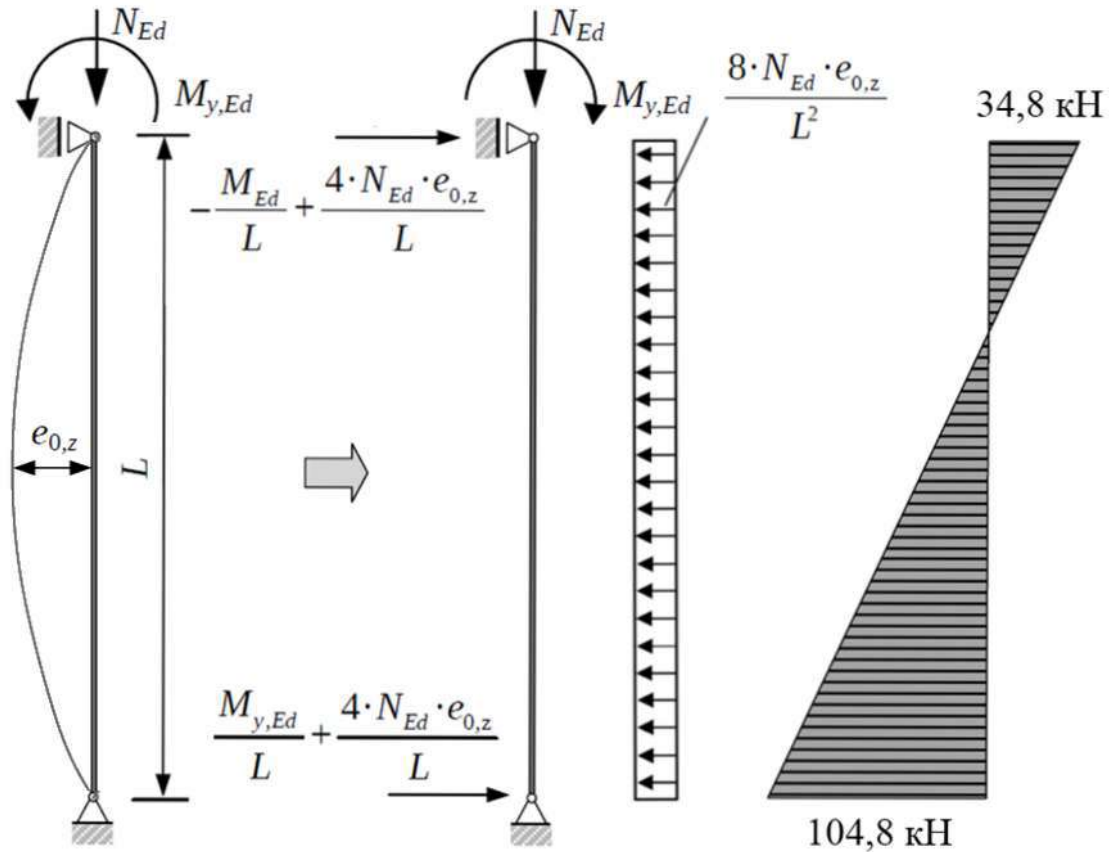
При линейном расчете поперечное усилие в уровне низа колонны составляет:

$$V_{z,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{L} + \frac{4 \cdot N_{Ed} \cdot e_{0,z}}{L} = \frac{157,5}{4,5} + \frac{4 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5} = 35,0 + 69,8 = 104,8 \text{ кН}$$

В уровне верха колонны аналогичное значение равно:

$$V_{z,Ed} = -\frac{M_{y,Ed}}{L} + \frac{4 \cdot N_{Ed} \cdot e_{0,z}}{L} = -\frac{157,5}{4,5} + \frac{4 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5} = -35,0 + 69,8 = 34,8 \text{ кН}$$

Эпура поперечных усилий в результате действия изгибающего момента и с учетом эквивалентных поперечных нагрузок от несовершенств при линейном расчете приведена на иллюстрации ниже.



Коэффициент k_1 :

$$k_1 = \frac{\beta_1}{1 - N_{Ed}/N_{cr,y,eff}} = \frac{0,66}{1 - 3487,5/24130} = 0,77 < 1,0$$

Коэффициент k_2 :

$$k_2 = \frac{\beta_2}{1 - N_{Ed}/N_{cr,y,eff}} = \frac{1,0}{1 - 3487,5/24130} = 1,17 > 1,0$$

Следовательно максимальное расчетное поперечное усилие с учетом геометрической нелинейности и несовершенств составляет:

6.7.3.4(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$V_{z,Ed,II} = k_1 \cdot \frac{M_{y,Ed}}{L} + k_2 \cdot \frac{4 \cdot N_{Ed} \cdot e_{0,z}}{L}$$

$$V_{z,Ed,II} = 1,0 \cdot \frac{157,5}{4,5} + 1,17 \cdot \frac{4 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5} = 35,0 + 81,6 = 116,6 \text{ кН}$$

Проверка несущей способности на совместное действия сжатия и изгиба относительно оси $y - y$

Необходимо обеспечить выполнение следующего условия:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{M_{y,Ed}}{\alpha_{M,y} \cdot \mu_{d,y} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq 1,0$$

Для сталей от S235 до S355, что соответствует данному случаю коэффициент $\alpha_{M,y}$ будет равен 0,9.

Расчетное значение максимального изгибающего момента с учетом несовершенств и геометрической нелинейности равно:

$$M_{y,Ed} = M_{y,Ed,II} = 249 \text{ кНм}$$

Расчетная несущая способность $M_{y,Rd}$:

$$M_{y,Rd} = \alpha_{M,y} \cdot \mu_{d,y} \cdot M_{pl,y,Rd} = 0,9 \cdot 0,69 \cdot 717 = 445 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{249}{445} = 0,56 \leq 1,0$$

Поскольку $0,56 < 1,0$, условие выполнено.

Проверка несущей способности на действие поперечного сдвигающего усилия параллельной оси $z - z$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 в качестве упрощения допускается принимать, что поперечное усилие V_{Ed} воздействует только на стальную часть сечения. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 в отсутствие кручения расчетная несущая способность $V_{pl,z,a,Rd}$ определяется выражением:

$$V_{pl,z,a,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Для сварных двутавровых и коробчатых сечений из сталей до S460 при нагрузке параллельной стенкам согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 площадь, работающая на сдвиг, определяется выражением:

$$A_{v,z} = 1,2 \sum h_w t_w$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 допускается пренебречь влиянием сдвига на несущую способность по изгибающему моменту при условии, что действующее сдвиговое усилие не превышает половины соответствующей несущей способности в пластической стадии:

6.7.3.6(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.2(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
6.2.6(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.7.3.2 (3) и
6.2.2.4(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$V_{z,Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,z,a,Rd}$$

Расчетное значение поперечного сдвигающего усилия с учетом геометрической нелинейности и несовершенств:

$$V_{z,Ed} = V_{z,Ed,II} = 116,6 \text{ кН}$$

Площадь сечения, работающая на сдвиг:

$$A_{v,z} = 1,2 \sum h_w t_w = 1,2 \cdot 26,4 \cdot 1,2 = 38,0 \text{ см}^2$$

Несущая способность на сдвиг составляет:

$$V_{pl,z,a,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{38,0 \cdot \left(\frac{35,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,0} = 779 \text{ кН}$$

Проверка условия:

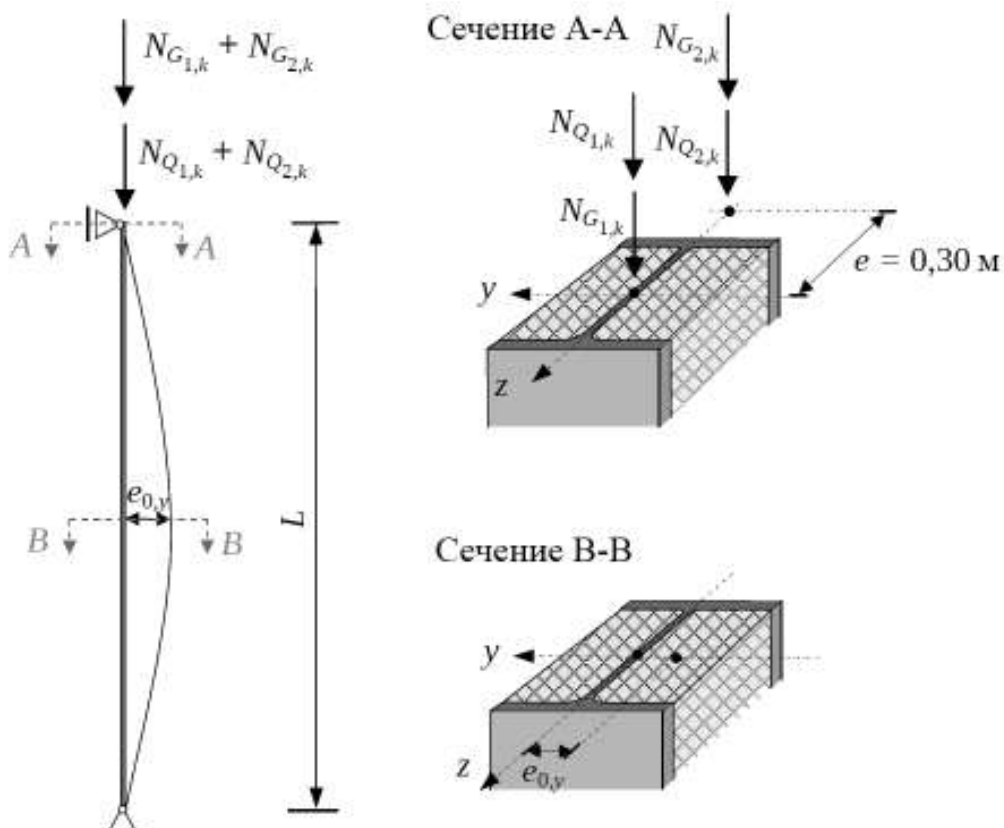
$$V_{z,Ed,II} = 116,6 \text{ кН} < 0,5 V_{pl,z,a,Rd} = 0,5 \cdot 779 = 389,5 \text{ кН}$$

Условие выполняется и снижение предельного изгибающего момента не требуется.

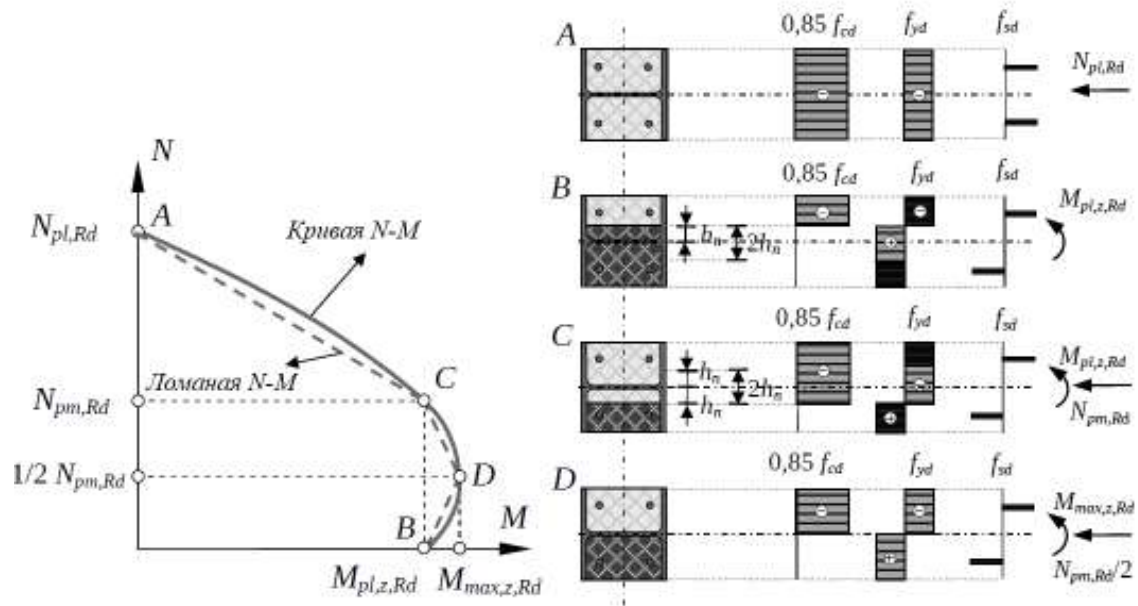
Проверка устойчивости на сжатие с изгибом относительно оси z-z

Хотя колонна и не подвержена изгибу из плоскости от непосредственного приложения нагрузок, но она не подпадает под упрощенный расчет центрально сжатых элементов и изгибающий момент относительно оси z-z в ней возникает как следствие локальных несовершенств. Учитывая указанное, колонна должна быть дополнительно проверена на совместное действие сжатия и изгиба относительно оси z-z, а также совместное действие эффектов в двух направлениях.

Расчетная схема для определения изгибающего момента относительно z-z с учетом эквивалентных локальных несовершенств $e_{0,y}$ и геометрической нелинейности показана на рисунке ниже.

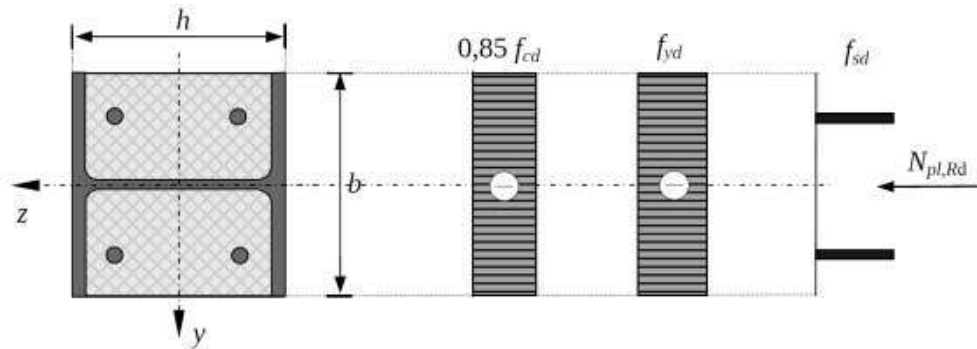


Ниже приводится рисунок, иллюстрирующий распределение напряжений для характерных точек ломаной взаимодействия ACDB в случае сжатия с изгибом из плоскости частично обетонированного двутаврового сечения.



Построение ломаной взаимодействия

Точка A относительно оси z-z

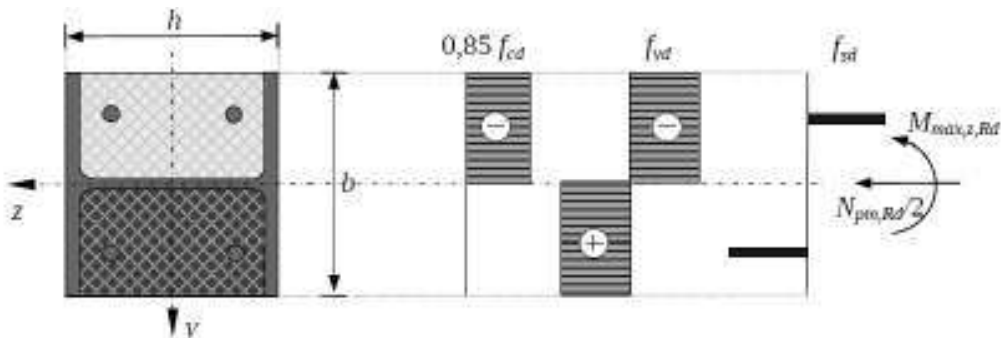


Аналогично предыдущему расчету точка A описывает состояние чистого сжатия в пластической стадии:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 139,7 \cdot 35,5 + 0,85 \cdot 740,7 \cdot 2,67 + 19,6 \cdot 43,5 = 7493 \text{ кН}$$

Точка D относительно оси z-z



Предельный изгибающий момент в пластической стадии определяется как сумма соответствующих значений для стального профиля, бетонного заполнения и продольного армирования:

$$M_{max,z,Rd} = M_{pl,z,a,Rd} + M_{pl,z,c,Rd} + M_{pl,z,s,Rd}$$

Для точки *D* относительно оси *z – z* в развернутой форме выражение принимает вид:

$$M_{max,z,Rd} = W_{pl,z,a} \cdot f_{yd} + 0,5 \cdot W_{pl,z,c} \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + W_{pl,z,s} \cdot f_{sd}$$

$$M_{max,z,Rd} = (820 \cdot 35,5 + 0,5 \cdot 5734 \cdot 0,85 \cdot 2,67 + 196 \cdot 43,5) \cdot 10^{-2} = 441,4 \text{ кНм}$$

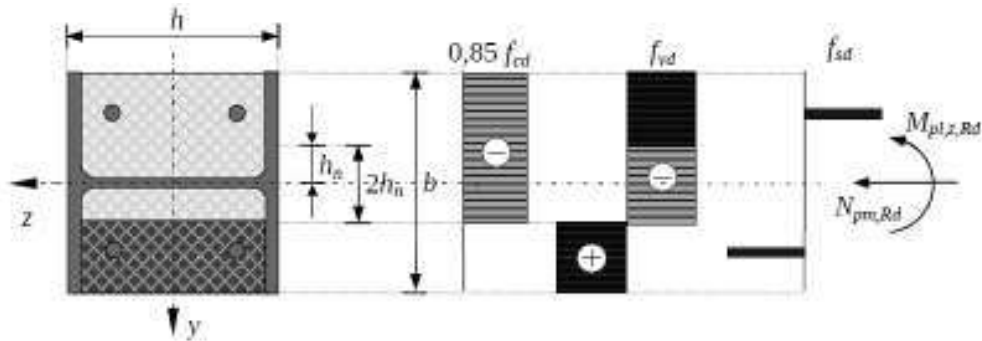
Расчетная несущая способность бетона на сжатие $N_{pm,Rd}$:

$$N_{pm,Rd} = A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 740,7 \cdot 0,85 \cdot 2,67 = 1681 \text{ кН}$$

Расчетное продольное усилие для точки с предельным изгибающим моментом в пластической стадии равно $0,5 \cdot N_{pm,Rd}$, что соответствует:

$$0,5 \cdot N_{pm,Rd} = 0,5 \cdot 1681 = 841 \text{ кН}$$

Точка C относительно оси z-z



Предположим, что когда расчетное осевое усилие равно нулю, нейтральная ось в пластической стадии находится в пределах толщины стенки стального профиля ($h_n \leq t_w/2$). Тогда из условия равновесия ее положение определяется выражением:

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd}}{4 \cdot h \cdot f_{yd}}$$

$$h_n = \frac{1681}{4 \cdot 30,0 \cdot 35,5} = 0,39 \text{ см}$$

Поскольку $h_n = 3,9 \text{ мм} < t_w/2 = 12/2 = 6 \text{ мм}$, принятое ранее предположение справедливо и нейтральная ось в пластической стадии при $N = 0$ находится в пределах толщины стенки.

Следует определить момент сопротивления участка $2h_n$ в пластической стадии:

- стальной профиль

$$W_{pl,z,a,n} = h \cdot h_n^2 = 30,0 \cdot 0,39^2 = 4,56 \text{ см}^3$$

- продольное армирование

$$W_{pl,z,s,n} = 0 \text{ см}^3$$

- бетонное заполнение

$$W_{pl,z,c,n} = 0 \text{ см}^3$$

Расчетный предельный изгибающий момент сталежелезобетонного сечения $M_{pl,z,Rd}$ определяется выражением:

$$M_{pl,z,Rd} = M_{max,z,Rd} - M_{n,z,Rd}$$

где:

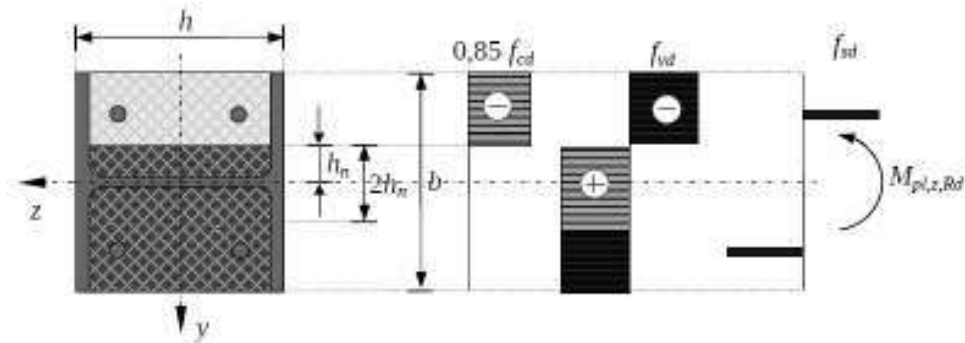
$$M_{n,z,Rd} = W_{pl,z,a,n} \cdot f_{yd} + W_{pl,z,s,n} \cdot f_{sd} + \frac{W_{pl,z,c,n} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}{2}$$

$$M_{n,z,Rd} = \left(4,56 \cdot 35,5 + 0 \cdot 43,5 + \frac{0 \cdot 0,85 \cdot 2,67}{2} \right) \cdot 10^{-2} = 1,6 \text{ кНм}$$

С учетом подстановок предельный изгибающий момент $M_{pl,z,Rd}$ равен:

$$M_{pl,z,Rd} = 441,4 - 1,6 = 439,8 \text{ кНм}$$

Точка В относительно оси z-z



Для точки В, соответствующей чистому изгибу сечения в пластической стадии, предельный момент $M_{pl,z,Rd}$ равен аналогичному значению в точке С, которое определено ранее.

Все определенные для точек с А по D значения сводятся для построения ломаной взаимодействия на рисунке ниже.

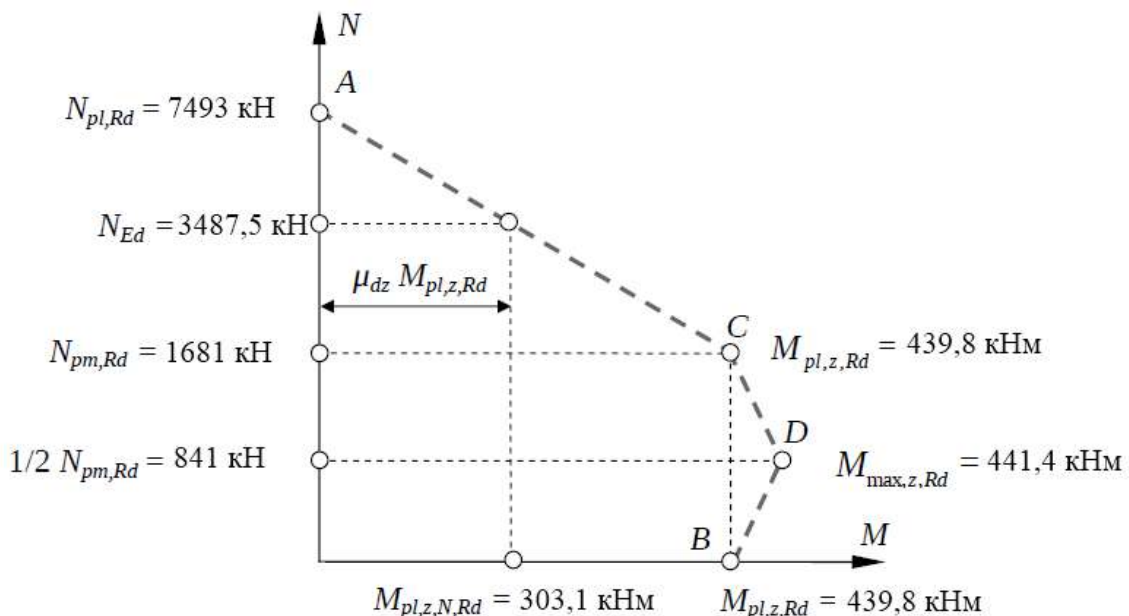


Рисунок 6.19
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Согласно ломаной взаимодействия $ACDB$ определяется значение $M_{pl,z,N,Rd}$:

$$M_{pl,z,Rd} : M_{pl,z,N,Rd} = (N_{pl,Rd} - N_{pm,Rd}) : (N_{pl,Rd} - N_{Ed})$$

$$M_{pl,z,N,Rd} = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Ed}}{N_{pl,Rd} - N_{pm,Rd}} \cdot M_{pl,z,Rd}$$

$$M_{pl,z,N,Rd} = \frac{7493 - 3487,5}{7493 - 1681} \cdot 439,8 = 303,1 \text{ кНм}$$

Отсюда коэффициент μ_{dz} равен:

$$\mu_{dz} = \frac{M_{pl,z,N,Rd}}{M_{pl,z,Rd}} = \frac{303,1}{439,8} = 0,69 < 1,0$$

Определение результатов воздействий относительно оси $z - z$

По аналогии с расчетом относительно оси $y-y$ проверим, необходимо ли учитывать эффект геометрической нелинейности относительно оси $z-z$. Не учитывать геометрическую нелинейность допускается, когда коэффициент запаса устойчивости выполняет условие $\alpha_{cr} \geq 10$.

6.7.3.4 (3) и
5.2.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для определения предельного усилия потери устойчивости $N_{cr,z,eff}$ также используется формула Эйлера и допущение о идеализированных шарнирных опорах.

Эффективный модуль упругости бетонного заполнения определен ранее и равен:

$$E_{c,eff} = 1530 \text{ кН/см}^2$$

Расчетное значение изгибной жесткости относительно оси $z-z$ $(EI)_{eff,z,II}$, которое должно использоваться при определении внутренних усилий, равно:

6.7.3.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$(EI)_{eff,z,II} = K_0 \cdot (E_a \cdot I_{z,a} + E_s \cdot I_{z,s} + K_{e,II} \cdot E_{cm} \cdot I_{z,c})$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 $K_{e,II} = 0,5$ и $K_0 = 0,9$. Тогда:

$$\begin{aligned} (EI)_{eff,z,II} &= 0,9 \cdot (21000 \cdot 8104 + 21000 \cdot 1964 + 0,5 \cdot 1530 \cdot 57432) = \\ &= 229,8 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2 \end{aligned}$$

Предельное усилие потери устойчивости колонны относительно оси $z-z$ в упругой стадии $N_{cr,z,eff}$:

$$N_{cr,z,eff} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,z,II}}{L_{e,z}^2} = \frac{3,14^2 \cdot 229,8 \cdot 10^6}{450^2} = 11189 \text{ кН}$$

Проверим условие:

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr,z,eff}}{N_{Ed}} = \frac{11189}{3487,5} = 3,2 < 10$$

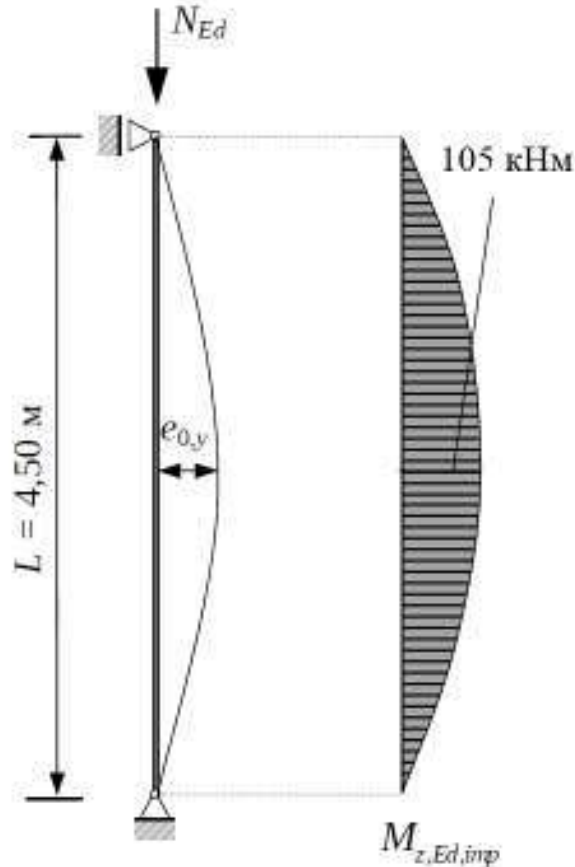
Поскольку $\alpha_{cr} < 10$ расчетом необходимо учесть эффекты геометрической нелинейности.

Изгибающие моменты относительно оси z-z

Согласно Таблице 4.3 данной публикации расчет частично обетонированной сталежелезобетонной колонны относительно оси z-z ведется с учетом локального несовершенства $e_{0,y} = L/150$ по кривой устойчивости c . Следовательно:

$$e_{0,y} = \frac{450}{150} = 3,0 \text{ см}$$

На иллюстрации ниже дана эпюра изгибающих моментов в результате несовершенств относительно оси z-z, исходя из расчета, не учитывающего геометрическую нелинейность.



Расчетные
характерных сечениях равны:

- в уровне верха колонны

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ кНм}$$

- в уровне низа колонны

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ кНм}$$

- в уровне середины колонны в результате несовершенства:

$$M_{z,Ed,imp} = N_{Ed} \cdot e_{0,y} = 3487,5 \cdot 0,03 = 105 \text{ кНм}$$

Учет локальных эффектов геометрической нелинейности по длине колонны допускается выполнять через коэффициент k .

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

моменты в

6.7.3.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

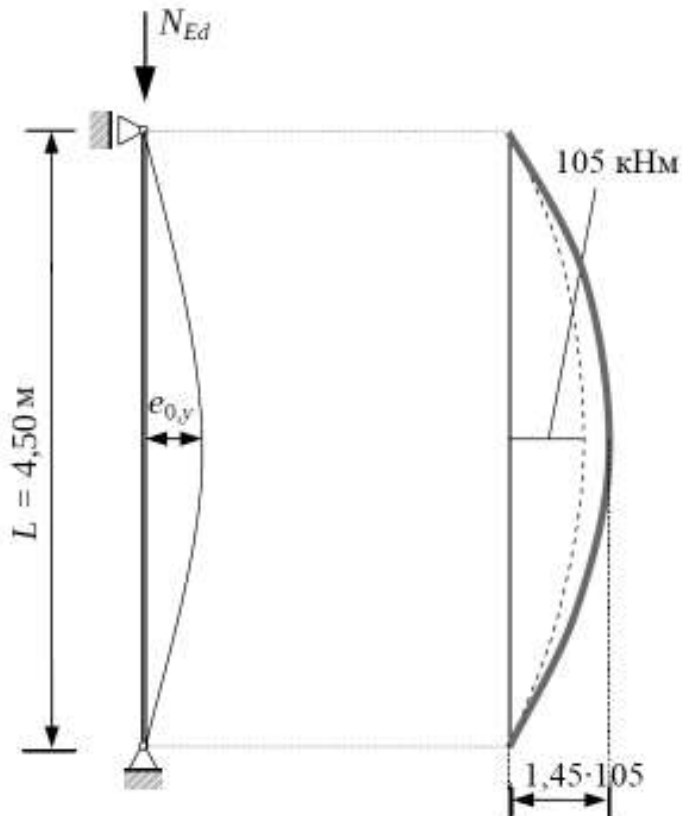
$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,z,eff}} \geq 1,0$$

где β – это коэффициент приведения эпюры моментов.

Согласно Таблице 4.1 данной публикации коэффициент приведения β для случая изгибающих моментов в результате несовершенств, определенных по недеформированной геометрии, равен 1,0. Тогда:

$$k = \frac{1,0}{1 - 3487,5/11189} = 1,45 > 1,0$$

Следовательно расчетный изгибающий момент в уровне середины колонны с учетом геометрической нелинейности повышается до значения:



$$M_{z,Ed,II} = M_{z,Ed,imp} \cdot k = 105 \cdot 1,45 = 152 \text{ кНм}$$

Соответствующая иллюстрация приводится ниже.

Проверка будет выполняться по полученному приведенному значению в уровне середины колонны:

$$M_{z,Ed,II} = M_{z,max} = 152 \text{ кНм}$$

Поперечное усилие параллельное $y - y$

С учетом геометрической нелинейности поперечное усилие будет равно:

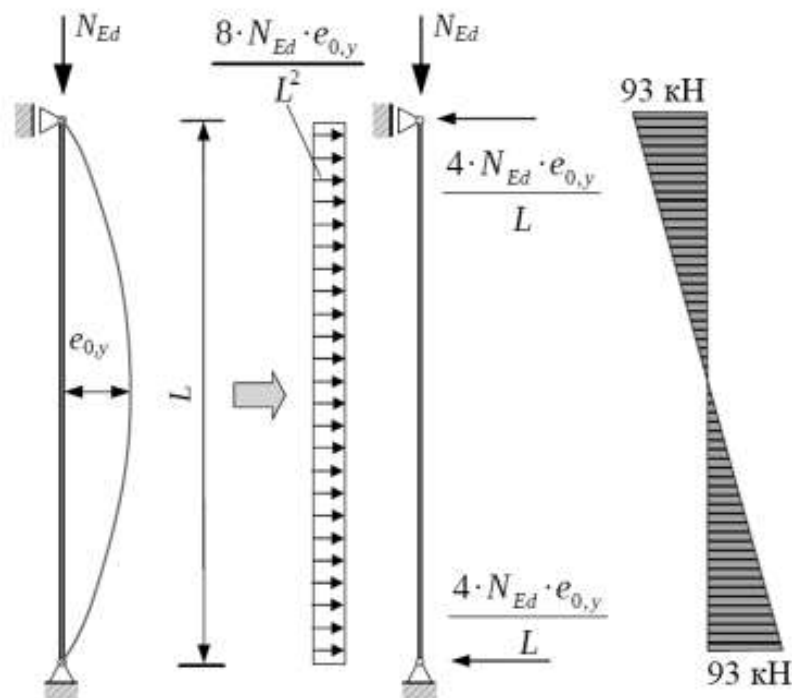
$$V_{Ed,II} = V_{Ed} \cdot k$$

При замене несовершенства эквивалентными поперечными нагрузками и расчете по недеформированной геометрии поперечное усилие в уровне низа колонны равно:

$$V_{y,Ed} = \frac{4 \cdot N_{Ed} \cdot e_{0,y}}{L} = \frac{4 \cdot 3487,5 \cdot 0,03}{4,5} = 93,0 \text{ кН}$$

Такое же по модулю значение будет в данном случае действовать и в уровне верха колонны.

Расчетная схема и эпюра поперечных усилий в направлении у-у дана на иллюстрации ниже.



Как и для изгибающих моментов вводится коэффициент k :

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,z,eff}} = \frac{1,0}{1 - 3487,5/11189} = 1,45 > 1,0$$

Тогда максимальное расчетное поперечное усилие параллельное у-у с упрощенным учетом геометрической нелинейности равно:

$$V_{z,Ed,II} = V_{z,Ed} \cdot k = 93 \cdot 1,45 = 135 \text{ кН}$$

Проверка несущей способности на совместное действие сжатия и косоугольного изгиба

Изгиб относительно оси z-z возникает только как следствие соответствующих несовершенств элемента. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 начальные несовершенства сталежелезобетонных колонн и сжатых элементов следует рассматривать во всех направлениях, но одновременно учитывать только одно из них. Если не очевидно, какая из плоскостей является более критической, то необходимо осуществить проверку для обеих плоскостей.

Поэтому расчет на косоугольный изгиб ведется по комбинации сжатия, изгиба относительно оси z-z от несовершенства и изгиба относительно оси у-у, но без учета несовершенств. Соответственно принимаются следующие значения:

$$M_{y,Ed} = 157,5 \text{ кНм}$$

$$M_{z,Ed} = 152,0 \text{ кНм}$$

6.7.3.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.7 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.3.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
5.3.2 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Стоит напомнить что учет несовершенств одновременно только в одном из направлений справедлив также и для глобальных несовершенств сталежелезобетонных и комбинированных каркасов, где Еврокод 4 ссылается на соответствующие положения Еврокода 3.

Расчет сталежелезобетонной колонны на устойчивость при действии сжатия и косоугольного изгиба заключается в проверке 3-х условий:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\alpha_{M,y} \cdot \mu_{d,y} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq 1,0; \quad \frac{M_{z,Ed}}{\alpha_{M,z} \cdot \mu_{d,z} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{d,y} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{d,z} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0$$

Для сталей от S235 до S355 $\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = 0,9$.

Коэффициенты $\mu_{d,y}$ и $\mu_{d,z}$ определены ранее и в обоих случаях равны 0,69.

С учетом подстановок проверим основные условия:

$$\frac{157,5}{0,9 \cdot 0,69 \cdot 716,5} = 0,35 < 1,0$$

$$\frac{152,0}{0,9 \cdot 0,69 \cdot 439,8} = 0,56 < 1,0$$

$$\frac{157,5}{0,69 \cdot 716,5} + \frac{152,0}{0,69 \cdot 439,8} = 0,32 + 0,50 = 0,82 < 1,0$$

Даже с учетом значительной консервативности принятого подхода с использованием ломаных взаимодействия и упрощенного учета геометрической нелинейности условия выполняются, а значит колонна остается устойчивой в условиях косоугольного изгиба и сжатия.

Проверка несущей способности на действие поперечного сдвигающего усилия параллельного оси $y - y$

В качестве упрощения допускается принимать, что поперечное усилие V_{Ed} воздействует только на стальную часть сечения.

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 для двутавра, в котором усилие действует параллельно полкам, площадь сечения, работающая на сдвиг, равна:

$$A_{v,y} = A - \sum h_w t_w = 139,7 - 26,4 \cdot 1,2 = 108,0$$

Тогда несущая способность на сдвиг:

$$V_{pl,y,a,Rd} = \frac{A_{v,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{108,0 \cdot \left(\frac{35,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,0} = 2214 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$V_{y,Ed,II} = 135 \text{ кН} < 0,5 V_{pl,y,a,Rd} = 0,5 \cdot 2214 = 1107 \text{ кН}$$

Условие выполняется и снижение предельного изгибающего момента не требуется.

6.7.3.7 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.6 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.7.3.2 (3) и
6.2.2.4(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Проверка зоны приложения нагрузки при совместном действии сжатия с изгибом

Существует несколько основных способов передать усилия на сталежелезобетонную колонну и пропорционально распределить их между стальной и железобетонной частями сечения. К ним относятся: передача усилий через торцевые опорные пластины по всей площади сечения, через опорные ребра и профили в теле колонны либо посредством размещения дополнительных анкерных упоров в опорных зонах. Рационально стремиться передать основные усилия наиболее простым и надежным способом, как, например, торцевые пластины, конечно же обеспечивая полный контакт с бетоном по ее поверхности с учетом деформаций ползучести и усадки. А вот опорные реакции от бокового примыкания балок и других элементов может быть рационально передать через опорные ребра и анкерные упоры.

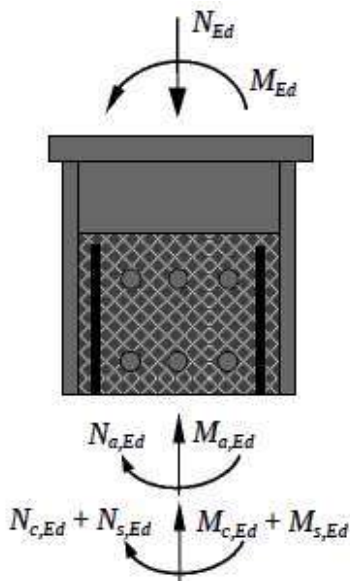
В данном случае, чтобы в обучающих целях показать, каким образом перераспределить значительное усилие между стальной и железобетонной частями сечения, принимается, что передача усилий не осуществляется через торцевые пластины, опорные ребра или профили. Все усилия в уровне верха колонны передаются посредством сдвигового соединения анкерными упорами (стад-болтами).

Следовательно необходимо рассчитать оголовок колонны, который должен воспринимать усилия от вышележащей колонны и условного перекрытия. Учитывая эффекты второго порядка, принимаются следующие расчетные усилия:

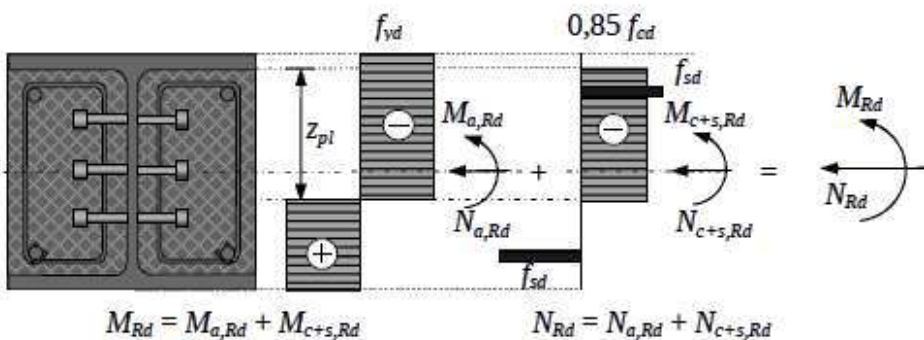
$$N_{Ed} = 3487,5 \text{ кН};$$

$$M_{y,Ed} = 157,5 \text{ кН};$$

Передача усилий для комбинации сжатия с изгибом показана на рисунке ниже.



Распределение усилий по компонентам стальной и железобетонной частей сечений



Распределение напряжений в пластической стадии

Усилия прикладываются через узел стального элемента. Нагрузка распределяется между отдельными компонентами сечения пропорционально их жесткостям. Усилия действующие в стальном профиле $N_{a,Ed}$ и $M_{a,Ed}$, а также в железобетоне $N_{c+s,Rd}$ и $M_{c+s,Rd}$ определяются выражениями:

$$M_{a,Ed} = M_{Ed} \cdot \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

$$M_{c+s,Ed} = M_{Ed} - M_{a,Ed}$$

$$N_{a,Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}}$$

$$N_{c+s,Ed} = N_{Ed} - N_{a,Ed}$$

Расчетный предельный момент стального профиля с учетом исключения симметричной части эпюры $W_{pl,y,a,n}$:

$$M_{pl,y,a,Rd} = (W_{pl,y,a} - W_{pl,y,a,n}) \cdot f_{yd} = (1732 - 37,4) \cdot 35,5 \cdot 10^{-2} = 601,6 \text{ кНм}$$

Расчетный предельный момент всего сталежелезобетонного сечения рассчитан ранее:

$$M_{pl,y,a} = 716,5 \text{ кНм}$$

Отсюда:

$$\frac{M_{pl,y,a,Rd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{601,6}{716,5} = 0,84$$

$$\frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{139,7 \cdot 35,5}{7493} = \delta = 0,66$$

Соответственно усилия в стальном профиле составляют:

$$M_{y,a,Ed} = M_{y,Ed} \cdot \frac{M_{pl,y,a,Rd}}{M_{pl,y,Rd}} = 157,5 \cdot 0,84 = 132,3 \text{ кНм};$$

$$N_{a,Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} = 3487,5 \cdot 0,66 = 2301,8 \text{ кН};$$

Железобетонная часть воспринимает:

$$M_{c+s,Ed} = M_{y,Ed} - M_{y,a,Ed} = 157,5 - 132,3 = 25,2 \text{ кНм};$$

$$N_{c+s,Ed} = N_{Ed} - N_{a,Ed} = 3487,5 - 2301,8 = 1185,7 \text{ кН};$$

Расчет несущей способности анкерного упора (стад-болта)

Принят стад-болт диаметром 19мм с временным сопротивлением $f_u = 450 \text{ Н/мм}^2$. Расчетную несущую способность одного стад-болта, привариваемого автоматической сваркой согласно EN 14555, следует принимать по меньшему из двух значений:

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)})$$

6.6.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Несущая способность упора на сдвиг $P_{Rd}^{(1)}$ равна:

$$P_{Rd}^{(1)} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_V} = 0,8 \cdot 45,0 \cdot \frac{3,14 \cdot 1,9^2}{4} \cdot \frac{1}{1,25} = 81,6 \text{ кН}$$

Для расчета коэффициента α в сжатых условиях принимается высота упора после приварки $h_{sc} = 75 \text{ мм}$, чему соответствует:

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{75}{19} = 3,95$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 при $3 < \frac{h_{sc}}{d} = 3,95 < 4$ коэффициент α равен:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) = 0,2 \cdot (3,95 + 1) = 0,99$$

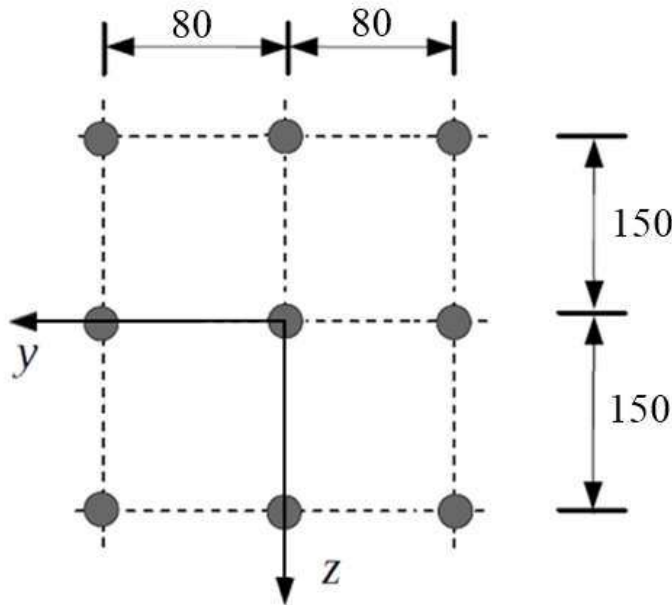
Несущая способность упора по смятию бетона $P_{Rd}^{(2)}$ равна:

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{E_{cm} \cdot f_{ck}}}{\gamma_V} = \frac{0,29 \cdot 0,99 \cdot 1,9^2 \cdot \sqrt{3500 \cdot 4,0}}{1,25} = 98,1 \text{ кН}$$

Таким образом определяющее значение несущей способности:

$$P_{Rd} = P_{Rd}^{(1)} = 81,6 \text{ кН}$$

Принимается три ряда по три стад-болта с двух сторон стенки шагом 80 мм поперек сечения и 150 мм – по длине.



Для учета силы трения в следствие сдерживания бокового расширения бетона смежными стальными полками допускается повысить несущую способность прилегающих к каждой полке стад-болтов на значение $\mu \cdot P_{Rd}/2$ для каждого горизонтального ряда упоров. Коэффициент трения μ для неокрашенного стального сечения допускается принимать равным 0,5.

$$\frac{\mu \cdot P_{Rd}}{2} = \frac{0,5 \cdot 81,6}{2} = 20,4 \text{ кН для одной полки}$$

Эта дополнительная несущая способность в сумме с несущей способностью стад-болта определяет значение для крайних упоров в ряду равным:

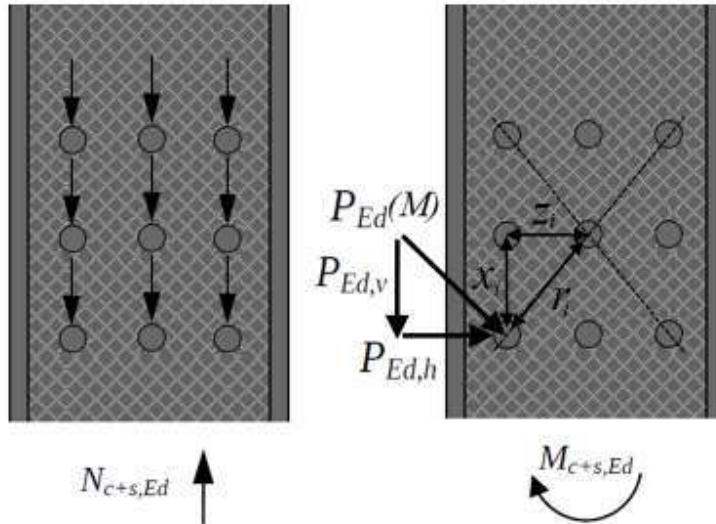
$$P_{Rd} = 81,6 + 20,4 = 102,0 \text{ кН}$$

Проверка усилий в стэд-болтах согласно распределению в упругой стадии

Распределение усилий в стэд-болтах в предположении упругой работы:

Максимальное усилие в стэд-болте определяется формулой:

6.7.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1



$$\max (P_{Ed}) = \sqrt{\left[\frac{N_{c+s,Ed}}{n} + \frac{M_{c+s,Ed}}{\sum r_i^2} \cdot \max (x_i) \right]^2 + \left[\frac{M_{c+s,Ed}}{\sum r_i^2} \cdot \max (z_i) \right]^2}$$

Согласно иллюстрации:

$$\max(x_i) = 150\text{мм}$$

$$\max(z_i) = 80\text{мм}$$

$$\sum r_i^2 = 4 \cdot 150^2 + 4 \cdot 80^2 + 8 \cdot (80^2 + 150^2) = 346800\text{мм}^2$$

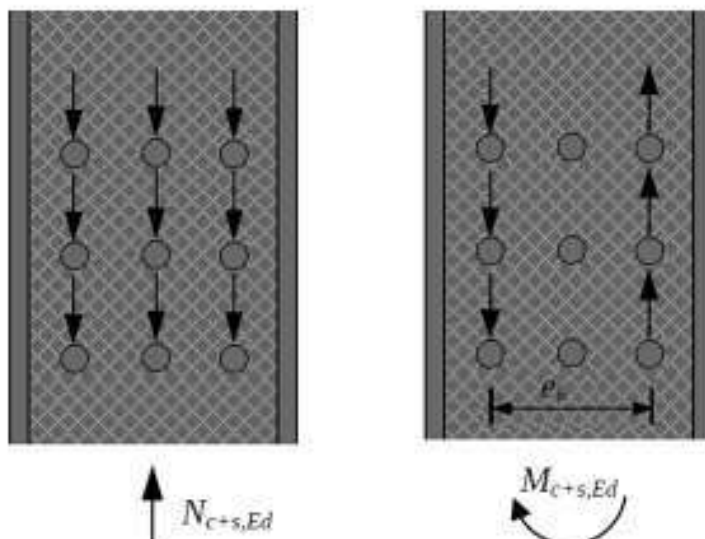
С учетом подстановок:

$$\max (P_{Ed}) = \sqrt{\left[\frac{1185,7}{18} + \frac{25,2 \cdot 10^3}{346800} \cdot 150 \right]^2 + \left[\frac{25,2 \cdot 10^3}{346800} \cdot 80 \right]^2} = 77,0 \text{ кН}$$

Проверка усилий в стэд-болтах согласно распределению в пластической стадии

Расчет усилий в стэд-болтах согласно пластической теории:

6.7.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1



Следовательно, усилие в стад-болтах среднего ряда:

$$P_{Ed} = \frac{N_{c+s,Ed}}{n} = \frac{1185,7}{18} = 65,9 \text{ кН}$$

Соответствующая несущая способность равна 81,6 кН. Условие $P_{Ed} = 65,9 \text{ кН} < 81,6 \text{ кН}$ выполняется.

Максимальное усилие в стад-болтах крайнего ряда:

$$\max(P_{Ed}) = \frac{N_{c+s,Ed}}{n} + \frac{M_{c+s,Ed} \cdot m}{n \cdot \sum e_{h,i}} = \frac{1185,7}{18} + \frac{25,2 \cdot 3}{18 \cdot 0,16} = 92,1 \text{ кН}$$

Несущая способность с учетом дополнительного эффекта от сил трения равна 102,0 кН. Из расчетов в пластической и упругой стадиях максимум усилия в стад-болте соответствует пластическому расчету и условие $P_{Ed} = 92,1 \text{ кН} < 102,0 \text{ кН}$ выполняется.

Проверка на продольный сдвиг вне зоны приложения нагрузки

Продольный сдвиг вне зоны передачи нагрузки должен обеспечивать изменение усилий между критическими сечениями колонны. При недостаточности усилий трения между стальной частью сечения и бетоном следует обеспечивать передачу усилий простановкой дополнительных соединительных элементов по длине колонны.

6.7.4.2 (1) и
6.7.4.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 расчет следует вести в упругой стадии с учетом долговременных эффектов и трещинообразования в бетоне.

6.7.4.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для учета долговременных эффектов расчетом используется эффективный модуль упругости бетона:

$$E_{c,eff} = 1530 \text{ кН/см}^2$$

Отношение модулей упругости материалов:

$$n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} = \frac{21000}{1530} = 13,7$$

Для учета образования трещин в упругой стадии необходимо итерационно определить положение нейтральной оси и соответствующий размер растянутой зоны бетона, которая исключается из работы. Геометрические характеристики полученного сечения и будут использоваться в расчете касательных напряжений. В целях упрощения сперва проверим касательные напряжения для сечения без трещин. Если в таком случае касательные напряжения будут превышать предельные, то условие не будет выполняться и для редуцированного сечения, в котором из работы исключается растянутая зона бетона.

Касательные напряжения будут определяться для сечения вне зоны приложения нагрузки, которому соответствует максимальное поперечное усилие $V_{z,Ed}$. Принимается сечение на расстоянии $L_E = 2 \cdot d = 2 \cdot 300 = 600 \text{ мм}$ от низа колонны, где поперечное усилие равно:

$$V_{z,Ed,II} = 1,0 \cdot \frac{157,5}{4,5} + 1,17 \cdot \frac{4 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5} - 1,17 \cdot \frac{8 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5^2} \cdot 0,6 = 94,8 \text{ кН}$$

Моменты инерции компонентов сечения, определенные ранее:

$$I_{y,a} = 23341 \text{ см}^4$$

$$I_{y,s} = 1321 \text{ см}^4$$

$$I_{y,c} = 42838 \text{ см}^4$$

Следовательно для симметричного сечения без трещин, приведенного к стали:

$$I_y = 23341 + 1321 + \frac{42838}{13,7} = 27789 \text{ см}^4$$

Координата z центра тяжести стальной полки:

$$z_f = \frac{h - t_f}{2} = \frac{30 - 1,8}{2} = 14,1 \text{ см}$$

Статический момент стальной полки:

$$S_f = b \cdot t_f \cdot z_f = 30 \cdot 1,8 \cdot 14,1 = 761,4 \text{ см}^3$$

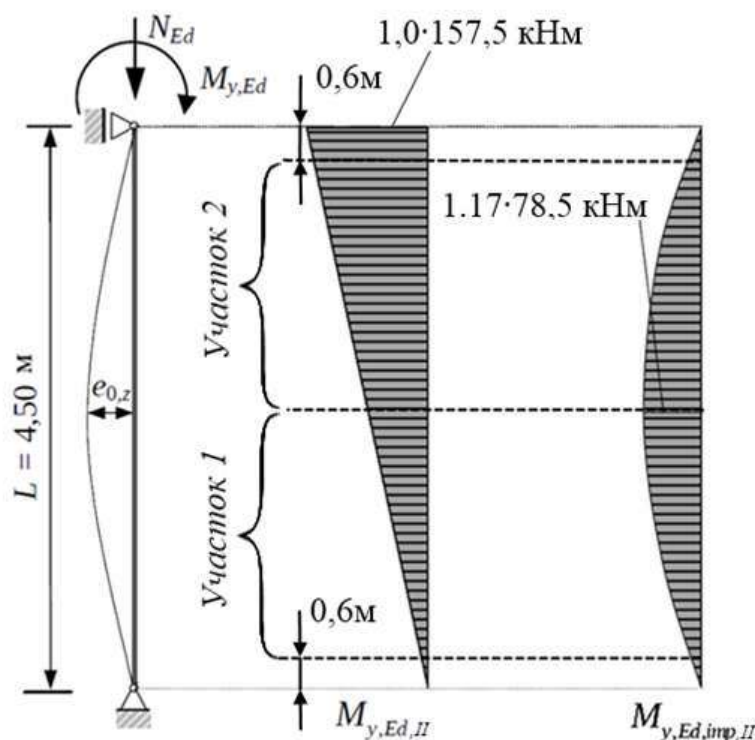
Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 предельное продольное касательное напряжение для полок частично обетонированного двутавра составляет $\tau_{Rd} = 0,2 \text{ Н/мм}^2$.

Касательные напряжения в уровне примыкания стенки к полке двутавра в упругой стадии по формуле Журавского составляют:

$$\tau = \frac{V_{Ed} \cdot S_f}{I_y \cdot b} = \frac{94,8 \cdot 761,4 \cdot 10}{27789 \cdot 30} = 0,87 \text{ Н/мм}^2$$

Действующие касательные напряжения по грани полки превышают предельное значение $\tau = 0,87 \text{ Н/мм}^2 > \tau_{Rd} = 0,2 \text{ Н/мм}^2$, а следовательно необходимы расчетные соединительные элементы вне зон приложения нагрузок.

Расчет соответствующих анкерных упоров выполняется на разницу усилий в критических сечениях. Поскольку осевое усилие N_{Ed} по длине колонны постоянно, то дополнительные анкерные упоры должны обеспечить изменение изгибающего момента. В данном случае необходимо рассмотреть такие расчетные ситуации, которым будет соответствовать максимальное изменение изгибающих моментов на участках 1 и 2. Для этого необходимо учитывать неблагоприятное направление введения геометрических несовершенств для каждого из участков. Так для участка 1 неблагоприятным является направление, показанное на рисунке ниже, а для участка 2 - противоположное. Увеличение моментов в результате учета геометрической нелинейности также оказывает неблагоприятный эффект и учитывается в отличие от благоприятного приведения эпюр к прямоугольным, которое не вводится, потому что нивелирует изменение моментов.



6.7.4.3 (3) и
Таблица 6.6
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Величина изменения изгибающих моментов, при учете разных направлений введения геометрических несовершенств, на участках 1 и 2 одинакова и равна:

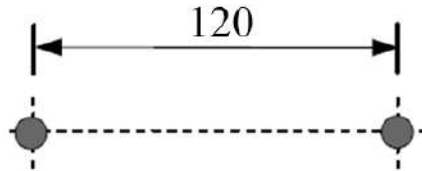
$$\begin{aligned} \Delta M_{y,Ed,1} = \Delta M_{y,Ed,2} &= \frac{157,5}{4,5} \cdot \left(\frac{4,5}{2} - 0,6 \right) + 1,17 \cdot 78,5 - 1,17 \cdot \frac{4 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5} \cdot 0,6 + \\ &+ 1,17 \cdot \frac{8 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5^2} \cdot \frac{0,6^2}{2} = 57,8 + 91,8 - 49,0 + 6,5 = 107,1 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Как и для опорных зон, распределим изменение момента между стальной и железобетонной частями сечения пропорционально их несущей способности:

$$\Delta M_{y,a,Ed} = \Delta M_{y,Ed} \cdot \frac{M_{pl,y,a,Rd}}{M_{pl,y,Rd}} = 107,1 \cdot 0,84 = 90,0 \text{ кНм}$$

$$\Delta M_{y,c+s,Ed} = \Delta M_{y,Ed} - \Delta M_{y,a,Ed} = 107,1 - 90,0 = 17,1 \text{ кНм}$$

Вне опорных зон примем 2 ряда аналогичных стад-болтов диаметром $d = 19$ мм и высотой после приварки $h_{sc} = 75$ мм, расположенных на расстоянии 120 мм, как показано на рисунке ниже.



Несущая способность одного стад-болта определена ранее для опорной зоны и равна меньшему из значений по срезу упора $P_{Rd}^{(1)}$ и смятию бетона под его поверхностью $P_{Rd}^{(2)}$:

$$P_{Rd} = P_{Rd}^{(1)} = 81,6 \text{ кН}$$

С учетом силы трения в следствие сдерживания бокового расширения бетона смежными стальными полками для крайних рядов стад-болтов принимаем:

$$P_{Rd} = 81,6 + 20,4 = 102,0 \text{ кН}$$

Тогда предельный изгибающий момент, воспринимаемый одним рядом таких болтов соответствует паре сил:

$$M_{Rd,row} = 102,0 \cdot 0,12 = 12,2 \text{ кНм}$$

Исходя из величины момента который необходимо перераспределить, необходимое количество рядов стад-болтов на участке составляет:

$$n = \frac{\Delta M_{y,c+s,Ed}}{M_{Rd,row}} = \frac{17,1}{12,2} = 1,40 \rightarrow n = 2$$

Итак для перераспределения нужной величины момента достаточно всего по два поперечных ряда стад-болтов на каждом участке. С учетом того, что ряды анкерных упоров располагаются с каждой стороны стенки передача усилий вне зон приложения нагрузок может быть обеспечена двумя рядами стад-болтов с каждой стороны стенки, что в сумме даст четыре ряда упоров. Для плавности перераспределения усилий конструктивно принимаем вне зон опирания стад-болты, расположенные с каждой стороны стенки в шахматном порядке с шагом 300 мм, что будет соответствовать десяти рядам по два упора в каждом.

Расчет поперечного армирования в зоне приложения нагрузки

Для передачи усилий продольного сдвига от анкерных упоров на железобетонную часть необходимо предусматривать дополнительное поперечное армирование. Расчет данной арматуры ведется по ферменной модели на усилия, передаваемые соединительными элементами. В данном случае речь идет о передаче части суммарного продольного усилия, которое воспринимает железобетон ($N_{c+s,Ed} = 1185,7 \text{ кН}$) на длине приложения нагрузки, которая в отсутствие более точных данных принимается равной $L_E = 2 \cdot d = 2 \cdot 300 = 600 \text{ мм}$, где d – это минимальный размер колонны.

Суммарная несущая способность условных сжатых бетонных подкосов в зоне приложения нагрузки для данного случая равна:

$$V_{L,Rd,c} = 4 \cdot \frac{c_y \cdot v \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \cdot L_E = 4 \cdot v \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot c_y \cdot L_E \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

где c_y в данном случае – это толщина бетонного заполнения с одной стороны от стенки, равная по величине размеру свеса полки:

$$c_y = \frac{b - t_w}{2} = \frac{300 - 12}{2} = 144 \text{ мм}$$

Коэффициент снижения прочности бетона с трещинами при сдвиге:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 0,504$$

Приравняв несущую способность к усилию, которое необходимо передать ($V_{L,Rd,c} = N_{c+s,Ed} = 1185,7 \text{ кН}$) и подставив остальные параметры, рассчитаем теоретический угол наклона условных бетонных подкосов:

$$\theta = \frac{\arcsin\left(\frac{N_{Ed}}{2 \cdot v \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot c_y \cdot L_E}\right)}{2}$$

$$\theta = \frac{\arcsin\left(\frac{1185,7}{2 \cdot 0,504 \cdot 0,85 \cdot 2,67 \cdot 14,4 \cdot 60,0}\right)}{2} = 18^\circ 25'$$

Поскольку фактически необходимый угол θ ниже минимального нормативного значения $26,5^\circ$, дальнейшим расчетом принимаем $\theta = 26,5^\circ$. В целях самоконтроля повторно выполним проверку уже в прямой постановке задачи:

$$N_{c+s,Ed} = 1185,7 \text{ кН} < 4 \cdot 0,504 \cdot 0,85 \cdot 2,67 \cdot 14,4 \cdot 60,0 \cdot \sin 26,5^\circ \cdot \cos 26,5^\circ = 1579,5 \text{ кН}$$

Следовательно достаточная несущая способность по сжатию бетону обеспечена при $\theta = 26,5^\circ$.

Исходя из несущей способности поперечного армирования, определяется минимально необходимый шаг хомутов $s_{w,min}$:

$$V_{L,Rd,sw} = 4 \cdot \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{swd} \cdot \cot\theta \cdot L_E$$

6.2.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Принимаем поперечное армирование в виде хомутов – Ø10, S500 ($A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$, $f_{sk} = 500 \text{ Н/мм}^2$)

Отсюда:

$$s_{w,min} = 4 \cdot \frac{A_{sw}}{V_{L,Ed}} \cdot f_{swd} \cdot \cot\theta \cdot L_E = 4 \cdot \frac{0,785}{1185,7} \cdot 43,5 \cdot \cot 26,5^\circ \cdot 60 = 13,9 \text{ см}$$

Согласно расчету на длине приложения нагрузки $L_E = 600 \text{ мм}$ принимаются хомуты из арматуры Ø10 и стали S500 с шагом 100 мм.

Поперечное армирование вне зоны приложения нагрузки

Вне зоны приложения нагрузки анкерные упоры предназначены главным образом для перераспределения переменного по длине изгибающего момента. Следовательно анкерные упоры передают относительно небольшие и разнонаправленные усилия. Поэтому поперечные хомуты вне зоны приложения нагрузки принимаем конструктивно согласно правилам ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 и Раздела 8.6 данной публикации.

Конструктивный шаг поперечной арматуры должен составлять не более:

$$s_{cl,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20d \\ \min(h; b) \\ 400 \text{ мм} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \cdot 25 \\ \min(300 \text{ мм}; 300 \text{ мм}) \\ 400 \text{ мм} \end{array} \right\} = 300 \text{ мм}$$

Минимальный диаметр хомутов должен приниматься не менее:

$$\min(6 \text{ мм}; d/4) = \min(6 \text{ мм}; 25/4) = 6,25 \text{ мм} \rightarrow 8 \text{ мм}$$

Отсюда принимаем хомуты из арматуры Ø10 и стали S500 с шагом 300 мм.

Выводы

Пример рассматривает расчет колонны, в которой действует сжатие и изгиб в одной из плоскостей. Однако, из-за необходимости при расчете сжато-изогнутых сталежелезобетонных колонн непосредственно вводить локальные геометрические несовершенства поочередно во всех основных направлениях, фактически рассматривался расчет колонны в условиях сжатия и косоуго изгиба.

В рамках примера использован наиболее простой алгоритм расчета. Максимальный коэффициент использования элемента в целом составил 82% для проверки на совместное действие сжатия, изгиба от непосредственного приложения нагрузок в плоскости и изгиба в результате введения несовершенств из плоскости. При этом следует выделить два упрощения, которые закладывают в полученный результат значительные резервы и, соответственно, возможности для оптимизации:

- использование интерполяции по ломанной взаимодействия взамен построения полноценной кривой $M - N$ с нелинейными зависимостями;
- упрощенный учет геометрической нелинейности в колоннах согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 при расчете внутренних усилий.

Так, например, использование нелинейных зависимостей $M - N$ относительно оси $y - y$ вместо $M_{pl,y,N,Rd} = 493,8 \text{ кНм}$ дает значение $M_{pl,y,N,Rd} = 562,3 \text{ кНм}$, что на 13,9% выше. Относительно оси $z - z$ соответствующее значение увеличивается еще больше с $M_{pl,z,N,Rd} = 303,1 \text{ кНм}$ до $M_{pl,z,N,Rd} = 399,5 \text{ кНм}$, что на 31,8% выше.

Статический расчет методом конечных элементов с учетом геометрической нелинейности для комбинации сжатия и косоуго изгиба, которая соответствует максимальному

9.5.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9.5.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

коэффициенту использования, дает следующие фактические значения моментов по длине стержня.

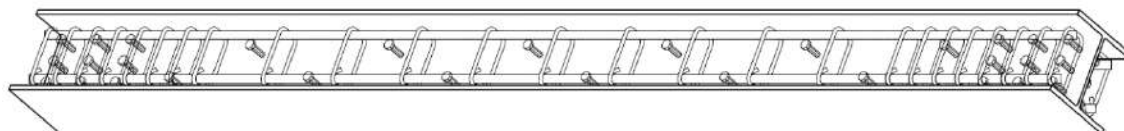
x , м	$M_{y,Ed}$, кНм	$M_{z,Ed}$, кНм
0	0	0
1,125	50,14	114,44
2,25	95,71	155,33
3,375	132,58	114,29
4,5	157,44	0

При упрощенном же учете геометрической нелинейности эпюры моментов были теоретически приведены к прямоугольным умножением на коэффициенты k_i . Поскольку согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 коэффициенты k_i принимают значения не менее 1,0, то в данном случае треугольная эпюра изгибающих моментов от непосредственного приложения нагрузок была приведена к прямоугольной по максимальному значению $M_{y,Ed} = 157,5$ кНм, умноженному на коэффициент $k = 1,0$. В результате значение изгибающего момента, например, в уровне середины колонны было увеличено в два раза с 78,8кНм до 157,5кНм. Фактически за счет геометрической нелинейности значение изгибающего момента в уровне середины колонны увеличивается с 78.8кНм до 95.7кНм, что на 39,2% ниже, чем по упрощенной методике.

В сумме, если исключить наиболее значимые упрощения расчета, коэффициент использования с 82% снизится до 56%, то есть в 1,46 раза. Учет фактического эффекта геометрической нелинейности является более индивидуальной задачей, поэтому в первую очередь следует стремиться исключить упрощение, связанное с использованием линейных зависимостей $M - N$. Промежуточным решением может быть введение в упрощенную ломаную взаимодействия дополнительных характерных точек, что наиболее актуально на отрезке AC . Чем больше характерных точек будет введено в ломаную $ACDB$, тем ближе она будет приближаться к кривой взаимодействия, и тем точнее будет результат. Если в данном случае исключить одно это упрощение, то максимальный коэффициент использования снизится с 82% до 66%.

Поперечные усилия в данном случае не оказывали влияния на несущую способность по комбинации сжатия и изгиба, потому что в обоих основных плоскостях находился в пределах $V_{Ed,II} < 0,5 V_{pl,a,Rd}$. Поскольку поперечные усилия отражают интенсивность изменения момента ($V_{Ed} = dM_{Ed}/dx$), единственным случаем, в котором они были определяющими, оказалась проверка на продольный сдвиг. Естественные силы трения были недостаточны для обеспечения изменения момента по длине колонны, поэтому не только в опорных зонах, но и по всей длине стержня для передачи усилий продольного сдвига по контакту стали и бетона были предусмотрены специальные анкерные упоры. Чтобы при передаче усилий стад-болты не вызывали разрушения бетонного заполнения, оно было усилено поперечным армированием в количестве, которое, как и количество стад-болтов, отражает интенсивность передачи усилий продольного сдвига на том или ином участке.

На рисунке ниже приведена визуализация результатов расчета колонны. Стоит напомнить, что пример приводится в обучающих целях и содержит запасы несущей способности, а большая концентрация армирования и анкерных упоров в опорных зонах является результатом перераспределения полных расчетных усилий, что было принято намеренно.



8 КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

При конструировании сталежелезобетонных конструкций следует руководствоваться сразу тремя основными Еврокодами: Еврокод 2 – железобетонные конструкции, Еврокод 3 – стальные конструкции и Еврокод 4 – сталежелезобетонные конструкции. Основополагающим при этом остается Еврокод 4.

Правила конструирования ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 в данном разделе представлены базовыми понятиями защитного слоя, анкеровки и перехлестов арматуры, которые актуальны во всех случаях использования железобетонных составляющих. Поскольку отечественные ДБН В.2.6-98-2009 и ДСТУ Б В.2.6-156:2010 сильно гармонизированы с Еврокодом 2 и содержат аналогичные правила, отечественные проектировщики уже знакомы с большинством из них, и они приводятся в качестве справочных данных для удобства пользования пособием.

В части ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 и ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 раздел приводит основные особенности, связанные с использованием монолитных плит по профилированным настилам и обеспечением совместной работы между плитой и балками.

По определению Раздела 1.5 узел может считаться сталежелезобетонным, если в его работе участвует арматура. При определении характера работы сталежелезобетонных узлов ряд растянутых арматурных стержней может рассматриваться как ряд растянутых болтов в узле сопряжения стальных элементов, принимая для данных условных болтов конструктивные свойства арматуры. На практике инженеры отдают предпочтение не учитывать вклад арматуры в работе узла и передавать усилие более четкими путями через узлы стальных и сборных железобетонных элементов. Исходя из этого, внимание на сталежелезобетонных узлах в данном разделе не акцентировалось.

8.1 Конструирование сталежелезобетонных плит

8.1.1 Крепление настилов

Выбор крепежных элементов зависит от материала балок настила. В подавляющем большинстве случаев сталежелезобетонные плиты используются вместе со стальными элементами балочной клетки, что является классическим решением перекрытия. Подобный классический подход сопровождается наличием большого количества альтернатив по крепежным элементам и общедоступному инструменту для выполнения работ. Значительно более редкое применение с железобетонными балками, помимо прочего, характеризуется существенным увеличением трудоемкости либо стоимости расходных материалов. Упрощенная инструкция по применению метизов в зависимости от материала основы приводится на Рисунке 8.1.

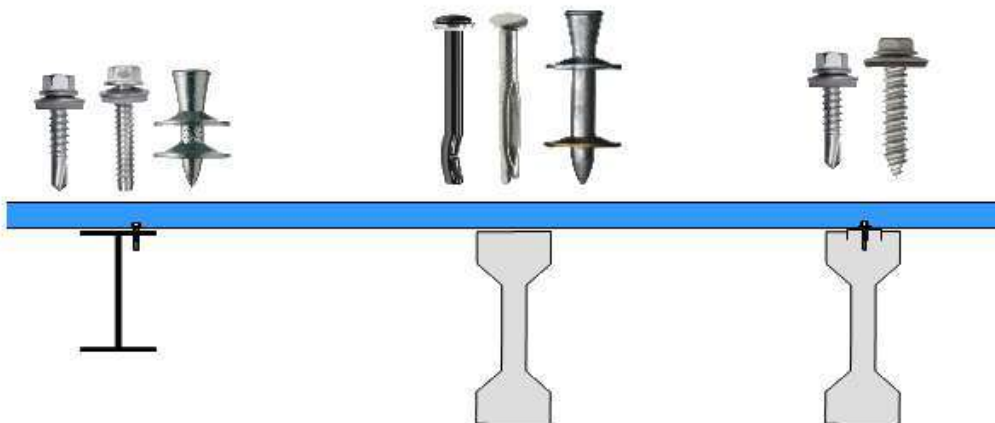


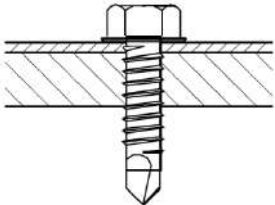

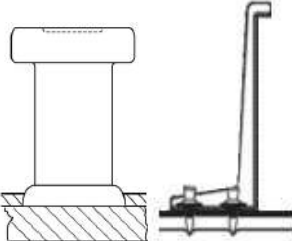
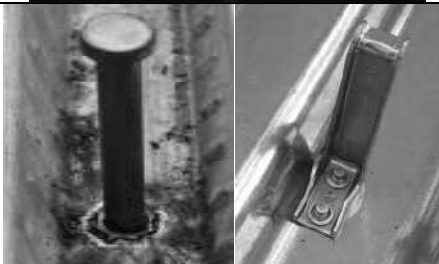
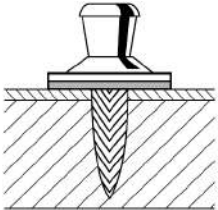

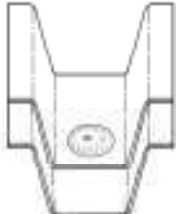

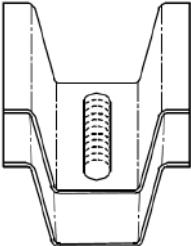
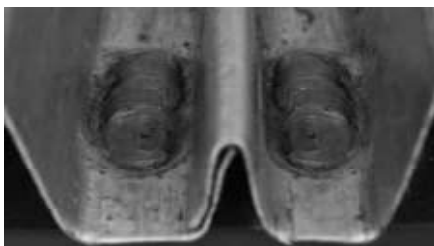
Рисунок 8.1. Выбор метизов в зависимости материала основы

Как видно из иллюстрации, при бетонной основе применяется три похода:

1. трудоемкая постановка метизов в предварительно просверленные отверстия;
2. очень быстрое, но сравнительно дорогостоящее крепление дюбелями, расходные материалы которого включают метиз и пиропатрон, а для крепления требуется специнструмент;
3. крепление общедоступными самосверлящими метизами при условии простановки подкладок либо предусмотрении в балках закладных деталей.

В данной публикации более подробно рассмотрены методы крепления настилов к стальным балкам, которые не ограничиваются исключительно метизами. Выбор крепежа зависит от требуемой жесткости в плоскости настила, несущей способности на отрыв и толщины стального опорного элемента. К типам креплений относятся самосверлящие и самонарезающие винты, стад-болты и дюбели, точечная контактная сварка и приварка швом примеры, которых приведены в Таблице 8.1.

Таблица 8.1. Основные способы крепления настила к стальным балкам

Тип крепежа	Иллюстрация	Пример
самосверлящие и самонарезающие винты		
стад-болты и другие анкерные упоры		
дюбели		
точечная контактная сварка		
контактная приварка швом		

Самосверлящие винты являются наиболее подходящим вариантом для крепления профнастилов к тонкостенным элементам и профилям толщиной до 12 мм. Самонарезные винты подходят для крепления к стальным профилям толщиной до 16мм, но требуют предварительного засверливания основы. Степень раскрепления конструкций при таких соединениях значительно ниже в сравнении с другим крепежом. С другой стороны, самосверлящие винты не требуют высокой квалификации рабочих и устанавливаются с большой скоростью. При повышении толщины металла подосновы эффективность применения самосверлящих винтов снижается, поскольку увеличивается время на прорезание винтом металла подконструкции. Самосверлящие винты не оставляют отметин на прикрепляемом металле, что важно для открытых для обзора элементов, однако проходят сквозь оба соединяемых элемента и видны на внутренней поверхности. Самонарезные винты могут увеличить несущую способность и жесткость соединения, но снизят скорость монтажа и повысят требования к технологии крепления.

Дюбели, в зависимости от типа метиза и толщины подосновы, позволяют обеспечить средние и высокие показатели жесткости крепления настила как диафрагмы. Дюбели подходят для стальной основы толщиной от 6мм, не требуют высокой квалификации персонала, крепятся с высокой скоростью и не оставляют следов. Сдерживают их массовое использование, как уже указывалось, более дорогие расходные материалы и необходимость использовать специнструмент.

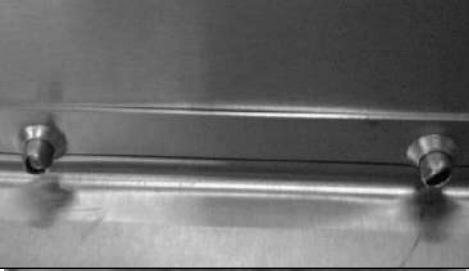



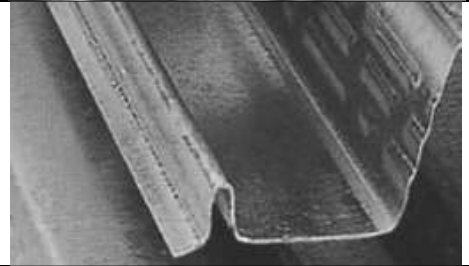
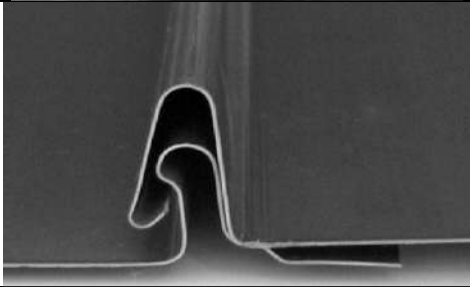
Во всех случаях стальных и железобетонных балок настила рекомендуется посредством анкерных упоров включать их в совместную работу с плитой. Если же устанавливать анкерные упоры сквозь настил, то это будет одновременно крепить его к основе. Для двух основных типов анкерных упоров заводского изготовления существуют технологии крепления непосредственно через профнастил: для стад-болтов - методом сквозной приварки, а для уголковых упоров Hilti X-HVB - методом сквозной пристрелки дюбелями. Оба метода обеспечивают высокие показатели жесткости крепления диафрагмы, образуемой настилом. С точки зрения технологии крепления настила, но не ее стоимости, преимущества имеют уголковые упоры Hilti X-HVB, поскольку они универсальны в отношении материала основы, не оставляют следов и продуктов сварки. Стад-болты в железобетонные ригели должны либо закладываться изначально, либо привариваться к специально предусмотренным закладным деталям, что затратно и обычно заменяется арматурными выпусками из тела ригеля.

Сварные соединения придают более высокую жесткость креплению настила, чем саморезы и дюбели. К недостаткам относится медленная технология выполнения сварочных работ, требующая высокой квалификации рабочих-сварщиков, не допускающая выполнения работ под дождем или при наличии остатков воды в гофра настила, образующая следы сварки с обеих открытых сторон и повышающая опасность с точки зрения охраны труда. Для исключения проваривания тонколистового металла в местах крепления дополнительно могут навариваться шайбы-накладки.

Продольный стык между листами настила важен технологически и конструктивно. Технологически он важен для удержания бетонной смеси при ее укладке, а конструктивно – для формирования жесткой раскрепляющей диафрагмы настила на этапе строительства. Два главных метода соединения несущих настилов по продольному стыку – это комбинированные заклепки и самосверлящие винты. Менее распространены соединения вложением гофров, фальцевым замком, пуклевкой и сваркой.

Основные типы соединений стальных настилов вдоль гофров приведены в Таблице 8.2

Таблица 8.2. Основные способы крепления листов настила между собой

Тип крепежа	Пример
комбинированные заклепки	
самосверлящие винты	
точечная контактная либо дуговая сварка профилей между собой	
соединение пуклевкой	
стоячими фальцами крайних гофров с замками без фальцевания	
стоячими фальцами без вложения крайних гофров с фальцеванием	

Не рекомендуется выполнять соединение листов профилей вложением крайних гофров без дополнительных мероприятий.

Дуговая сварка листов наименее предпочтительна, поскольку повреждает настил и периодически приводит к прожигам металла.

Чтобы не портить внешний вид будущего перекрытия торчащим из него крепежем, скреплять листы между собой метизами, и в частности самосверлящими винтами, рекомендуется снизу-вверх с подмостей либо пола нижнего перекрытия. Таким образом после заливки бетона стержень винта останется в теле плиты, а с наружной стороны будет видна только его головка, которая к тому же может иметь порошковое покрытие в цвет профнастила.

8.1.2 Опираение плит

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 дает ряд конструктивных требований к длинам опирания плит по профилированным настилам в сталежелезобетонных конструкциях. Плита может опираться на стальные или железобетонные прогоны, а также на кирпичные или бетонные стены. Под длиной опирания подразумевается размер продольного участка профилированного настила либо плиты, находящегося в непосредственном контакте с опорой.

Для профилированного настила длина опорной площадки должна быть достаточной для предотвращения избыточной деформации ребер и отказа стенки на опоре, а также для исключения повреждений при креплении листа и обрушения в результате случайного смещения на этапе возведения. Для плиты на этапе эксплуатации заданный размер призван обеспечить необходимую несущую способность.

На этапе строительства несущая способность настила на действие опорной реакции является величиной расчетной, что более подробно описано ранее в Разделе 5.1.1.

Рекомендуемые минимальные значения показаны на Рисунке 8.2.

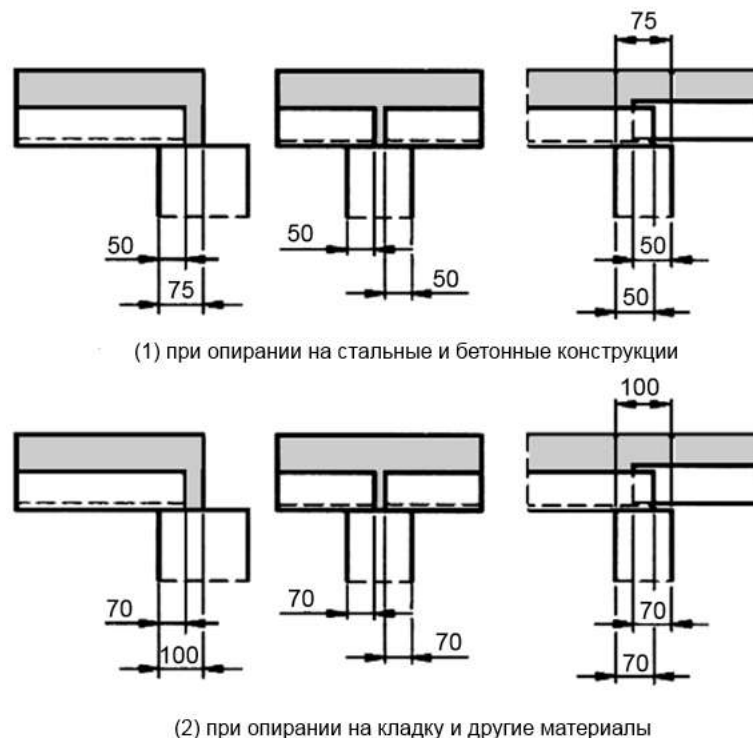


Рисунок 8.2. Минимальные размеры опорных площадок

6.1.7.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3
и
9.2.3 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 9.3
согласно
9.2.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Аналогичные требования следует выполнять и для временных опор. Данные ограничения являются номинальными значениями, которые указываются в проектной документации и включают такие параметры, как допуски на монтажные работы, которые могут приводить к уменьшению фактических значений при строительстве.

Следует обратить внимание, что требуемые минимальные размеры опорных площадок зависят от материала (сталь, бетон или другие материалы) и размещения опорного элемента (крайняя или средняя балка). Так на Рисунке 8.1 (1) указаны значения для опирания на стальные и бетонные элементы, а на Рисунке 8.1 (2) – для опор из кладки и других материалов.

В зависимости от указанных значений следует определять минимальный конструктивный размер опорных поясов балок, полагая неблагоприятную комбинацию отклонений на строительной площадке.

Помимо стандартных опираний плит на балки и стены сверху, можно отметить несколько распространенных случаев примыкания, применяемых на этапе проектирования во избежание проблем и задержек на строительной площадке. Некоторые из них продемонстрированы на Рисунке 8.3.

Двумя типовыми случаями примыкания настила к балкам являются лобовое (Рисунок 8.3 (1)) и боковое (Рисунок 8.3 (2)) опирание настила в уровне стенки. В обоих случаях стандартное решение – это опорное ребро, как правило, из уголка либо листового металла. Для возможности крепления настила, особенно в несущем лобовом примыкании, важно конструировать опорное ребро таким образом, чтобы оно выступало за кромку верхнего пояса не менее чем на 50мм. Опорные элементы следует предусматривать неразрывными, а в местах монтажных стыков стремиться к минимизации безопорного участка.

Также часто требуется решить примыкание настила к стене, что может быть сделано при помощи опорного уголка, гнутого профиля или деревянного бруса (Рисунок 8.3 (3)) предпочтительно с креплением через закладные детали стены. При необходимости может предусматриваться объединение арматуры плиты и стены для обеспечения сплошности стыка.

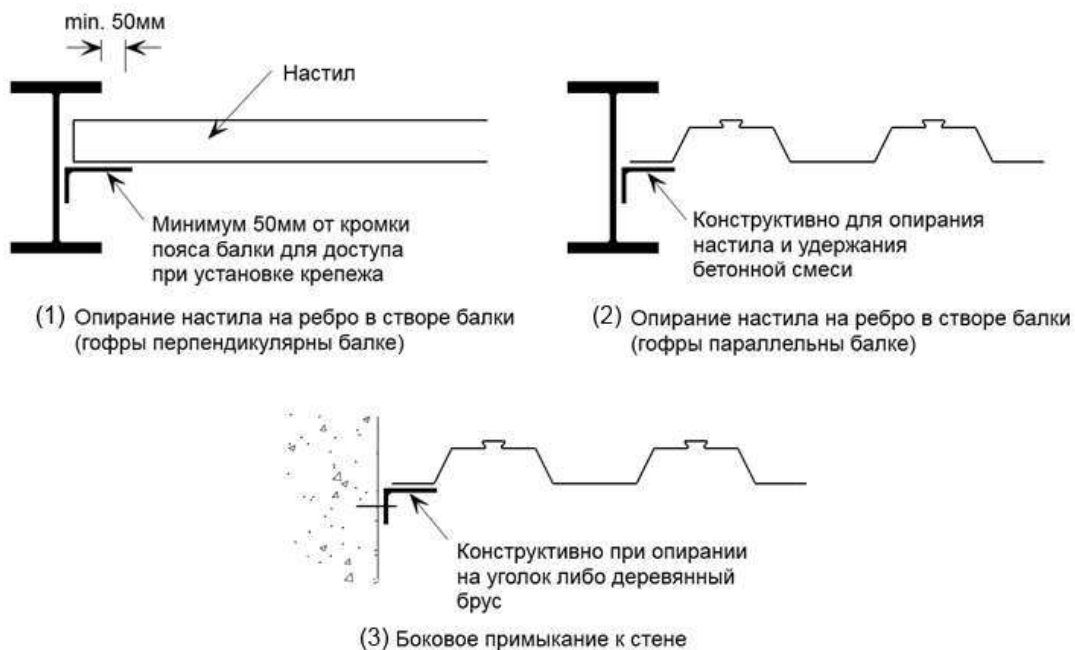


Рисунок 8.3. Примыкания настила к стенам и балкам сбоку

В местах соединения элементов, где примыкание настила невозможно либо затруднено, также могут потребоваться дополнительные точки опирания в виде уголков или планок. Характерным случаем являются места пропуска колонн габаритом более 250мм без примыкания балок по обеим осям, как это показано на Рисунке 8.4 (1). Менее распространенный случай при опирании колонны через балку также может потребовать обрамления сечения колонны по периметру. Фланцы либо другие узловые элементы колонны могут помешать обеспечению минимальной опорной площадки в 50мм перпендикулярно гофрам настила. В таком случае следует предусмотреть уширение пояса балки в месте стыка, как это показано на Рисунке 8.4 (2). Вынос стыка колонны вне уровня настила позволяет подрезать настил по периметру ее сечения. В таких местах настил следует считать по разрезной схеме и при необходимости локально предусматривать временные подпорки. Аналогичная ситуация может возникнуть в местах стыковки поясов балок накладками поверх сечения, как это показано на Рисунке 8.4 (3).

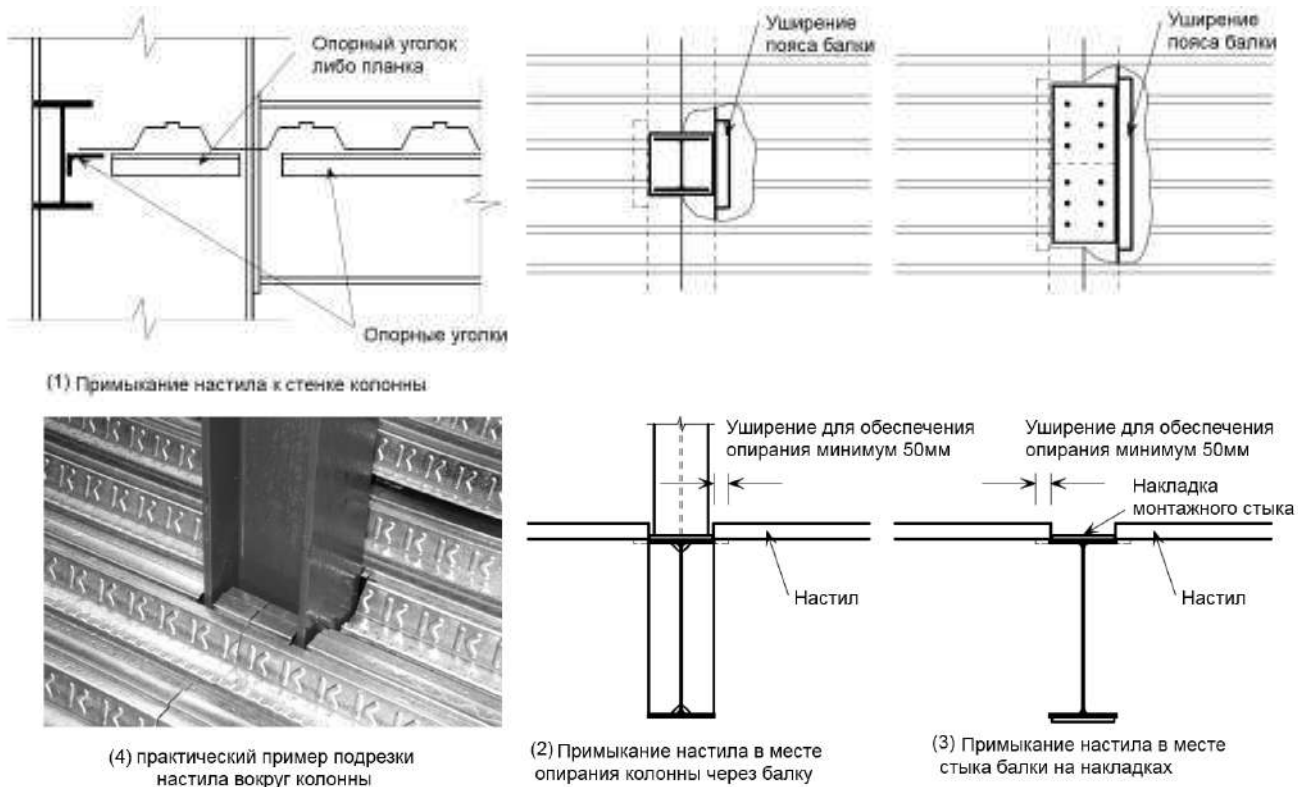


Рисунок 8.4. Отдельные случаи примыкания настилов

В типовых случаях опирания сталежелезобетонных плит поверх балок профилированные настилы высотой до 60 мм в ходе строительства могут применяться на безопорных пролетах до 3 м, а настилы высотой до 85 мм – на пролетах до 4,5 м в зависимости от монтажных нагрузок. Применить аналогичный профнастил при увеличенном шаге балок, а также в особых случаях примыканий и консольных вылетов, возможно путем введения временных опор, примеры чего показанны на Рисунке 8.5. Технологические приемы, показанные ранее на Рисунке 3.2, помогают дополнительно убрать временные стойки, которые ограничивают рабочее пространство.

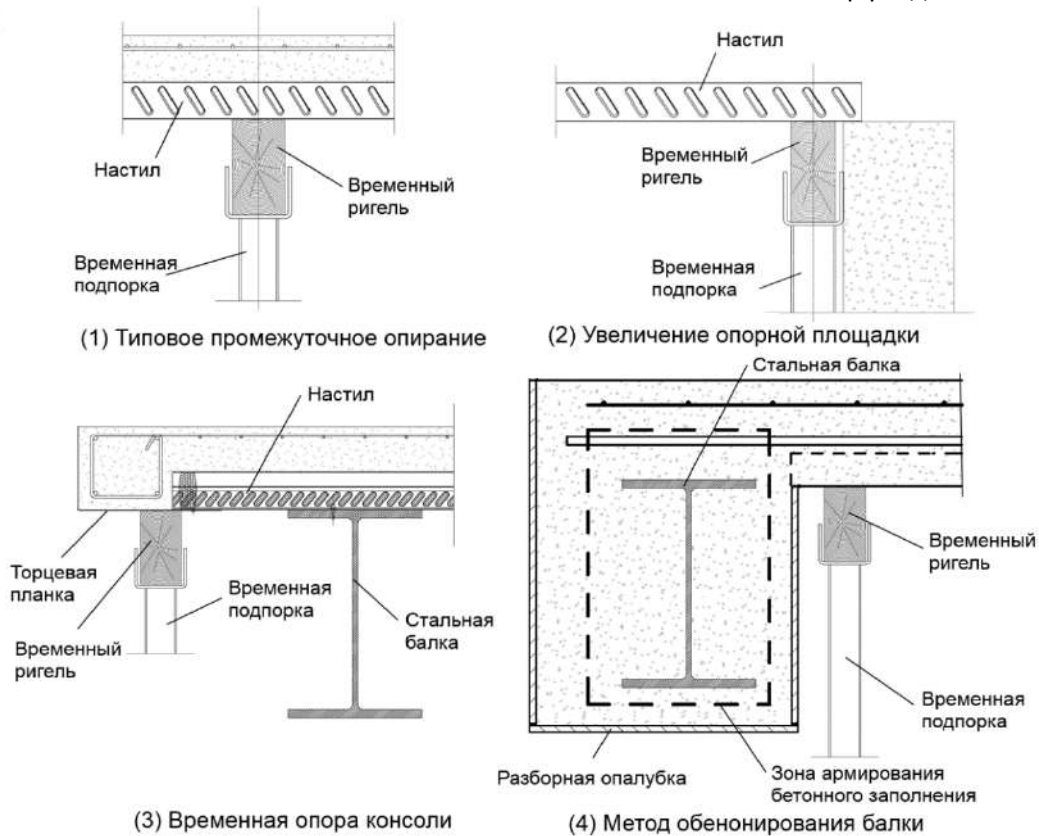


Рисунок 8.5. Отдельные случаи примыкания настилов

Случай наиболее важный в сегменте жилого строительства и в целом для стеновых строительных систем – это опирание сталежелезобетонной плиты на кладку, где опирание сверху не вызывает затруднений, но для случая анкеровки в нише стены имеет свои особенности, включая простановку временных опор, как показано на Рисунке 8.6.

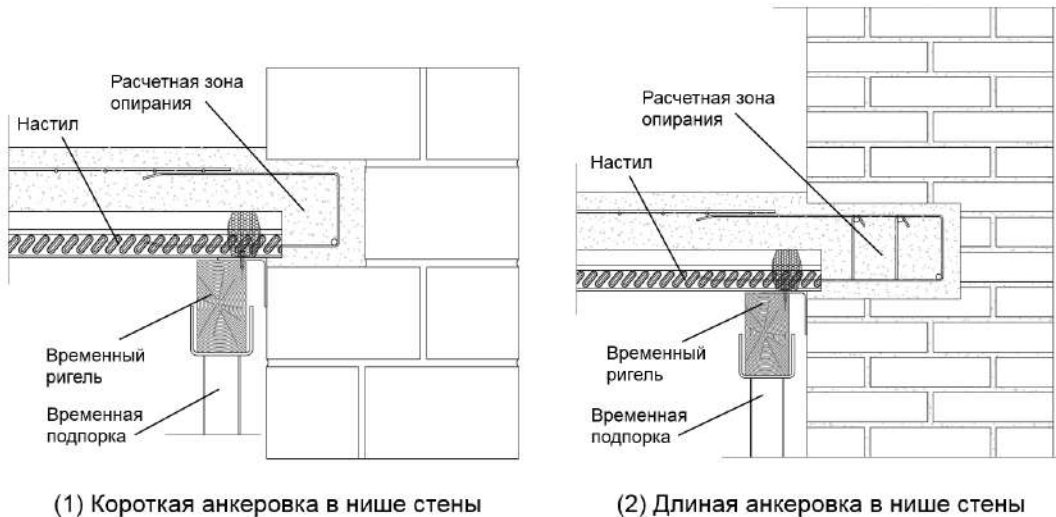
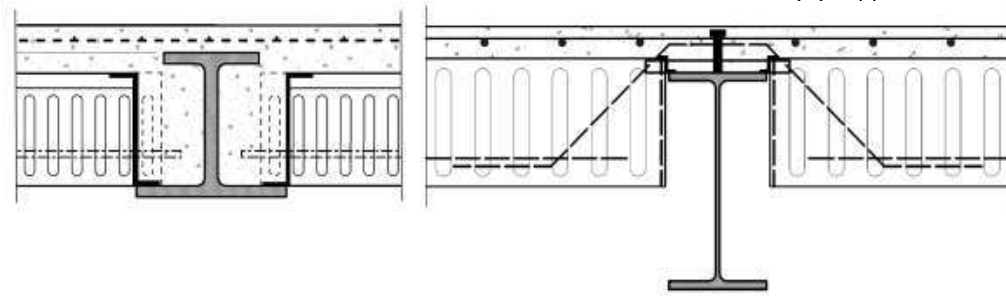


Рисунок 8.6. Отдельные случаи примыкания настилов

Универсальные профнастилы делают подбор соответствующего опирания индивидуальной задачей, а вот стандартные системы в подавляющем большинстве предлагают готовые решения. На Рисунке 8.7 в качестве типовых примеров приведены две схемы опирания наиболее высоких профилированных настилов в створе балок: на Рисунке 8.7(1) - классическая схема опирания настила в пониженном перекрытии на промежуточную балку из стального моносимметричного двутавра; на Рисунке 8.7(2) – пример промежуточного опирания патентованной системы Hoesch Additive Decke.



(1) пример опирания на промежуточную балку в перекрытии пониженной высоты

(2) пример опирания на промежуточную балку плиты по системе Hoesch Additive Decke

Рисунок 8.7. Типовые случаи опирания настилов в створе балок

Одним из определяющих критериев выбора схемы перекрытия в целом, и характера опираний плит в частности, может быть размещение инженерных сетей и оборудования. При невысоких балках или в пониженных перекрытиях разводка обычно осуществляется под конструкцией, как показано на Рисунке 8.8 (1). Для более развитых сечений стандартным решением является пропуск коммуникаций сквозь перфорации стальных балок. Традиционно разводка ведется под плитой, как показано на Рисунке 8.8 (2), но в отдельных случаях применяются и нетиповые варианты, что проиллюстрировано Рисунком 8.8 (3) на примере создания высокого фальшпола в створе балок. Маленькие по сечению элементы инженерных сетей могут пропускаться в промежутках между гофром настила и балкой, как показано на Рисунке 8.8 (4).



(1) Разводка сетей под перекрытием



(2) Разводка сетей в створе перекрытия под плитой



(3) организация высокого фальшпола в створе балок



(4) пропуск труб сквозь гофр настила

Рисунок 8.8. Примеры разводки инженерных сетей в сталежелезобетонных перекрытиях

Еще один прием конструирования будет полезен для уменьшения общей высоты сталежелезобетонного перекрытия, когда отдельные элементы балочной клетки значительно превышают по вертикальному габариту другие. Это могут быть длиннопролетные или сильно нагруженные главные балки, если они не включены в совместную работу с плитой или при достаточно развитом сечении плиты. Причиной не объединять главные балки с плитой по профилированному настилу может стать то, что его гофры обычно располагаются параллельно главным балкам, требуя подрезки для постановки анкерных упоров. Высокая главная балка может задавать общий габарит всему перекрытию, и чтобы уменьшить его допускается частично «утопить» плиту в створе балки, как это показано на Рисунке 8.9. Обязательно нужно учитывать, что при этом образуется разрыв жесткого диска перекрытия. Поэтому важно либо обеспечить либо фактический разрыв жесткого диска в виде деформационного шва, либо передать касательные и продольные усилия в нем через эффективную анкеровку. Толщина бетона над балкой более 100мм оставляет возможность постановки анкерных упоров высотой от 75мм и передачи касательных и продольных усилий через поперечное армирование. Похожий принцип использован в системе Hoesch Additive Decke на Рисунке 8.7(2), но вместо главной балки плита утапливается в створ балки настила, а сами второстепенные балки заменяют высокие ребра плиты.

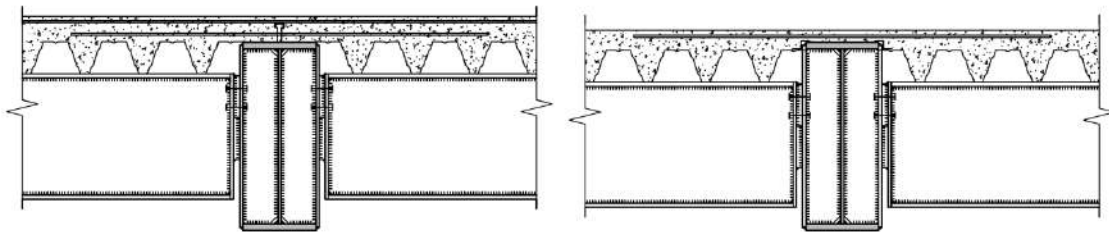


Рисунок 8.9. Примеры схем с частично утопленной плитой по профилированному настилу

8.1.3 Армирование плит

Армирование плиты можно разделить в зависимости от функционального назначения. Данный раздел описывает армирование, требуемое по критериям расчета плиты как самостоятельного элемента, но не части комплексного сталежелезобетонного перекрытия, что дополнительно подразумевает поперечное армирование для передачи продольного сдвига от балок, анкеровку плит в необходимых стыках, аварийные связевые элементы, усиление в местах сильного среза и/или растяжения жесткого диска.

В пределах высоты h_c бетона над гофром следует предусматривать поперечное и продольное армирование.

Суммарное сечение арматуры в обоих направлениях должно составлять не менее $80\text{мм}^2/\text{м}$.

Шаг стержней в сталежелезобетонных плитах не должен превышать меньшее из значений $2h$ и 350мм.

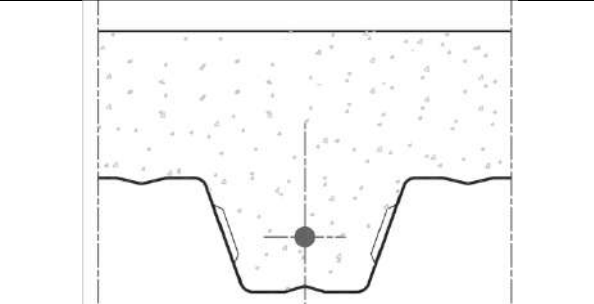
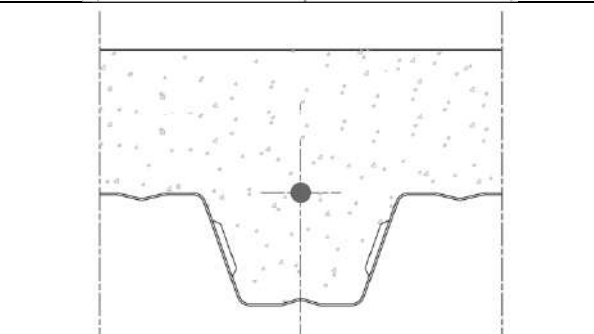
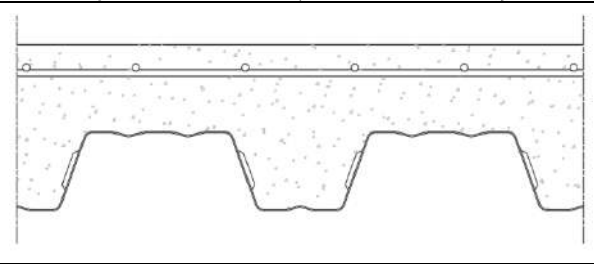
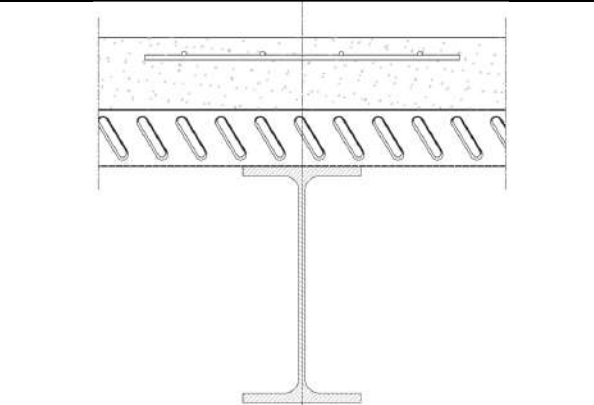
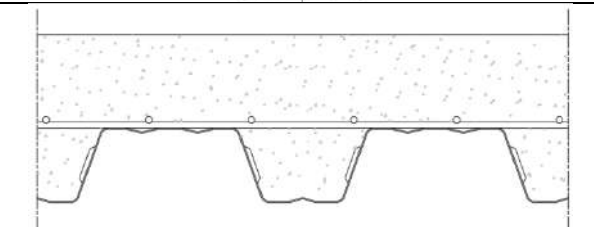
Для общего случая, в зависимости от расчетной схемы, монолитная плита по профилированному настилу может включать расчетные элементы армирования согласно Таблице 8.3.

9.2.1 (3)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.2.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.2.1 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 8.3. Типы армирования сталежелезобетонной плиты в зависимости от его функционального назначения

Тип армирования	Пример
нижнее рабочее армирование по критерию сдвига либо изгибающего момента в пролете	
нижнее рабочее армирование по критерию огнестойкости	
верхняя сетка по критерию трещиностойкости	
верхние армирование по критерию момента на опоре	
распределительное армирование по критерию поперечного изгиба при продавливании	

Само понятие сталежелезобетонной плиты согласно Еврокоду 4 подразумевает использование специальных настилов со сдвиговым соединением по контакту с бетоном. В общем случае континуального армирования, которое образует такой настил, достаточно для обеспечения несущей способности по положительному изгибающему моменту согласно Разделу 5.2.1.1. Поэтому дополнительное армирование первого типа чаще вводится по критерию сдвига в вертикальной плоскости согласно Разделу 5.2.1.2.

Поскольку профнастил крайне быстро исключится из работы в условиях пожара, то с целью повышения огнестойкости вводится резервирующее армирование плиты. Данные стержни рассчитываются на сниженную аварийную нагрузку в условиях пожара согласно Разделу 9 данной публикации. Армирование, повышающее огнестойкость, конструктивно располагается выше рабочего армирования по критерию сдвига либо изгиба в нормальных условиях. Объясняется это тем при пожаре армирование, расположенное с небольшим защитным слоем быстро прогреется и не будет эффективно, а для нормальных условий эксплуатации уменьшение защитного слоя будет увеличивать несущую способность благодаря более развитому сечению.

Обычной практикой в монолитных плитах по профнастилам для контроля образования трещин является укладка конструктивной сетки в 0,2% или 0,4% от сечения бетона над гофрами по всей плоскости плиты. Отдельные элементы усиления по критерию трещиностойкости согласно Разделу 6 данной публикации могут вводиться в местах значительного растяжения бетона.

При неразрезной расчетной схеме плиты для обеспечения несущей способности на опорах и в других местах с отрицательным изгибающим моментом согласно Разделу 5.2.1.1 следует армировать верхнюю растянутую зону бетона стержнями расчетного диаметра.

Сосредоточенные нагрузки согласно Разделу 5.2.1.3 могут вызвать отказ плит в результате поперечного изгиба. В местах приложения таких нагрузок требуется выполнять усиление армирования. Оптимальным расположением считается уровень непосредственно над гофрами, а само усиление, как правило, выполняется в виде сварных или вязаных сеток.

В остальном конструирование арматуры сталежелезобетонных плит подчиняется общим правилам для железобетонных конструкций. Защитный слой задается пластиковыми и другими типами дистанций, а проектное расстояние между профнастилом и верхним армированием обеспечивается стандартным «лягушками» или сварными каркасами, как показано на Рисунке 8.10.



Рисунок 8.10. Примеры установки арматуры сталежелезобетонных плит в проектное положение

Самым значительным отличием является армирование гофров профнастила, которое, если оно требуется, должно быть простым и технологичным. Несколько соответствующих примеров с использованием арматурных подвесов, сварных каркасов и пластиковых дистанций типа «кольцо» или «звездочка» показаны на Рисунке 8.11.

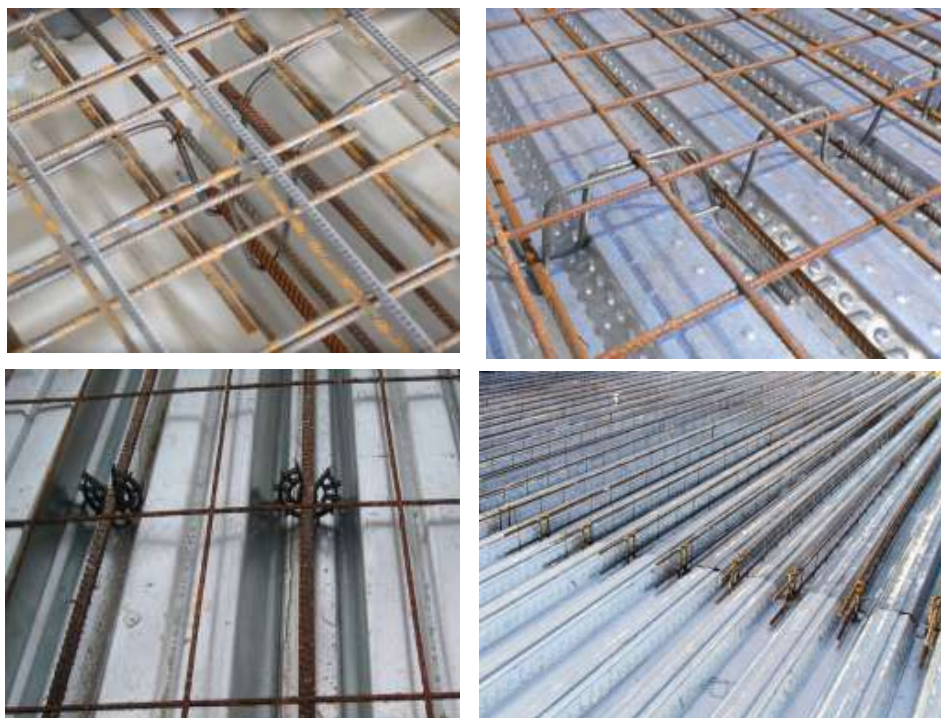


Рисунок 8.11. Примеры армирования гофров в монолитных плитах по профилированным настилам

8.1.4 Проемы в перекрытиях

Проемы могут выполняться непосредственно в готовом перекрытии. Некоторые производители специальных профнастилов для сталежелезобетонных плит предоставляют собственные рекомендации по ограничению размеров и, при необходимости, дополнительному армированию проемов.

Проемы можно классифицировать в зависимости от их размеров:

1. Небольшие – в пределах квадрата с гранью 300мм. В большинстве случаев не повлияют на работу конструкции и не потребуют дополнительного армирования.
2. Средних размеров – в пределах квадрата с гранью от 300 до 700мм. Как правило, потребуют усиления армирования плиты, что относится также к небольшим проемам, расположенным рядом друг с другом.
3. Большие – размерами более 700мм. Для таких проемов должны предусматриваться постоянные подрамники, опирающиеся на основные несущие балки.

Данные указания справедливы для плит по профнастилам высотой до 85мм. Они могут незначительно отличаться в зависимости от конкретного типа и формы профиля. Мероприятия для обустройства проемов в более высоких профнастилах, как правило, аналогичны, но, в зависимости от системы, отличаются предельными размерами проемов.

Для создания проемов маленьких и средних размеров стандартной практикой является закладка обрамляющей рамки из дерева либо пенопласта до начала бетонирования, как это показано на Рисунке 8.12. Подрезка профнастила должна выполняться не ранее набора бетоном 75% от проектной прочности. После достижения указанных значений настил в пределах проема может быть вырезан инструментом либо автогенем, а обрезные края – подгибаться либо зашлифовываться.

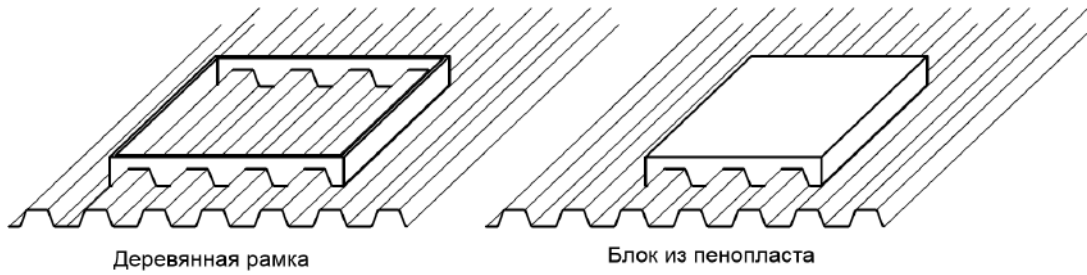


Рисунок 8.12. Примеры обрамляющих рамок для проемов

Для проемов большого размера предварительно, до начала монтажа настила, должна устанавливаться их подконструкция. В таком случае проем в настиле следует вырезать перед укладкой бетонной смеси, как это показано на Рисунке 8.13.



Рисунок 8.13. Примеры выполнения проемов с подрезкой после укладки настила и установкой обрамляющей рамки до начала бетонирования

Вырезание проемов в готовой плите может привести к отслоению настила от бетона и не рекомендуется. В отсутствие альтернативы следует использовать инструмент, максимально исключающий ударные и вибрационные воздействия, наподобие пил и буров с алмазными режущими кромками, что позволит свести к минимуму потери механического сцепления между настилом и бетоном.

Необходимость в дополнительном армировании плиты либо обрамлении проема зависит от его размеров. Для проемов средних размеров обычно вводится усиление армирования в виде дополнительных продольных стержней, укладываемых по периметру в гофр настила, и поперечных стержней, которые предназначены для «плавного» перераспределения усилий вокруг проема, как это показано на Рисунке 8.14. В общем случае подобное усиление допускается рассматривать в виде системы перекрестных полос по периметру проема, как это показано на Рисунке 8.14. Расчетная ширина полосы должна приниматься равной $d_o/2$, где d_o – это размер проема поперек ребер настила. Расчетом учитывается только бетон над ребрами. Поперечная полоса считается шарнирно-опертой с пролетом $1,5d_o$. Продольные полосы, в дополнение к действующим непосредственно на них нагрузкам, рассчитываются на условные опорные реакции от поперечного усиления. Результатом расчета является дополнительное армирование, размещаемое в пределах расчетных полос. Для улучшения перераспределения нагрузок по периметру могут предусматриваться дополнительные поперечные либо наклонные стержни арматуры. Арматура усиления должна заводиться не менее чем на длину анкеровки за оси балок настила.

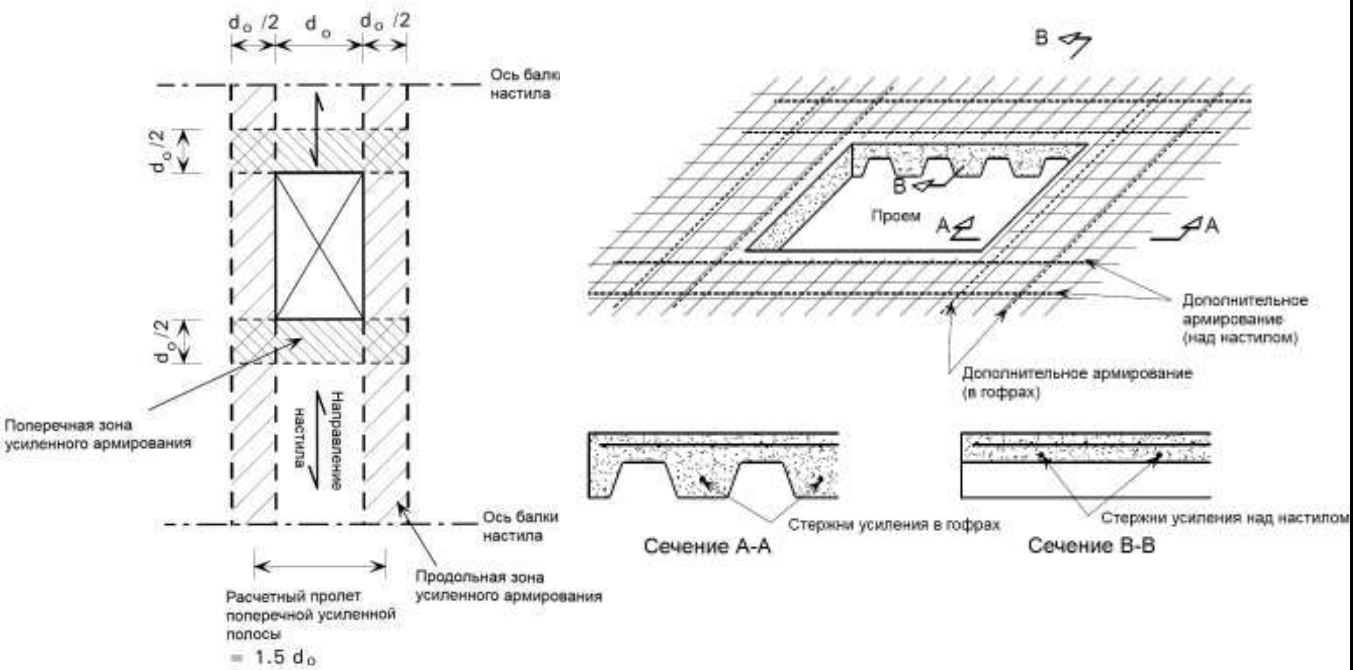


Рисунок 8.14. Расчетная схема и соответствующее армирование вокруг проемов средних размеров

При концентрации нескольких проемов в одной зоне (иллюстрация справа на Рисунке 8.13) может потребоваться рассматривать их в качестве одного большого.

8.1.5 Торцы перекрытий

В стандартной конфигурации торцы перекрытий формируются окантовкой оцинкованными холоднугнутыми планками из тонколистовой стали. Размеры планок рассчитываются исходя из проектной толщины перекрытия. Толщина планок может зависеть от расположения, но обычно не превышает 2мм. Планки поставляются на стройку в стандартных длинах и подрезаются по месту. Они, как правило, смещаются от оси балки, как показано на Рисунке 8.15, крепятся аналогично настилу и во избежание повреждения не должны использоваться в качестве маяков.



Рисунок 8.15. Расположение планки относительно оси балки

Верхняя грань планок в виду их тонкостенности всегда должна раскрепляться с шагом от 600 до 1000мм в зависимости от толщины плиты. На Рисунке 8.16 показаны типовые узлы, охватывающие три распространенных случая:

1. ребра настила перпендикулярны балке и образуют консоль вылетом до 600мм в зависимости от высоты настила и плиты, как показано на Рисунке 8.16 (1);
2. ребра настила параллельны балке и, по необходимости, обустройства консоль вылетом до 200мм, как показано на Рисунке 8.16 (2);

3. ребра настила параллельны балки и требуется вылет консоли более 200мм, как показано на Рисунке 8.16 (3).

В последнем случае с шагом не более 3м инженером должны предусматриваться поперечные консольные элементы. Без них обязательным являются временные опоры консольных участков с указанием в рабочей документации.

Указанные решения относятся к стандартным и имеют ряд альтернатив, когда планки изготавливаются из горячекатанных уголков либо других профилей, привариваются на заводе либо являются элементом крепления ограждений, при округлых либо криволинейных краях. При значительных консольных вылетах и других особенностях следует прибегать к использованию временных опор либо постоянных конструктивных мер.

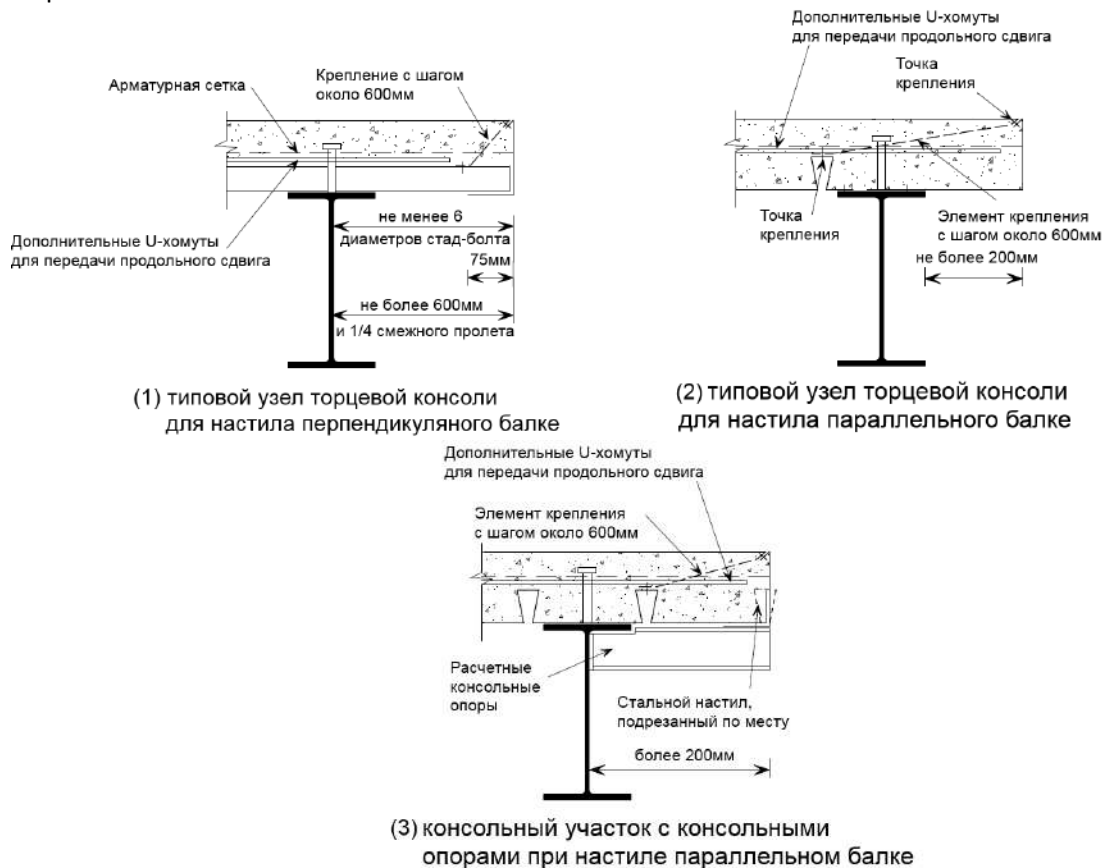


Рисунок 8.16. Типовые узлы торцов сталежелезобетонных плит

В качестве элементов крепления торцевой планки стандартными и предпочтительными вариантами являются полосы оцинкованной стали либо монтажные ленты, а менее желательным – приваренные арматурные коротыши, как показано на Рисунке 8.17 .



Рисунок 8.17. Примеры крепления торцевой планки сталежелезобетонной плиты

Если сдвиговое соединение примыкает к продольной грани бетонной плиты, то поперечная арматура должна быть полностью заанкерена в бетон, расположенный между гранью плиты и рядом анкерных упоров.

Если расстояние от боковой грани бетонной полки до осевой линии ближайшего ряда анкерных упоров составляет менее 300 мм, то для предотвращения продольного среза бетонной полки от действия усилий в соединительных элементах следует выполнять следующие дополнительные рекомендации:

- поперечное армирование должно быть обеспечено постановкой U-образных стержней, охватывающих соединительные элементы;
- если в качестве соединительных элементов используют стад-болты, то расстояние от боковой грани бетонной полки до центра ближайшего стад-болта должно составлять не менее $6d$, а диаметр U-образных стержней – не менее $0,5d$, где d – это номинальный диаметр стад-болта;
- U-образные стержни следует располагать как можно ниже, но с обеспечением достаточного защитного слоя бетона в нижней части.

На конце сталежелезобетонных консолей следует предусматривать местное армирование достаточное для передачи усилий от соединительных элементов на продольную арматуру.

8.2 Балки настила

Основные типы поперечных сечений сталежелезобетонных балок со сплошной железобетонной плитой или монолитной плитой по профилированному настилу показаны на Рисунке 8.18. Балками с частичным обетонированием являются элементы, в которых обетонирована только стенка стального сечения, а между бетоном и сталью предусмотрено сдвиговое соединение.

Бетонные или сталежелезобетонные плиты также могут формировать часть эффективного сечения балки с частичным обетонированием при условии обеспечения ее совместной работы со стальным профилем посредством сдвигового соединения. Типовые поперечные сечения балок с частичным обетонированием стенки показаны на Рисунке 8.19.

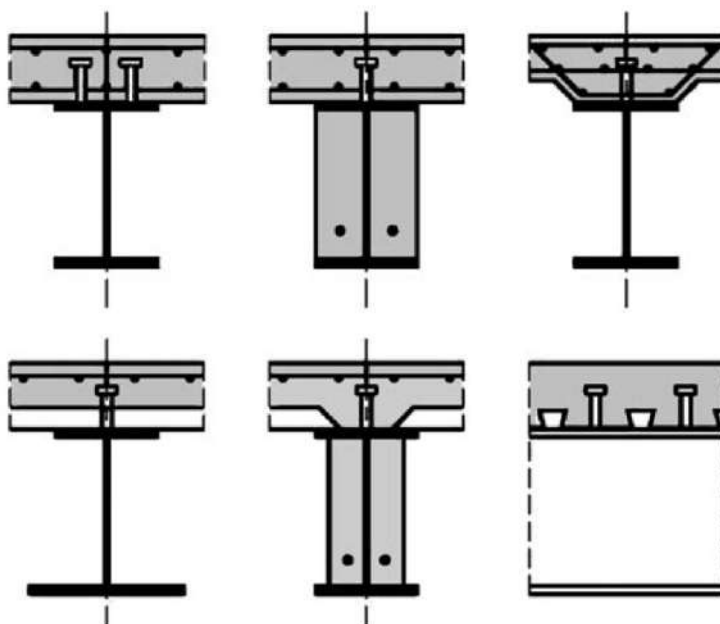


Рисунок 8.18. Типовые поперечные сечения сталежелезобетонных балок

6.6.5.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.5.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.5.3 (3)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.1.1 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

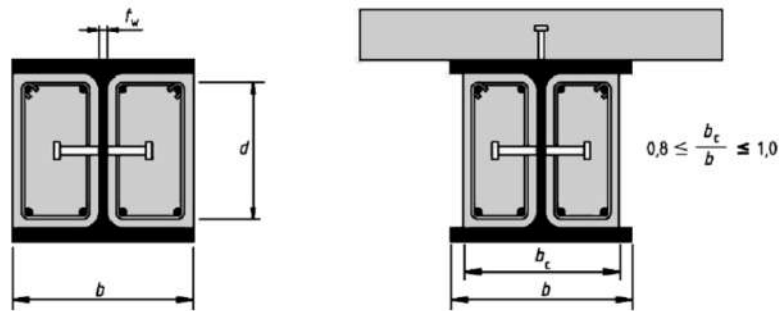


Рисунок 8.19. Типовые поперечные сечения балок с обетонированием стенки

Как видно из Рисунков 8.18 и 8.19, традиционным типом сечений для сталежелезобетонных балок являются двутавры различных типов. Во многом это связано еще и с тем, что такие решения сталежелезобетонных конструкций преобладают на рынках США, Канады, Германии, Великобритании и ряда других стран, которые являются локомотивами мировой экономики, большими центрами обучения и развития технологий. Существуют и более диковинные типы сталежелезобетонных балок, которые преобладают на строительных рынках отдельных стран. Например, в Скандинавских странах традиционное понятие сталежелезобетонных балок предполагает обетонированные сварные коробчатые сечения, используемые в системах пониженных перекрытий, примеры которых показаны на Рисунке 8.20.



Рисунок 8.20. Примеры сечений сталежелезобетонных балок, преобладающих на рынках Скандинавских стран

Однако включение бетона в совместную работу со стальным профилем – это только один из приемов оптимизации конструктивного решения перекрытия. Для дополнительного снижения металлоемкости и стоимости в сталежелезобетонных перекрытиях распространено применение нескольких методик, позволяющих добиться оптимального результата:

1. Применение элементов переменного сечения, перфорированных балок и моносимметричных сечений;
2. Использование в балках сталей повышенной прочности;
3. Контроль прогибов, в частности, приданием балкам строительного подъема.

В результате сложностей расчета и конструирования неразрезных балок на практике наиболее распространено применение разрезных шарнирно опертых элементов балочной клетки. Основной проблемой при эксплуатации неразрезных сталежелезобетонных балок может стать нежелательное появление трещин, чему при расчете таких конструкций следует уделить особое внимание.

Катанные профили фасонного проката, учитывая их ограниченный сортамент в Украине, могут применяться на пролетах до 8 м и в качестве второстепенных балок. Схема с короткопролетными второстепенными балками не является предпочтительной в сталежелезобетонных перекрытиях из-за стремления архитекторов использовать открытые планировки и конструктивной целесообразности применять малоэлементные длиннопролетные схемы, в которых максимальное количество элементов включается в совместную работу с бетоном плиты. Предпочтительной схемой в сталежелезобетонных балочных клетках является использование длиннопролетных балок настила (12-18 м), опирающихся на короткопролетные главные балки (5-9 м) либо непосредственно на колонны. Такие схемы традиционны для многоэтажного коммерческого строительства (офисы, паркинги и т. д.) и объединяют преимущества открытых планировок с оптимальным расходом стали, минимальным количеством метизов и снижением трудоемкости за счет малоэлементности конструкции. Некоторые распространенные схемы балочных клеток приведены в Таблице 8.4.

Сварные сечения позволяют большую свободу выбора при проектировании. Проектировщик может варьировать высотой сечения, размерами полок, толщинами элементов. Типовые пролеты сталежелезобетонных балок на базе сварных сечений в многоэтажном коммерческом строительстве находятся в диапазоне до 18 м. Для пролетов более 18 м наряду с высокими балками могут использоваться сталежелезобетонные фермы с совместной работой верхнего сжатого пояса.

Распространенным приемом оптимизации является использование элементов переменного сечения. Изменение сечения по длине балки может достигаться за счет ширины поясов, высоты стенки либо их комбинации. Из соображений препятствия образованию трещин следует избегать резкого изменения жесткости в сталежелезобетонных элементах. Несколько конфигураций балок с переменной высотой стенки представлены на Рисунке 8.21.

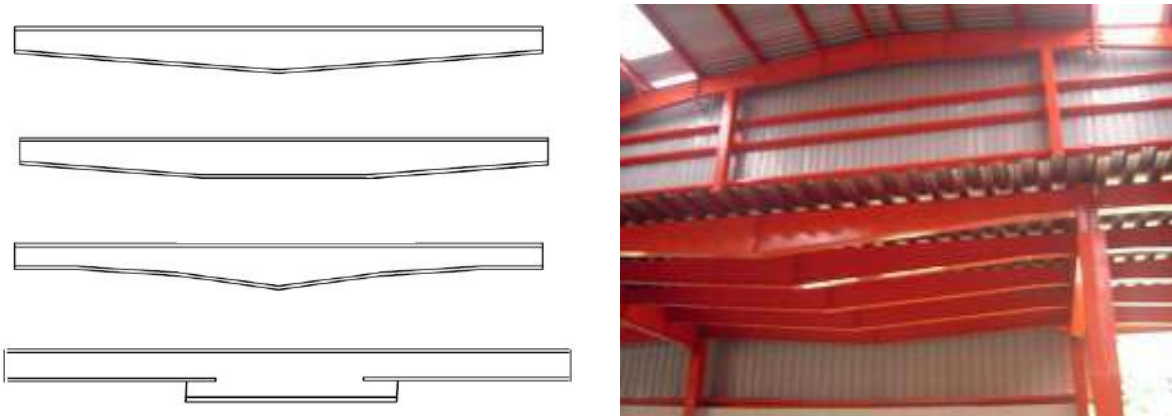


Рисунок 8.21. Примеры балок переменного по высоте сечения

Формы перфорированных балок главным образом зависят от типа перфорации. В более классическом варианте перфорации выполняются в форме шестиугольника, а современные решения все чаще склоняются к круглым и вытянутым скругленным перфорациям. Преимущества классической шестиугольной перфорации (Рисунок 8.22 (1)) – более низкие затраты и отходность производства при сравнимой металлоемкости; недостатки – концентраторы напряжений и непригодность для пропуска круглых по сечению элементов инженерных сетей (труб, воздуховодов). Современная усовершенствованная форма шестигранной перфорации скругляет концентраторы напряжений, как показано на Рисунке 8.22(2). Балки с круглыми перфорациями (Рисунок 8.22 (3)) архитектурно более выразительны, исключают концентраторы напряжений, позволяют криволинейные формы и подходят для круглых

элементов коммуникаций; к недостаткам можно отнести двойной рез и образование отходов при производстве стенки.



(1)

(2)

(3)

Рисунок 8.22. Примеры основных типов перфорированных балок

Использование балок переменного сечения и перфорированных элементов в случае, когда допускается развивать высоту профиля, может давать экономию до 40%, а при сравнении элементов одинаковой высоты – до 20%. Переменные сечения и перфорированные балки также являются элементами интеграции инженерных сетей в створ балок.

Поскольку по сути своей железобетонная плита в составе сталежелезобетонной балки является ни чем иным как значительным усилением верхнего сжатого пояса, то в целях экономии целесообразно делать сварные двутавры моносимметричными, а также применять эту логику к другим типам сечений. Предварительно определить соотношение размеров стальных полок моносимметричного двутавра можно исходя из условия равенства несущей способности нижней растянутой полки и суммы соответствующих значений для верхнего сжатого пояса и предельного усилия, которое анкерные упоры могут передать на бетон:

$$A_{f,t} \cdot f_{yd} = A_{f,c} \cdot f_{yd} + \min(N_{c,f}, N_c)$$

Отсюда:

$$A_{f,t} = A_{f,c} + \frac{\min(N_{c,f}, N_c)}{f_{yd}}$$

где:

$A_{f,t}$ площадь сечения растянутого пояса

$A_{f,c}$ площадь сечения сжатого пояса

$N_{c,f}$ несущая способность бетонной полки (для случая полного сдвигового соединения)

$N_c = \eta \cdot N_{c,f}$ усилие, передаваемое на бетонную полку при частичном сдвиговом соединении

Моносимметричность сечения для дополнительной экономии разумно комбинировать с уже перечисленными балками с перфорациями или переменным по длине сечением, а также с представленными в Украине балками с гофрированной стенкой (SIN-балками). С учетом особенностей работы SIN-балок с их тонкой стенкой, которая не воспринимает нормальные напряжения, теряют смысл переменные по высоте элементы, а моносимметричные сечения становятся обязательным условием при использовании в сталежелезобетонных перекрытиях. Переменное по длине сечение для них можно задавать изменением ширины поясов, что однако ограничено технологически.

Оптимальное соотношение жесткость-прочность стального профиля для типовых схем сталежелезобетонных перекрытий дают стали S275-S355 (C275-C355). В европейской практике стандартной считается сталь S355(C355). Стали S420-S460 (C420-C460) обладают потенциалом чтобы еще больше снизить расход металла, но уменьшая сечения создают

проблемы с обеспечением устойчивости и соблюдением ограничений по эксплуатационной пригодности. В длиннопролетных сталежелезобетонных балках прогиб может увеличиться на столько, что не компенсируется даже с учетом строительного подъема, а собственные частоты могут выходить за пределы стандартных 3...3,5Гц. Прогибы особенно важны для перекрытий с хрупкими финишными покрытиями либо нижележащими перегородками, а частоты – для помещений с активными динамическими нагрузками либо чувствительным оборудованием. С учетом этого стали S420-S460 в первую очередь рационально использовать в сильно нагруженных элементах с хорошим раскреплением от потери устойчивости и небольшими либо средними пролетами. В сталежелезобетонных колоннах при использовании сталей S420-S460 нужно обращать внимание на местную устойчивость и повышение требований к сварным материалам, но в целом в пределах использования упрощенного метода ($\bar{\lambda} \leq 2,0$) они оказывают положительный эффект.

Придание балкам строительного подъема – это стандартный прием конструирования, который позволяет ограничиваться только прочностью сечения и получить максимальную выгоду от применения высокопрочных сталей. Кроме избыточных прогибов таким образом можно устранить эффект запруживания при бетонировании, образование кривизны и, при необходимости, обеспечить соблюдение разуклонки перекрытий (например, для отвода воды в паркингах). Строительный подъем используется в разрезных шарнирно опертых балках, но не в неразрезных схемах, что связано со сложностями проектирования, изготовления и подгонки на монтаже. При использовании строительного подъема следует уделять особое внимание условиям транспортирования и складирования элементов, чтобы исключить отклонения от заданной геометрии. Строительный подъем должен компенсировать собой прогиб от воздействий, которые будут присутствовать в любом случае, и поэтому принимается равным прогибу от постоянных нагрузок. В случае сталежелезобетонных балок к данному значению прибавляется увеличение прогибов в результате долговременных эффектов ползучести и усадки. Согласно Таблицам 6.10 и 6.11 это соответствует значению $\delta_p = \delta_1 + \delta_{2,2} + \delta_{2,3}$ для балок с временными опорами на этапе строительства и $\delta_p = \delta_{1,1} + \delta_{1,2} + \delta_{2,2} + \delta_{2,3}$ – без них. Само по себе введение временных подпорок также уменьшает прогиб, потому в таком случае изначальные нагрузки при бетонировании передаются уже не только на стальной профиль, а на полноценное сталежелезобетонное сечение.

Строительный подъем не следует использовать в следующих случаях:

- в консолях
- в элементах с жесткими примыканиями
- в балках, участвующих в работе связевого блока
- в балках с несимметричными нагрузками
- в коротких балках (менее 6м)
- в балках с опорными фланцами

Строительный подъем может задаваться механически и нагревом. На практике чаще используется механическая гибка в холодном состоянии. В этих целях для сплошностенчатых элементов используют промышленное оборудование и самодельные гибочные стенды, как показано на Рисунках 8.23 (1) и (2). В случае с перфорированными балками гибка чаще выполняется на этапе стыковки двух тавровых элементов, для которых требуются значительно меньшие усилия, обеспечиваемые струбцинами и регулировочными винтами, как показано на Рисунке 8.23 (3).



(1)

(2)

(3)

Рисунок 8.23. Примеры задания строительного подъема балкам

Использование комбинации сталей повышенной прочности и строительного подъема в длиннопролетной схеме способно обеспечить снижение металлоемкости еще до 20%, что выгодно даже с учетом увеличения стоимости сырья.

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 устанавливает дополнительные требования по минимальному армированию сталежелезобетонных балок.

Для поперечных сечений классов 1 и 2 с арматурными стержнями в растянутой зоне эффективная ширина бетонной полки должна армироваться стержнями с пластичностью Классов В или С согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1. Кроме того для сечений, предельный изгибающий момент которых определяется в предположении пластической либо нелинейной работы материалов, минимальное армирование A_s в пределах эффективной ширины бетонной полки должно удовлетворять требованию:

$$A_s \geq \rho_s \cdot A_c$$

где:

$$\rho_s = \delta \cdot \frac{f_y}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{k_c}$$

A_c площадь эффективного сечения бетонной полки

k_c коэффициент, который используется в Разделе 6.1.2.2 для определения минимального армирования из соображений обеспечения трещиностойкости

δ коэффициент, равный:

= 1,0 для сечений Класса 2

= 1,1 для сечений Класса 1, в которых образовывается пластический шарнир

Минимальная площадь поперечного армирования, воспринимающего усилия продольного сдвига, определяется коэффициентом армирования:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{sk}}$$

Тогда из расчета на метр погонный сечения:

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} \cdot h_c \cdot \sin \alpha$$

где:

h_c высота бетонной плиты, которая для случая монолитных плит по профнастилам равна высоте бетона над гофраами

α угол наклона поперечной арматуры к оси балки

5.5.1 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.2.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Продольное армирование в плитах и балках без учета профнастила рекомендуется ограничивать значениями согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Площадь продольного растянутого армирования должна составлять не менее значений, требуемых по критерию трещиностойкости согласно Разделу 6.1.2.2, а также не менее $A_{s,min}$ равного:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

где b_t - это средняя ширина растянутой зоны бетона.

Площадь сечения растянутого либо сжатого армирования вне перехлестов и без учета профнастила не должна превышать $A_{s,max}$:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

9.2.1.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9.2.1.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 8.4. Примеры типовых схем сталежелезобетонных перекрытий по стальным балкам для многоэтажного коммерческого строительства

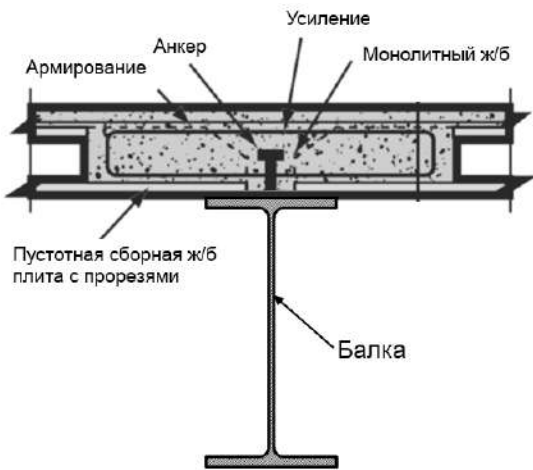
Схема балочной клетки	
Сечение	Описание
	<p>Длиннопролетная сталежелезобетонная система перекрытия по несущему профнастилу высотой до 85 мм. Одна из наиболее простых и распространенных систем, обеспечивающая совместную работу балки и плиты.</p> <p>Шаг балок настила – до 4,5 м, но на практике чаще от 2,5 до 3,75 м.</p> <p>Полная высота композитной плиты – ок. 150 мм.</p> <p>При учете работы настила в качестве армирования плиты необходимо использовать специальные профили с рифами либо обратным гофром.</p>
Схема балочной клетки	
Сечение	Описание
	<p>Длиннопролетная сталежелезобетонная система перекрытия по наиболее высоким (до 230 мм) несущим профнастилам на примере Hoesch Additiv Decke.</p> <p>Шаг балок настила – до 6,5 м без временных опор, но на практике чаще от 4 до 6 м.</p> <p>Полная высота композитной плиты – ок. 320 мм.</p> <p>В подобных системах профнастил часто не включается в работу плиты как армирование, но в виду высокой собственной жесткости учитывается отдельным значением несущей способности, а ребристая плита работает как обычный железобетонный элемент и требует расчетного растянутого армирования. Профнастил может опираться на планки, как показано на рисунке, либо специальные столики.</p>

Схема балочной клетки



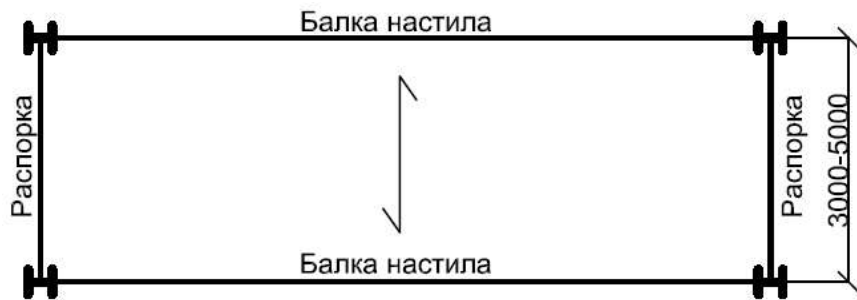
Сечение

Описание



Длиннопролетная сталежелезобетонная система перекрытия с полноразмерными сборными железобетонными пустотными плитами. В опорных участках плит предусматриваются прорези для простановки поперечной арматуры и горизонтальных связей, обеспечивающих живучесть. В дальнейшем стык омоноличивается, что включает балку в совместную работу с плитой. Шаг балок настила в схемах с длиннопролетными балками – до 7,5 м. Высота плиты – до 270 мм. Более рациональными могут быть схемы со стальными балками по короткой стороне ячейки перекрытия и длиннопролетными (до 16м) преднапряженными плитами высотой до 500 мм взамен балок настила.

Схема балочной клетки



Сечение

Описание



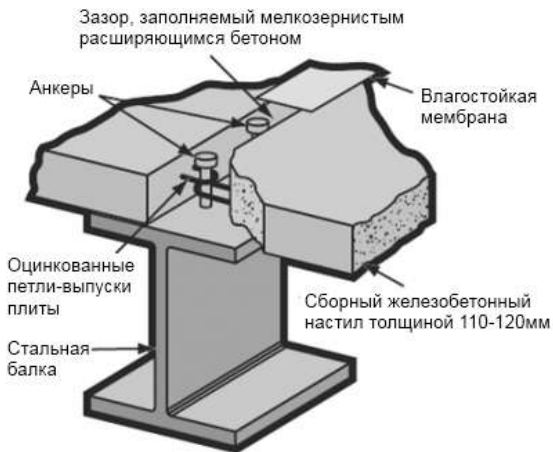
Сталежелезобетонная система с монолитными перекрытиями в несъемной железобетонной опалубке из филигранных плит. Филигранные плиты представляют собой тонкий сборный железобетонный настил с арматурными выпусками. В данном случае плита имеет сплошное сечение, что негативно сказывается на нагрузках от собственного веса. Толщина бетонного пояса опалубки – от 40 до 120 мм. Шаг балок настила – до 5 м. Полная высота композитной плиты – до 300 мм. Часто требует временных промежуточных опор.

Схема балочной клетки



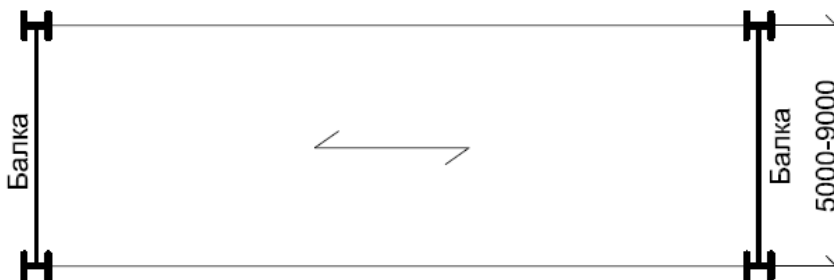
Сечение

Описание



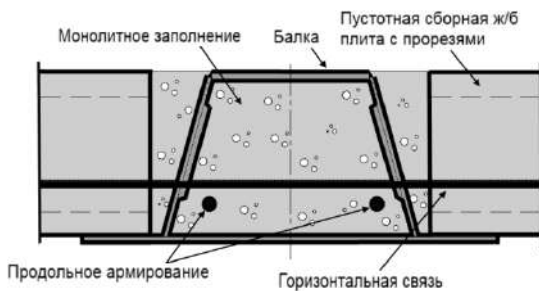
Полностью сборная сталежелезобетонная система из стального каркаса и сборных железобетонных плит перекрытий. Существует несколько модификаций системы, но во всех случаях ее особенностью остается обеспечение совместной работы комбинацией петель плит, которые огибают стальные болты, и монолитным заполнением шва безусадочной смесью. Наиболее типовая система, представленная здесь, распространена в паркингах, но с учетом модификаций используется в офисах и других коммерческих объектах. Шаг балок настила для паркингов – 2,4...2,5 м (по ширине плиты). Толщина плит – 110...120 мм.

Схема балочной клетки



Сечение

Описание



Пример системы пониженных перекрытий по сталежелезобетонным заполненным бетоном балкам. Логика использования подобных систем такова, что короткий пролет перекрывают балки, а длинный – преднапряженные пустотные плиты либо другие длиннопролетные настилы. В виду небольшой высоты перекрытий требуются мощные сечения балок, чему наилучшим образом соответствуют коробчатые сталежелезобетонные сечения. В преднапряженном варианте пустотные плиты перекрывают пролеты до 16 м. Пролет балок – до 12 м, но чаще составляет 5-9 м. Толщина плит – до 500 мм. Многие подобные системы являются не сталежелезобетонными, а комбинированными потому что не обеспечивают передачу усилий продольного сдвига между элементами.

8.3 Расположение соединительных элементов (анкерных упоров) в сталежелезобетонных балках

Соединительные элементы следует располагать по длине балки так, чтобы обеспечить передачу продольного усилия сдвига с учетом его распределения и предотвратить отрыв бетона от стального профиля.

Требуемое количество соединительных элементов может быть распределено на участке между точкой максимального изгибающего момента и смежной опорой либо точкой максимального отрицательного изгибающего момента в соответствии с усилием продольного сдвига, определенного в упругой стадии для рассматриваемого нагружения. При выполнении этого условия дополнительные проверки соответствия сдвигового соединения усилию сдвига не требуются.

Наиболее близким и понятным аналогом для пояснения данного пункта являются поясные швы сварных двутавровых балок. Анкерные упоры располагаются согласно распределению удельных усилий продольного сдвига в месте примыкания плиты к стальному профилю (месте крепления анкерных упоров). В упругой стадии работы с учетом закона парности касательных напряжений удельные усилия в определенном сечении по длине балки равны:

$$v_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{S}{I}$$

где:

- I — момент инерции сталежелезобетонного сечения
- S — статический момент бетонной полки либо стального сечения относительно нейтральной оси в упругой стадии

Отсюда отчетливо видно, что чем больше поперечная сила V_{Ed} в сечении, тем больше и удельные усилия продольного сдвига. Следовательно чем выше V_{Ed} , тем больше анкерных упоров на единицу длины требуется. Чтобы отразить это при проектировании балок, они делятся на несколько участков, в пределах каждого из которых анкерные упоры располагаются с равным шагом. Длины участков определяются таким образом, чтобы в пределах каждого из них действовало одинаковое суммарное усилие продольного сдвига, а анкерные упоры, соответственно, имели примерно равную суммарную несущую способность. Сумма удельных усилий продольного сдвига на определенной длине между сечениями балки равна площади их эпюры на этом участке, что на примере однопролетной балки показано на Рисунке 8.24.

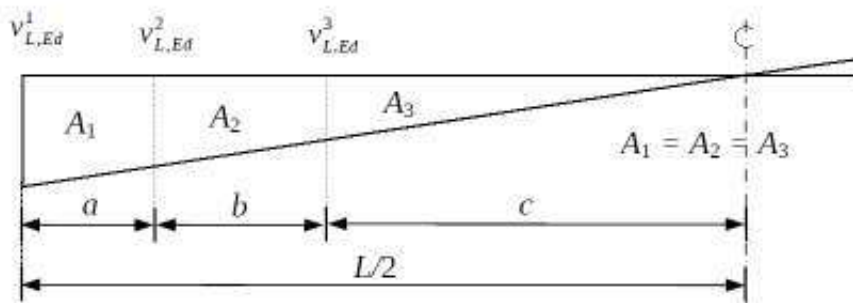


Рисунок 8.24. К определению длины расчетных участков с равными усилиями продольного сдвига

6.6.1.3 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.1.3 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Учитывая взаимосвязь V_{Ed} и $v_{L,Ed}$, общее количество анкерных упоров делится между участками пропорционально площади эпюры поперечных усилий, как показано на Рисунке 8.25.

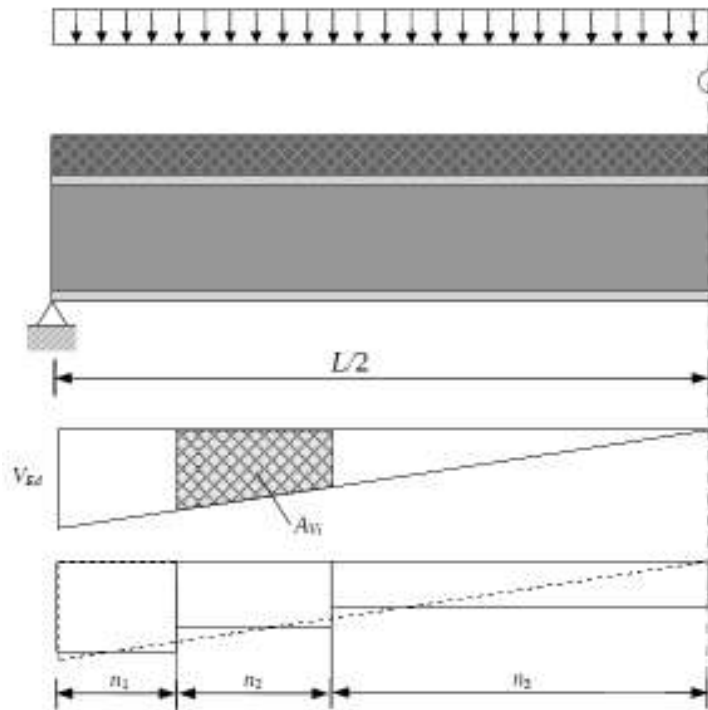


Рисунок 8.25. К определению длины расчетных участков с равными усилиями продольного сдвига

Тогда для простой шарнирно опертой балки:

$$A_V = \frac{1}{2} \cdot V_{Ed} \cdot L$$

$$n_i = \frac{A_{V,i}}{A_V} \cdot n$$

$$\sum n_i \geq n$$

Пример практического применения указанных зависимостей приводится на Рисунке 8.26.

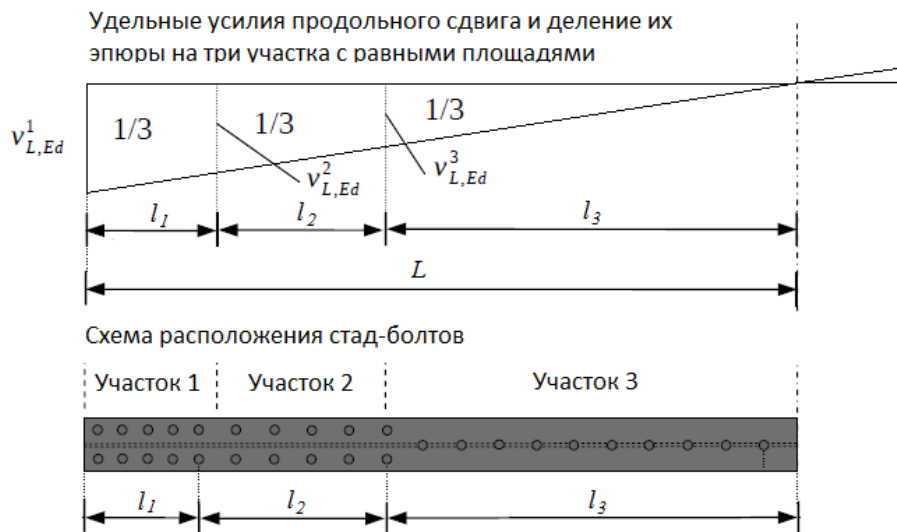


Рисунок 8.26. Расположение анкерных упоров согласно эпюре удельных усилий продольного сдвига

Деление зон между критическими сечениями на несколько участков создает дополнительные сложности и ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 в ряде случаев допускает упрощение расчета, которое приводится ниже.

Гибкие анкерные упоры могут устанавливаться с равным шагом между смежными критическими поперечными сечениями при условии, что:

- все критические сечения в рассматриваемом промежутке относятся к Классам 1 и 2;
- обеспечена минимальная степень соединения η ;

- несущая способность сталежелезобетонного сечения по изгибающему моменту в пластической стадии не превышает более чем в 2,5 раза аналогичное значение для стального сечения.

Если соотношение превышает предел в 2,5 раза, необходимо дополнительно проверить соответствие сдвигового соединения ориентировочно посередине между смежными критическими сечениями.

Существует несколько типов анкерных упоров, основным из которых являются стад-болты, привариваемые к поверхности стального элемента .

Точно также как форма и размеры профнастила, важно и правильное расположение стад-болтов. Исследования показали, что при близком расположении стад-болта к грани настила, между ними может произойти локальное выкалывание бетона. Формулы ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 даны в предположении центрального расположения упора в гофре настила либо чередования «благоприятного» и «неблагоприятного» положений. Определения «благоприятного» и «неблагоприятного» положения проиллюстрировано на Рисунке 8.27. На практике рекомендуется максимально располагать упоры в «благоприятном» положении. Для однопролетной шарнирно опертой балки это означает, что для нее наилучший способ расположить стад-болты в гофрах настила – это сместить их в разные стороны, отсчитывая от середины пролета.

Как видно из Рисунка 8.27, локальные напряжения от упора передаются на достаточно ограниченный объем бетона непосредственно перед сдвиговым соединением. Чтобы учесть ограниченную зону развития деформаций при передаче усилий стад-болтом, расположенным в гофре, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 вводит в их расчет понижающие коэффициенты.

На несущую способность дополнительно влияет количество упоров в каждом гофре настила. В случае двух стад-болтов на каждый гофр это также учитывается понижением несущей способности. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 не рассматривает и не допускает более двух болтов на гофр при расположении настила перпендикулярно балке.

Для крепления стад-болтов используется специальное оборудование, включающее источник питания, блок питания и сварочный пистолет. В зависимости от того, на каком из этапов выполняется приварка стад-болтов можно, выделить несколько основных случаев проведения работ:

1. Приварка в контролируемых заводских условиях;
2. Приварка на монтаже:
 - непосредственно к стальному элементу либо закладной детали;
 - сквозь профнастил плиты.

6.6.1.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.1.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

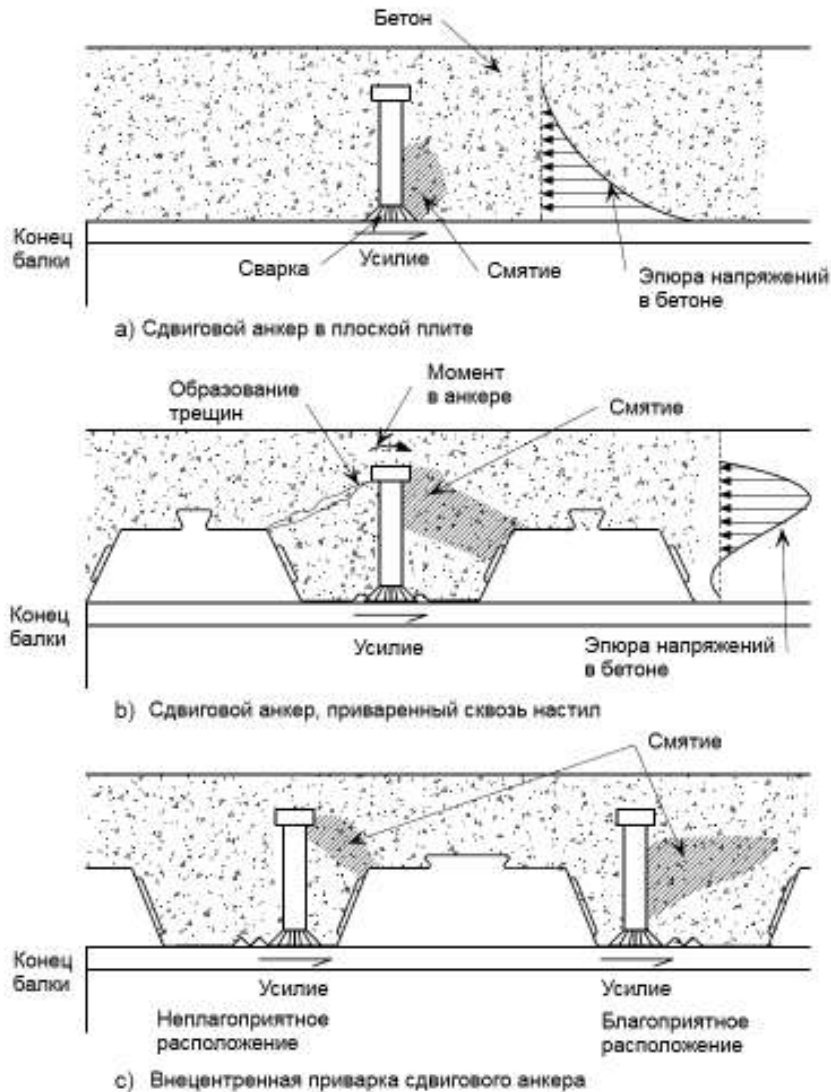


Рисунок 8.27. Распределение напряжений от стад-болтов в монолитных плитах по профилированным настилам

Когда стад-болты привариваются на заводе, становится возможным цинковать и окрашивать готовую конструкцию вместе с анкерными упорами, провести более качественный контроль кольцевых сварных швов анкерных упоров, повысить степень заводской готовности и соответственно снизить трудозатраты на монтаже. Однако в перекрытиях заблаговременно приваренные стад-болты препятствуют укладке настилов по неразрезной схеме. Поэтому к заводской приварке стад-болтов в балках перекрытий, как правило, прибегают в комбинациях с разрезными схемами укладки профнастилов (в том числе наиболее высоких), сборными железобетонными элементами либо обычными сплошными монолитными плитами по разборной опалубке.

Как показано на Рисунке 8.28, неразрезная укладка профнастила по балкам с заблаговременно приваренными стад-болтами потребует трудоемкого прорезания отверстий, что не рекомендуется.



Рисунок 8.28. Прорезание отверстий под стад-болты в профнастиле (не рекомендуется)

В результате, для стандартной схемы монолитных плит по профилированным настилам высотой до 85мм с неразрезной схемой укладки наиболее распространена установка стад-болтов на монтаже методом сквозной приварки. Сквозная приварка на площадке – это простой и удобный метод крепления стад-болтов. Он объединяет в одной операции приварку упора к балке и крепление профнастила. Пример сквозной приварки ряда анкерных упоров к стальной балке показан на Рисунке 8.29.



Рисунок 8.29. Приварка ряда стад-болтов непосредственно через профнастил

При использовании сквозной приварки стад-болтов следует учитывать следующие практические аспекты и ограничения:

1. Толщина оцинкованного стального профилированного настила не должна превышать 1,25мм, а общая толщина цинкового покрытия 0,04мм (сумма покрытий с двух сторон - 275г/м²);
2. Толщина верхнего пояса балки должна составлять не менее 0,4 диаметра стад-болта (например, 7,6мм для 19мм упора), чтобы предотвратить локальную деформацию;
3. Приобретение оборудования нецелесообразно для небольшого количество анкерных упоров;
4. Чтобы обеспечить беспрепятственную приварку стад-болтов, исходя из возможности позиционирования инструмента и выполнения операций, над балкой необходим минимальный просвет в 450мм, как это показано на Рисунке 8.30;

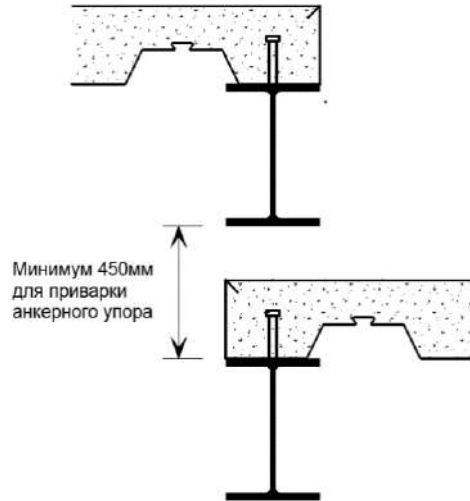


Рисунок 8.30. Минимальный просвет для приварки стэд-болтов

5. Верхнюю поверхность балки, на которую укладывается профнастил с последующей сквозной приваркой стэд-болтов, рекомендуется оставлять без антикоррозионного покрытия либо делать его минимальным, чтобы оно дополнительно не препятствовало приварке упоров. Лакокрасочные и огнезащитные покрытия нижней грани верхнего пояса также страдают от нагрева при сварке и могут потребовать восстановления, если не из соображений антикоррозионной защиты, то для внешнего вида.
6. Для обеспечения опирания настила с обеих сторон и достаточности расстояния от его края до стэд-болта при анкеровке следует ограничивать минимальную ширину пояса балки. Поэтому в случае настила перпендикулярного балке, ширину верхнего пояса не рекомендуется принимать менее 125мм.

С одной стороны благодаря доступности и широкому применению монолитных плит по неразрезным стальным настилам высотой до 85мм, а с другой стороны - благодаря собственной высокой производительности и экономичности, сквозная приварка стэд-болтов подъемной дугой стала наиболее распространенным методом для установки анкерных упоров в монолитных плитах по стальным профилированным настилам. Однако данная технология не обходится без своих ограничений, поскольку она:

1. Требуется металлической основы для приварки;
2. Не допускает крепление сквозь оцинкованный профнастил к балкам с цинковым либо толстым лакокрасочным покрытием;
3. Требуемая сила тока для работы стандартного инструмента находится в диапазоне от 300 до 3000А, что предъявляет дополнительные требования к источникам питания и должно учитываться проектом выполнения работ;
4. Контроль сварных швов выполняется в условиях строительной площадки.

Контроль качества установки стэд-болтов на стальных балках либо закладных пластинах осуществляется в соответствии со стандартом ISO 14555 и может включать внешний осмотр сварного шва, механические испытания на изгиб, растяжение и скручивание, а также контроль макроструктуры стержня упора и радиографическую проверку.

Контроль приварки стэд-болтов можно разделить на аттестацию сварочного процесса и текущий контроль при выполнении работ. Аттестация может основываться на проверке сварочного процесса, предпроизводственном контроле либо подтверждаться предыдущим успешным прохождением данных процедур.

Количество образцов и объемы выборки при аттестации сварочного процесса, в зависимости от конкретной технологии, приводятся в Таблицах 1, 2, 3 и 4 ISO 14555. Используется от 12 до 30 стад-болтов. Визуальному осмотру подлежат все установленные упоры. На изгиб, в зависимости от технологии сварки, испытывается от 10 до 20 стад-болтов, на растяжение и кручение - до 10 стад-болтов. Контролю макроструктуры стержня подлежат до двух стад-болтов. Радиографическая проверка может выполняться в отдельных случаях взамен испытаний на растяжение.

Текущий контроль включает проверку соответствия производственного процесса, упрощенные испытания и наблюдение за выполнением работ.

Проверка соответствия производственного процесса проводится перед началом работы с отдельной конструкцией либо набором однотипных конструкций, и/или после определенного количества приварок. Испытывается не менее 10 стад-болтов. Визуальному осмотру подлежат все упоры. На изгиб испытывается 5 стад-болтов, на растяжение, в зависимости от технологии, – до трех стад-болтов. Контролю макроструктуры подлежат до двух упоров с возможностью замены на испытания скручиванием пяти стад-болтов в зависимости от технологии.

Упрощенные испытания проводятся перед началом каждой смены и по требованию после определенного количества приварок, чтобы проверить корректную работу оборудования и качество выполнения работ. Проверка проводится на трех стад-болтах. Все стад-болты подлежат визуальному осмотру и испытанию изгибом.

Наблюдение за выполнением работ предполагает осмотр всех сварных швов и проверку параметров сварочного процесса. Дополнительно может проводиться неразрушающий контроль проверкой длины стад-болтов после приварки, а также испытаниями на растяжение, изгиб и скручивание с ограничением деформаций.

Итак среди методов контроля качества приварки стад-болтов визуальный осмотр, испытание на изгиб и растяжение можно выделить как наиболее распространенные.

Не учитывая особых случаев, испытания стад-болтов на изгиб проводятся двумя простыми методами :

- с помощью ударов молотка по головке приваренного стад-болта, как показано на Рисунке 8.31 (1);
- с помощью трубчатых насадок, пример чего показан на Рисунке 8.31 (2).

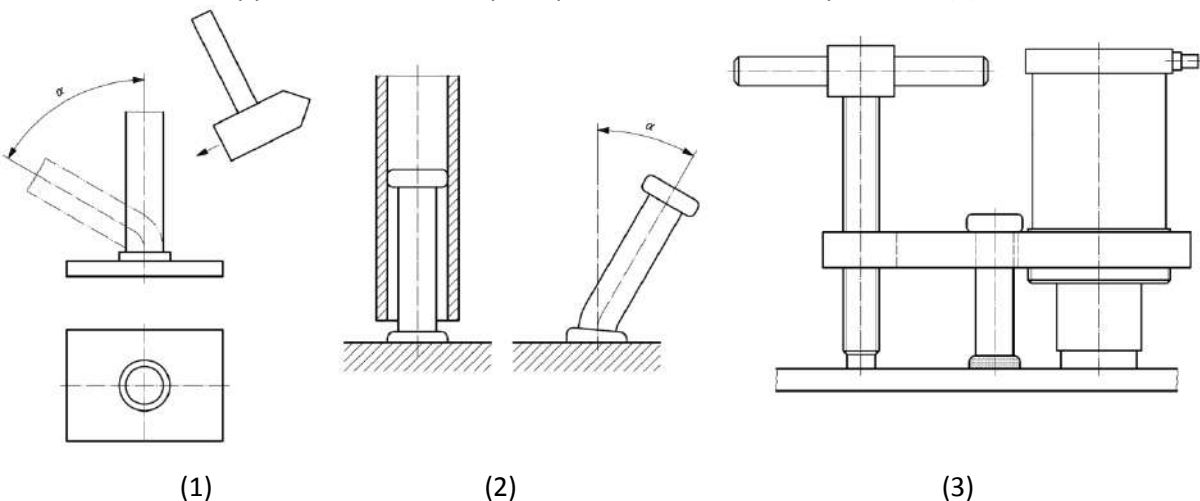


Рисунок 8.31. Основные методы испытаний стад-болтов

При изгибе упора сварной шов должен сохранять несущую способность до тех пор, пока угол наклона стержня относительно его первоначального вертикального положения не достигнет 30° или 60° в зависимости от технологии сварки. После испытаний в шве не должно быть трещин.

Схема испытания на растяжение (отрыв) приводится на Рисунке 8.31 (3). Нагружение продолжается до разрыва стержня стад-болта либо отслоения основного металла. Разрушение по сварному шву при этом не допускается.

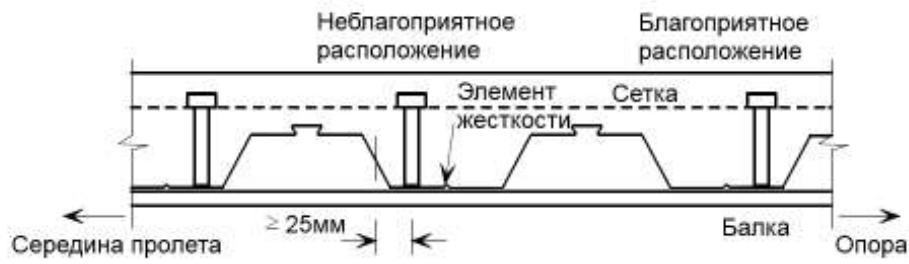
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 определяет ряд конструктивных требований к расположению стержневых стад-болтов, которые для удобства сведены в Таблицу 8.5 и проиллюстрированы на примере диаметра 19мм Рисунком 8.32.

Таблица 8.5. Конструктивные требования к расположению стад-болтов

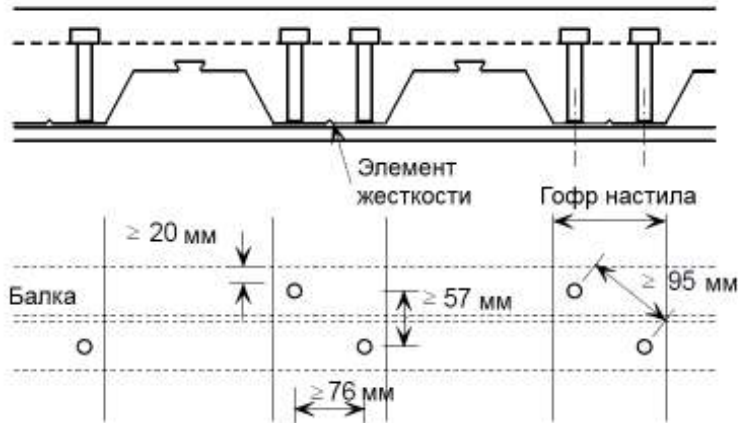
Характеристика расстояния	Значение
Минимальная высота стад-болта	3d
Минимальная высота гибкого стад-болта (рекомендуется)	4d
Минимальная высота выступа выше профнастила	2d
Минимальное расстояние от нижней грани головки до нижней арматуры	30мм
Защитный слой поверх стад-болта	$\min \left[\begin{array}{l} 20\text{мм} \\ \text{Табл. 8.10} - 5\text{мм} \end{array} \right]$
Минимальные размеры головки стад-болта:	
- диаметр	1,5d
- высота	0,4d
Минимальная толщина полки при действии на стад-болт:	
- только сдвига	0,4d
- сдвига и растягивающего усилия либо усталостного воздействия	0,67d
Расстояние от грани стад-болта до кромки пояса балки:	
- минимальное	20мм
- максимальное	$9t_f \sqrt{235/f_y}^*$
Шаг стад-болтов поперек сдвигающей силы:	
- минимальный в плитах сплошного сечения	2,5d
- минимальный в остальных случаях	4d
Шаг стад-болтов вдоль сдвигающей силы:	
- минимальный	5d
- максимальный, если контакт с плитой осуществляется по всей длине (например, плита имеет сплошное сечение)	$\min \left[\begin{array}{l} 22t_f \sqrt{235/f_y}^* \\ 6t_{\text{плиты}} \\ 800 \text{ мм} \end{array} \right]$
- максимальный, если контакт с плитой осуществляется не по всей длине (например, плита опирается на балку поперечными ребрами)	$\min \left[\begin{array}{l} 15t_f \sqrt{235/f_y}^* \\ 6t_{\text{плиты}} \\ 800 \text{ мм} \end{array} \right]$
Минимальная ширина гофров, заполняемых бетоном	50мм

* - условия для повышения Класса сжатой полки до 1 либо 2 за счет анкеровки в плите

6.6.5.5,
6.6.5.6,
6.6.5.7
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1



а) Шахматное расположение одиночных стад-болтов



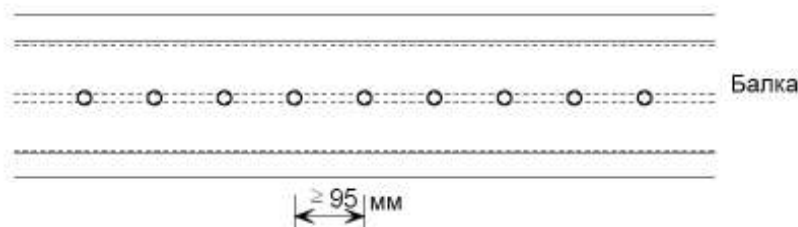
б) По два стад-болта на гофр в шахматном порядке



в) По два стад-болта в гофре параллельно



г) Стык настила (правильное расположение одиночных стад-болтов)



е) Расположение стад болтов при расположении гофров параллельно балкам

Рисунок 8.32. Расположение стад-болтов при их сквозной приварке на примере диаметра 19мм

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 дает подробные указания по расчету и конструированию только стад-болтов, как наиболее распространенного метода обеспечения совместной работы. Правила расчета и конструирования других соединительных элементов должны определяться на основании испытаний. Разработка данных материалов обычно ложится на плечи производителя.

Главной альтернативой стад-болтам среди гибких анкерных упоров заводского изготовления являются уголковые упоры Hilti X-HVB, которые крепятся дюбелями при помощи порохового монтажного пистолета, как показано на Рисунке 8.33. Применение для монтажа дюбелей расширяет сферу их использования, поскольку благодаря этому анкерные упоры Hilti X-HVB могут крепиться к оцинкованным и окрашенным стальным поверхностям, бетону, кирпичу и другим материалам без температурного воздействия. Также они удобны при ограниченном доступе и в стесненных условиях реконструкции. Однако при креплении пороховым пистолетом сдвиговая несущая способность упора ниже, нежели у стад-болтов, и обязательным является наличие утвержденной методики расчета и сертификации продукции.

Основное ограничение на применение данных изделий накладывает сниженная несущая способность самих соединительных элементов, которая составляет около 40% от прочности стержневых упоров диаметром 19мм. Не изученным остается характер работы таких упоров при действии динамических нагрузок, поэтому в таких условиях они не применяются (в конструкциях мостов, паркингов и т. д.).



Рисунок 8.33. Крепление анкерных упоров Hilti X-HVB при помощи порохового пистолета

Упоры X-HVB крепятся к балке двумя дюбелями ENP2-21 или ENPH2-21 с помощью поршневого монтажного пистолета Hilti-DX 750.

Выбор типа дюбеля для крепления упоров зависит от толщины и прочности стали верхней полки балок. На Рисунке 8.34 показаны области применения дюбелей ENP2-21 или ENPH2-21, прикрепляющих упоры к поясу балки толщиной от 6 до 30мм из стали с временным сопротивлением не более 700МПа.

Патроны для пристрелки дюбелей, объединенные в обойму по 10 штук, принимают различную мощности в зависимости от толщины и марки стали полки балки.

9.1.5
СТО 0047-2005

9.1.9
СТО 0047-2005

9.1.10
СТО 0047-2005

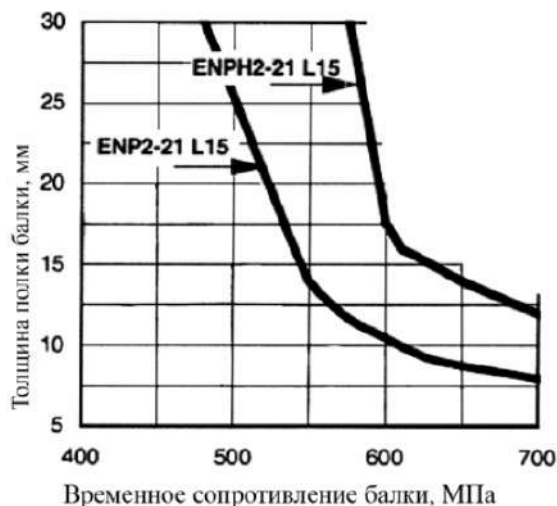


Рисунок 8.34. Области применения дюбелей для крепления упоров X-HVB в зависимости от толщины полки и марки стали балки

Предельные размеры монолитной плиты и сечения профилированного настила в зависимости от типа упора приводятся в Таблице 8.6.

Таблица 8.6. Соотношение толщины плиты и высоты упоров X-HVB

Тип упора	Минимальная толщина плиты, мм	Максимальная высота профиля настила h_p , мм		
		$\frac{b_0}{h_p} \geq 1,8$	$\frac{b_0}{h_p} < 1,8$	$\frac{b_0}{h_p} \leq 1,8$
X-HVB 50	72	-		
X-HVB 80	100	45	45	45
X-HVB 95	115	60	57	45
X-HVB 110	130	75	66	60
X-HVB 125	145	80	75	73
X-HVB 141	160	80	80	80

Значения в Таблице 8.6 даны при минимальной толщине верхней полки балки 8мм. Толщину настила не рекомендуется принимать более 1,25 мм. Минимальный защитный слой над верхней полкой упора – 20 мм.

Упоры X-HVB располагаются на нижних полках настила параллельно или перпендикулярно оси балки. Между смежными гофрами профилированного листа может располагаться от одного до трех упоров, причем продольное расположение упоров более эффективно.

Рекомендации производителя по расположению анкерных упоров X-HVB сведены в Таблицу 8.7. и проиллюстрированы на Рисунке 8.35.

Таблица 8.7. Конструктивные требования к расположению упоров X-HVB

Характеристика расстояния	Значение
Расстояние между стенками упоров:	
- минимальное вдоль гофра	100 мм
- максимальное вдоль гофра	600 мм или $4t_{\text{плиты}}$
- минимальное поперек гофра	50 мм
Расстояние от стенки упора до стенки гофра:	
- в гофрах перпендикулярных балке	40 мм
- в гофрах параллельных балке	20 мм
Минимальная ширина плоской части нижних полок настила	50мм

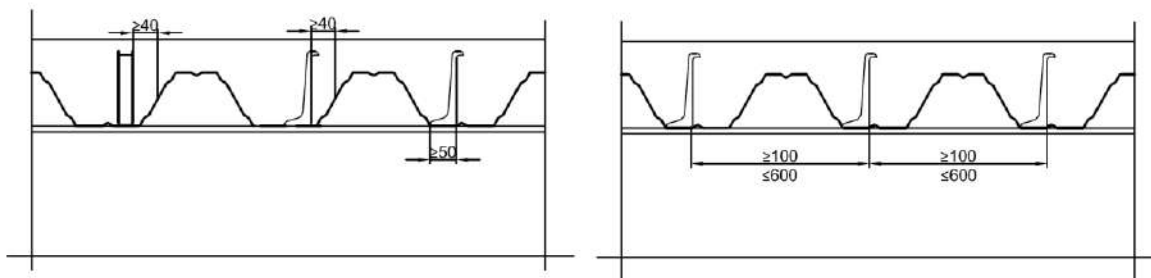
Рисунок 24
СТО 0047-2005

9.1.8
СТО 0047-2005

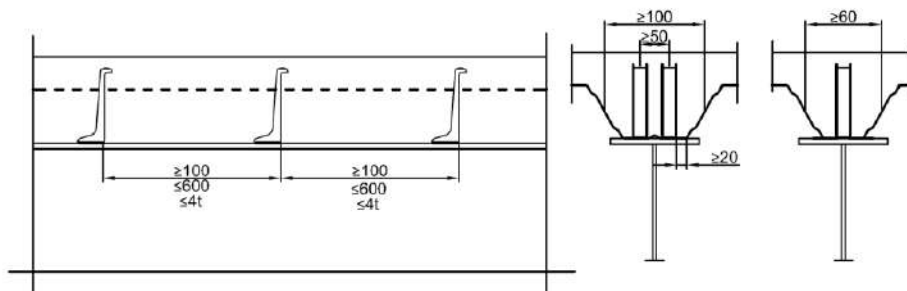
Таблица 7
СТО 0047-2005

9.1.11
СТО 0047-2005

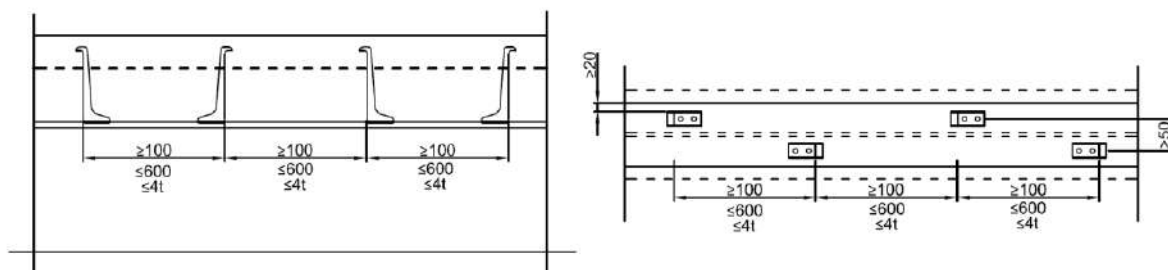
9.1.11 и 9.1.12
СТО 0047-2005



(1) Расположение упоров вдоль и поперек гофров перпендикулярных балке



(2) Расположение упоров вдоль гофров параллельных балке



(3) Расположение упоров в шахматном порядке вдоль гофров параллельных балке

Рисунок 8.35. Расположение анкерных упоров X-HVB

Остальные типы анкерных упоров, за исключением некоторых изделий из полос, имеют индивидуальную конструкцию, в зависимости от которой могут классифицироваться как гибкие либо жесткие. Составляющими частями таких соединительных элементов является плоский, фасонный и сортовой прокат. Как и конструкция, расположение подобных соединительных элементов является индивидуальной задачей, но подчиняется закону распределения усилий продольного сдвига и общим правилам конструирования. Базовые рекомендации по конфигурации самих упоров индивидуальной конструкции приводятся в Разделе 5.2.2.6 данной публикации. Методика ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 требует использования гибких анкерных упоров. Основную группу гибких упоров индивидуальной конструкции образуют петлевые соединительные элементы из арматурного проката.

8.4 Защитный слой

Защитный слой – это расстояние от поверхности арматуры до ближайшей поверхности бетона, включая соединения, поперечное и поверхностное армирование.

Минимальный защитный слой бетона призван обеспечить:

- безопасную передачу усилий сцепления;
- защиту арматурной стали от коррозии (долговечность);
- необходимую огнестойкость.

В рабочих чертежах должен указываться номинальный защитный слой, равный сумме минимального защитного слоя c_{min} и проектного допуска Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

4.4.1.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.2 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.1 (2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Минимальный защитный слой c_{min} следует назначать равным большему из значений по критериям обеспечения сцепления и коррозионной стойкости:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{мм} \}$$

где:

- $c_{min,b}$ минимальный защитный слой по критерию сцепления
- $c_{min,dur}$ минимальный защитный слой по критерию коррозионной стойкости
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ дополнительная составляющая из соображений надежности
- $\Delta c_{dur,st}$ величина снижения минимальной толщины защитного слоя при армировании нержавеющей сталью
- $\Delta c_{dur,add}$ величина снижения минимальной толщины защитного слоя при использовании дополнительной защиты

Защитный слой по критерию коррозионной стойкости должен быть увеличен на значение дополнительной составляющей $\Delta c_{dur,\gamma}$ из соображений надежности. Согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 $c_{dur,\gamma}$ принимается равной рекомендуемому значению $c_{dur,\gamma} = 0\text{мм}$.

При армировании нержавеющей сталью либо использовании других специальных мероприятий минимальный защитный слой может уменьшаться на величину $\Delta c_{dur,st}$. В таких случаях следует учитывать влияние свойств материала на все характеристики, включая сцепление. Национальным приложением ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 $\Delta c_{dur,st}$ принято равным рекомендуемому значению $c_{dur,st} = 0\text{мм}$.

Для бетонов с дополнительной защитой (например, покрытиями) минимальный защитный слой может уменьшаться на величину $\Delta c_{dur,add}$. Значение $\Delta c_{dur,add}$ также принимается согласно рекомендациям ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 равным $\Delta c_{dur,add} = 0$.

Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина защитного слоя должна составлять не менее $c_{min,b}$ согласно Таблице 8.8.

Таблица 8.8. Минимально требуемая для обеспечения сцепления толщина защитного слоя $c_{min,b}$

Условия сцепления	
Размещение стержней	Минимальный защитный слой $c_{min,b}$ ¹⁾
Армирование отдельными стержнями	Диаметр стержня
Армирование пучками стержней	Эквивалентный диаметр \varnothing_n ²⁾

¹⁾ Если номинальный максимальный размер крупного заполнителя превышает 32 мм, $c_{min,b}$ необходимо увеличить на 5 мм.
²⁾ Эквивалентный диаметр \varnothing_n условного стержня определяется следующим образом:
 $\varnothing_n = \varnothing \cdot \sqrt{n_b} \leq 55\text{мм}$,
 где:
 n_b количество арматурных стержней в пучке, ограниченное значениями:
 $n_b \leq 4$ - для вертикальных сжатых стержней и для стержней в нахлесточных соединениях;
 $n_b \leq 3$ - для всех других случаев.

Для легких бетонов минимальный защитный слой согласно Таблице 8.8 следует увеличивать на 5мм.

4.4.1.2 (2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.2 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.2 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 4.2 и
8.9.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

11.4. 2 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Минимальный защитный слой по критерию коррозионной стойкости $c_{min,dur}$ для армирования обычных бетонов определяется с учетом класса условий эксплуатации и класса конструкции.

Согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 принимается рекомендуемая классификация и исходные значения для определения $c_{min,dur}$:

- рекомендуемым классом конструкции (срок эксплуатации 50 лет) является S4 при использовании индикативных классов прочности бетона, приведенных в Таблице 2.14;
- рекомендуемые модификации исходного класса конструкций приведены в Таблице 8.9. Рекомендуемый минимальный класс конструкций - S1.

Значения для $c_{min,dur}$ для обычной арматуры принимаются согласно Таблице 8.10.

Таблица 8.9. Рекомендуемая классификация конструкций

Критерий	Класс конструкции						
	Класс условий эксплуатации по Таблице 2.14						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Срок службы 100 лет ¹⁾	Повысить класс на 2						
Класс прочности на сжатие ^{2), 3)}	$\geq C^{30}/_{37}$ Снизить класс на 1	$\geq C^{35}/_{45}$ Снизить класс на 1		$\geq C^{40}/_{50}$ Снизить класс на 1		$\geq C^{45}/_{55}$ Снизить класс на 1	
Элемент с плитной геометрией (технология строительства не влияет на положение арматуры)	Снизить класс на 1						
Подтвержден особый контроль качества производства бетона	Снизить класс на 1						
¹⁾ Согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990 срок службы 100 лет устанавливается только для монументальных зданий, мостов и других инженерных сооружений. ²⁾ Класс прочности и значение водоцементного соотношения должны рассматриваться как взаимосвязанные величины. Для получения низкой проницаемости может подбираться особый состав бетона (тип цемента, водоцементное соотношение, наполнители). ³⁾ Указанный предельный класс прочности может снижаться на одну ступень, если воздухоувлечение составляет более 4 %.							

Таблица 8.10. Минимальный защитный слой $c_{min,dur}$ по критерию коррозионной стойкости (долговечности) для обычной арматуры соответствующей ДСТУ EN 10080

Класс конструкций	Требуемый по условиям эксплуатации $c_{min,dur}$, мм						
	Класс условий эксплуатации согласно Таблице 2.14						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

4.4.1.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 4.3N
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 4.4N
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Если монолитный бетон примыкает к другим бетонным элементам (сборным либо монолитным), минимальная толщина защитного слоя от арматуры до контактной поверхности может быть уменьшена до значения $c_{min,b}$, обеспечивающего достаточное сцепление, при условиях что:

- использован класс бетона по прочности на сжатие не ниже $C^{25}/_{30}$;
- контактная поверхность недолго подвержена воздействию окружающей среды (менее 28 суток);
- обеспечена шероховатость контактной поверхности.

Для неровных поверхностей (например, с выступающим заполнителем) минимальный защитный слой должен быть увеличен не менее, чем на 5 мм.

Если ожидается, что бетон будет подвергаться попеременному замораживанию и оттаиванию или химическому воздействию (классы XF и XA), особое внимание следует уделить составу бетона согласно EN 206-1. Защитного слоя согласно положениям данного раздела для таких условий обычно достаточно.

При подверженности бетона истиранию особое внимание следует уделить выбору заполнителя согласно EN 206-1. Альтернативно допускается повышать износостойчивость за счет увеличения толщины защитного слоя (так называемый «жертвенный» слой). В подобном случае минимальная толщина защитного слоя c_{min} должна быть увеличена для класса износа XM1 на величину k_1 , для XM2 — на k_2 и для XM3 — на k_3 .

Класс износа XM1 означает умеренный режим истирания, как, например, в элементах промышленных площадок от частого воздействия автотранспорта на пневматических шинах. Класс износа XM2 означает тяжелый режим истирания, как, например, в элементах промышленных площадок от частого передвижения по ним вильчатых погрузчиков на пневматических или сплошных резиновых шинах. Класс износа XM3 означает чрезвычайный режим истирания, как, например, в элементах промышленных площадок от частого передвижения по ним вильчатых погрузчиков на эластомерных либо стальных шинах, или гусеничного транспорта.

Национальным приложением ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 приняты рекомендуемые значения k_1 , k_2 и k_3 , равные 5мм, 10мм и 15 мм соответственно.

При расчете номинальной толщины защитного слоя c_{nom} к ее минимальному значению необходимо добавлять допуск на отклонение (Δc_{dev}). Необходимый минимальный защитный слой следует увеличить на значение допустимого отрицательного отклонения. Значение Δc_{dev} согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 принято равным 10 мм.

Допустимые отклонения для зданий приводятся в EN 13670-1. Как правило, эти значения достаточны и для других типов конструкций. Их следует учитывать при определении номинальных толщин защитного слоя в рамках проекта. В расчете и на чертежах должна использоваться номинальная толщина защитного слоя помимо случаев, когда есть четкие указания использовать другие значения (например, минимальные).

В некоторых ситуациях отклонения, а следовательно и допуск Δc_{dev} , могут быть снижены.

Данный пункт предполагает производство в контролируемых заводских условиях с внедренной системой качества ($10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм}$) и использованием высокоточного инструмента для измерения толщины защитного слоя ($10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ мм}$). Следовательно его правила преимущественно применимы в случае использования в составе сталежелезобетонных каркасов сборных железобетонных элементов.

4.4.1.2 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.2 (11)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.2 (12)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.2 (13)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.3 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Чтобы учесть увеличение отклонений при заливке бетона по контакту с неровной поверхностью, следует увеличить допуск Δc_{dev} . Увеличение должно соответствовать размеру неровностей. Защитный слой бетона в месте контакта с различными шероховатыми поверхностями, как, например, рельефными штукатурками либо бетонными элементами с выступающим заполнителем, должен учитывать размер неровностей увеличением толщины не менее чем на 5 мм, что указывалось ранее.

Если требуется обеспечить защитный слой над соединительным элементом, то его номинальное значение следует принимать равным большему из:

- а) 20 мм;
- б) $c_{min,dur}$ согласно Таблице 8.10 минус 5 мм.

Если защитный слой не требуется, то верхняя часть соединительного элемента может располагаться в одном уровне с верхней поверхностью бетонной плиты.

Сдвиговое соединение должно конструироваться таким образом, чтобы было возможно надлежащим образом уплотнить бетон в основании анкерных упоров.

Для колонн с полностью обетонированным стальным сечением следует предусматривать толщину защитного слоя бетона не менее необходимой для безопасной передачи сил сцепления, защиты стали от коррозии и предотвращения отслоения бетона.

Толщина защитного слоя для полки колонны с полностью обетонированным стальным сечением должна составлять не менее 40мм и не менее $1/6$ ширины полки.

Дополнительное ограничение на защитный слой полностью обетонированных колонн накладывает использование упрощенного метода расчета. Согласно ему максимальные значения защитных слоев в двух направления должны составлять не более $\max c_z = 0,3h$ и $\max c_y = 0,4b$ согласно Разделу 5.2.3.2.

8.5 Анкеровка арматуры

Арматурным стержням, проволоке и сварным сеткам для надежной передачи на бетон усилий сцепления без отслоения либо образования продольных трещин следует обеспечивать достаточную анкеровку.

Стандартные типы анкеровки показаны на Рисунке 8.36.

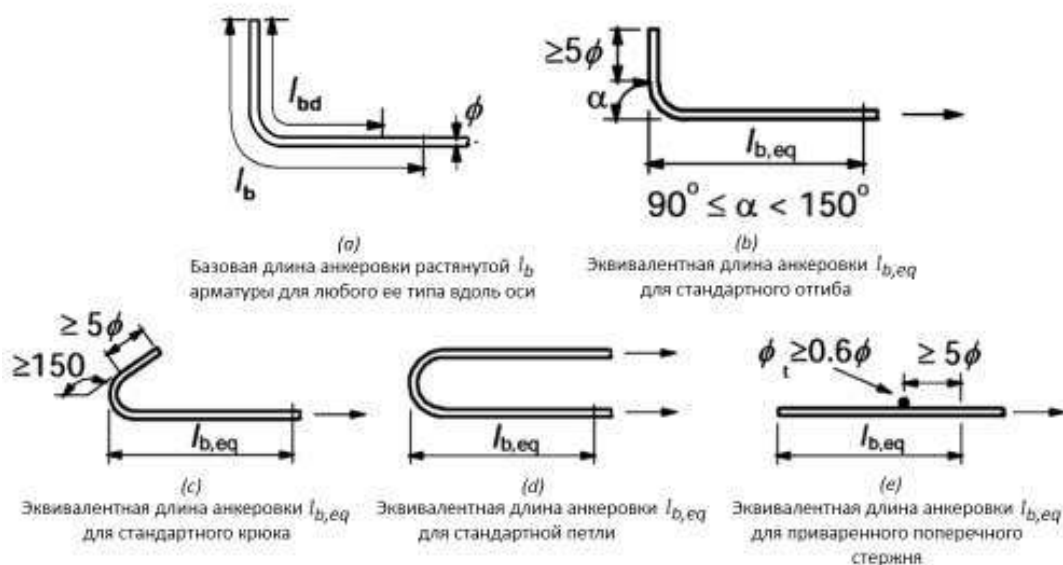


Рисунок 8.36. Стандартные типы анкерки помимо прямых стержней

4.4.1.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.5.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.5.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.5.2 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.5.1 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.5.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

8.4.1 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.4.1 (2)
и
Рисунок 8.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Необходимая базовая длина $l_{b,rqd}$ для анкеровки усилия $A_s \cdot \sigma_{sd}$ в прямом арматурном стержне, предполагая постоянное сцепление f_{bd} , равна:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

где:

σ_{sd} расчетное напряжение в точке арматурного стержня, от которой отсчитывается длина анкеровки

Расчетное значение предельного сцепления f_{bd} для ребристой арматуры может быть принято равным:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

где:

f_{ctd} расчетное значение прочности бетона на растяжение равное $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$

В связи с повышением хрупкости высокопрочных бетонов $f_{ctk,0.05}$ в данном случае должно быть ограничено значением для класса С60/75, если не подтверждено, что среднее сцепление способно превысить эти пределы.

η_1 коэффициент, учитывающий качество сцепления и положение арматуры в ходе заливки бетона

$\eta_1 = 1,0$ когда обеспечены «хорошие» условия для сцепления бетона

$\eta_1 = 0,7$ для всех остальных случаев и арматуры в составе конструкций, возведенных в скользящей опалубке, если не обосновано наличие «хороших» условий для сцепления бетона

На практике для монолитных железобетонных конструкций обычно в запас принимают $\eta_1 = 0,7$. Более четкие указания приводятся на Рисунке 8.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

η_2 коэффициент, учитывающий диаметр стержней

$\eta_2 = 1,0$ для $\phi \leq 32$ мм

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$ для $\phi > 32$ мм

Расчетная длина анкеровки l_{bd} определяется по формуле:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5 определяются по Таблице 8.11

α_1 коэффициент, учитывающий форму стержней согласно Рисунку 8.36, предполагая надлежащий защитный слой

α_2 коэффициент, учитывающий влияние минимального защитного слоя согласно Рисунку 8.37



Рисунок 8.37. К определению c_d для балок и плит

8.4.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.4.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Рисунок 8.3
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

- α_3 коэффициент, учитывающий эффект обжатия за счет поперечной арматуры
- α_4 коэффициент, учитывающий влияние одного или нескольких поперечных арматурных стержней ($\phi_t > 0,6 \cdot \phi$), приваренных на расчетной длине анкеровки l_{bd}
- α_5 коэффициент, учитывающий эффект давления поперек плоскости отслоения вдоль расчетной длины анкеровки

Должно соблюдаться условие $\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7$.

$l_{b,min}$ минимальная длина анкеровки, в отсутствие других ограничений, равна:

$$l_{b,min} > \max\{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ мм}\} - \text{для анкеровки при растяжении}$$

$$l_{b,min} > \max\{0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ мм}\} - \text{для анкеровки при сжатии}$$

Таблица 8.11. К определению коэффициентов $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5

Коэффициент	Тип анкеровки	Арматурный стержень	
		растянутый	сжатый
Формы стержней	Прямой стержень	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Другие, кроме прямых стержней, согласно иллюстрациям (b), (c) и (d) на Рисунке 8.36	$\alpha_1 = 0,7$ при $c_d > 3 \cdot \phi$ $\alpha_1 = 1,0$ в других случаях (c_d по Рисунку 8.37)	$\alpha_1 = 1,0$
Защитного слоя	Прямой стержень	$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (c_d по Рисунку 8.37)	$\alpha_2 = 1,0$
	Другие, кроме прямых стержней, согласно иллюстрациям (b), (c) и (d) на Рисунке 8.36	$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - 3 \cdot \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (c_d по Рисунку 8.37)	$\alpha_2 = 1,0$
Обжатия поперечным армированием, не приваренным к основным стержням	Все типы	$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Обжатия приваренным поперечным армированием	Все типы с расположением и размерами согласно иллюстрации (e) на Рисунке 8.36	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Обжатия поперечным давлением	Все типы	$\alpha_5 = 1 - 0,04 \cdot p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-

где:

$$\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,min}) / A_s$$

$\sum A_{st}$ площадь сечения поперечной арматуры на расчетной длине анкеровки l_{bd}

$\sum A_{st,min}$ площадь сечения минимального поперечного армирования

$$\sum A_{st,min} = 0,25 \cdot A_s - \text{для балок; } \sum A_{st,min} = 0 - \text{для плит}$$

A_s площадь отдельного заанкеренного стержня максимального диаметра

K коэффициент, принимаемый согласно Рисунку 8.38

p поперечное давление в МПа вдоль l_{bd} при расчетах по несущей способности

В непосредственных опираниях элементов l_{bd} может приниматься менее $l_{b,min}$ в случае приварки в пределах опоры хотя бы одного поперечного стержня на расстоянии не менее 15мм от ее грани.

Таблица 8.2
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

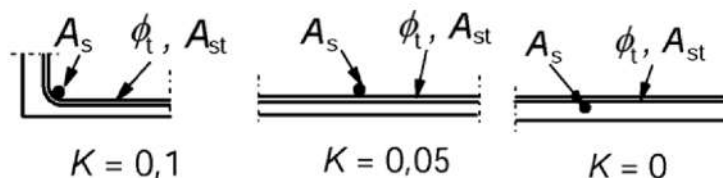


Рисунок 8.38. К определению коэффициента K для балок и плит

Альтернативно, в качестве упрощения, растянутую анкеровку определенных форм согласно Рисунку 8.36 допускается обеспечивать эквивалентной длиной анкеровки $l_{b,eq}$. Длину $l_{b,eq}$ согласно Рисунку 8.36 следует принимать равной:

$\alpha_1 \cdot l_{b,rqd}$ – для форм с (b) по (d) согласно Рисунку 8.36

$\alpha_4 \cdot l_{b,rqd}$ – для формы (e) согласно Рисунку 8.36

Для арматуры с отгибами базовая длина анкеровки l_b и расчетная длина анкеровки l_{bd} согласно иллюстрации (a) на Рисунке 8.36 должны измеряться вдоль центральной оси стержня.

В случаях, где пары проволок/стержней образуют сварные сетки, диаметр ϕ в выражении для $l_{b,rqd}$ следует заменять эквивалентным значением $\phi_n = \phi \cdot \sqrt{2}$.

Отгибы и крюки не вносят вклад в анкеровку при сжатии.

Усилить анкеровку можно приваркой поперечных стержней, передающих усилие на бетон, при условии подтверждения качества сварки.

Несущая способность одного поперечного стержня (диаметром 14-32 мм), приваренного с внутренней стороны основного стержня, равна F_{btd} . Тогда σ_{sd} в выражении для $l_{b,rqd}$ может быть снижено на F_{btd}/A_s , где A_s – это площадь сечения основного стержня. F_{btd} определяется по указаниям Раздела 8.6 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Отказ по бетону внутри загибов считается исключенным, если выполняются следующие условия:

- для анкеровки не требуется длина более 5ϕ за точкой изгиба;
- стержень не расположен близко к грани (когда плоскость отгиба близка к поверхности бетона) и внутри изгиба установлен стержень диаметром $\geq \phi$;
- диаметр оправки составляет не менее рекомендуемых значений Таблицы 2.20.

В противном случае диаметр оправки должен быть повышен до значения не менее $\phi_{m,min}$:

$$\phi_{m,min} \geq F_{bt} \cdot \frac{1/a_b + 1/(2 \cdot \phi)}{f_{cd}}$$

где:

F_{bt} – растягивающее усилие от расчетных нагрузок в стержне или группе стержней в начале изгиба

a_b – половина расстояния между осями рассматриваемых стержней либо групп стержней в направлении перпендикулярном плоскости изгиба

Для стержней либо групп стержней, прилегающих к грани элемента, a_b должно приниматься равным толщине защитного слоя плюс $\phi/2$. Значение f_{cd} не должно приниматься более, чем для бетона класса C55/67.

Рисунок 8.4
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.4.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.4.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.4.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.4.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

В продольном армировании, участвующем в работе на сдвиг, возникает дополнительное продольное усилие, которое вместе с любой продольной силой необходимо заанкерить. Поэтому продольное армирование сталежелезобетонных плит, которое заходит в опорные зоны и включается в работу на сдвиг, необходимо анкерить либо заводить за опору. Усилие которое требуется заанкерить определяется по формуле:

$$F_E = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_I}{z} + N_{Ed}$$

где:

N_{Ed} продольное усилие, добавляемое либо вычитаемое из растягивающего усилия

$a_I = d$ для элементов без расчетного поперечного армирования, к которым обычно относятся сталежелезобетонные плиты

С учетом того, что для элемента в условиях среза без значительных продольных усилий упрощенно допускается принять $z = 0,9 \cdot d$, подстановки позволяют получить следующее выражение для элементов без расчетного поперечного армирования:

$$F_E = |V_{Ed}| \cdot \frac{d}{0,9 \cdot d} + 0 = 1,1 \cdot |V_{Ed}|$$

На промежуточных опорах, где одновременно действуют V_{Ed} и M_{Ed} , такое же дополнительное продольное усилие в $1,1 \cdot |V_{Ed}|$ следует добавлять к основному значению от M_{Ed} . Упрощенно это можно сделать по «правилу смещения эпюры моментов» согласно Рисунку 9.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Для плит с расчетным поперечным армированием следует руководствоваться соответствующими требованиями пунктов 9.2.1.3(2), 9.2.1.4(2) и 6.2.3 (7) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1. Продольные усилия возникают и в других случаях расчетного поперечного армирования, что всегда должно учитываться в том числе и анкерровкой.

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 для балок не менее 25% нижней арматуры в пролете должно заводиться на крайние и промежуточные опоры и соответствующим образом анкериться. Для однопролетных плит это значение должно составлять не менее 50%. В сталежелезобетонных плитах эти условия фактически выполняются самим профнастилом, как континуальным армированием. Однако другие типы железобетонных плит, включая монолитные плиты по обычным профилированным настилам, следует рассчитывать и конструировать по ДСТУ-Н Б EN1992-1-1 как обычные железобетонные конструкции, и учитывать эти, а также другие дополнительные требования. В сталежелезобетонных плитах может потребоваться выполнить данные требования для нижней растянутой арматуры по расчету в условиях пожара, когда профнастил исключается из работы.

8.6 Перехлест арматуры

Усилия от одного стержня на другой могут передаваться посредством:

- перехлеста стержней с отгибами или крюками, либо без них;
- сварки;
- механических соединительных элементов способных передавать сжатие и растяжение, либо только сжатие.

Перехлесты арматуры должны конструироваться таким образом, чтобы:

- обеспечивалась передача усилий от одного стержня на другой;
- вблизи соединений не происходило отслоения бетона;

9.2.1.4 (2) и
9.2.1.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9.2.1.4 (1) и
9.3.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.2 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

- не образовывались значительные трещины, способные повлиять на характер работы конструкций.

Правила конструирования перехлестов предусматривают чтобы они:

- располагались вразбежку и не в местах с высокими значениями изгибающих моментов;
- в любом сечении располагались симметрично.

Размещение перехлестов должно соответствовать схеме на Рисунке 8.39:

- зазор между стержнями в пределах перехлеста не должен превышать $4 \cdot \phi$ или 50 мм, а в местах, где данное условие не выполняется, длина стыка должна повышаться на величину зазора;
- продольное расстояние между двумя смежными перехлестами должно быть не менее $0,3$ от длины перехлеста l_0 ;
- в местах со смежными перехлестами зазор между соседними стержнями должен быть не менее $2 \cdot \phi$ или 20 мм.

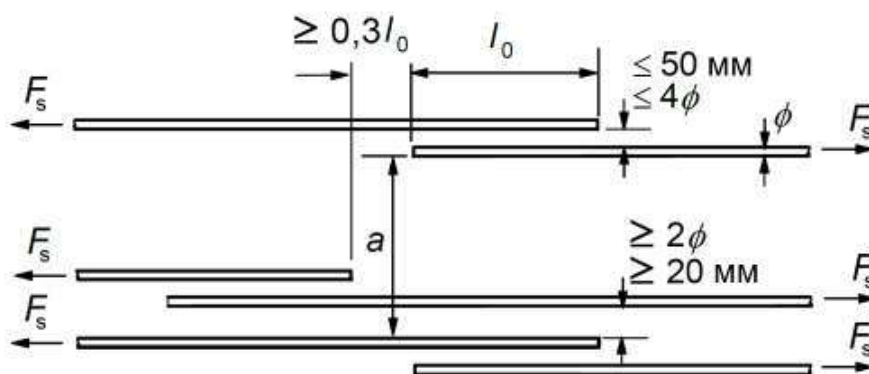


Рисунок 8.39. Схема расположения перехлестов с учетом смежных соединений

Если данная схема соблюдается и армирование расположено в один слой, то допустимый процент перехлестов растянутой арматуры составляет 100%. При армировании в несколько слоев соотношение должно быть понижено до 50%.

В сжатой и второстепенной арматуре все перехлесты могут располагаться в одном сечении.

Расчетная длина перехлеста определяется по формуле:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

где:

$l_{b,rqd}$ определяется согласно расчету для анкеровки

$$l_{0,min} > \max\{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot \phi; 200 \text{ мм}\}$$

Значения $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ и α_5 могут быть приняты по Таблице 8.11, но в данном случае для расчета α_3 следует принимать $\sum A_{st,min} = 1,0 \cdot A_s \cdot (\sigma_{sd}/f_{yd})$, где A_s – это площадь сечения одного стержня в перехлесте.

$\alpha_6 = \sqrt{\rho_1/25}$, но не более 1,5 и не менее 1,0, где ρ_1 – это процент арматуры с перехлестами в пределах $0,65 \cdot l_0$ от центра рассматриваемого перехлеста согласно Рисунку 8.40. Справочные значения α_6 приводятся в Таблице 8.12.

8.7.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

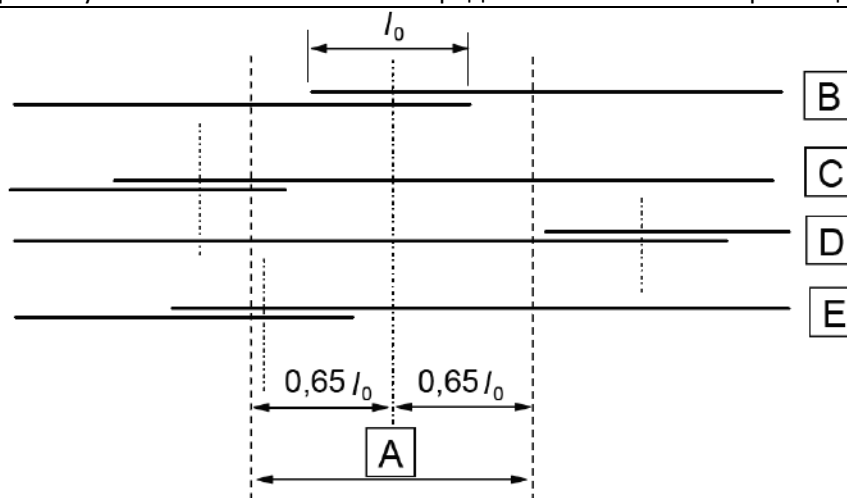
Рисунок 8.7
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 8.12. Справочные значения коэффициента α_6

Процент срежней с перехлестом по отношению к общей площади сечения	< 25%	33%	50%	> 50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5
Примечание: промежуточные значения можно определить линейной интерполяцией				



A Рассматриваемое сечение **B** Стержень 1 **C** Стержень 2 **D** Стержень 3 **E** Стержень 4

Пример: Стержни 2 и 3 находятся за пределами рассматриваемой зоны: % = 50 и $\alpha_6 = 1,4$

Рисунок 8.40. Процент стержней с перехлестом в пределах зоны одного перехлеста

Для передачи в пределах перехлеста поперечных усилий растяжения необходимо предусматривать поперечное армирование.

В случае перехлестов стержней диаметром менее 20 мм или при проценте стержней с перехлестом во всех сечениях менее 25%, любое поперечное армирование либо хомуты необходимые по другим причинам могут считаться достаточными для передачи поперечных усилий растяжения без дополнительного обоснования.

В местах перехлеста стержней диаметром ϕ не менее 20 мм поперечное армирование должно иметь суммарную площадь поперечного сечения A_{st} (сумма для всех стержней параллельных слою соединяемой арматуры) не менее площади сечения A_s одного стержня в перехлесте ($\sum A_{st} \geq 1,0 \cdot A_s$). Поперечная арматура должна располагаться перпендикулярно перехлесту между ним и поверхностью бетона.

Если для более 50% стержней перехлест устраивается в одной точке и расстояние a между смежными перехлестами составляет не более $10 \cdot \phi$ (см. Рисунок 8.39), то поперечное армирование должно иметь вид хомутов или U-образных петель с их анкерровкой в теле бетона.

Поперечное армирование должно располагаться по краям перехлеста, как показано на иллюстрации (а) Рисунка 8.41.

Таблица 8.3
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Рисунок 8.8
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.4.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.4.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.4.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

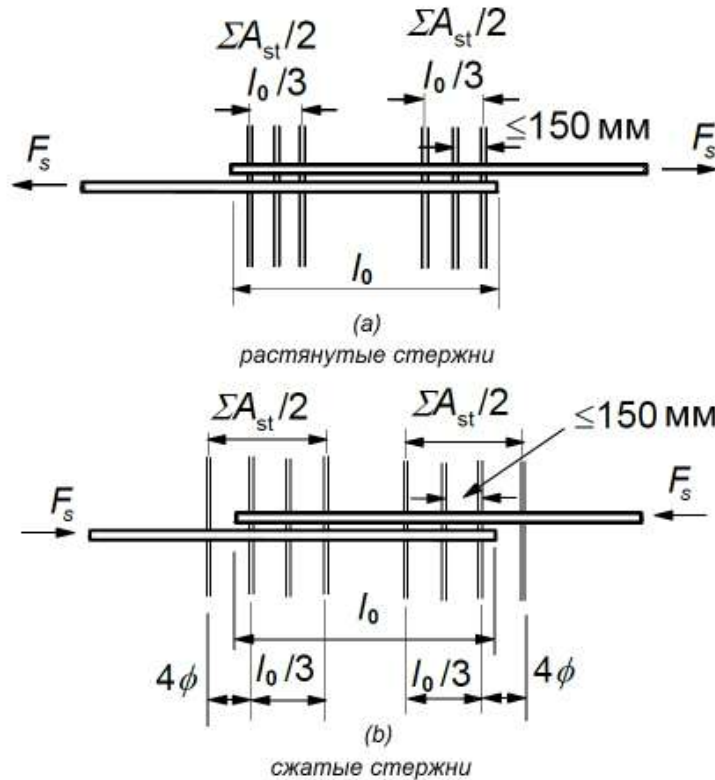


Рисунок 8.9
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Рисунок 8.41. Поперечное армирование перехлестов

В перехлестах сжатых стержней, в дополнение к правилам для растянутой арматуры, необходимо закладывать по одному стержню в пределах $4 \cdot \phi$ от края стыка с каждой стороны от него, как показано на иллюстрации (b) Рисунка 8.41.

Перехлесты сварных сеток из ребристой арматуры могут выполняться их переплетением либо послойной укладкой, как показано на Рисунке 8.42.

8.7.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.5.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

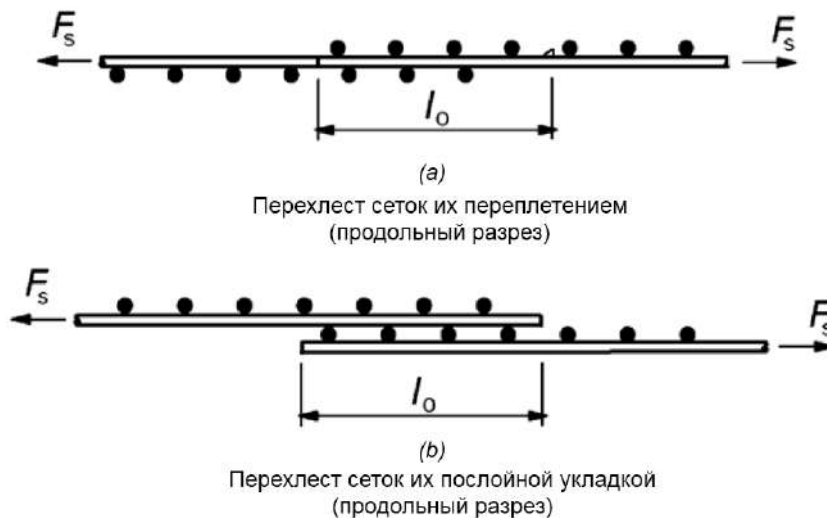


Рисунок 8.10
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Рисунок 8.42. Перехлесты сварных сеток

При наличии циклических нагрузок перехлест сеток следует выполнять их переплетением.

Сетки могут иметь различную конфигурацию в зависимости от возложенных на них функций и действующих усилий. В результате могут приниматься сетки с одинаковым либо разным шагом арматуры и диаметром стержней в двух направлениях. При наличии преобладающего направления действия усилий рационально предусматривать в нем

8.7.5.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

основное рабочее армирование с уменьшенным шагом и/или увеличенным диаметром. Второстепенное распределяющее армирование, напротив, может иметь увеличенный шаг и/или уменьшенный диаметр стержней.

При устройстве перехлеста сеток их переплетением схема расположения основных рабочих стержней должна выполняться аналогично отдельным арматурным стержням. Следует пренебрегать любым благоприятным влиянием поперечных стержней, принимая $\alpha_3 = 1,0$.

8.7.5.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

При устройстве перехлеста сеток их послойной укладкой стыки основных стержней следует располагать, главным образом, в местах, где напряжение в арматуре при расчете предельных состояний по несущей способности не превышает 80% от ее прочности.

8.7.5.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Если данное условие не выполняется, при расчете несущей способности на изгиб расстояние до арматуры следует принимать по сетке наиболее удаленной от растянутой грани бетона. Кроме того, для контроля трещиностойкости в сечении на краю перехлеста, напряжения, используемые для Таблиц 6.12 и 6.13, за счет неоднородности по краям стыка следует повышать на 25%.

8.7.5.1 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Процент перехлеста основных стержней сеток в любом сечении должен соответствовать следующим требованиям:

8.7.5.1 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

- при перехлесте сеток их переплетением применимы значения Таблицы 8.12

- при перехлесте сеток их послойной укладкой допустимый процент стыкуемых основных стержней в любом сечении зависит от конкретной площади поперечного сечения сварной сетки $(A_s/s)_{prov}$, где s – это шаг арматуры:

$$100\% \text{ при } (A_s/s)_{prov} \leq 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$$

$$60\% \text{ при } (A_s/s)_{prov} > 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Перехлест в нескольких слоях сеток нужно разносить на расстояние не менее $1,3 \cdot l_0$, где l_0 определяется как описано ранее для отдельных стержней.

8.7.5.1 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Дополнительное поперечное армирование в перехлестах сеток не требуется.

Вся второстепенная распределяющая арматура сеток может стыковаться в одном месте.

8.7.5.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Минимальные значения длины перехлеста l_0 для второстепенных стержней указаны в Таблице 8.13. При этом длина перехлеста двух второстепенных стержней должна перекрывать два основных стержня.

Таблица 8.13. Требуемая длина перехлеста для второстепенных стержней сеток

Диаметр второстепенных стержней, мм	Длина перехлеста
$\phi \leq 6$	≥ 150 мм; не менее одного шага арматуры в пределах перехлеста
$6 < \phi \leq 8,5$	≥ 250 мм; не менее двух шагов арматуры в пределах перехлеста
$8,5 < \phi \leq 12$	≥ 350 мм; не менее двух шагов арматуры в пределах перехлеста

Таблица 8.4
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7 Конструирование сталежелезобетонных колонн

Площадь продольного армирования полностью обетонированных колонн, учитываемая при определении несущей способности поперечного сечения, должна составлять не менее 0,3% площади поперечного сечения бетона A_c . Если не требуется расчет

6.7.5.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

огнестойкости, в заполненных бетоном замкнутых профилях продольное армирование, как правило, не является обязательным (трубобетонные конструкции).

Дополнительно для полностью и частично обетонированных колонн ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 ссылается на Раздел 9.5 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, согласно которому площадь продольного армирования должна быть не менее:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{sd}} \text{ и } 0,002 \cdot A_c \text{ (0,2\% площади бетона)}$$

где:

f_{sd} предел текучести арматуры

N_{Ed} расчетное осевое усилие

Одновременно площадь продольного армирования не должна превышать значения $A_{s,max}$, которое принимается равным:

- $A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$ (4% площади бетона) в местах без нахлестов, если нельзя обоснованно утверждать, что исключено влияние на целостность бетона и сечение способно работать вплоть до исчерпания своей полной несущей способности;

- $A_{s,max} = 0,08 \cdot A_c$ (8% площади бетона) в местах нахлестов.

Для полностью и частично обетонированных сечений продольные стержни должны быть диаметром не менее 8мм.

Шаг поперечной арматуры вдоль частично либо полностью обетонированной колонны не должен превышать $S_{cl,tmax}$, принимаемый меньшим из:

- 20 минимальных диаметров продольной арматуры;

- наименьшему размеру колонны;

- 400 мм.

$S_{cl,tmax}$ следует уменьшать коэффициентом 0,6 в следующих случаях:

- в пределах длины, равной большему размеру сечения колонны, отсчитываемой от верха или низа балок и плит;

- на участках нахлесточных соединений при максимальном диаметре продольной арматуры более 14мм необходимо с равным шагом устанавливать минимум 3-и стержня.

Диаметр поперечного армирования (хомутов, петель либо спиралей) должен составлять не менее 6мм и четверти от максимального диаметра продольных стержней. При поперечном армировании в виде сварных сеток диаметр их стержней должен составлять не менее 5мм.

Поперечное армирование должно надлежащим образом анкериться. Стандартными методами анкеровки хомутов и другого поперечного армирования стержней являются отгибы, крюки и стержни, приваренные в поперечном направлении согласно Рисунку 8.43. Внутри отгибов и крюков должен располагаться стержень. Для случаев (с) и (d) на Рисунке 8.43 защитный слой должен составлять не менее $3 \cdot \phi$ и 50 мм. Возможные углы отгибов принимаются согласно Рисунку 8.36.

6.7.5.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
9.5.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9.5.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9.5.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9.5.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9.5.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9.5.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9.5.3 (2) и
8.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

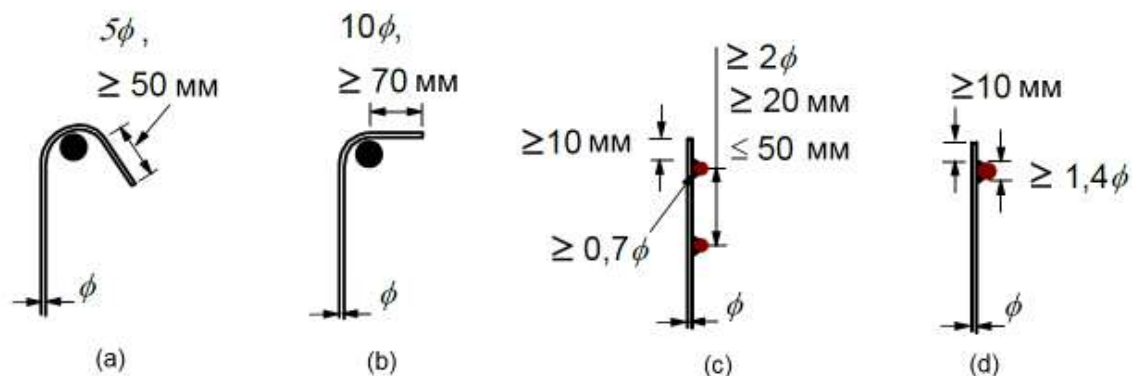


Рисунок 8.43. Анкеровка хомутов

Для полностью или частично обетонированных колонн с классом эксплуатации Х0 согласно Таблице 2.13, и когда продольное армирование не учитывается расчетом, следует обеспечить минимальное продольное армирование стержнями диаметром 8 мм с шагом 250 мм и поперечное армирование стержнями диаметром 6 мм с шагом 200 мм. В качестве альтернативы допускается использовать сварную арматурную сетку из стержней диаметром 4 мм.

В полностью обетонированных колоннах в каждом углу должен располагаться хотя бы один продольный арматурный стержень. Продольный стержень в каждом углу должен развязываться поперечным армированием. А в сжатой зоне ни один стержень не должен находиться на расстоянии более 150 мм от развязанного стержня. В случае обетонированной колонны круглого сечения должно предусматриваться не менее четырех продольных стержней.

Поскольку одним из основных преимуществ сталежелезобетонных колонн является повышенная огнестойкость, при проектировании их сечений разумно изначально назначать размеры сечения, защитный слой, коэффициент армирования и другие конструктивные параметры с учетом требований ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 и, в частности, табличного метода согласно Разделу 9.

Рисунок 8.5
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

6.7.5.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.5.2 (4) и
9.5.3 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9 РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДАМИ

9.1 Основные положения противопожарного проектирования

В данном разделе публикации приведены рекомендации, предназначенные для ознакомления инженеров с методологией и принципами проектирования сталежелезобетонных конструкций с учетом их огнестойкости. Методику расчета огнестойкости сталежелезобетонных конструкций, описанную в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, необходимо рассматривать совместно со стандартами ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2, ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 и ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2. Данные документы содержат обязательные параметры механического сопротивления и целостности конструкций при различных сценариях пожара.

Методика ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 распространяется на конструкции с классами стали S235, S355, S420 и S460 согласно ДСТУ EN 10025, ДСТУ EN 10210-1 и ДСТУ EN 10219-1.

Указания касательно профнастилов приводятся в Разделе 2.3 данной публикации.

Обычные бетоны могут применяться во всех сталежелезобетонных конструкциях с повышенными требованиями к огнестойкости. Использование бетонов на легких заполнителях разрешено только в плитах.

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 не распространяется на расчет сталежелезобетонных конструкций с бетонами классов ниже, чем C20/25 и LC20/22, и выше, чем C50/60 и LC50/55. Правила проектирования конструкций с применением бетонов классом прочности выше C50/C60 описаны в Разделе 6 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2, однако национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 при их использовании требует обеспечивать научно-техническое сопровождение проекта.

Для того, чтобы сталежелезобетонная конструкция, формирующая противопожарную преграду, выполняла свою ограждающую функцию в условиях пожара, необходимо сохранение её целостности и теплоизолирующей способности в течение соответствующего времени огневого воздействия. Для обеспечения механического сопротивления при пожаре сталежелезобетонная конструкция должна быть запроектирована и изготовлена таким образом, чтобы сохранить свою несущую функцию в течение требуемого времени огневого воздействия.

Критерий деформаций должен вводиться, если соответствующие требования по ограничению прогибов и перемещений несущих конструкций выдвигаются огнезащитными материалами либо расчетной методикой конструкций, формирующих противопожарные преграды. Критерии деформации несущих сталежелезобетонных конструкций не учитываются, если:

- огнезащитная способность защитного средства была определена согласно ENV 13381-1, ENV 13381-2, ENV 13381-4, ENV 13381-5 и ENV 13381-6. ДСТУ Б В.1.1-17 является гармонизированным стандартом ENV 13381-4, со степенью гармонизации NEQ;

- конструкции, формирующие противопожарные преграды, соответствуют требованиям при номинальном температурно-временном режиме согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2.

1.1 (12)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

1.1 (13)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

1.1 (15)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

1.1 (16)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

2.1.1(1), (2)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

2.1.1(3), (4)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

9.1.1 Варианты расчета огнестойкости сталежелезобетонных конструкций

Схематично варианты расчетных методик для определения огнестойкости строительных конструкций представлены на Рисунке 9.1.

С учетом выбранной методики ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 предписывает рассматривать четыре основных этапа расчета огнестойкости строительных конструкций:

- выбор соответствующих проектных сценариев пожара;
- определение соответствующих температурных режимов;
- расчет повышения температуры в строительных конструкциях;
- расчет механического поведения конструкции в условиях пожара.

2.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

Рисунок 1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

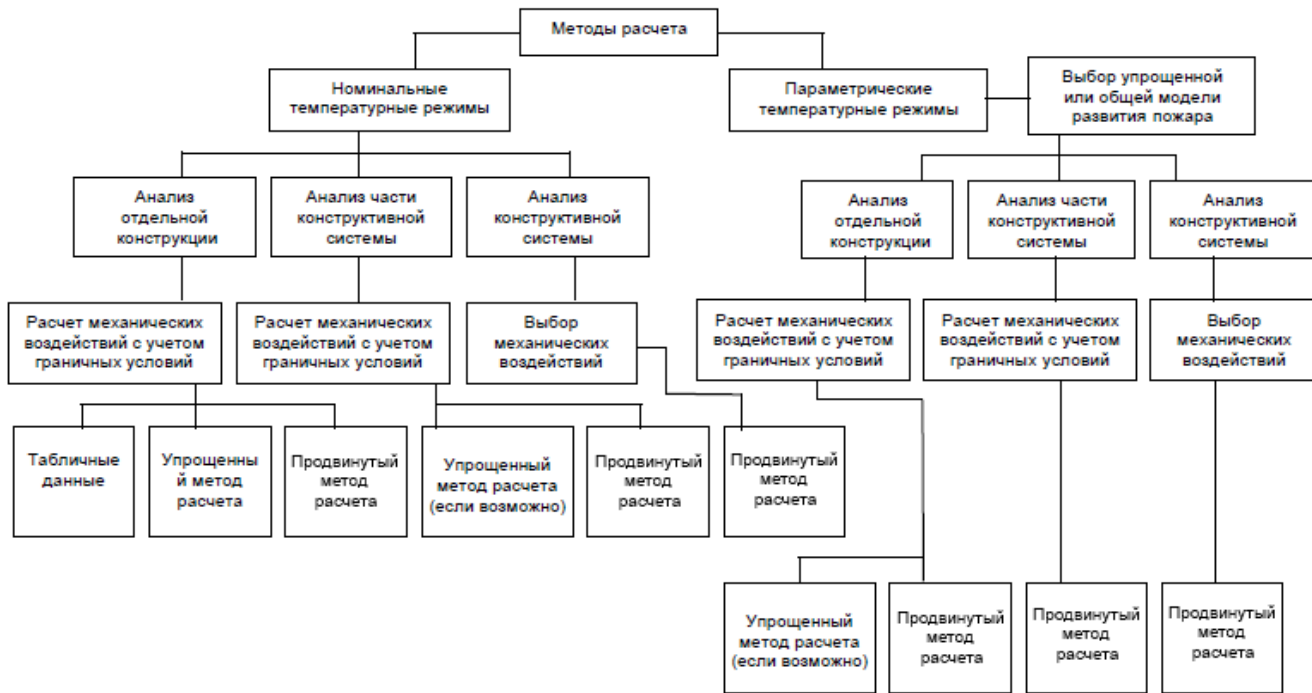


Рисунок 9.1. Варианты расчетных методик для строительных конструкций

9.1.2 Температурные режимы

Одним из основных критериев для расчета огнестойкости любой строительной конструкции является определение температурно-временной зависимости развития пожара. Различают номинальные и параметрические температурные режимы.

Для проектирования конструкций национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 рекомендует применять номинальный температурный режим, который используется в национальных нормах проектирования.

Моделирование реального (параметрического) пожара может применяться при разработке мер по противопожарной защите зданий и сооружений.

В данном разделе приведено краткое описание температурно-временных зависимостей развития пожара. Более подробная информация о температурных режимах и примерах их расчета приведена в публикации К.В. Калафат, А.С Билык, Н.А. Беляев, Э.А. Ковалевская “Расчет огнестойкости стальных конструкций и проектирование огнезащиты в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины”

1.5.3.15
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

НБ 2.2.
Национальное приложение к ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2

9.1.2.1 Номинальные температурно-временные зависимости

Номинальные температурно-временные зависимости - это общепринятые режимы развития пожара, которые адаптированы для классификации и подтверждения огнестойкости различных строительных элементов и конструкций.

ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 устанавливает следующие номинальные температурные режимы: стандартный температурный режим развития пожара, режим наружного (внешнего) пожара (*ef*) и режим углеводородного пожара (*HC*).

1.5.3.16
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

9.1.2.2 Стандартный температурный режим

Стандартный температурный режим – температурно-временная зависимость, определенная в ISO 834, для представления сценария полностью развившегося в противопожарном отсеке пожара.

1.5.3.15
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

Стандартный температурный режим определяется по формуле:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \lg(8 \cdot t + 1)$$

где:

3.2.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

θ_g температура окружающей газовой среды в противопожарном отсеке, °С

t время развития пожара, мин

В соответствии со стандартным температурным режимом развития пожара, в зависимости от функционального назначения сталежелезобетонной конструкции, последние должны соответствовать следующим критериям:

2.1.2 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

- при выполнении только ограждающей функции – сохранение целостности (условное буквенное обозначение *E*) и, при необходимости, сохранение теплоизолирующей функции (условное буквенное обозначение *I*);
- при выполнении только несущей функции – сохранение несущей способности (условное буквенное обозначение *R*);
- при выполнении несущей и ограждающей функций – сохранение несущей способности (условное буквенное обозначение *R*), целостности (условное буквенное обозначение *E*), и, при необходимости, теплоизолирующей функции (условное буквенное обозначение *I*).

Сохранение несущей способности (критерий *R*) обеспечено, если на протяжении требуемого отрезка времени в условиях пожара не происходит отказ конструкции, вызванный достижением предельных состояний по несущей способности. При наличии требований по предельно допустимым деформациям они могут рассматриваться отдельно.

2.1.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Сохранение теплоизолирующей способности (критерий *I*) обеспечено, если на протяжении огневого воздействия среднее повышение температуры по всей необогреваемой поверхности конструкции относительно ее начальной средней температуры составило не более 140°С, а увеличение температуры в любой ее точке не превысило 180°С.

2.1.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

9.1.2.3 Температурный режим наружного пожара *ef*

Температурный режим наружного пожара создает условия менее жесткие, чем при испытаниях в стандартном температурном режиме. Данную температурно-временную зависимость используют при определении предела огнестойкости наружных стен зданий, которые могут подвергаться огневому воздействию сквозь различные части фасада, как,

1.5.3.5
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

например, напрямую изнутри примыкающего противопожарного отсека либо нижележащих и смежных с рассматриваемой стеной отсеков.

Температурный режим наружного пожара определяют по формуле:

$$\theta_g = 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32 \cdot t} - 0,313 \cdot e^{-3,8 \cdot t}) + 20$$

9.1.2.4 Температурный режим углеводородного пожара *НС*

Температурный режим углеводородного пожара относится к более жестким режимам, чем стандартный. Данный режим необходимо использовать при определении огнестойкости строительных конструкций, применяемых на объектах нефтяной промышленности, где температура горения может возрасти значительно быстрее и достигать более высоких значений, чем при горении любых строительных и облицовочных материалов.

Температурный режим углеводородного пожара определяют по формуле:

$$\theta_g = 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167 \cdot t} - 0,675 \cdot e^{-2,5 \cdot t}) + 20$$

Для температурных режимов наружного и углеводородного пожаров применяют те же критерии, как и для стандартного пожара, при этом используя индексы «*ef*» и «*НС*» соответственно. Например: $REI_{ef}30$ или $REI_{НС}60$.

9.1.2.5 Параметрические температурно-временные зависимости

Параметрическое огневое воздействие - это температурно-временные зависимости, которые установлены на базе моделей пожара и специальных физических параметров, определяющих состояние окружающей газовой среды в помещении при пожаре.

Сохранение несущей способности (критерий *R*) обеспечено, если на протяжении всего пожара, включая фазу затухания, либо требуемого промежутка времени не допускается разрушение конструкции.

Сохранение ограждающей функции с учетом теплоизолирующей способности (критерий *I*) считается обеспеченным, если:

- в момент времени, когда температура газовой среды достигает своего максимального значения, среднее повышение температуры по всей необогреваемой поверхности составляет не более 140°C, а увеличение температуры в любой ее точке не превысило 180°C.

- в ходе фазы затухания пожара среднее повышение температуры по всей необогреваемой поверхности составляет не более 200°C, а увеличение температуры в любой ее точке не превысило 240°C.

9.1.3 Основные принципы расчета конструкций в условиях пожара

Принятая при анализе модель конструктивной системы должна отражать ожидаемое поведение конструкции в течении всего периода времени воздействия пожара *t*. При этом должно обеспечиваться выполнение следующих условий:

- во временных параметрах

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ}$$

- в прочностных параметрах

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t}$$

- в температурных параметрах

$$\theta_d < \theta_{cr,d}$$

3.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

3.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

1.5.3.16
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

2.1.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

2.1.3 (2) и
НБ 2.2.
Национального
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

2.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

где:

$t_{fi,d}$ расчетный предел огнестойкости

$t_{fi,requ}$ требуемый предел огнестойкости

$R_{fi,d,t}$ расчетная несущая способность элемента при пожаре в момент времени t

$E_{fi,d,t}$ расчетный результат воздействия при пожаре в момент времени t

θ_d расчетная температура материала

$\theta_{cr,d}$ расчетная критическая температура материала

В качестве упрощения расчетной методики результаты воздействий на конструкцию в условиях пожара $E_{fi,d,t}$ допускается определять по результатам, полученным для расчета в нормальных условиях:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

где:

E_d расчетное значение соответствующего усилия либо момента при нормальной температуре для основных сочетаний воздействий согласно ДСТУ-Н Б EN 1990

η_{fi} коэффициент снижения результатов воздействий в условиях пожара

Понижающий коэффициент η_{fi} для сочетаний нагрузок согласно формулам 6.10а и 6.10б ДСТУ-Н Б EN 1990 определяется по меньшему из значений:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

где:

$Q_{k,1}$ характеристическое значение преобладающего или главного (первого) переменного воздействия

G_k характеристическое значение постоянного воздействия

γ_G частный коэффициент надежности для постоянных воздействий

$\gamma_{Q,1}$ частный коэффициент надежности для первого переменного воздействия

ψ_{fi} коэффициент сочетания воздействий, принимается равным $\psi_{1,1}$ или $\psi_{2,1}$

$\psi_{0,1}$ коэффициент сочетания воздействий для характеристического значения переменного воздействия

ξ понижающий коэффициент для неблагоприятных постоянных воздействий

Выражение для расчета понижающего коэффициента η_{fi} в случае сочетания нагрузок по формуле 6.10 ДСТУ-Н Б EN 1990 не приводится, поскольку она исключена его национальным приложением для постоянных и переходных расчетных ситуаций при нормальных температурах.

Коэффициент сочетания для аварийной расчетной ситуации в условиях пожара ψ_{fi} согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 принимается равным рекомендуемому значению $\psi_{fi} = \psi_{2,1}$.

2.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

2.4.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

2.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2,
4.3.1 (2) и
НБ 2.7
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

Более подробное описание зависимостей понижающего коэффициента η_{fi} от характеристических значений $Q_{k,1}$ и G_k при различных значениях ψ_{fi} приведено в публикации К.В. Калафат, А.С. Билык, Н.А. Беляев, Э.А. Ковалевская “Расчет огнестойкости стальных конструкций и проектирование огнезащиты в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины”.

9.2 Свойства материалов

При высокой температуре все материалы меняют свои первоначальные свойства. Поэтому, чтобы установить зависимость огнестойкости строительной конструкции от температуры, необходимо располагать всеми данными о пределе снижения прочностных характеристик входящих в эту конструкцию материалов. Кроме того, следует знать, насколько быстро конструкция нагревается до температуры, при которой она уже не способна выдерживать нагрузки, возлагаемые на неё при воздействии огня. Для этого необходимо провести анализ теплопередачи, исходя из теплотехнических свойств материала. Как правило, свойства материалов изменяются в зависимости от окружающей температуры, в связи с чем, необходимо определить температуры, которые могут быть достигнуты при развитии пожара в здании.

Существует два основных теплофизических свойства материала, необходимых для анализа теплопередачи, — удельная теплоемкость и теплопроводность материала.

9.2.1 Теплофизические свойства

Общие зависимости температурного удлинения ($\Delta l/l$) стали, обычных бетонов (с силикатными и карбонатными заполнителями) и легких бетонов от их температуры (θ_a и θ_c соответственно) представлены на Рисунке 9.2.

Общие зависимости удельной теплоемкости (c_a и c_c) стали, обычных бетонов (с силикатными и карбонатными заполнителями) и легких бетонов от их температуры (θ_a и θ_c соответственно) представлены на Рисунке 9.3.

Теплопроводность обычного бетона (λ_c) может приниматься в диапазоне между нижним и верхним пределами, определёнными согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2. Рекомендуется использование верхнего предела коэффициента теплопроводности обычного бетона, поскольку он был получен по результатам испытаний сталежелезобетонных конструкций. Общие зависимости теплопроводности стали (λ_a), верхнего предела теплопроводности обычных бетонов (λ_c) и теплопроводности легких бетонов (λ_c) от их температуры представлены на Рисунке 9.4.

Как для конструкционной, так и для арматурной стали принимаются одни и те же зависимости температурного удлинения, удельной теплоемкости и теплопроводности.

3.3.2(9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

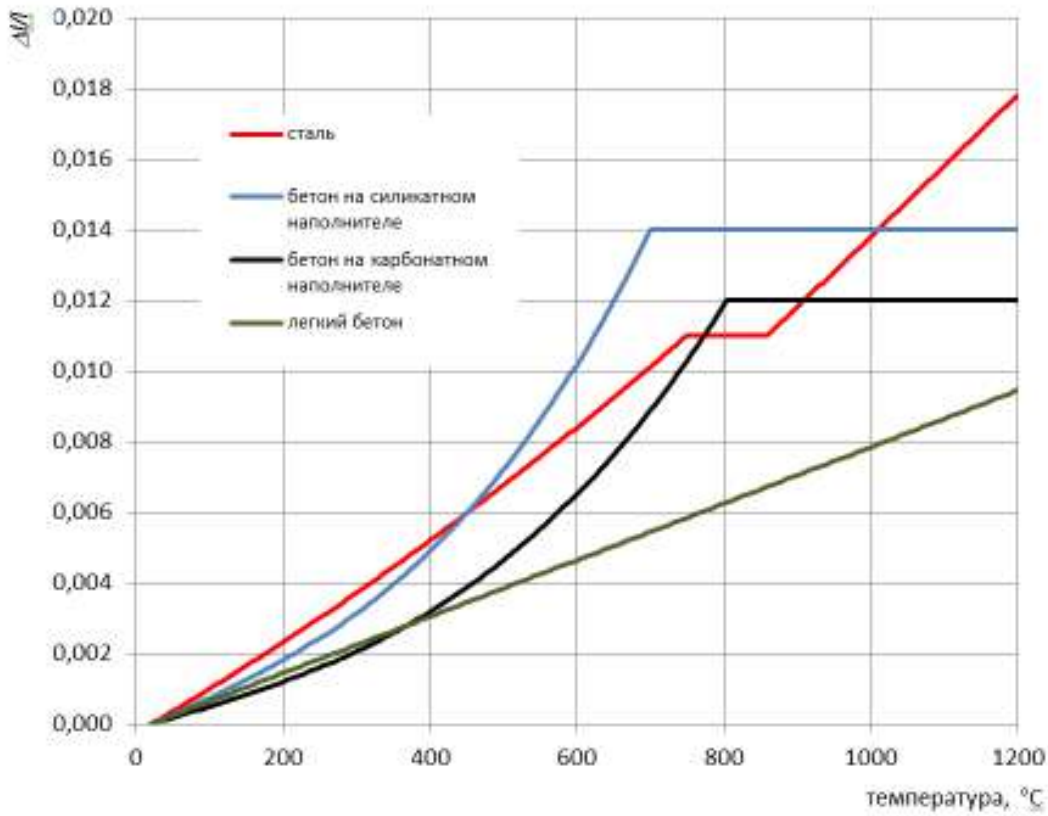


Рисунок 9.2. Зависимость относительного температурного удлинения материалов от их температуры

Рисунки 3.3 и 3.6
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

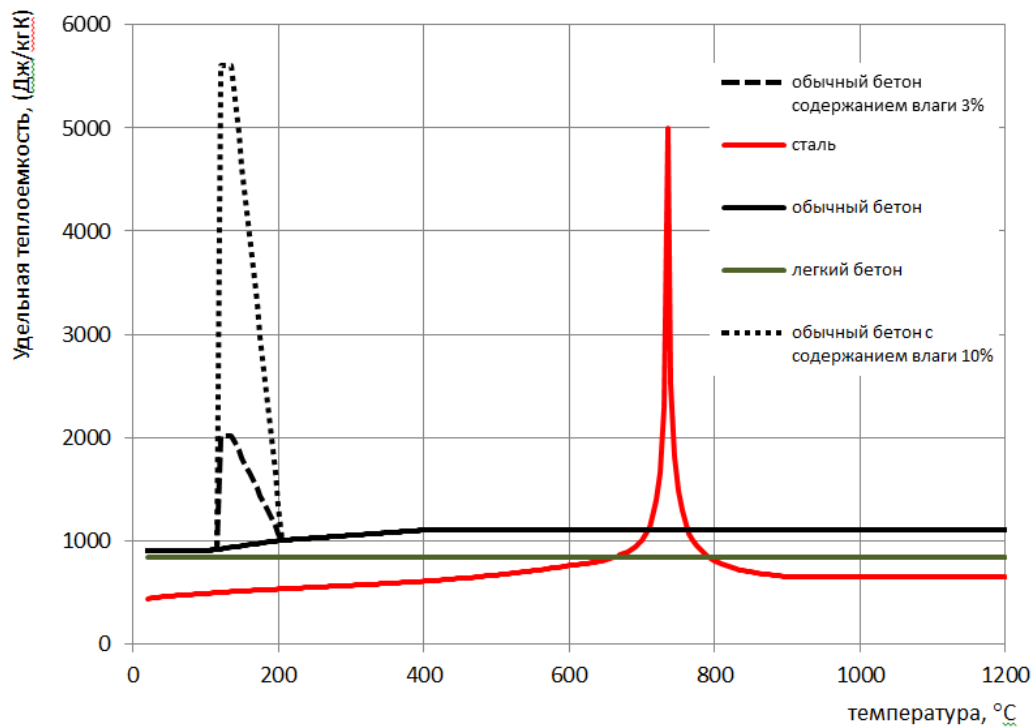


Рисунок 9.3. Зависимость удельной теплоемкости материалов от их температуры

Рисунки 3.4 и 3.7
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

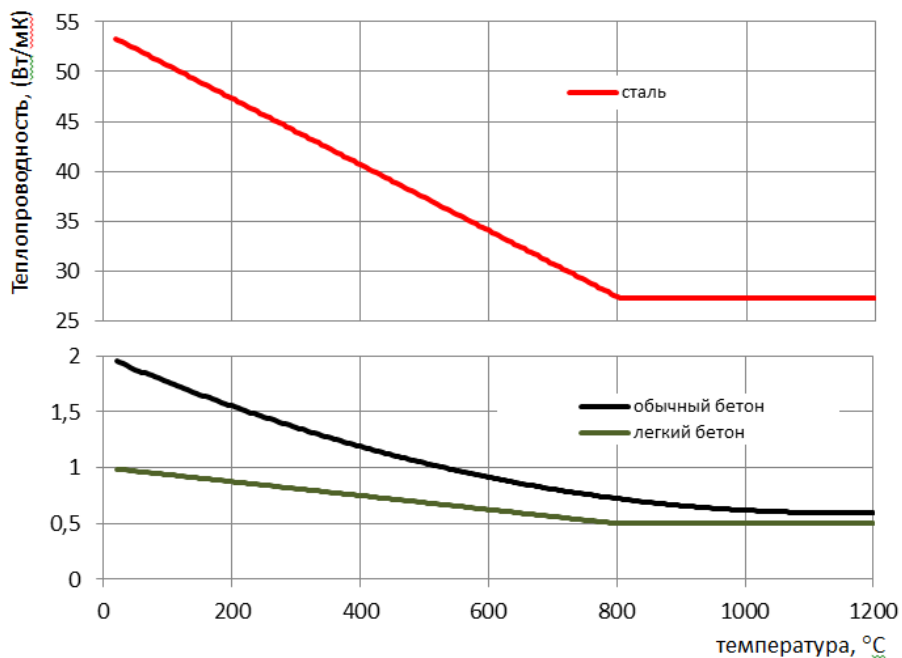


Рисунок 9.4. Зависимость теплопроводности материалов от их температуры

При использовании упрощенных расчетных моделей допускается принимать:

- зависимость температурного удлинения стали от температуры как:

$$\Delta l/l = 14 \cdot 10^{-6} (\theta_a - 20)$$

- зависимость температурного удлинения обычного бетона от температуры как:

$$\Delta l/l = 18 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20)$$

- удельная теплоемкость стали не зависит от температуры и принимается равной:

$$c_a = 600, (\text{Дж/кг} \cdot \text{К})$$

- удельная теплоемкость обычного бетона не зависит от температуры и принимается равной:

$$c_c = 1000, (\text{Дж/кг} \cdot \text{К})$$

- удельная теплопроводность стали не зависит от температуры и принимается равной:

$$\lambda_a = 45, (\text{Вт/м} \cdot \text{К})$$

- удельная теплопроводность обычного бетона не зависит от температуры и принимается:

$$\lambda_c = 1.60, (\text{Вт/м} \cdot \text{К})$$

где:

Δl изменение длины стального или бетонного элемента, вызванное повышением температуры

l длина элемента при 20°C

θ_a температура стали

θ_c температура бетона

c_a удельная теплоемкость стали

c_c удельная теплоемкость бетона

λ_a удельная теплопроводность стали

λ_c удельная теплопроводность бетона

9.2.2 Механические и деформационные свойства конструкционной стали

Большинство строительных материалов подвержено прогрессирующей потере прочности и жесткости при повышении температуры. Для стали эти изменения подробно изложены в Еврокоде 3. Хотя плавление стали не происходит до температуры почти 1500°C, при температуре в 700°C остается только 23% прочности стали от ее первоначального значения, а нагрев до температур 800°C и 900°C приводит к снижению прочностных характеристик до 11% и 6% соответственно (см. Рисунок 9.5).

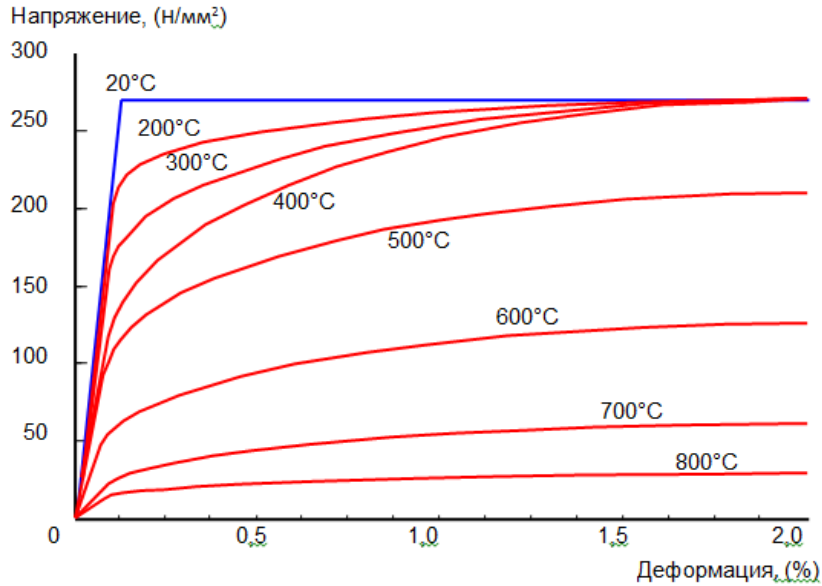


Рисунок А1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Рисунок 9.5. Характер изменения зависимостей напряжения-деформации для стали S235 при повышении температуры

Поведение стальных конструкций при действии высоких температур зависит от скорости нагрева. Под действием нагрузки нагретая сталь начинает непрерывно деформироваться (начинает ползти). Причем величина напряжений может быть значительно ниже предела текучести, который определен для данной температуры. В связи с этим зависимости «напряжение-деформация» при повышенных температурах, приведенные в стандартах ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, учитывают эффект ползучести. Данные соотношения «напряжение-деформация» справедливы для режимов нагрева от 2 до 50°C/мин (см. Рисунок 9.6).

3.2.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

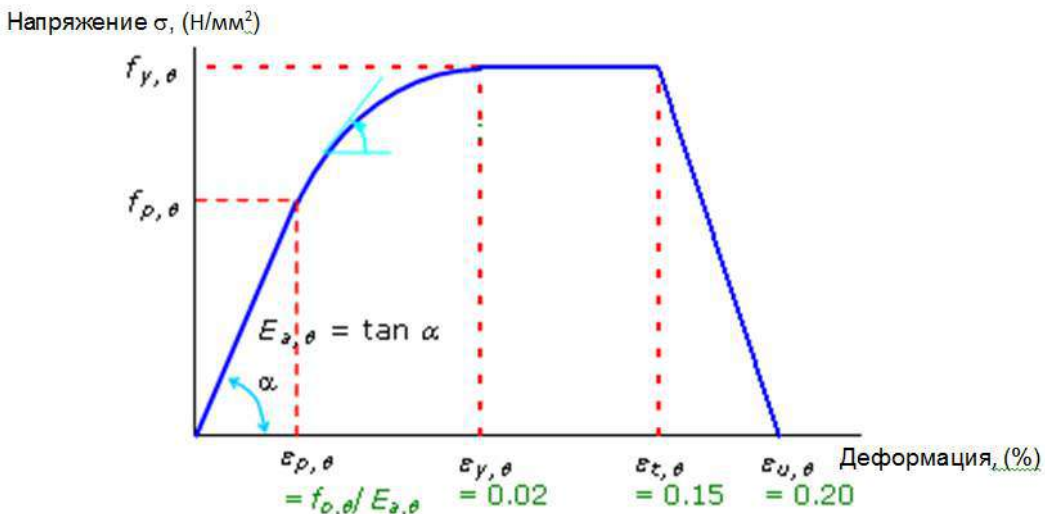


Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Рисунок 9.6. Модель зависимости «напряжение-деформация» для углеродистой стали при повышенных температурах

При этом:

для $\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$E_{t,\theta} = E_{a,\theta}$	$\sigma = \varepsilon \cdot E_{a,\theta}$
для $\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$E_{t,\theta} = \frac{b \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2}}$	$\sigma = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2}$
для $\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$E_{t,\theta} = 0$	$\sigma = f_{y,\theta}$
для $\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	—	$\sigma = f_{y,\theta} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}}{\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}}\right)$
для $\varepsilon \geq \varepsilon_{u,\theta}$	—	$\sigma = 0$

где:

$$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{a,\theta}}\right)$$

$$b^2 = E_{a,\theta} \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot c + c^2$$

$$c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{E_{a,\theta} \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) - 2 \cdot (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$$

$f_{y,\theta}$ расчетный предел текучести для стали при повышенной температуре θ_a

$f_{p,\theta}$ предел пропорциональности для стали при повышенной температуре θ_a

$E_{a,\theta}$ модуль упругости стали при повышенной температуре θ_a , равный тангенсу угла наклона линейного участка области упругих деформаций стали при повышенной температуре θ_a

$\varepsilon_{p,\theta}$ деформация, соответствующая пределу пропорциональности при повышенной температуре θ_a

$\varepsilon_{y,\theta}$ деформация, соответствующая достижению предела текучести стали при повышенной температуре θ_a

$\varepsilon_{t,\theta}$ предельная деформация области текучести стали при повышенной температуре θ_a

$\varepsilon_{u,\theta}$ предельная деформация стали при повышенной температуре θ_a

В Таблице 3.2 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 и Таблице 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 приводятся формулы и значения понижающих коэффициентов, по которым можно определить предел пропорциональности $f_{p,\theta}$, расчетный предел текучести $f_{y,\theta}$ и модуль упругости стали $E_{a,\theta}$ в зависимости от повышения температуры. Графическое отображение понижающих коэффициентов расчетного предела текучести ($k_{y,\theta}$), предела пропорциональности ($k_{p,\theta}$), и модуля упругости ($k_{t,\theta}$) стали в зависимости от температуры θ_a приводится на Рисунке 9.7.

Если исключен локальный отказ конструкции (потеря местной устойчивости, локальный сдвиг, отслоение бетона и т. д.) и соотношение $f_{u,\theta}/f_{y,\theta}$ находится в пределах 1,25, то для температур менее 400°C модель деформирования стали может быть расширена за счет механического упрочнения, что отражено на Рисунке 9.7.

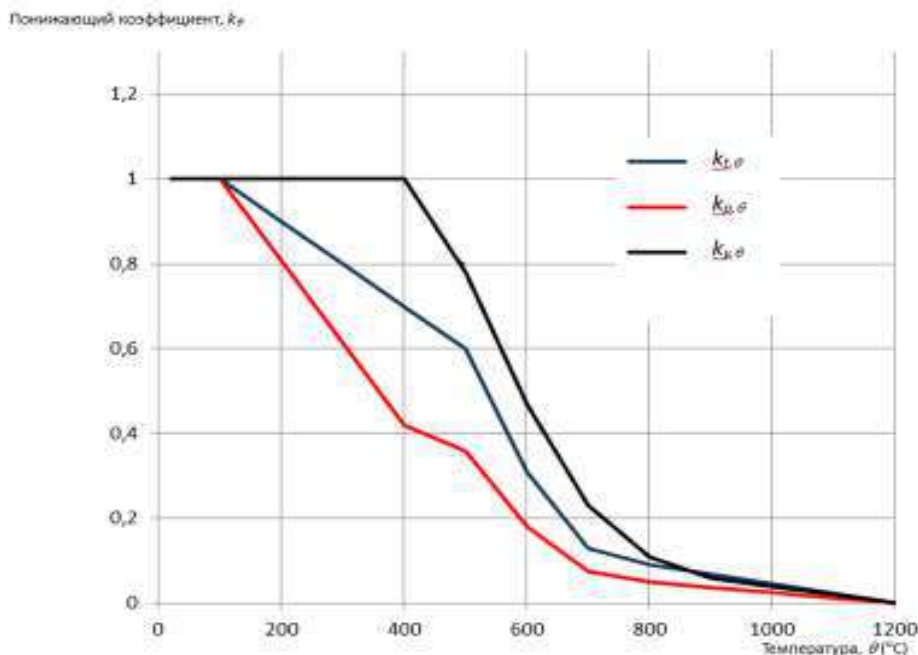


Рисунок 9.7. Изменение понижающих коэффициентов для диаграммы деформирования углеродистых конструкционных сталей в зависимости от температуры с учетом механического упрочнения

Из Рисунка 9.7 следует, что конструкционная сталь теряет упругость при температуре выше 100°C , а предел текучести с учетом механического упрочнения снижается при температурах свыше 400°C . Резкое снижение прочности углеродистых сталей наблюдается до температур близких к 800°C .

При сравнении данных понижающих коэффициентов видно, что жесткость стали снижается гораздо быстрее, чем прочность, в связи с чем характер отказа стальных конструкций при повышении температуры может меняться.

9.2.3 Механические и деформационные свойства бетона

Обычный бетон может включать в свой состав силикатные (граниты, сиениты, диориты) и карбонатные (известняки, содержащие не менее 80% карбонатной составляющей) заполнители, в зависимости от чего свойства бетона при повышенных температурах могут отличаться друг от друга. Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 описывает свойства бетонов на силикатных заполнителях, а также дает указания и содержит ссылки на ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 касательно бетонов на карбонатных заполнителях. Легкий бетон включает в свой состав золошлаковые или керамзитовые заполнители.

Классы бетона ограничиваются согласно Разделу 9.1.

Так же, как и для стальных конструкций, механические и деформационные свойства бетона, описанные в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, справедливы для скоростей нагрева от 2 до $50^{\circ}\text{C}/\text{мин}$.

Прочность и деформационные свойства бетона при повышенных температурах должны определяться, исходя из зависимостей «напряжения-деформации» (см. Рисунок 9.8). Данная зависимость определяется двумя основными параметрами: прочности на сжатие $f_{c,\theta}$ и соответствующей ей деформации $\varepsilon_{cu,\theta}$.

Зависимость коэффициентов снижения прочности бетона на сжатие $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$ от температуры бетона θ_c согласно Таблице 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 приведена на Рисунке 9.9.

Таблица 3.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2,
Таблица 3.1 и
Рисунок 3.2
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-2

3.2.2(6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.2.2(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.2.2(2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

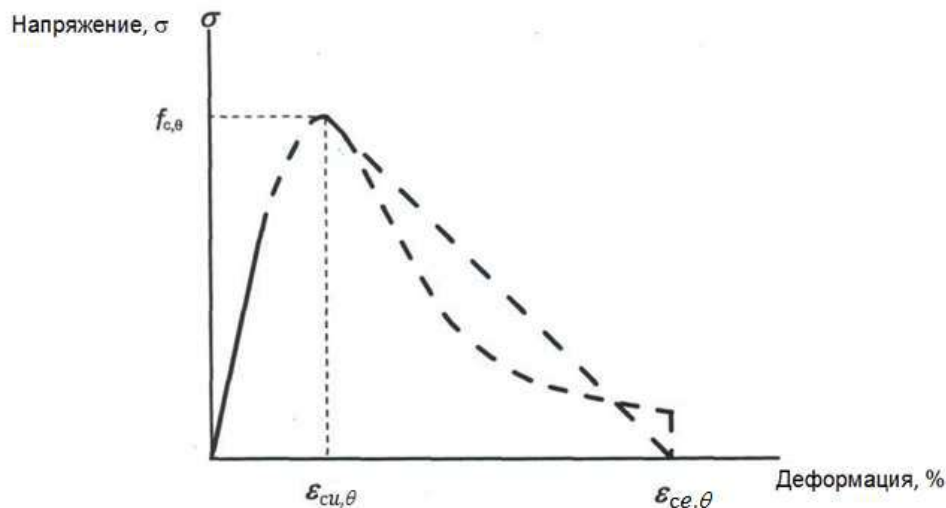


Рисунок 9.8. Модель зависимости «напряжения-деформации» для бетона при повышенных температурах

При этом:

для $\varepsilon \leq \varepsilon_{cu,\theta}$

$$\sigma = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right)}$$

для $\varepsilon_{cu,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{se,\theta}$ следует определить нисходящий участок графика, что можно сделать, используя значения $\varepsilon_{se,\theta}$ согласно Таблице В.1 Приложения В ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

где:

$f_{c,\theta}$ характеристическая прочность бетона на сжатие по цилиндрическому образцу в условиях пожара при температуре θ_c , которая может определяться через $k_{c,\theta}$ согласно Рисунку 9.9 и соответствующей Таблице 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

$\varepsilon_{cu,\theta}$ деформация бетона, соответствующая $f_{c,\theta}$, по Таблице 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

$\varepsilon_{se,\theta}$ предельная деформация бетона в условиях пожара

Для легких бетонов значение $\varepsilon_{cu,\theta}$ может определяться путем испытаний.

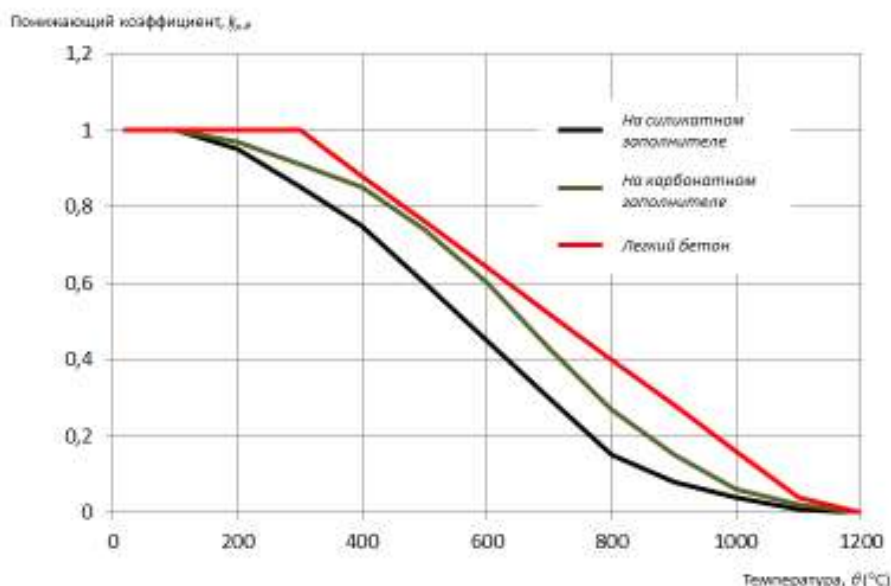


Рисунок 9.9. Изменение понижающих коэффициентов прочности бетона $k_{c,\theta}$ в зависимости от его температуры

При использовании моделей параметрических (реальных) пожаров и особенно, когда учитывается нисходящий участок температурно-временной зависимости (затухание

3.2.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

по Таблице 3.3
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

пожара), следует модифицировать математическую модель зависимости «напряжения-деформации», поскольку бетон остывая после нагрева уже не возвращается к исходному значению своей прочности. Соответствующие рекомендации приводятся в Приложении С ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2. Пример зависимости «напряжения-деформации» с нисходящим участком температурно-временной зависимости для бетона класса прочности C40/C50 для использования в уточненных расчетных моделях с заданием реального пожара приводится в Пункте 5 Приложения С ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

9.2.4 Механические и деформационные свойства арматурных сталей

При повышенных температурах прочностные и деформационные характеристики арматурных сталей могут определяться по математической модели аналогичной конструкционным сталям (см. Рисунок 9.6). ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 содержит правила для расчета горячекатанного и холодноформованного арматурного проката, однако не дает рекомендации для расчета предварительно напряженной арматуры ввиду ограниченного ее использования в сталежелезобетонных конструкциях.

Механические свойства горячекатанного и холодноформованного арматурного проката отличаются друг от друга. Для горячекатанной арматурной стали три основных параметра принимаются аналогично конструкционной стали по Рисунку 9.7, но значение $k_{u,\theta} = f_{u,\theta}/f_{y,\theta}$ в данном случае должно составлять не более 1,1. Понижающие коэффициенты модуля упругости, предела пропорциональности и предела текучести холодноформованной арматурной стали даны в Таблице 3.4 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2. Также соответствующие значения можно найти в Таблице 3.2а ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2.

9.2.5 Механические и деформационные свойства болтовых и сварных соединений

В соответствии с Пунктом НБ.3 Национального приложения ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 справочное Приложение D «Соединения» принимается без изменений. По результатам испытаний в Приложении D приводятся понижающие коэффициенты для болтов ($k_{b,\theta}$), работающих на растяжение и на сдвиг, а также для сварных швов ($k_{w,\theta}$).

Зависимости коэффициентов снижения прочности болтовых и сварных соединений от температуры приведены на Рисунке 9.10.

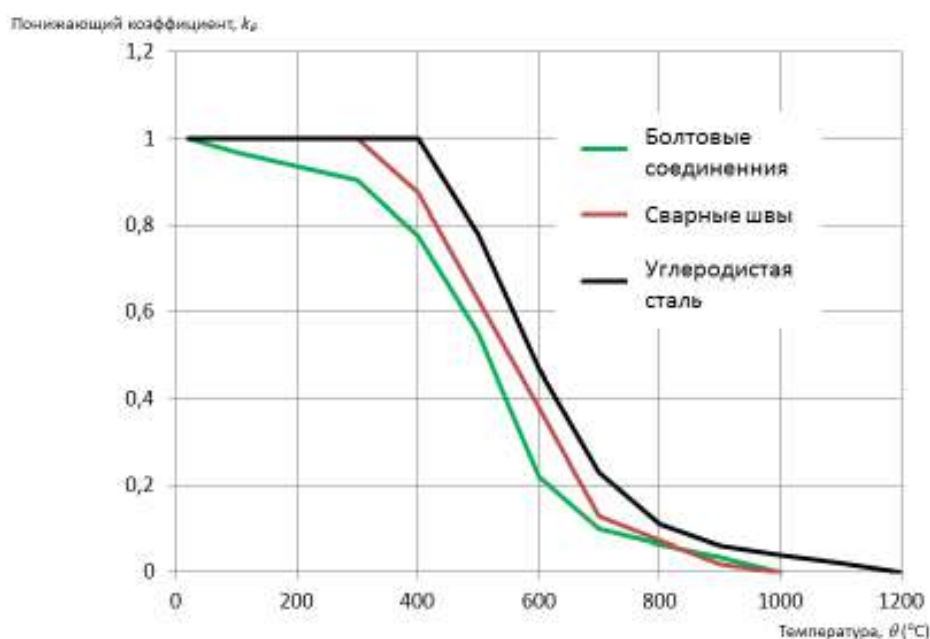


Рисунок 9.10. Изменение понижающих коэффициентов соединений и углеродистой стали в зависимости от температуры

3.2.2 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.2.3 (2) и
3.2.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

по Таблице D.1
Приложения D
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-2

9.3 Методика расчета огнестойкости сталежелезобетонных конструкций

9.3.1 Основные положения

Оценка огнестойкости сталежелезобетонных конструкций должна основываться на требованиях Раздела 5 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 и одной из трех методик проектирования:

- табличные данные для конкретных типов конструкций;
- упрощенные расчетные модели;
- уточненные расчетные модели.

Применение табличных данных и упрощенных расчетных моделей ограничено конструкциями, которые рассматриваются как отдельные элементы, подвергающиеся огневому воздействию при стандартном температурном режиме по всей своей длине. Экстраполяция результатов за пределы области данных, которая изучена экспериментально, не допускается.

Применение уточненных расчетных моделей позволяет оценить работу отдельных элементов, подсистем или всего здания в условиях пожара и, при необходимости, проанализировать взаимодействие частей, которые непосредственно подвержены огневому воздействию, с теми частями, которые такому воздействию не подвергаются.

В случаях, когда для оценки огнестойкости сталежелезобетонных конструкций нельзя применить табличные данные и упрощенные расчетные модели, следует прибегать к расчету по уточненным расчетным моделям либо соответствующим натурным испытаниям.

Коэффициенты использования конструкции определяются соотношением расчетного значения результата воздействий и соответствующей несущей способностью:

- в нормальных условиях (расчет ведется согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1)

$$\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0$$

где:

E_d расчетное значение результата воздействий в нормальных условиях

R_d соответствующая несущая способность в нормальных условиях

- в условиях пожара (аварийная расчетная ситуация)

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d}$$

где:

$E_{fi,d,t}$ расчетное значение результата воздействий во время пожара в момент времени t

Важно обратить внимание, что в данной формулировке $\eta_{fi,t}$ используется несущая способность конструкции R_d для нормальных условий эксплуатации. Также следует разделять коэффициент использования конструкции $\eta_{fi,t}$ с коэффициентом снижения результатов воздействий в условиях пожара η_{fi} , определенным ранее в Разделе 9.1.3.

Независимо от того, какой из расчетных методов используется (анализ отдельной конструкции, анализ всей конструктивной схемы или ее части), во время пожара потеря

4.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

4.1 (2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

4.1 (4)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

4.1 (6)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

4.1 (7)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

4.1 (9)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

несущей способности по признаку R наступает в момент, когда несущая способность $R_{fi,d,t}$ снижается до уровня расчетного значения результата воздействий $E_{fi,d,t}$ в условиях пожара.

В данной публикации наибольшее внимание будет уделено проектированию сталежелезобетонных конструкций с помощью табличных данных, приведенных в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, как наиболее простых типовых решений применяемых на практике.

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 определяет, что в условиях пожара огневое воздействие на колонны считается равномерным со всех сторон сечения, а балки, поддерживающие перекрытия, обогриваются только с трех сторон под плитой.

Балки, которые примыкают к плитам по профилированным настилам, допускается рассматривать как обогреваемые с трех сторон, если не менее 85% верхней полки стального профиля непосредственно закрыты профнастилом.

Принятый конструктив должен обеспечивать надлежащий уровень сдвигового соединения по контакту стали и бетона в сталежелезобетонных колоннах и балках как для нормальных условий эксплуатации, так и в условиях пожара. Если в условиях пожара нет возможности обеспечить сдвиговое соединение, то стальная либо бетонная части сечения конструкции должны отдельно отвечать требованиям по огнестойкости.

Для балки, в работу которой включена плита, расчет поперечного армирования на продольный сдвиг согласно Разделу 5.2.2.7 может учитывать вклад профнастила только до момента пока его температура не превысила 350°C. Значение эффективной ширины b_{eff} при повышенных температурах принимается, как и для нормальных условий, согласно Разделу 5.2.2.1.

Данное правило справедливо в случае, когда расстояние a от ближайшей обогреваемой поверхности до оси поперечной арматуры соответствует значениям, приведенным в Таблице 9.1.

Таблица 9.1. Минимальные расстояния до оси арматуры в зависимости от классов огнестойкости плит перекрытия

Класс огнестойкости плит	Расстояние a до оси арматуры, мм
REI 30	10 ¹⁾
REI 60	20
REI 90	30
REI 120	40
REI 180	55
REI 240	65

¹⁾ данное значение следует проверить на соответствие требованиям по минимальной толщине защитного слоя бетона согласно Разделу 8.4

Для бетонных поверхностей, подвергающихся огневому воздействию, защитный слой бетона согласно Разделу 8.4 должен составлять от 20 мм до 50 мм. Если обетонирование стального профиля выполняет исключительно изоляционную функцию, то, с учетом уже указанного требования к толщине защитного слоя, сечение по периметру необходимо заармировать сеткой с шагом стержней не более 250 мм в обоих направлениях и их диаметром не менее 4 мм. Если защитный слой основных стержней превышает 50 мм, то следует предусматривать дополнительную арматурную сетку у поверхности бетона.

4.1 (15)
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

4.1 (16)
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

5.1(1)Р и (2)Р
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

4.1(13)
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

4.1(14)
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

Таблица 5.8
ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2

5.1(5), (6) и (7)
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

9.3.2 Конструирование

9.3.2.1 Балки и колонны с частичным обетонированием

В балках и колоннах с частичным обетонированием сечения бетон между полками должен быть армирован и крепиться к стенке профиля. Закрепить бетон к профилю могут расположенные на стенке стэд-болты и приваренные либо пропущенный сквозь нее хомуты, как показано на Рисунке 9.11.

В балках бетон должен быть армирован хомутами с минимальным диаметром 6 мм или арматурной сеткой с минимальным диаметром 4 мм. Толщина защитного слоя хомутов не должна превышать 35 мм. Шаг хомутов не должен превышать 250 мм. В углах хомутов должно предусматриваться продольное армирование с минимальным диаметром ϕ_r в 8 мм, как показано на Рисунке 9.11.

Крепление бетона между полками балок может осуществляться хомутами, приваренными к стенке, угловыми швами высотой a_w не менее $0,5 \cdot \phi_s$ и длиной соединения l_w не менее $4 \cdot \phi_s$, как показано на Рисунке 9.11.

Если для соединения бетона со стенкой балки используются арматурные стержни, пропущенные сквозь профиль, либо приваренные с двух сторон стенки анкерные упоры, следует соблюдать следующие конструктивные правила:

- минимальный диаметр арматурных стержней - $\phi_b = 6$ мм;
- минимальный диаметр анкерных упоров - $d = 10$ мм;
- минимальная длина анкерных упоров – не менее 30% ширины полки ($h_v \geq 0,3b$);
- толщина защитного слоя бетона для анкерного упора, отсчитываемая от его верха до поверхности бетона, - не менее 20 мм;

- анкерные упоры или арматурные стержни, крепящие бетон к стенке стального профиля высотой до 400 мм, располагаются согласно принципиальной схеме на иллюстрации (1) Рисунка 9.12, а для профилей высотой более 400 мм – согласно иллюстрации (2) Рисунка 9.12. Когда, при высоте профиля более 400 мм, анкерные упоры расположены в шахматном порядке, расстояние между их продольными рядами не должно превышать 200 мм.

Анкерные упоры не должны напрямую крепиться к незащищенным обогреваемым частям сечения (например, незащищенным полкам). Допускается крепить стэд-болты в местах усиления сечения толстыми пластинами.

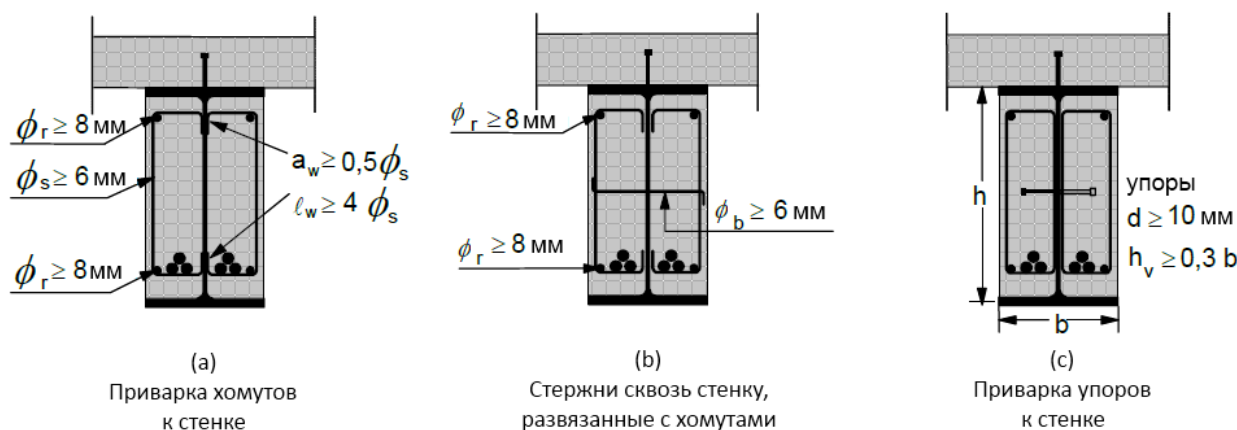


Рисунок 9.11. Крепление бетонного заполнения к стальному профилю

5.2(1)Р,
5.3.1(1)Р и
5.3.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.2(2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.2(3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.2(4)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Рисунок 5.1
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

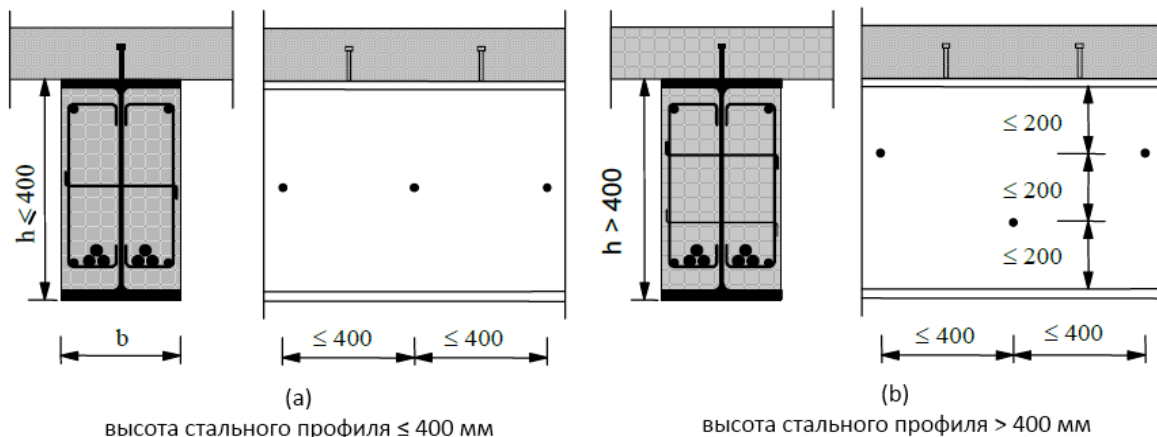


Рисунок 9.12. Размещение упоров и арматурных стержней, крепящих бетонное заполнение к стальному профилю

В частично обетонированных колоннах шаг стэд-болтов или хомутов по длине элемента не должен превышать 500 мм. В зонах приложения нагрузок с соответствующим шагом должно предусматриваться расчетное поперечное армирование согласно Разделу 5.2.3 данной публикации.

9.3.2.2 Трубобетонные колонны

В трубобетонных колоннах на участках между местами примыкания к колонне балок не должно быть дополнительных сдвиговых соединений.

В местах установки анкерных упоров они также не должны напрямую крепиться к незащищенным обогреваемым частям сечения (например, незащищенному замкнутому профилю), за исключением локальных участков, усиленных толстыми пластинами.

Дополнительное армирование должно удерживаться в проектном положении при помощи хомутов и дистанций.

Шаг хомутов вдоль оси колонны не должен превышать 15 минимальных диаметров продольной арматуры.

В замкнутом стальном профиле следует предусматривать отверстия диаметром не менее 20 мм в уровне верха и низа колонны на каждом этаже. Расстояние между этими отверстиями не должно превышать 5 м.

9.3.2.3 Узлы примыкания балок к колоннам

Узлы должны быть сконструированы таким образом, чтобы выдержать приложенные усилия на протяжении той же длительности огневого воздействия, что и сами конструкции, которые передают на них эти усилия.

Один из главных способов выполнить данное требование - это применить в узле систему огнезащиты не ниже, чем для самих элементов, передающих на него усилия, и проконтролировать, чтобы коэффициент использования узла не превышал коэффициент использования примыкающих элементов.

Предел огнестойкости болтового или сварного соединения может считаться достаточным при выполнении следующих условий:

- сопротивление теплопередаче огнезащиты в месте соединения составляет не менее, чем минимальное значение сопротивления теплопередаче огнезащиты, используемой для любой из соединяемых конструкций;

Рисунок 5.2
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.3.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.3.2 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.3.2 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.4.1 (4) и
5.4.1 (5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.4.1(1) Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.4.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.4.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.1(6)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-2

$$\left(\frac{d_f}{\lambda_f}\right)_c \geq \left(\frac{d_f}{\lambda_f}\right)_m$$

где:

d_f толщина огнезащитного материала ($d_f = 0$ для незащищенной конструкции)

λ_f расчетный коэффициент теплопроводности огнезащитного материала.

- коэффициент использования узла не превышает максимальный из коэффициентов использования соединяемых конструкций;

- несущая способность узла в нормальных условиях соответствует требованиям ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

В качестве альтернативы предел огнестойкости узлов и соединений допускается определять согласно методу, изложенному в Приложении D ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2. Ряд характерных случаев примыканий сталежелезобетонных элементов, согласующихся с повышенными требованиями огнестойкости, приводится в пунктах 5.4.2-5.4.4 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

9.3.3 Упрощенные расчетные методики

Раздел 4.3 и Приложения ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 подробно приводят правила проектирования сталежелезобетонных конструкций по упрощенным расчетным моделям. Стандарт рассматривает элементы (балки, колонны, плиты) как с защитными покрытиями, так и без них. В данной публикации будут изложены только некоторые основные правила оценки огнестойкости сталежелезобетонных конструкций упрощенными методами. Применение упрощенных моделей, в отдельных их формулировках, продемонстрировано на примерах балки и плиты в Разделе 9.5.

С теорией и примерами расчета стальных элементов можно ознакомиться в публикации К.В. Калафат, А.С. Билык, Н.А. Беляев, Э.А. Ковалевская “Расчет огнестойкости стальных конструкций и проектирование огнезащиты в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины”.

Логика упрощенных методов определения огнестойкости для стальных и сталежелезобетонных конструкций - одинакова. Заключается она в том, что в условиях пожара характеристики материалов в составе сечения снижаются и в определенный момент достигают предельных значений, когда элемент уже не может выполнять свои функции (несущую и/или ограждающую). Упрощенные методы помогают математически описать данный процесс для отдельных элементов через коэффициенты снижения $k_{i,\theta}$ согласно Разделу 9.2 либо через редуцирование размеров расчетного сечения и его отдельных составляющих. Исходными данными для несущих конструкций являются геометрические характеристики сечения, свойства материалов, нагрузки в условиях пожара и принятая температурно-временная зависимость. В результате становится возможным описать задачу как функцию времени протекания пожара (t). Каждому моменту времени соответствует свое сечение, свои температуры окружающей среды и материалов, и своя несущая способность. Точка, в которой несущая способность уравнивается с усилиями в условиях пожара, является критической. Момент времени в этой точке соответствует пределу огнестойкости по критерию R , а температуры определяют значения критических температур. Логика упрощенного метода расчета огнестойкости наглядно показана на Рисунке 9.13 на примере стальной колонны без защитных покрытий.

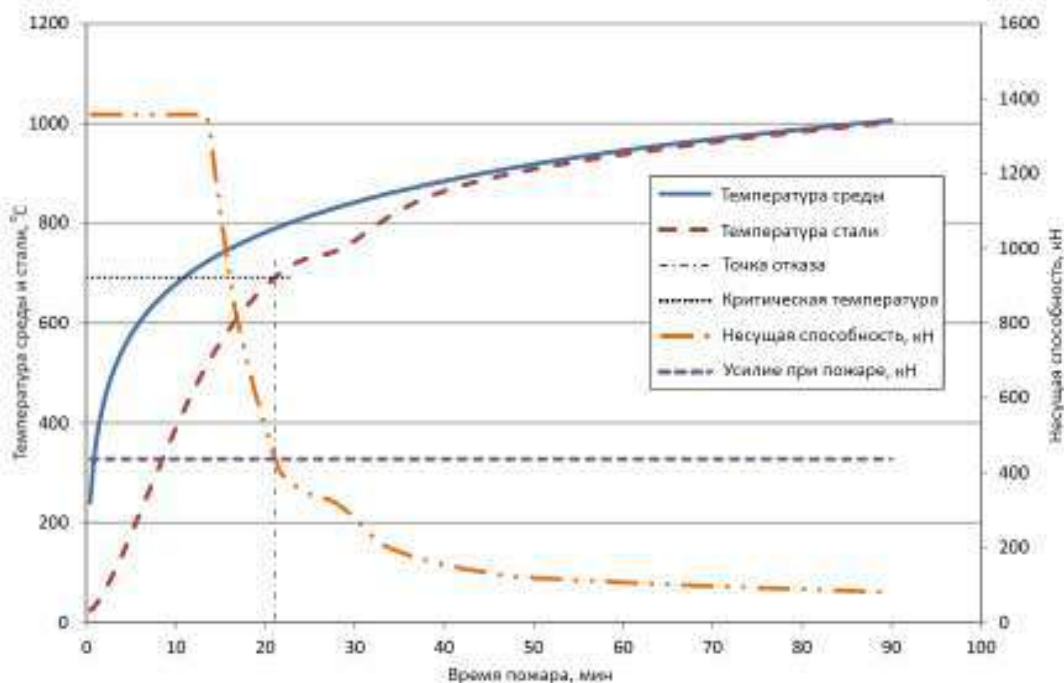


Рисунок 9.13. Основные зависимости упрощенного метода на примере стальной колонны

В отличие от стальных конструкций с одним основным материалом сечения или железобетонных конструкций с двумя основными компонентами, сталежелезобетонное сечение может включать намного больше элементов: стальной профиль, бетонную полку и/или обетонирование сечения, рабочее армирование, профнастилы и анкерные упоры (сдвиговое соединение). Из Раздела 9.2 видно, что каждая из этих составляющих частей в условиях пожара ведет себя по-разному, что делает математическую модель процесса более сложной. Поэтому, при работе со сталежелезобетонными конструкциями, инженеры стараются изначально выполнять конструктивные требования еще более простого табличного метода.

В отдельных случаях, для которых накоплен большой опыт, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 дает возможность сократить количество расчетов по упрощенному методу до минимума.

К ним относится типовой случай сталежелезобетонных балок без обетонирования сечения с опиранием плиты сверху, когда используется симметричный стальной профиль высотой h не более 500 мм и плита толщиной h_c не менее 120 мм, а балка работает по стандартной однопролетной схеме исключительно на действие положительного изгибающего момента в пролете.

4.3.4.2.3 (2)Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Тогда критическую температуру θ_{cr} допускается рассчитать в зависимости от коэффициента использования сталежелезобетонного сечения в условиях пожара $\eta_{fi,t}$, исходя из значения сопротивления стали в момент отказа при повышенной температуре:

4.3.4.2.3 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

- для R30 из равенства $0,9 \cdot \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}}/f_{ay}$;

- в других случаях из равенства $1,0 \cdot \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}}/f_{ay}$.

С учетом подстановок $\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t}/R_d$ и $E_{fi,d,t} = \eta_{fi} \cdot E_d$ выражения для $f_{ay,\theta_{cr}}$ принимают вид:

- $f_{ay,\theta_{cr}} = 0,9 \cdot \eta_{fi} \cdot E_d \cdot f_{ay}/R_d$ для R30;

- $f_{ay,\theta_{cr}} = 1,0 \cdot \eta_{fi} \cdot E_d \cdot f_{ay}/R_d$ в других случаях.

Зная $f_{ay,\theta_{cr}}$, по коэффициенту снижения прочности стали $k_{y,\theta}$ можно определить критическую температуру θ_{cr} . Распределение температуры в стальном профиле для данного случая считается равномерным. Значения θ_{cr} достаточно для определения

4.3.4.2.3 (1) и (4)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

системы огнезащиты профиля. Повышение температуры стали допускается упрощенно рассчитать согласно Разделу 4.3.4.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 по коэффициентам сечения A_{pi}/V_i или A_i/V_i для нижней полки профиля. Временная зависимость повышения температуры стали даст дополнительные данные для определения момента отказа конструкции в условиях пожара.

В той или иной степени ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 приводит сокращенные алгоритмы для большинства типовых случаев сталежелезобетонных элементов. Для сталежелезобетонных балок один из сокращенных расчетов приведен ранее, а второй дает Приложение Е ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2. Более простая математическая модель для балок с частичным обетонированием сечения содержится в Приложении F ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, для колонн с частичным обетонированием – в Приложении G, для трубобетонных колонн – в Приложении H. Таким образом, стандарт частично компенсирует тот факт, что упрощенные методики расчета сталежелезобетонных элементов становятся более сложными в сравнении с другими типами строительных конструкций.

Каждый из подобных случаев все же имеет ограниченную область применения в своем подклассе конструкций. Например, расчет балок с частичным обетонированием стенки по Приложению F применим для элементов со сплошными плитами, плитами по профнастилам с обратными гофром либо трапециевидальным настилом, у которых гофры перекрывают не менее 85% верхней полки балки. В противном случае настил с трапециевидальными гофрами может использоваться, если пустоты между балкой и плитой заполняют пригодным для огнезащиты стали материалом. Кроме того, толщина плит должна составлять не менее 60, 80, 100, 120 и 150 мм для классов огнестойкости R30, R60, R 90, R120 и R180 соответственно. Толщина стальной полки не должна превышать 1/8 высоты профиля, а габариты обетонированного сечения должны быть более значительными в Таблице F.8 Приложения F ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

Согласно расчету по Приложениям G и H огнестойкость частично обетонированных и трубобетонных колонн может составить до 120 минут включительно. Область применения Приложений G и H ограничена характером работы элементов, расчетной длиной в условиях пожара, габаритами сечения и их соотношениями, коэффициентом армирования и классом бетона.

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 позволяет без проведения дополнительных расчетов и независимо от наличия дополнительной арматуры классифицировать огнестойкость сталежелезобетонных плит по критерию несущей способности на уровне R30, если они запроектированы по ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1.

Критерий целостности «Е» для сталежелезобетонных плит считается достаточным по конструктивным признакам.

Расчет предела огнестойкости незащищенных плит по теплоизолирующей способности (критерий «I») и по несущей способности (критерий «R») изложен в Приложении D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2. Использование защитных систем для плит основано на снижении теплопередачи на тонколистовую сталь, что в свою очередь приводит к повышению их огнестойкости. Несущая способность плиты во время пожара считается сохраненной (критерий «R»), пока температура стального листа не превысит 350°C.

Эффективность защитных систем (огнезащитные материалы, подвесные потолки, экраны и т.д.) для плит может быть оценена при помощи натуральных испытаний согласно действующим стандартам.

4.3.4.3.1 (7)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.8 и
F.3 (2)
Приложение F
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.2 (5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.2 (6)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.3 (4)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

9.3.4 Табличные данные

Табличный метод применим к определенным типам элементов и позволяет по конструктивным признакам оценить их огнестойкость. Конструктивные требования табличного метода зависят от коэффициента использования конструкции в условиях пожара $\eta_{fi,t}$ и геометрии сечения. Зная необходимый класс огнестойкости, становится возможным изначально законструировать сечение соответствующим образом.

4.2.1 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Для табличного метода несущая способность в условиях пожара $R_{fi,d,t}$ принимается равной:

4.1 (7)Р и (10)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

$$R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot R_d$$

где:

$\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t}/R_d$ коэффициент использования конструкции в условиях пожара

R_d соответствующая несущая способность в нормальных условиях

Расчетные значения усилий, которые считаются независимыми от параметра времени, допускается упрощенно принять равными $E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d$, что более подробно описано в Разделе 9.1.3. Альтернативно усилия можно получить по аварийными расчетным ситуациям непосредственно из расчетной схемы здания.

4.2.1 (3) и
2.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Для всех параметров, приведенных в Таблицах 9.2-9.4 и 9.6-9.8, разрешается линейная интерполяция.

4.2.1 (5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

9.3.4.1 Балки с частичным обетонированием сечения

Огнестойкость балок с частичным обетонированием (Рисунок 9.14, Таблицы 9.2 и 9.3) классифицируется в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$, ширины балки b и отношении площади дополнительного армирования A_s к площади нижней полки A_f .

4.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Использование Таблицы 9.2 накладывает на конструкции следующие общие ограничения:

4.2.2 (2), (3) и
(5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

- рассматривается однопролетная шарнирно опертая балка;
- для дополнительного армирования A_s используется сталь S500;
- толщина стенки e_w не превышает 1/15 ширины балки b , то есть $b/e_w \geq 15$;
- толщина нижней полки e_f не превышает двух толщин стенки e_w , то есть $e_f/e_w \leq 2$;
- толщина перекрытия $h_c \geq 120$ мм;
- отношение площади дополнительного армирования балки к общей площади между полками $A_s / (A_c + A_s)$ не превышает 5%, то есть $[A_s / (A_c + A_s)] \leq 5\%$;
- расчетная несущая способность R_d определяется согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, и при этом эффективная ширина бетонной полки b_{eff} не превышает 5 м ($b_{eff} \leq 5$ м), а дополнительное армирование A_s не учитывается.

Значения Таблицы 9.2 соответствуют профилям из стали S355. Для других классов стали основных профилей минимальные показатели дополнительного армирования следует умножать на коэффициент, равный отношению предела текучести рассматриваемой стали к пределу текучести стали S355. Следовательно:

4.2.2 (4)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

$$\frac{A_s}{A_f} = \frac{f_y}{f_{y,S355}} \cdot \left(\frac{A_s}{A_f} \right)_{S355}$$

Кроме того, значения в Таблицах 9.2. и 9.3 ограничены случаями использования балок с частичным обетонированием, верхняя полка которых соединена со сплошными плоскими железобетонными плитами либо сталежелезобетонными плитами при условии, что гофры настила закрывают не менее 85% площади верхней полки балки. При проценте меньше обязательным условием использования Таблиц 9.2 и 9.3 является заполнение промежутков между гофрами и верхней полкой профиля материалом пригодным для огнезащиты стали.

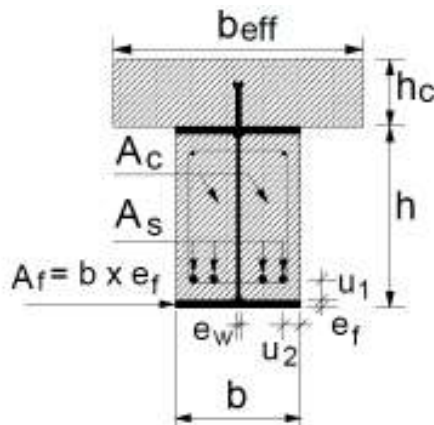


Рисунок 9.14. Балка с частичным обетонированием и дополнительным армированием.

Таблица 9.2. Минимальная ширина балки b_{min} и соотношение минимального дополнительного армирования к площади нижней полки (A_s/A_f) в сталежелезобетонных балках с частичным обетонированием стального профиля, исходя из требований огнестойкости и расчетных параметров в условиях пожара

Минимальный размер сечения в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$	Класс огнестойкости балки с частичным обетонированием				
	R30	R60	R90	R120	R180
$\eta_{fi,t} \leq 0,3$					
b_{min} (мм) и отношение площади дополнительной арматуры к площади полки A_s/A_f при:					
$h \geq 0,9 \cdot b_{min}$	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0
$h \geq 1,5 \cdot b_{min}$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
$h \geq 2,0 \cdot b_{min}$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
$\eta_{fi,t} \leq 0,5$					
b_{min} (мм) и отношение площади дополнительной арматуры к площади полки A_s/A_f при:					
$h \geq 0,9 \cdot b_{min}$	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	-
$h \geq 1,5 \cdot b_{min}$	80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5
$h \geq 2,0 \cdot b_{min}$	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3
$h \geq 3,0 \cdot b_{min}$	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3
$\eta_{fi,t} \leq 0,7$					
b_{min} (мм) и отношение площади дополнительной арматуры к площади полки A_s/A_f при:					
$h \geq 0,9 \cdot b_{min}$	80/0,0	270/0,4	300/0,6	-	-
$h \geq 1,5 \cdot b_{min}$	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	-
$h \geq 2,0 \cdot b_{min}$	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0
$h \geq 3,0 \cdot b_{min}$	70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8

4.2.2 (6), (7) и (8)
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

Таблица 4.1
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

Таблица 4.1
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

Дополнительное армирование должно располагаться как можно ближе к нижним полкам, но при этом соблюдать минимальные расстояния u_1 и u_2 от граней бетонного заполнения бетона до осей дополнительной арматуры согласно Таблице 9.3.

Таблица 9.3. Минимальные осевые расстояния для дополнительного армирования сталежелезобетонных балок с частичным обетонированием сечения

Ширина балки b , мм	Минимальные осевые расстояния дополнительной арматуры, мм	Класс огнестойкости балки			
		R60	R90	R120	R180
170	u_1	100	120	-	-
	u_2	45	60	-	-
200	u_1	80	100	120	-
	u_2	40	55	60	-
250	u_1	60	75	90	120
	u_2	35	50	60	60
≥ 300	u_1	40	50	70	90
	u_2	25 ¹⁾	45	60	60

¹⁾ данное значение следует проверить на соответствие требованиям по минимальной толщине защитного слоя бетона согласно Разделу 8.4

В случае, когда обетонирование выполняет исключительно огнезащитную (изоляционную) функцию, огнестойкость на уровне от R30 до R180 можно обеспечить, выполнив требования по минимальному защитному слою бетона поверх стального сечения согласно Таблице 9.4 и Рисунку 9.15. Кроме случаев с требуемым классом огнестойкости до R30 включительно, изоляционный слой бетона должен быть армирован сеткой, не менее указанной в Разделе 9.3.1 настоящей публикации.

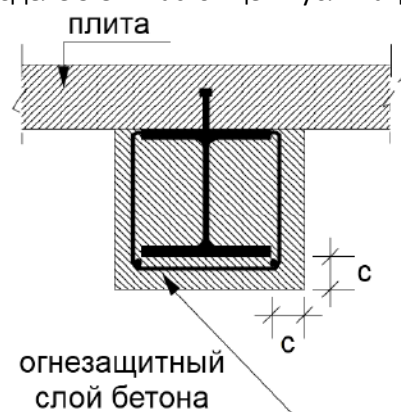


Рисунок 9.15. Балка с полным обетонированием сечения, в которой бетон выполняет исключительно огнезащитную функцию

Таблица 9.4. Минимальный защитный слой бетона поверх стального сечения для повышения огнестойкости стальных профилей

Защитный слой бетона, c , мм	Класс огнестойкости балки
0	R30 ¹⁾
25	R60
30	R90
40	R120
50	R180

¹⁾ для повышения огнестойкости до R30 достаточно частичного обетонирования между полками стального профиля без применения дополнительной арматурной сетки

4.2.2 (9)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.2
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.2 (10) и (11)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.3
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

9.3.4.2 Колонны с частичным обетонированием сечения

Огнестойкость сталежелезобетонных колонн с частичным обетонированием сечения (Рисунок 9.16, Таблица 9.5) классифицируется в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$, размеров поперечного сечения b или h , расстояния u_s от оси арматурных стержней до грани бетона и коэффициента армирования бетонного заполнения $A_s/(A_c + A_s)$.

Область применения Таблицы 9.5 ограничена следующими параметрами:

- рассматривается сжатая либо внецентренно-сжатая колонна;
- колонна входит в состав связевого (но не рамного) каркаса;
- длина колонны не превышает более, чем в 30 минимальный габарит поперечного сечения, то есть $L \leq 30 \cdot \min \{b; h\}$;
- стальное сечение изготовлено из стали классов S235, S275 и S355;
- толщина нижней полки e_f не превышает двух толщин стенки e_w , то есть $e_f/e_w \leq 2$;
- коэффициент использования $\eta_{fi,t}$ определен согласно Разделу 9.3.1 данной публикации;

Расчетное значение несущей способности R_d должно основываться на удвоенной расчетной длине колонны в условиях пожара. Коэффициенты $\eta_{fi,t}$ в Таблице 9.5 изначально основаны на расчете R_d для шарнирно опертых колонн, которые в условиях пожара можно считать закрепленными от поворота в узлах. При определении R_d должен быть учтен эксцентриситет приложения нагрузки, а коэффициенты армирования $A_s/(A_c + A_s)$ сверх 6% и менее 1% наоборот учитываться не должны.

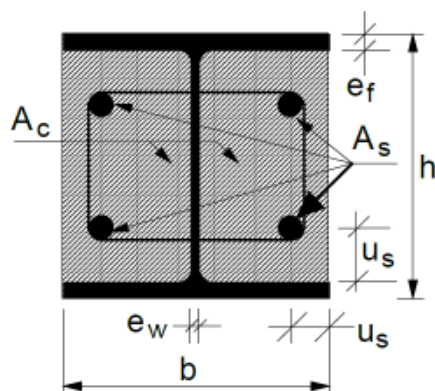


Рисунок 9.16. Сталежелезобетонная колонна с частичным обетонированием сечения

4.2.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.1 (1), (4),
(5), 4.2.3.3 (3)
и Таблица 4.6
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.1 (2), (3) и
4.2.3.3 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 9.5. Минимальные размеры сечения, осевые расстояния для арматурных стержней и коэффициент армирования сталежелезобетонных колонн с частичным обетонированием сечения, исходя из требований огнестойкости и расчетных параметров в условиях пожара

Минимальные значения в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$	Класс огнестойкости колонн с частичным обетонированием сечения			
	R30	R60	R90	R120
$\eta_{fi,t} \leq 0,28$				
минимальные размеры сечения h и b , мм	160	200	300	400
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	50	50	70
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	-	4	3	4
$\eta_{fi,t} \leq 0,47$				
минимальные размеры сечения h и b , мм	160	300	400	-
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	50	70	-
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	-	4	4	-
$\eta_{fi,t} \leq 0,66$				
минимальные размеры сечения h и b , мм	160	400	-	-
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	40	70	-	-
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	1	4	-	-

9.3.4.3 Колонны с полным обетонированием сечения

Огнестойкость сталежелезобетонных колонн с полностью обетонированным сечением (Рисунок 9.17, Таблица 9.6) классифицируется в зависимости от размеров поперечного сечения b_c и h_c , толщины защитного слоя бетона с поверх стального профиля, расстояния u_s от оси арматурных стержней до грани бетона при любых коэффициентах использования конструкции $\eta_{fi,t}$.

Минимальный и максимальный процент армирования сечения, а также шаг и расположение хомутов, должны соответствовать требованиям Разделов 5.2.3 и 8.7. Кроме того, армирование колонны должно состоять не менее, чем из четырех стержней диаметром 12 мм, расположенных по углам сечения.

Область применения Таблицы 9.6 ограничена следующими параметрами:

- рассматривается сжатая либо внецентренно-сжатая колонна;
- колонна входит в состав связевого (но не рамного) каркаса;
- длина колонны не превышает более, чем в 30 минимальный габарит поперечного сечения, то есть $L \leq 30 \cdot \min \{b; h\}$;

При определении R_d должен учитываться эксцентриситет приложения нагрузки.

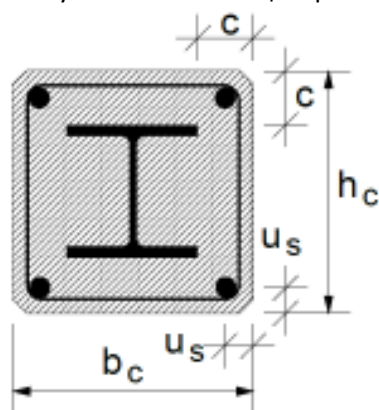


Рисунок 9.17. Колонна с полностью обетонированным сечением.

Таблица 4.6
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.2 (1) и (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.2 (3) и (4)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.1 (1), (4) и
(5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.4
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 9.6. Минимальные размеры сечения, толщина защитного слоя поверх стального сечения и осевые расстояния арматурных стержней для сталежелезобетонных колонн с полным обетонированием сечения, исходя из требований огнестойкости

Минимальные значения	Класс огнестойкости колонн с полным обетонированием сечения					
	R30	R60	R90	R120	R180	R240
размеры сечения h_c и b_c , мм	150	180	220	300	350	400
защитный слой бетона стального сечения c , мм	40	50	50	75	75	75
расстояние до оси арматуры u_s , мм	20 ¹⁾	30	30	40	50	50
размеры сечения h_c и b_c , мм	-	200	250	350	400	-
защитный слой бетона стального сечения c , мм	-	40	40	50	60	-
расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	20 ¹⁾	20 ¹⁾	30	40	-

¹⁾ данное значение следует проверить на соответствие требованиям по минимальной толщине защитного слоя бетона согласно Разделу 8.4

В случае, когда обетонирование выполняет исключительно огнезащитную (изоляционную) функцию, огнестойкость на уровне от R30 до R180 можно обеспечить, выполнив требования по минимальному защитному слою бетона поверх стального сечения согласно Таблице 9.7 и Рисунку 9.18. Кроме случаев с требуемым классом огнестойкости до R30 включительно, изоляционный слой бетона должен быть армирован сеткой, не менее указанной в Разделе 9.3.1 настоящей публикации.

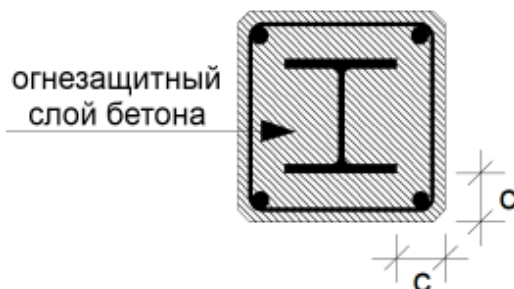


Рисунок 9.18. Колонна с полностью обетонированным сечением, в которой бетон выполняет исключительно огнезащитную функцию

Таблица 9.7. Минимальный защитный слой бетона поверх стального сечения для повышения огнестойкости стальных колонн

Защитный слой бетона c , мм	Класс огнестойкости колонн
0	R30 ¹⁾
25	R60
30	R90
40	R120
50	R180

¹⁾ для повышения огнестойкости до R30 достаточно частичного обетонирования между полками стального профиля без применения дополнительной арматурной сетки

9.3.4.4 Трубобетонные колонны

Огнестойкость трубобетонных колонн (Рисунок 9.19, Таблица 9.8) классифицируется в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$, размеров поперечного сечения b и h либо диаметра d , процента армирования $A_s/(A_c + A_s)$ и расстояния u_s от оси арматурных стержней до грани бетона.

Область применения Таблицы 9.8 ограничена следующими параметрами:

- рассматривается сжатая либо внецентренно-сжатая колонна;
- колонна входит в состав связевого (но не рамного) каркаса;

Таблица 4.4
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.2 (5) и (6)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.5
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.5
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.4 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.1 (1), (4),
(5) и 4.2.3.4 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

- длина колонны не превышает более, чем в 30 минимальный габарит поперечного сечения, то есть $L \leq 30 \cdot \min \{b; h; d\}$;

- для армирования колонн используется сталь S500;

Для трубобетонных колонн несущая способность R_d в нормальных условиях эксплуатации должна определяться согласно следующим правилам:

- для расчета используется удвоенная расчетная длина колонны в условиях пожара;

- расчет должен учитывать эксцентриситет приложения нагрузки;

- независимо от марки используемой конструкционной стали, расчет ведется по номинальному пределу текучести, равному 235 Н/мм^2 ;

- учитывается только та часть толщины стенки e профиля, которая не превышает $1/25$ габарита b и диаметра d ;

- коэффициенты армирования $A_s/(A_c + A_s)$ сверх 3% не учитываются;

- прочность бетона принимается как для нормальных условий эксплуатации;

Использование в расчетах удвоенной расчетной длины в условиях пожара обусловлено тем, что коэффициенты $\eta_{fi,t}$ в Таблице 9.8, как и в Таблице 9.5, изначально основаны на расчете R_d для шарнирно опертых колонн, которые в условиях пожара можно считать закрепленными от поворота в узлах.

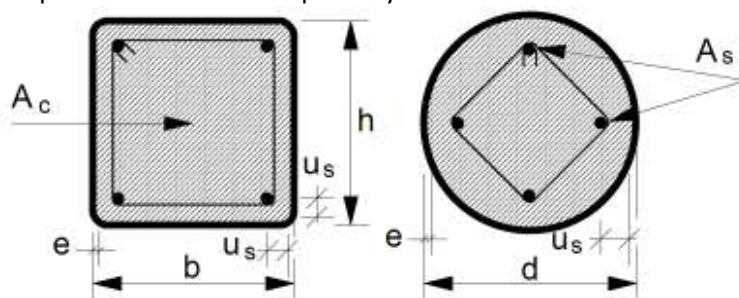


Рисунок 9.18. Трубобетонные колонны

Таблица 9.8. Минимальные размеры сечения, осевые расстояния для арматурных стержней и коэффициент армирования трубобетонных колонн, исходя из требований огнестойкости и расчетных параметров в условиях пожара

Минимальные значения в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$	Класс огнестойкости трубобетонных колонн				
	R30	R60	R90	R120	R180
$\eta_{fi,t} \leq 0,28$					
минимальные размеры сечения h, b или d , мм	160	200	220	260	400
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	0	1,5	3,0	6,0	6,0
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	30	40	50	60
$\eta_{fi,t} \leq 0,47$					
минимальные размеры сечения h, b или d , мм	260	260	400	450	500
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	30	40	50	60
$\eta_{fi,t} \leq 0,66$					
минимальные размеры сечения h, b или d , мм	260	450	550	-	-
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	3,0	6,0	6,0	-	-
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	25	30	40	-	-

4.2.3.1 (3), (4) и
4.2.3.4 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.1 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.7
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.7
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Важной альтернативой, которую ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 дает для трубобетонных колонн, является возможность использовать для них табличные данные ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2. Таким образом трубобетонные колонны в условиях пожара могут приравниваться к железобетонным, аргументируя это тем, что незащищенная стальная труба в условиях пожара быстро исключится из работы. Для оценки огнестойкости железобетонных колонн ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 дает два табличных метода: метод А – согласно Разделу 5.3.2 и метод В – согласно Разделу 5.3.3.

Конструктивные требования метода А даны в Таблице 9.9 с обозначениями согласно Рисунку 9.19. Область его применения ограничена следующими параметрами:

- рассматриваются преимущественно сжатые колонны с эксцентриситетом приложения нагрузки в условиях пожара $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq 0,15h$ (или b);
- колонны входят в состав связевого (но не рамного) каркаса;
- расчетная длина колонны в условиях пожара не превышает 3м, то есть $l_{0,fi} \leq 3м$
- площадь армирования должна быть менее 4% площади бетона, то есть $A_s < 0,04A_c$

Классификация огнестойкости колонны выполняется в зависимости коэффициента μ_{fi} , который аналогичен $\eta_{fi,t}$, и равен:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}}$$

где:

$N_{Ed,fi}$ расчетное осевое усилие в условиях пожара

N_{Rd} расчетная несущая способность колонны в нормальных условиях эксплуатации

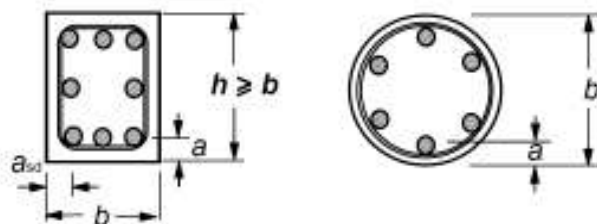


Рисунок 9.19. Обозначения к определению огнестойкости железобетонных колонн

Таблица 9.9. Минимальные размеры колонны и расстояния от грани бетона до оси арматурных стержней для прямоугольных и круглых сечений

Класс огнестойкости железобетонной колонны	Минимальные значения (ширины колонны b_{min})/(расстояния до оси арматурных стержней a_{min}), мм			
	Огневое воздействие более, чем с одной стороны			Огневое воздействие с одной стороны
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
R30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R90	200/31 300/25	300/45 450/38	350/53 450/40 ¹⁾	155/25
R120	250/40 350/35	350/45 ¹⁾ 450/40 ¹⁾	350/57 ¹⁾ 450/51 ¹⁾	175/35
R180	350/45 ¹⁾	350/63 ¹⁾	450/70 ¹⁾	230/55
R240	350/61 ¹⁾	450/75 ¹⁾	-	295/70

¹⁾ не менее 8 арматурных стержней

4.2.3.4 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2 и
5.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

5.3.2 (1) и (2)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

5.3.2 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

Рисунок 5.2
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

Таблица 5.2а
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

Базовые конструктивные требования метода В приводятся в Таблице 9.10 с обозначениями согласно Рисунку 9.19. Они включают только часть случаев. Расширенный вариант метода В содержится в Приложении С ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2. Область применения метода В более обширна, чем у метода А. Базовые требования согласно Таблице 9.10 ограничены следующими случаями:

- рассматриваются сжатые и внецентренно сжатые колонны с эксцентриситетом $e = M_{0Ed.fi}/N_{0Ed.fi} \leq 0,25 \cdot \min(b; h; d)$ и $e \leq 100$ мм без учета геометрической нелинейности;

- колонны входят в состав связевого (но не рамного) каркаса;

- гибкость колонн в условиях пожара λ_{fi} не превышает 30, то есть $\lambda_{fi} = l_{0,fi}/i \leq 30$;

Классификация огнестойкости колонны выполняется в зависимости коэффициента использования n и коэффициента армирования ω в нормальных условиях эксплуатации.

Коэффициент использования n определяется по формуле:

$$n = \frac{N_{0Ed.fi}}{0,7 \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd})}$$

Коэффициент армирования ω равен:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Если колоннам с площадью поперечного сечения арматуры $A_s \geq 0,02 \cdot A_c$ требуется обеспечить огнестойкость выше R90, то арматурные стержни должны располагаться равномерно по периметру сечения.

Таблица 9.10. Минимальные размеры колонны и расстояния от грани бетона до оси арматурных стержней для прямоугольных и круглых сечений

Класс огнестойкости железобетонной колонны	Коэффициент армирования ω	Минимальные значения (ширины колонны b_{min})/ (расстояния до оси арматурных стержней a_{min}), мм			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R30	0,100	150/25 ¹⁾	150/25 ¹⁾	200/30:250/25 ¹⁾	300/30:350/25 ¹⁾
	0,500	150/25 ¹⁾	150/25 ¹⁾	150/25 ¹⁾	200/30:250/25 ¹⁾
	1,000	150/25 ¹⁾	150/25 ¹⁾	150/25 ¹⁾	200/30:300/25 ¹⁾
R60	0,100	150/30:200/25 ¹⁾	200/40:300/25 ¹⁾	300/40:500/25 ¹⁾	500/25 ¹⁾
	0,500	150/25 ¹⁾	150/35:200/25 ¹⁾	250/35:350/25 ¹⁾	350/40:550/25 ¹⁾
	1,000	150/25 ¹⁾	150/30:200/25 ¹⁾	200/40:400/25 ¹⁾	300/50:600/30
R90	0,100	200/40:250/25 ¹⁾	300/40:400/25 ¹⁾	500/50:550/25 ¹⁾	550/40:600/25 ¹⁾
	0,500	150/35:200/25 ¹⁾	200/45:300/25 ¹⁾	300/45:550/25 ¹⁾	500/50:600/40
	1,000	200/25 ¹⁾	200/40:300/25 ¹⁾	250/40:550/25 ¹⁾	500/50:600/45
R120	0,100	250/50:350/25 ¹⁾	400/50:550/25 ¹⁾	550/25 ¹⁾	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25 ¹⁾	300/45:550/25 ¹⁾	450/50:600/25 ¹⁾	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25 ¹⁾	250/50:400/25 ¹⁾	450/45:600/30	600/60
R180	0,100	400/50:500/25 ¹⁾	500/60:550/25 ¹⁾	550/60:600/30 ¹⁾	²⁾
	0,500	300/45:450/25 ¹⁾	450/50:600/25 ¹⁾	500/60:600/50 ¹⁾	600/75
	1,000	300/35:400/25 ¹⁾	450/50:550/25 ¹⁾	500/60:600/45 ¹⁾	²⁾
R240	0,100	500/60:550/25 ¹⁾	550/40:600/25 ¹⁾	600/75	²⁾
	0,500	450/45:500/25 ¹⁾	550/55:600/25 ¹⁾	600/70	²⁾
	1,000	400/45:500/25 ¹⁾	500/40:600/30	600/60	²⁾

¹⁾ в общем случае определяющим будет значение минимальной толщины защитного слоя согласно Разделу 8.4

²⁾ требуется габарит сечения более 600 мм и расчетная оценка устойчивости колонны

5.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

5.3.3 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

5.3.3 (4)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

Таблица 5.2b
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

Используя для оценки огнестойкости трубобетонных колонн аналогию в виде железобетонных элементов, следует помнить, что в таком случае коэффициенты использования должны определяться относительно несущей способности только железобетонного заполнения, но не всего исходного сечения.

Как видно из Таблицы 9.8, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 во многих случаях требует высокого (3-6%) минимального коэффициента армирования $A_s/(A_c + A_s)$ трубобетонных колонн. Альтернативные методы А и В, изначально предназначенные для железобетонных колонн, не имеют столь жесткой привязки к коэффициенту армирования и в большей степени оперируют параметрами минимальных габаритов сечения и осевого расстояния арматурных стержней. Это позволяет обеспечить требуемую огнестойкость трубобетонных колонн, сохраняя разумный баланс между количеством арматуры и размерами сечения.

Приложение С ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 дополнительно дает конструктивные требования для железобетонных колонн с габаритами сечения до 600 мм, гибкостью элемента $\lambda_{fi} \leq 80$ и эксцентриситетом приложения загрузки $e \leq 200$ мм.

Гибкость λ_{fi} железобетонных колонн в условиях пожара во всех случаях Метода А и Метода В может приниматься равной гибкости λ при нормальных условиях эксплуатации. Если к колонне в составе связевого каркаса выдвигаются требования выше R30, то ее расчетную длину $l_{0,fi}$ в условиях пожара допускается принимать равной $0,5 \cdot l$ для промежуточных этажей и от $0,5 \cdot l$ до $0,7 \cdot l$ – для верхнего этажа, где l – это фактическая геометрическая длина колонны.

9.3.5 Уточненные расчетные модели

Уточненные расчетные модели призваны дать реалистичную оценку поведения конструкции в условиях пожара. Они более точно отражают фактические условия, чем табличные данные и упрощенные расчетные модели, и могут использоваться как для отдельных элементов и подсистем, так и для целых сооружений.

В их состав могут входить отдельные расчетные модели для определения развития температуры в конструктивных элементах (модель температурной реакции) и механической работы конструкции или любой ее части (модель механической реакции).

Любые возможные формы отказа, не рассматриваемые уточненной расчетной моделью (включая местную потерю устойчивости и разрушение при сдвиге), должны быть исключены конструктивными либо другими методами.

Уточненные расчетные модели могут использоваться для оценки напряжений, деформаций, перемещений, распределения температур и пределов огнестойкости.

Проверка правильности любой расчетной модели должна проводиться на основании результатов соответствующих испытаний.

Основные параметры должны быть проверены посредством анализа чувствительности, чтобы убедиться в том, что модель соответствует заложенным в нее инженерным принципам.

Приложение С
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

5.3.2 (2) и
5.3.3 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

4.4.1(1)Р и (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.4.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.4.1(5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.4.1(6) и
4.4.4 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.4.4(2)Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.4.4(4)Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

9.4 Огнезащита сталежелезобетонных конструкций

Проведение огнезащитных мероприятий для сталежелезобетонных конструкций ни чем не отличается от огнезащиты стальных каркасов, принципы которой подробно изложены в публикациях: Вахитова Л.Н., Калафат К.В «Огнезащита стальных конструкций» и Вахитова Л.Н, Калафат К.В «Конструктивная огнезащита стальных каркасов зданий».

Качественное выполнение огнезащитных работ зависит от двух основных факторов: правильности технических решений проекта проведения огнезащитных работ и правильного выбора огнезащитного материала. Способы и средства огнезащиты сталежелезобетонных элементов определяются при составлении проекта проведения огнезащитных работ для конкретного объекта строительства, исходя из класса огнестойкости конструкций, коэффициентов сечения (в случае огнезащиты балок и колонн), критических температур и других расчетных параметров.

Средства огнезащиты можно разделить на следующие типы:

Реактивный способ – использование тонкослойных покрытий, которые при действии огня образуют плотный теплоизоляционный слой, предохраняющий конструкцию от температурного воздействия. Эти средства огнезащиты называют тонкослойными интумесцентными (вспучивающимися, терморасширяющимися) составами.

Огнезащитные сухие строительные смеси (штукатурки, спреи) представляют собой, теплоизоляционные составы с комплексом специальных добавок, которые образуют на поверхности конструкций покрытия толщиной 10-50 мм.

Огнезащитные плиты и листовые волокнистые материалы представляют собой конструктивные методы огнезащиты, которые подходят как стержневых элементов (балок и колонн), так и для плитных конструкций.

Подбор средства огнезащиты для сталежелезобетонных конструкций должен осуществляться после проведения соответствующих испытаний. Характеристики некоторых огнезащитных материалов, которые могут быть предназначены для защиты стальных и сталежелезобетонных конструкций приведены в публикации Вахитова Л.Н., Калафат К.В «Каталог средств огнезащиты стальных конструкций 2017».

4.3.3(2),
4.3.4.2.2(13),
4.3.5.4 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

9.5 Рабочие примеры

Приведенные ниже примеры **не являются** типовыми и оптимальными решениями. Примеры подобраны таким образом, чтобы продемонстрировать упрощенные методы расчета балок и плит в наиболее кратких формулировках.

9.5.1 Расчет сталежелезобетонной балки без обетонирования сечения

Необходимо рассчитать критическую температуру сталежелезобетонной балки, рассмотренной в примере Раздела 7.2 данной публикации, и подобрать огнезащитное покрытие, исходя из требуемого класса огнестойкости R45.

Из примера в Разделе 7.2 выберем необходимые для решения текущей задачи данные.

Исходные данные

Свойства материалов:

Сталь S235 - $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$

Характеристики стального сечения:

Общая высота - $h_a = 404 \text{ мм}$

Высота стенки - $h_w = 380 \text{ мм}$

Ширина полки - $b_f = 165 \text{ мм}$

Толщина стенки - $t_w = 8 \text{ мм}$

Толщина полки - $t_f = 12 \text{ мм}$

Плита:

Общая толщина плиты - $h = 140 \text{ мм}$

Ширина нижней полки - $b_b = 50 \text{ мм}$

Шаг гофров - $b_s = 266 \text{ мм}$

Нагрузки:

Постоянные нагрузки на этапе эксплуатации - $g_k = 3,47 \text{ кН/м}^2$

Полезная нагрузка - $q_{k,1} = 4,0 \text{ кН/м}^2$ (категория С2 – зоны со стационарными сиденьями)

Дополнительная переменная нагрузка - $q_{k,2} = 0,8 \text{ кН/м}^2$ (временные перегородки, вес которых превышает 2,0 кН/м.п.)

Определяющее значение усилия при нормальной температуре: $E_d = M_{Ed} = 339,59 \text{ кНм}$ (соответствует комбинации 6.10b)

Несущая способность при нормальной температуре: $R_d = M_{Rd} = 403,35 \text{ кНм}$

Проверка соответствия критериям упрощенного метода согласно 4.3.4.2.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 (Раздел 9.3.3 данной публикации)

Сечение сталежелезобетонной балки – без обетонирования с верхним опиранием плиты;

Сечение стального профиля – симметричное (сварной двутавр);

Высота стального профиля - $h_a = 404 \text{ мм} < 500 \text{ мм}$;

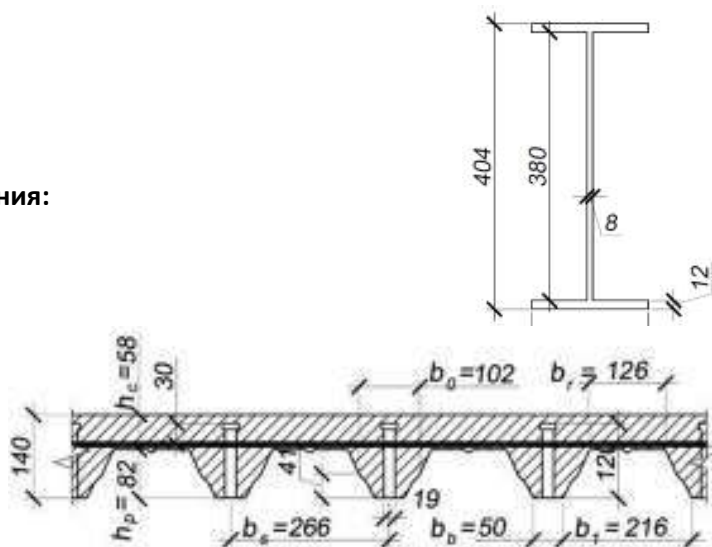


Таблица НБ 2.2
ДСТУ-Н Б EN
1991-1-1

6.3.1.2 (8)
ДСТУ-Н Б EN
1991-1-1

4.3.4.2.3 (2)P
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Общая толщина плиты - $h = 140 \text{ мм} > 120 \text{ мм}$ (поскольку приведенная толщина плиты составляет 87 мм, следует заполнить промежутки между балкой и настилом негорючим материалом либо использовать плиту с приведенной толщиной более 120 мм за счет формы профнастила или толщины бетона);

Расчетная схема – однопролетная шарнирно опертая балка.

С учетом перечисленного, данный случай соответствует требованиям для использования наиболее сокращенного расчета согласно Разделу 4.3.4.2.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

Расчет усилий в условиях пожара

Чтобы упрощенно определить усилия в условиях пожара, рассчитаем понижающие коэффициенты η_{fi} относительно двух основных комбинаций 6.10a и 6.10b, которые определяют усилия в нормальных условиях.

Коэффициенты сочетания полезных нагрузок для помещений категории С согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990 равны: $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,7$; $\psi_2 = 0,6$. Для условий пожара согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 $\psi_{fi} = \psi_2$.

Тогда:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,47 + 0,6 \cdot (4,0 + 0,8)}{1,35 \cdot 3,47 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (4,0 + 0,8)} = 0,65$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,47 + 0,6 \cdot (4,0 + 0,8)}{0,85 \cdot 1,35 \cdot 3,47 + 1,5 \cdot (4,0 + 0,8)} = 0,57$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 η_{fi} принимается по минимальному из полученных значений ($\eta_{fi} = 0,57$), поскольку это соответствует более нагруженному случаю в нормальных условиях эксплуатации, который является определяющим для несущей способности.

Расчет критической температуры стального профиля θ_{cr}

Требуемый класс огнестойкости - R45, поэтому для расчета сопротивления стали в момент отказа при повышенной температуре используется формула:

$$f_{ay, \theta_{cr}} = 1,0 \cdot \eta_{fi} \cdot E_d \cdot f_{ay} / R_d$$

С учетом подстановок:

$$f_{ay, \theta_{cr}} = 1,0 \cdot 0,57 \cdot 339,59 \cdot 235 / 403,35 = 112,8 \text{ МПа}$$

Отсюда коэффициент снижения $k_{y, \theta}$ для критической температуры:

$$k_{y, \theta} = \frac{f_{ay, \theta_{cr}}}{f_{ay}} = \frac{112,8}{235} = 0,48$$

По Таблице 3.2 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 или Рисунку 9.7 данной публикации можно определить, что $k_{y, \theta} = 0,48$ соответствует температура $\theta_a = \theta_{cr} = 603^\circ \text{C}$.

Определение коэффициента сечения профиля

Определим, какой процент верхней полки находится в непосредственном контакте с профнастилом:

$$\frac{b_b}{b_s} \cdot 100\% = \frac{50}{266} \cdot 100\% = 18,8\% < 85\%$$

Таблица НБ.2.2
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б EN 1990

2.4.2 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.4.2.3 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 3.2
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Поскольку процента составляет менее 85%, профиль не может считаться обогреваемым только с трех сторон и должен считаться обогреваемым со всех четырех сторон.

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 при высоте профиля более 500 мм разделяет набор температуры в различных его частях (стенке, полках), но для нашего случая с $h_a = 404 \text{ мм} < 500 \text{ мм}$ можно предполагать равномерное распределение температуры стали.

Тогда по выражениям Таблицы 4.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 рассчитаем коэффициент сечения профиля:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{периметр сечения}}{\text{площадь сечения}} = \frac{4 \cdot b_f + 2 \cdot h_w + 4 \cdot t_f - 2 \cdot t_w}{A_a} = \frac{(4 \cdot 165 + 2 \cdot 380 + 4 \cdot 12 - 2 \cdot 8) \cdot 10^{-3}}{70 \cdot 10^{-4}} = 207,4 \text{ м}^{-1}$$

Альтернативно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 для данного метода позволяет рассчитать коэффициент сечения по значению только для нижней полки. Для пластины согласно Разделу 4.3.4.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 или Таблице 4.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 коэффициент сечения равен:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2 \cdot (b + t)}{b \cdot t} = \frac{2 \cdot (b_f + t_f)}{b_f \cdot t_f} = \frac{2 \cdot (165 + 12) \cdot 10^{-3}}{165 \cdot 12 \cdot 10^{-6}} = 178,8 \text{ м}^{-1}$$

В запас используем более высокое значение $\frac{A_m}{V} = 207,4 \text{ м}^{-1}$.

Проектирование огнезащиты

Имея три известных параметра, критическую температуру, профильный коэффициент сечения и класс огнестойкости конструкции, можно рассчитать оптимальную толщину огнезащитного покрытия.

Подбор огнезащитного материала будем производить на основании данных приведенных в публикации Вахитова Л.Н., Калафат К.В. «Каталог средств огнезащиты стальных конструкций 2017».

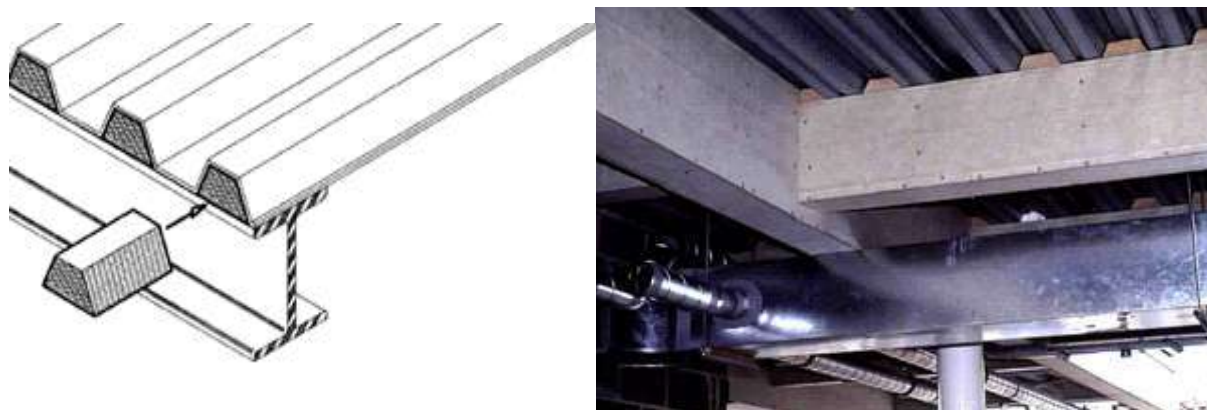
Для повышения класса огнестойкости сталежелезобетонной конструкции до R45, при критической температуре стали равной

$$\theta_{cr} = 603^{\circ}$$

и профильном коэффициенте сечения, равном

$$A_m/V = 207 \text{ м}^{-1}$$

возможно использование интумесцентных огнезащитных покрытий. Зазоры между гофрами настила и верхним поясом балки заполняются огнестойким утеплителем либо другим материалом, подходящим для огнезащиты стальных конструкций, пример чего показан на иллюстрациях ниже.



4.1 (16)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.4.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.2
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-2

4.3.4.2.3 (4) и
4.3.4.2.2 (9)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

В качестве основного огнезащитного покрытия может быть принят, к примеру, состав «POLYLACK A», который испытан согласно методике ДСТУ Б В.1.1-17 (ENV 13381-4:2002,NEQ) и для класса огнестойкости R45 имеет следующие значения толщин:

Проектная температура, °С		400	450	500	550	600	650
Приведенная толщина δ , мм	Коэффициент сечения, A_m/V , м ⁻¹	Класс огнестойкости R 45					
		Минимальная толщина покрытия, при которой температура ниже проектной, мм					
6,67	150	1,12	0,96	0,80	0,65	0,50	0,35
6,25	160	1,18	1,02	0,85	0,70	0,54	0,39
5,88	170	1,24	1,07	0,91	0,75	0,59	0,43
5,56	180	1,30	1,13	0,96	0,79	0,63	0,47
5,26	190	1,35	1,18	1,01	0,84	0,67	0,51
5,00	200	1,41	1,23	1,05	0,88	0,71	0,55
4,76	210	1,46	1,28	1,10	0,92	0,75	0,59
4,55	220	-	1,32	1,14	0,96	0,79	0,62
4,35	230	-	1,37	1,18	1,00	0,83	0,66
4,17	240	-	1,41	1,22	1,04	0,86	0,69
4,00	250	-	1,45	1,26	1,08	0,90	0,72
3,85	260	-	-	1,30	1,11	0,93	0,75

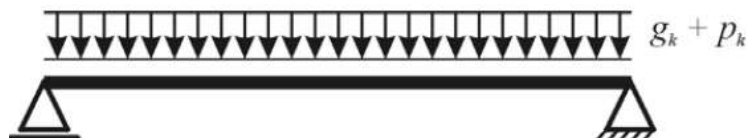
Ближайшим значением профильного коэффициента сечения является 210 м⁻¹ (так как выбранное значение коэффициента сечения должно быть не менее расчетного), а значение критической температуры - 600°С (так как выбранное значение критической температуры должно быть не более расчетного).

Таким образом, для рассчитанных параметров балки перекрытия минимальная толщина огнезащитного покрытия «POLYLACK A» составит:

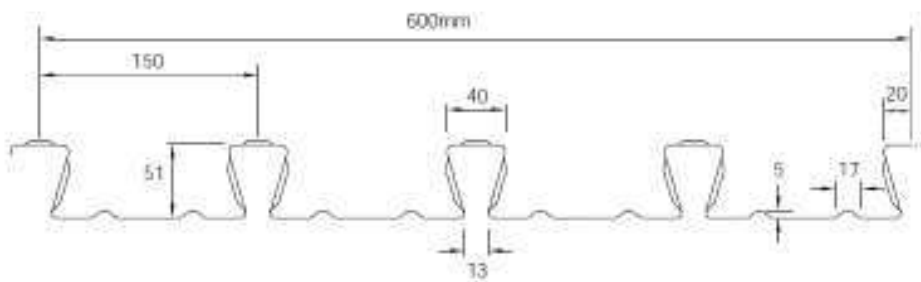
$$d_p = 0,75 \text{ мм}$$

9.5.2 Расчет огнестойкости сталежелезобетонной плиты согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

Плита входит в состав перекрытия общественного здания и рассчитывается по схеме однопролетной балки с шарнирными опорами шагом 4,8 м.



Основой плиты служит профилированный стальной настил Kingspan Multideck 50-V2 специального типа с обратным (закрытым) гофром толщиной 0,9 мм. Он обеспечивает передачу усилий продольного сдвига (совместную работу) посредством фрикционного соединения по контакту бетона и стали.



Исходные данные

Сталь:

Сталь профнастила S350 GD - $f_{yp} = 350 \text{ Н/мм}^2$

Площадь поперечного сечения - $A_p = 1605 \text{ мм}^2/\text{м}$

Коэффициент надежности по материалу в условиях пожара - $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$

Бетон:

Класс бетона - C25/30;

Прочность по цилиндрическому образцу - $f_{ck} = 25 \text{ Н/мм}^2$

Общая толщина плиты - $h_t = 140 \text{ мм}$

Площадь поперечного сечения бетона - $A_c = 130990 \text{ мм}^2/\text{м}$

Коэффициент надежности по материалу в условиях пожара - $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$

Нагрузки:

Стальной лист - $g_{p,k} = 0,13 \text{ кН/м}^2$

Бетон - $g_{c,k} = 3,29 \text{ кН/м}^2$

Отделка - $g_{f,k} = 1,2 \text{ кН/м}^2$

Полезная нагрузка - $q_{k,1} = 3,0 \text{ кН/м}^2$ (категория С1.3 – читальные залы, помещения кафе, ресторанов, столовых, залы собраний, совещаний, ожидания, выставок и экспозиций, помещения театров и объектов спорта)

Дополнительная переменная нагрузка - $q_{k,2} = 0,8 \text{ кН/м}^2$ (временные перегородки, вес которых превышает 2,0 кН/м.п.)

Расчетный изгибающий момент в нормальных условиях: $M_{Ed} = 32,4 \text{ кНм/м}$

2.3 (2)Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2
и
2.3 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-2

2.3 (2)Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2
и
2.3 (2)Р
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

Таблица НБ 2.2
ДСТУ-Н Б EN
1991-1-1

6.3.1.2 (8)
ДСТУ-Н Б EN
1991-1-1

Критическая температура стального настила, как тонкостенного стального профиля, упрощенно может приниматься равной 350°C. Поэтому в сталежелезобетонных плитах с дополнительным резервирующим армированием в запас допускается не учитывать вклад профнастила в несущую способность для условий пожара (аварийной расчетной ситуации). В рассматриваемом примере сопротивление стального профнастила включено в расчет.

Расчет усилий в условиях пожара

Чтобы упрощенно определить усилия в условиях пожара, рассчитаем понижающие коэффициенты η_{fi} относительно двух основных комбинаций 6.10a и 6.10b, которые определяют усилия в нормальных условиях.

Коэффициенты сочетания полезных нагрузок для помещений категории С согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990 равны: $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,7$; $\psi_2 = 0,6$. Для условий пожара согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 $\psi_{fi} = \psi_2$.

Тогда:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{(3,29 + 1,2 + 0,13) + 0,6 \cdot (3,0 + 0,8)}{1,35 \cdot (3,29 + 1,2 + 0,13) + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (3,0 + 0,8)} = 0,67$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{(3,29 + 1,2 + 0,13) + 0,6 \cdot (3,0 + 0,8)}{0,85 \cdot 1,35 \cdot (3,29 + 1,2 + 0,13) + 1,5 \cdot (3,0 + 0,8)} = 0,63$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 η_{fi} принимается по минимальному из полученных значений ($\eta_{fi} = 0,63$), поскольку это соответствует более нагруженному случаю в нормальных условиях эксплуатации, который является определяющим для несущей способности.

С учетом понижающего коэффициента η_{fi} расчётный изгибающий момент в условиях пожара $M_{fi,d}$ равен:

$$M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,63 \cdot 32,4 = 20,4 \text{ кНм/м}$$

Методика оценки огнестойкости

Плиты перекрытия выполняют одновременно несущую и ограждающую функции. Они формируют противопожарные преграды, которые разделяют здание на отсеки в вертикальном направлении. Поэтому классификация огнестойкости сталежелезобетонной плиты включает в себя оценку несущей способности, теплоизолирующей способности и целостности конструкции.

Критерий целостности «Е» невозможно оценить путем проведения математических расчетов. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 разрешает считать целостность сталежелезобетонных плит в условиях пожара достаточной по конструктивным признакам. Поэтому принимаем, что сталежелезобетонная плита толщиной 140 мм будет отвечать критериям целостности, как минимум, в течении 90-120 минут огневого воздействия при стандартном температурном режиме.

Оценка несущей способности (критерий «R») сталежелезобетонной плиты по изгибающему моменту в условиях пожара может быть выполнена по упрощенному методу согласно Разделам D.2 и D.3 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

Предел огнестойкости по признаку потери теплоизолирующей способности (критерий «I») при стандартном температурном режиме может быть рассчитан согласно Разделу D.1 того же Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

Таблица НБ.2.2
Национальное приложение
ДСТУ-Н Б EN 1990

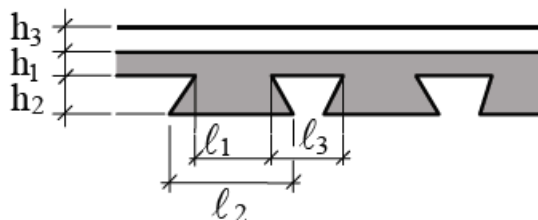
2.4.2 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

2.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.2 (6)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Проверка соответствия критериям упрощенного метода согласно Приложению D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

Процедура расчета, приведенная в Приложении D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, имеет ограниченную область применения. Основные ограничения накладываются на геометрию плиты, параметры которой должны находится в заданных диапазонах. Приложение D дает два набора условий отдельно для профнастилов с трапецидальными и обратными (закрытыми) гофрами. В нашем случае используется профнастил с обратными гофрами. Проверим соответствующие ограничения:



Ограничения области применения Приложения D для профнастилов с обратными гофрами, мм	Существующие геометрические параметры, мм
$77,0 \leq l_1 \leq 135,0$	110
$110,0 \leq l_2 \leq 150,0$	137
$38,5 \leq l_3 \leq 97,5$	40
$50,0 \leq h_1 \leq 130,0$	89
$30,0 \leq h_2 \leq 60,0$	51

Как видим, данная плита соответствует области применения Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

Оценка теплоизолирующей способности (критерий «I»)

Теплоизолирующая способность "I" служит для предотвращения роста температуры на необогреваемой поверхности огнепреграждающей конструкции во время пожара. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 для стандартной температурно-временной зависимости теплоизолирующая способность считается достаточной, если среднее повышение температуры необогреваемой поверхности не превышает 140°C, а превышение в любой ее точке составило не более 180°C. Оценка теплоизолирующей способности сталежелезобетонной плиты согласно Приложению D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 учитывает оба условия.

Расчет предела огнестойкости по теплоизолирующей способности ведется по формуле:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3}$$

где:

- t_i предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности, мин
- A объем бетона ребра на метр его (ребра) длины, мм³/м
- L_r площадь открытой поверхности ребра на метр его (ребра) длины, мм²/м
- A / L_r коэффициент геометрии ребра, мм
- Φ коэффициент формы верхней полки
- l_3 ширина верхней полки, мм
- a_i коэффициенты, которые отдельно для обычных и легких бетонов даются в Таблице D.1 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

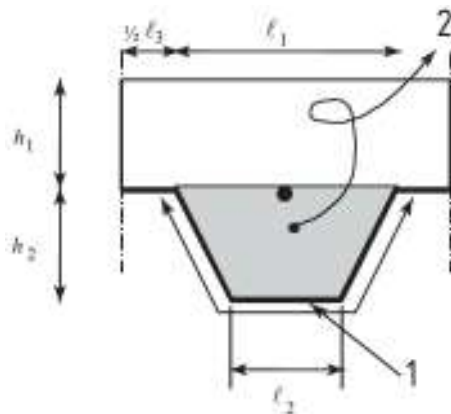
D.5
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Рисунок 4.2
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица D.7
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

2.1.2 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

D.1 (1)
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2



Авторы раздела: Н.А. Беляев, К.В. Калафат

Рисунок D.1
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

- 1- Поверхность ребра, которая подвергается огневому воздействию
2- Площадь сечения ребра

Коэффициент геометрии ребра A/L_r по своей сути эквивалентен коэффициенту сечения для стальных конструкций A_p/V . Коэффициент учитывает то, что увеличение массы и высоты уменьшает скорость прогрева плиты.

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2}\right)}{l_2 + 2 \cdot \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2}} = \frac{51 \cdot \left(\frac{110 + 137}{2}\right)}{137 + 2 \cdot \sqrt{51^2 + \left(\frac{110 - 137}{2}\right)^2}} = 26 \text{ мм}$$

Коэффициент формы верхней полки Φ определяет теневой эффект ребра:

$$\Phi = \frac{\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2}}{l_3} =$$

$$= \frac{\sqrt{51^2 + \left(40 + \frac{110 - 137}{2}\right)^2} - \sqrt{51^2 + \left(\frac{110 - 137}{2}\right)^2}}{40} = 0,118$$

Для обычного бетона согласно Таблице D.1 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 принимаем следующие значения коэффициентов a_i :

Тип бетона	a_0 , мин	a_1 , мин/мм	a_2 , мин	a_3 , мин/мм	a_4 , мм·мин	a_5 , мин
Обычный бетон	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0

Таблица D.1
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

С учетом всех подстановок предел огнестойкости плиты по потере теплоизолирующей способности t_i равен:

$$t_i = -28,8 + 1,55 \cdot 89 + (-12,6) \cdot 0,118 + 0,33 \cdot 26 + (-735) \cdot \frac{1}{40} + 48 \cdot 26 \cdot \frac{1}{40} =$$

$$= 129 \text{ мин}$$

Таким образом, плита с заданными параметрами имеет предел огнестойкости по теплоизолирующей способности (критерий «I») на уровне 129 минут, что соответствует классу огнестойкости – I 120.

Оценка результата огневого воздействия на конструкцию

Раздел D.2 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 содержит упрощенную методику определения температуры основных элементов поперечного сечения сталежелезобетонной плиты (профнастила, арматуры и бетона) для стандартных пределов огнестойкости (R60, R90, R120). Следует напомнить, что огнестойкость по критерию несущей способности R30 для сталежелезобетонных плит согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 считается обеспеченной по конструктивным признакам.

4.3.2 (5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Температуры θ_a нижней полки, стенки и верхней полки профнастила определяются согласно формуле:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2$$

Коэффициенты b_i для стандартных пределов огнестойкости в зависимости от части сечения и типа бетона приводятся в Таблице D.2 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2. Проверим рассматриваемую плиту на огнестойкость в 90 мин по критерию несущей способности «R» (R90). Тогда:

Тип бетона	Предел огнестойкости, мин	Часть сечения профнастила	b_0 , °C	b_1 , °C·мм	b_2 , °C·мм	b_3 , °C	b_4 , °C
Обычный бетон	90	Нижняя полка	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Стенка	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Верхняя полка	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0

Вычислим температуры θ_a нижней полки, стенки и верхней полки профнастила, исходя из огнестойкости в 90 мин.:

- температура нижней полки $\theta_{a,l}$

$$\theta_{a,l} = 1018 - 839 \cdot \frac{1}{40} - 1,55 \cdot 26 + 65,1 \cdot 0,118 - 108,1 \cdot 0,118^2 = 962,9^\circ C$$

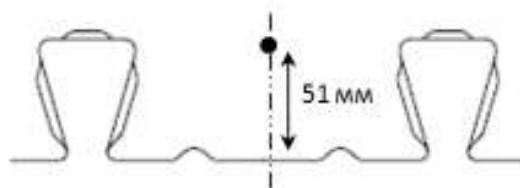
- температура стенки $\theta_{a,w}$

$$\theta_{a,w} = 816 - 959 \cdot \frac{1}{40} - 2,21 \cdot 26 + 464,9 \cdot 0,118 - 340,2 \cdot 0,118^2 = 784,7^\circ C$$

- температура верхней полки $\theta_{a,u}$

$$\theta_{a,u} = 618 - 2786 \cdot \frac{1}{40} - 1,79 \cdot 26 + 767,9 \cdot 0,118 - 472,0 \cdot 0,118^2 = 585,9^\circ C$$

Для получения необходимого предела огнестойкости по критерию несущей способности «R» устанавливается дополнительное резервирующее армирование, которое обычно не требуется по расчету в нормальных условиях эксплуатации. В сталежелезобетонных плитах, к которым не предъявляются требования по огнестойкости, дополнительное армирование может не устанавливаться вовсе. В рассматриваемом случае, для повышения несущей способности в условиях пожара, используем по одному арматурному стержню $\emptyset 10$ в каждом ребре со следующим расположением:



Температуру θ_s арматурных стержней, расположенных в ребре, определим по формуле:

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} \right) + (c_2 \cdot z) + \left(c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \cdot \alpha) + \left(c_5 \cdot \frac{1}{l_3} \right)$$

где:

u_3 расстояние до нижней полки, мм

z показатель положения арматуры в ребре, мм^{-0,5}

α угол наклона стенки, град

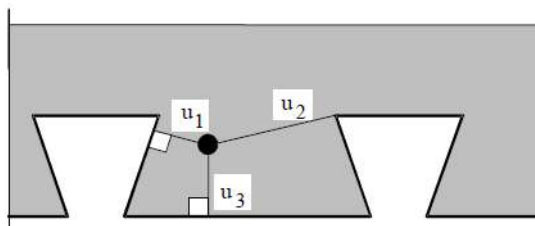
c_i коэффициенты, которые для стандартных пределов огнестойкости в зависимости от типа бетона даются в Таблице D.3 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

D.2 (1)
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица D.2
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

D.2 (3)
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Параметры, определяющие положение арматурных стержней в ребре профнастила, можно проиллюстрировать следующим образом:



Исходя из предела огнестойкости R90, для обычного бетона согласно Таблице D.3 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 принимаем следующие значения коэффициентов c_i :

Тип бетона	Предел огнестойкости, мин	c_0 , °C	c_1 , °C	c_2 , °C·мм ^{0.5}	c_3 , °C·мм	c_4 , °C/град	c_5 , °C·мм
Обычный бетон	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267

Параметр z , характеризующий расположение арматуры, определяется по формуле:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} = \frac{1}{\sqrt{68,5}} + \frac{1}{\sqrt{68,5}} + \frac{1}{\sqrt{51}} = 0,382$$

Отсюда:

$$z = \frac{1}{0,382} = 2,62 \text{ мм}^{-0,5}$$

С учетом всех подстановок температура θ_s арматурных стержней $\varnothing 10$, расположенных в ребре, спустя 90 минут пожара составит:

$$\theta_s = 1342 + \left(-256 \cdot \frac{51}{51}\right) + (-235 \cdot 2,62) + (-5,30 \cdot 26) + (1,39 \cdot 105) + \left(-1267 \cdot \frac{1}{40}\right) = 446,7^\circ\text{C}$$

Оценка несущей способности плиты в условиях пожара (критерий «R»)

Расчетная несущая способность сталежелезобетонной плиты на изгиб в условиях пожара $M_{fi,t,Rd}$ может быть определена как сумма предельных моментов для отдельных элементов сечения с учетом температуры каждого из них:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i \cdot z_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}}\right) + \alpha_{slab} \cdot \sum_{j=1}^m A_j \cdot z_j \cdot k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}}\right)$$

Понижающий коэффициент $k_{y,\theta}$ для сечений класса 4, включая тонкостенные профили, к которым относятся стальные профнастилы, приводится в Таблице E.1 Приложения E ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2. Для горячекатаной арматуры, которая принята в данном случае, значения $k_{y,\theta}$ определяются по Таблице 3.2. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, как для конструкционной стали. Тогда несущую способность каждого стального компонента сечения можно представить в следующей табличной форме:

Компонент сечения	Температура стали, °C	Понижающий коэффициент $k_{y,\theta,i}$	Площадь сечения A_i , мм ²	Предел текучести $f_{y,i}$, Н/мм ²	$F_i = \frac{A_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}}$, кН
Нижняя полка	962,9	0,037	123,3	350	1,6
Стенка	784,7	0,079	95,0	350	2,6
Верхняя полка	585,9	0,332	36,0	350	4,2
Арматура	446,7	0,897	78,5	500	35,2

Рисунок D.2
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица D.3
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

D.2 (4)
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.1 (5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица E.1
Приложение E
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-2
и
Таблица 3.2
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Сумма предельных моментов для стальных компонентов сечения в пределах одного ребра относительно верхней грани плиты:

Компонент сечения	Предельное усилие в компоненте F_i , кН	Координата ц.т. компонента z_i , м	Предельный момент M_i , кНм
Нижняя полка	1,6	0,139	0,22
Ребро (стенка)	2,6	0,114	0,30
Верхняя полка	4,2	0,088	0,37
Арматура	35,2	0,088	3,10
		Σ	3,99

Из условия равновесия продольных усилий рассчитаем размер сжатой зоны x_{pl} бетона в пластической стадии:

$$x_{pl} = \frac{\sum F_i}{\alpha_{slab} \cdot b \cdot f_{cd,fi}} = \frac{1,6 + 2,6 + 4,2 + 35,2}{0,85 \cdot (110 + 40) \cdot 25 \cdot 10^{-3}} = 13,68 \text{ мм} \leq h_1 = 89 \text{ мм}$$

где:

$$b = l_1 + l_3 \quad \text{ширина сечения в пределах одного ребра настила}$$

$$f_{cd,fi} = f_{ck} / \gamma_{M,fi,C} \quad \text{расчетная цилиндрическая прочность бетона в условиях пожара}$$

Вычислим предельное усилие в бетоне F_c :

$$F_c = \alpha_{slab} \cdot f_{cd,fi} \cdot b \cdot x_{pl} = 0,85 \cdot 25 \cdot 10^{-3} \cdot (110 + 40) \cdot 13,68 = 43,6 \text{ кН},$$

что по условию равновесия должно совпадать с $\sum F_i = 43,6 \text{ кН}$.

Тогда предельный изгибающий момент сжатой зоны бетона относительно верхней грани плиты M_c :

$$M_c = F_c \cdot \left(\frac{x_{pl}}{2}\right) = 43,6 \cdot \left(\frac{13,68}{2}\right) \cdot 10^{-3} = 0,298 \text{ кНм}$$

Зная предельные моменты всех составляющих сечения (профнастила, арматуры и бетона) относительно соответствующей точки отсчета, становится возможным определить суммарную несущую способность, которая для одного ребра равна:

$$M_{fi,Rd,rib} = 3,99 - 0,298 = 3,692 \text{ кНм}$$

Приведем полученное значение к метру ширины плиты:

$$M_{fi,Rd} = \frac{M_{fi,Rd,rib}}{b} = \frac{3,692 \cdot 1000}{110 + 40} = 24,6 \text{ кНм/м}$$

Итак сравним полученное значение несущей способности на изгиб в условиях пожара $M_{fi,Rd}$ с соответствующим расчетным усилием $M_{fi,d}$:

$$20,4 \text{ кНм/м} < 24,6 \text{ кНм/м}$$

Следовательно плита имеет предел огнестойкости по признаку несущей способности (критерий «R») не менее 90 минут, что соответствует классу огнестойкости не ниже R90.

С учетом всех критериев огнестойкость плиты с заданными параметрами можно классифицировать как R90/EI120.

Приложение D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 также дает упрощенную методику для сечений на опорах неразрезных плит. Она основана на исключении профнастила и редуцировании бетонного сечения на опоре по очертанию изотермы с температурой θ_{lim} . Аналогичную логику снижения характеристик либо редуцирования сечения следует применять и к другим характерным формам отказа.

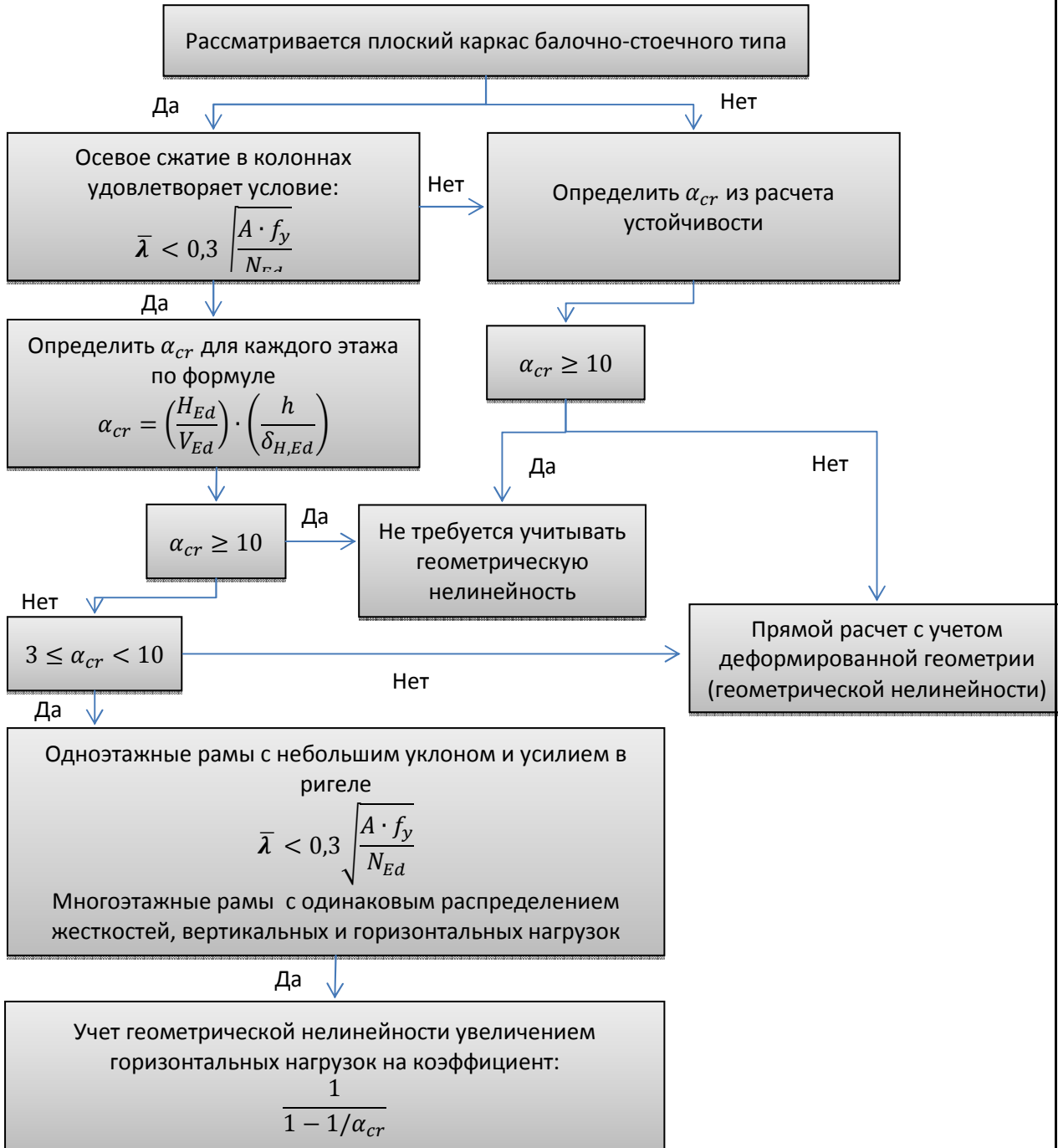
10 СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ДСТУ-Н Б EN 1990 «Основы проектирования конструкций»
2. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1 «Общие воздействия. Удельный вес, собственный вес, эксплуатационные нагрузки»
3. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 «Общие воздействия. Воздействия на конструкции в условиях пожара»
4. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-6 «Общие воздействия. Воздействия на этапе возведения»
5. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 «Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий»
6. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 «Проектирование стальных конструкций. Общие правила и правила для зданий»
7. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-2. Общие положения. Расчет конструкций на огнестойкость (EN 1993-1-2:2005, IDT)».
8. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 «Проектирование стальных конструкций. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов»
9. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2011 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Проектирование соединений (EN 1993-1-8:2005, IDT)».
10. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий»
11. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Общие правила. Расчет конструкций на огнестойкость»
12. ДСТУ Б В.1.1-17:2007 «Защита от пожара. Огнезащитные покрытия для строительных несущих металлических конструкций. Метод определения огнезащитной способности (ENV 13381-4:2002)».
13. D. Dujmovic, B. Androic, I. Lukacevic «Composite structures according to Eurocode 4. Worked Examples»
14. R. P. Johnson «Composite structures of steel and concrete. Volume 1. Beams, slabs, columns and frames for buildings»
15. Р. П. Джонсон «Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: проектирование сталежелезобетонных конструкций», научная редакция перевода В.О. Алмазов, А.Н. Топилин, МГСУ
16. СТО 57398459-035-2014 «Плиты перекрытий зданий и сооружений сталежелезобетонные с применением стальных профилированных листов. Нормы проектирования»
17. СТО 0047-2005 «Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу»
18. НТП РК Х.ХХ-ХХ-2011 (к СН РК EN 1994-1-1:2004/2011) «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1. Общие положения» (Проект)

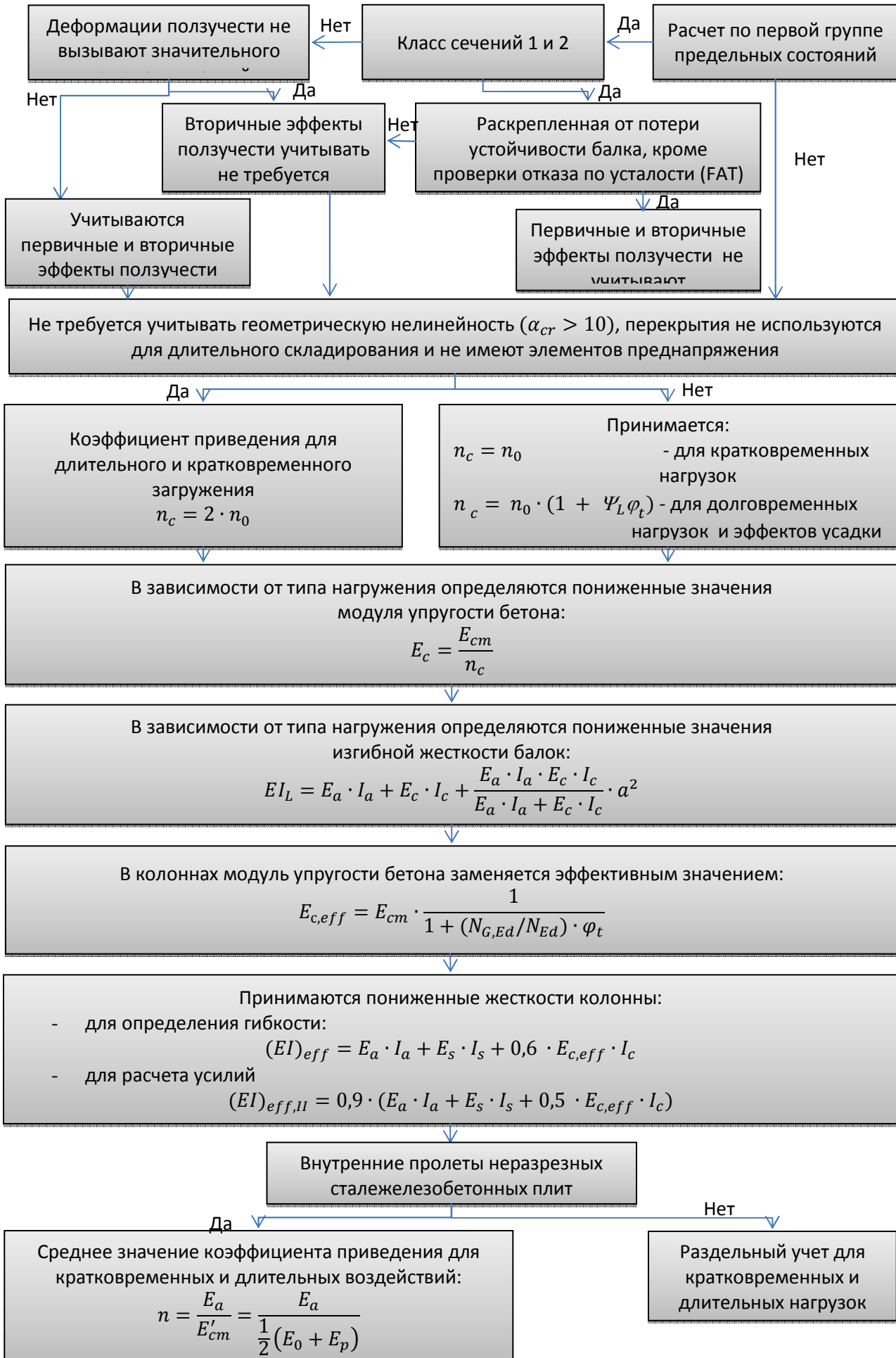
19. НТП РК Х.ХХ-ХХ-2011 (к СН РК EN 1994-1-1:2004/2011) «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 2. Монолитные железобетонные перекрытия со стальным профилированным настилом» (Проект)
20. ЦНИИПромзданий Госстроя СССР «Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом»
21. И. В. Санников, В. А. Величко, С. В. Сломонов, Г. Е. Бимбад, М. Г. Томильцев «Монолитные перекрытия зданий и сооружений»
22. SCI Publication P300, J. W. Rackham, G. H. Couchman, S. J. Hicks «Composite slabs and beams using steel decking: best practice for design and construction»
23. SCI Publication P359, W. I. Simms, A.F. Hughes «Composite design of steel framed buildings»
24. G. Hanswille «Eurocode 4. Composite columns»
25. BCSA Publication №37/04 «Code of practice for metal decking and stud welding»
26. BCSA Publication №44/07 «BCSA Guide to the installation of deep decking»
27. SCI Publication P355, R. M. Lawson, S. J. Hicks «Design of composite beams with large web openings»
28. S. Hicks «EN1994 – Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Composite slabs»
29. ASC Steel Deck catalogue «Composite deck and non-composite deck»
30. A. Rodega Garcia «Design of composite beams using light steel sections»
31. К.В. Калафат, А.С. Билык, Н.А. Беляев, Э.А. Ковалевская «Расчет огнестойкости стальных конструкций и проектирование огнезащиты в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины»
32. Л.Н. Вахитова, К.В. Калафат «Каталог средств огнезащиты стальных конструкций 2017»
33. ISO 834-1:1999 «Fire-resistance tests. Elements of building construction. General requirements».
34. ENV 13381-1:2002 «Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 1: Horizontal protective membranes».
35. ENV 13381-2:2002 «Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 2: Vertical protective membranes».
36. ENV 13381-4:2002 «Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 4: Applied protection to steel members».
37. ENV 13381-5:2002 «Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 5: Applied protection to concrete/profiled sheet composite members».
38. ENV 13381-6:2002 «Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 6: Applied protection to concrete filled hollow steel columns».

ПРИЛОЖЕНИЕ А РЕКОМЕНДУЕМАЯ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ПРОВЕДЕНИЯ РАСЧЕТОВ ЭЛЕМЕНТОВ

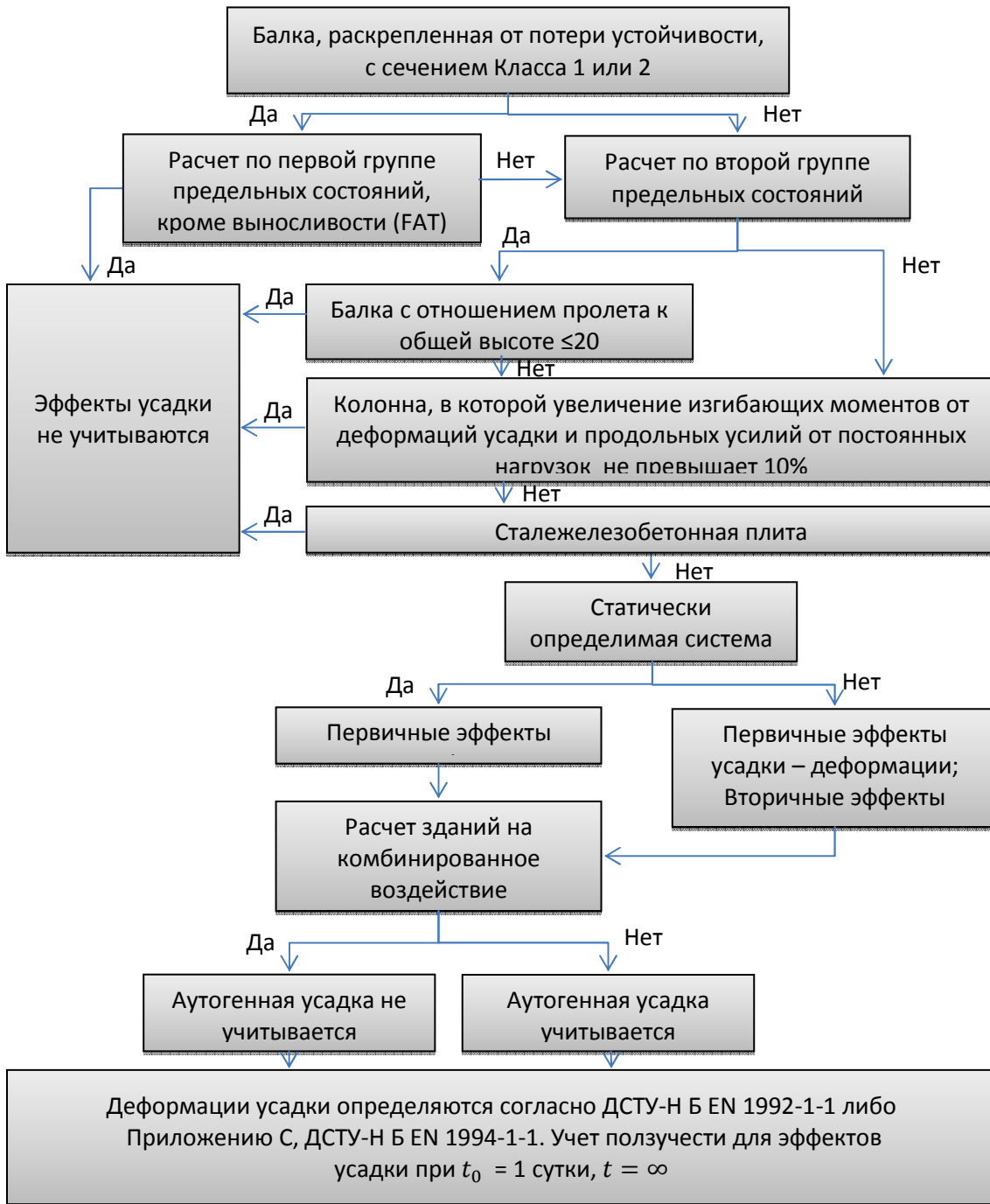
А.1. Учет геометрической нелинейности



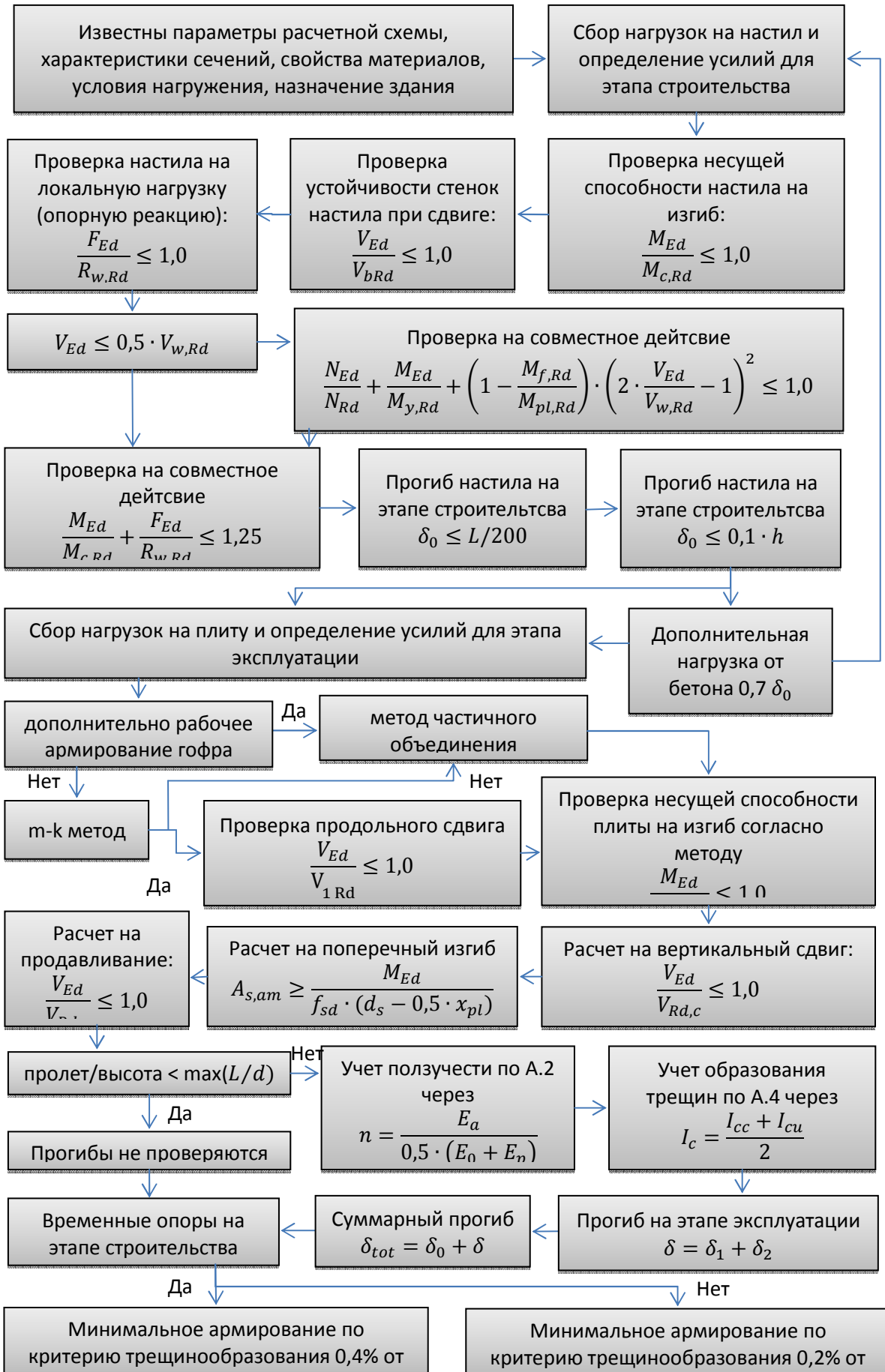
А.2. Учет ползучести



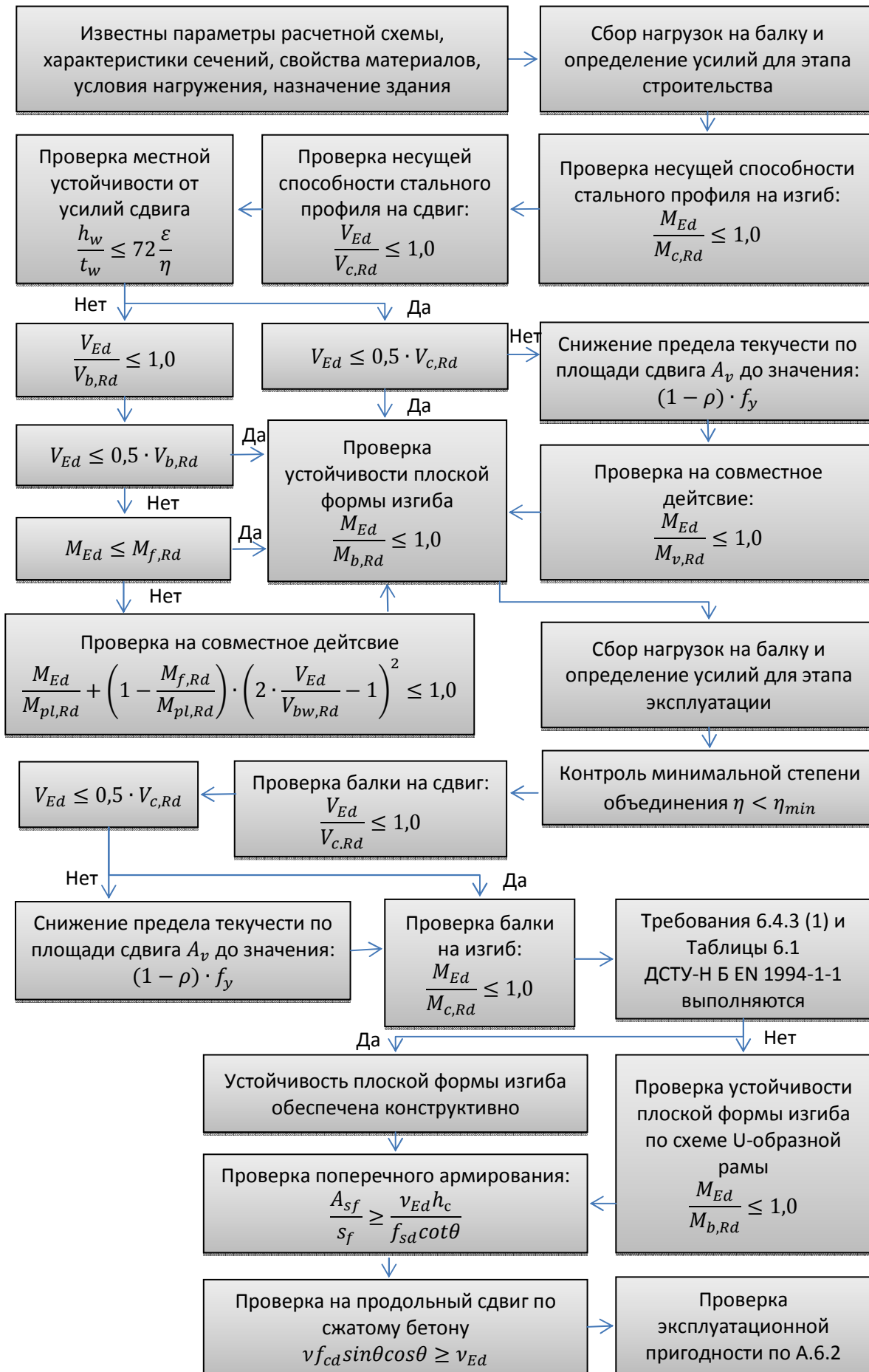
А.3. Учет усадки



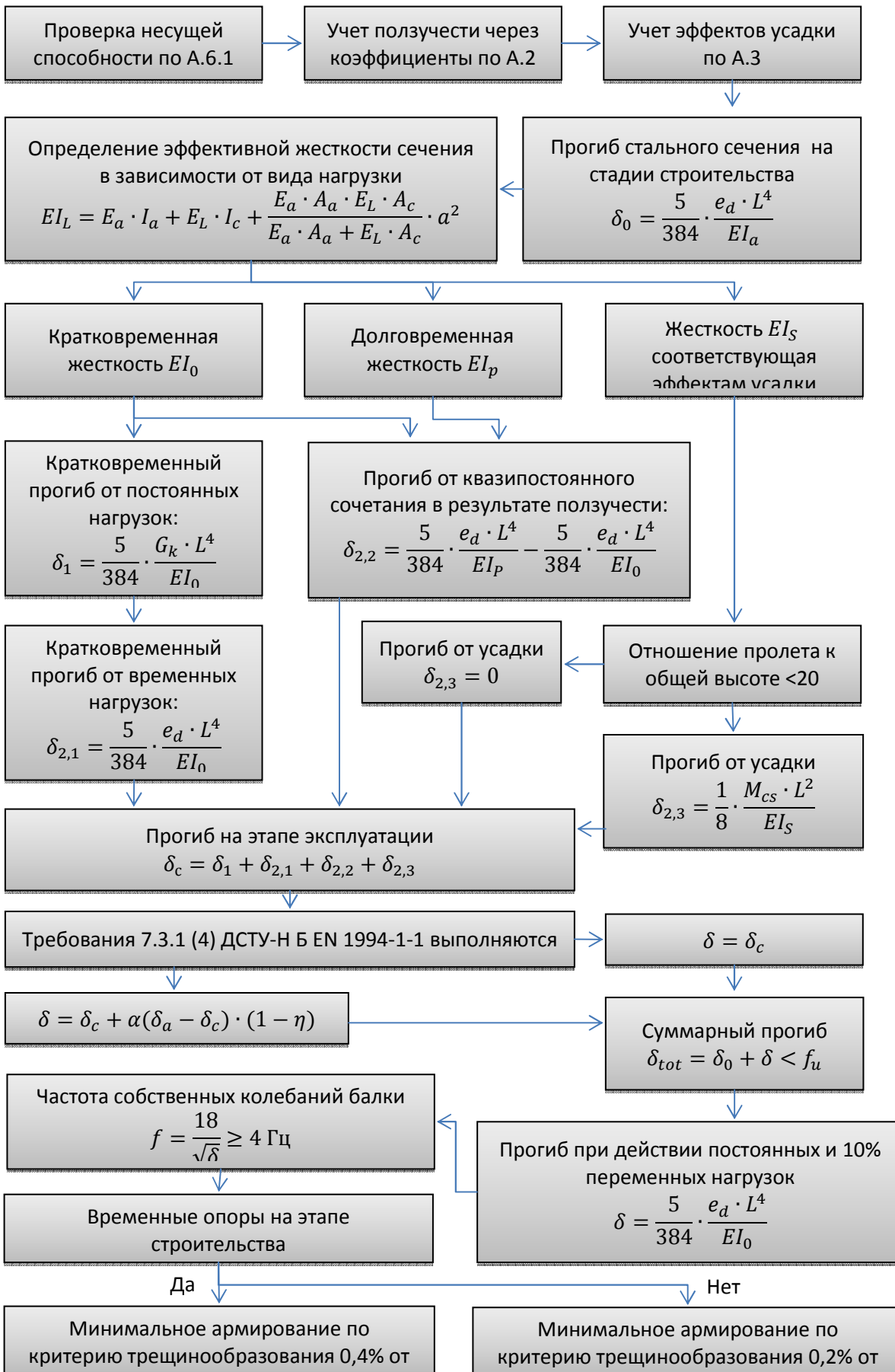
А.5. Расчет неразрезной сталежелезобетонной плиты



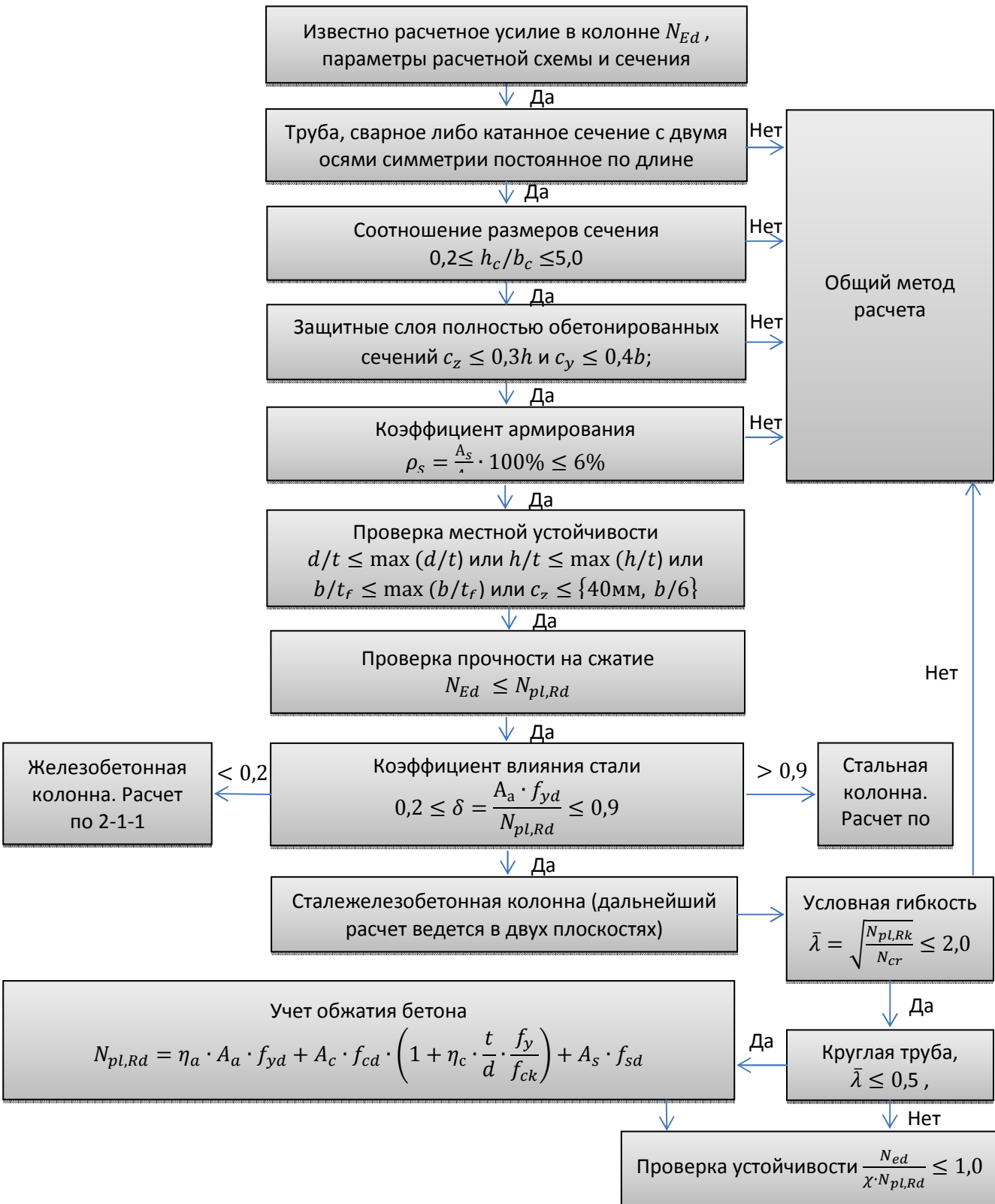
А.6.1 Расчет шарнирно опертой однопролетной сталежелезобетонной балки по несущей способности



А.6.2 Расчет шарнирно опертой однопролетной сталежелезобетонной балки по эксплуатационной пригодности



А.7. Расчет центрально сжатой колонны



А.8. Расчет сжато-изогнутой колонны

