



Министерство образования Республики Беларусь
Белорусский национальный технический университет

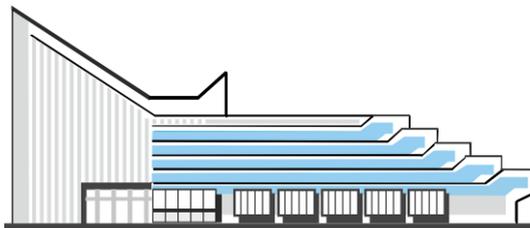


С т р о и т е л ь н ы й ф а к у л ь т е т

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы
80-й студенческой
научно-технической конференции

Электронное научное издание



Минск
БНТУ
2024

Редакционная коллегия:

В. В. Бондарь – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецольда»;

В. Ф. Зверев – канд. техн. наук, профессор кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецольда»;

А. А. Хотько – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецольда»

Составители:

А. А. Хотько – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецольда»

Сборник содержит материалы 80-й студенческой научно-технической конференции. В издании освещены материалы пленарного заседания, исследующие проблемы проектирования, конструирования и обследования железобетонных конструкций.

Предназначено для научно-педагогических работников, студентов, магистров и аспирантов.

© Белорусский национальный
технический университет, 2024

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Александрович В. В.</i> Основные причины дефектов в конструкциях зданий и сооружений выявляемые при их инженерном обследовании	2
<i>Гриб П.И.</i> Предложения по прогнозированию остаточного срока службы строительных конструкций зданий и сооружений по результатам обследований на основе положений тнпа республики беларусь	5
<i>Даниленко И.В., Хотько Е.А., Шпилевский Н.Я.</i> Экспериментальные исследования свойств композитной арматуры после механических изгибов	15
<i>Тисецкий Е.Н.</i> Проектирование навеса над наземной станцией метро	22
<i>Хаяутин Л.Е.</i> Исследование напряженно-деформированного состояния прогонов из холодногнутых открытых профилей	32
<i>Хотько Е.А.</i> Основные этапы развития и совершенствования тнпа по жбк на территории рб	40
<i>Шерстнёва Я.В.</i> Расчёт и конструирование типовых лотков в перекрытиях зданий	44

Основные причины дефектов в конструкциях зданий и сооружений выявляемые при их инженерном обследовании

Александрович В. В.

Научный руководитель – Ловыгин А.Н.

Белорусский научный технический университет

Техническое состояние промышленных и гражданских зданий, а также инженерных сооружений определяется рядом факторов. К ним в основном относятся:

- качеством принятых проектных решений|;
- состоянием строительных конструкций, обусловленное качеством;
- применяемых материалов изготовления, используемых при их производстве;
- условиями транспортировки, складирования и монтажа конструкции в процессе возведения зданий;
- нарушениями норм эксплуатации зданий и сооружений.

Практика исследования информации о фактах повреждений конструкций, авариях и обрушениях зданий и сооружений поставим вопрос о необходимости анализа причин образования дефектов и выявления наиболее “Узких” мест, их образовании и развитии.

Наиболее характерными дефектами бескаркасных каменных зданий является ослабление сечений основных несущих и ограждающих элементов каменной кладки.

Исходя из опыта обследования и анализа возникновения дефектов в элементах этих зданий было установлено, что основной причиной аварий каменных конструкций были грубые нарушения в узлах опирания горизонтальных несущих железобетонных конструкций (плит перекрытий и покрытий) на кирпичные стены. Этот дефект в процессе эксплуатации усугубляется разупрочнением кладки (особенно из силикатного кирпича) вследствие увлажнения ее из-за протечек в водонесущих коммуникациях, с последующим неоднократным замораживанием и оттаиванием. Наиболее часто встречающимся нарушением при производстве работ, вызывающим местную перегрузку кирпичной кладки, является опирания балок и прогонов перекрытий

на стены без соответствующих подкладок (распределительных пластин). В ряде случаев опирание конструкций выполняется через неармированную (бетонную) подушку, которая не может воспринимать изгибающие моменты из-за неравномерной передачи нагрузки от конструкции на кладку, что может привести к потере устойчивости конструкций. Ослабление кирпичной кладки вследствие замачивания и попеременного замораживания и оттаивания так же одной из причин обрушения зданий.

Повреждения зданий из каменных конструкций, приводящие к приостановке их введения в эксплуатацию нередко является следствием неравномерных осадок или пучения грунтов оснований фундаментов. Кирпичная кладка весьма чувствительна к неравномерным осадкам зданий.

Одной из проблем на современном этапе стала необходимость обеспечения сохранности и предотвращения повреждений объектов незавершенного строительства. Однако, как показывает опыт, на приостановленных строительством объектах не выполняются положения об их консервации и охране. Из-за невыполнения консервации и отсутствия охраны на зданиях с незавершенным строительством происходила неконтролируемая разборка кладки простенков и других конструкций. Вследствие ослабления сечений простенков, а также снижения прочности кладки под воздействием атмосферных факторов происходит потеря несущей способности кладки с обрушением наружных стен и плит покрытий и перекрытий.

Характер описанных аварий указывает на то, что во всех случаях они являлись следствием дефектов при выполнении строительно-монтажных работ, проявление которых на эксплуатируемых зданиях усугубилось нарушением правил технической эксплуатации, своевременно не выявленными службами производственного контроля технического надзора заказчика, авторского надзора проектных организаций и соответствующими службами эксплуатирующих организаций.

В каркасных зданиях из сборных сборного железобетона, а также в зданиях крупно-панельного и объемно-блочного домостроения основными причинами образования дефектов в конструкциях является нарушение правил производства работ, ведение которых не обеспечивается устойчивость зданий и их отдельных элементов, а также прочность узловых соединений.

Наиболее часто следствием образования дефектов в таких зданиях являются:

- некачественное закрепление панелей на сварочных прихватках;
- невыполнение проектного опирания конструкций и не закрепление их в проектном положении до освобождения строповок;
- низкое качество сварки;
- нарушение технологической последовательности монтажа.

При обследовании зданий из монолитного железобетона основными причинами образования дефектов в конструкциях являются ошибки, допущенные при их возведении.

Эти дефекты, вызванные нарушением технологии производства работ, особенно при возведении зданий в зимних условиях, могут явиться причинами создания аварийных ситуаций и обрушения конструкций в процессе производства работ. Недостаточно уплотнение бетонной смеси, нарушение режима набора прочности бетона в ряде случаев являются основными причинами аварий.

Произведённый анализ причин аварий зданий и сооружений указывает на то, что строительные дефекты при невыгодном сочетании факторов становятся причинами аварий зданий и сооружений. При этом, чем выше доля зданий и сооружений с критическими дефектами, тем выше потенциальная опасность создания аварийной ситуации. Сравнительный анализ позволяет утверждать, что соотношение аварий на объектах производственного и жилищно-гражданского назначения имеет прямую зависимость с показателями дефектности возводимых объектов.

Ежегодно в стране систематизируются аварии зданий и сооружений разного назначения. Вызываются они ошибками, допущенными при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации.

Анализ причин образования дефектов в конструкциях показал, что достаточно часто на практике при обследовании зданий и сооружений отмечаются одни и те же повторяющиеся ошибки.

Предложения по прогнозированию остаточного срока службы строительных конструкций зданий и сооружений по результатам обследований на основе положений ТНПА Республики Беларусь

Гриб П.И.

Научный руководитель - к.т.н. Шилов А. Е.

Белорусский национальный технический университет

Вопросу определения (прогнозирования) остаточного срока службы строительных конструкций зданий и сооружений в настоящее время уделяется повышенное внимание специалистов в рассматриваемой области, так как многие здания и сооружения эксплуатируются уже десятки лет, но при этом должна быть обеспечена их дальнейшая безопасная эксплуатация.

Необходимость определения (прогнозирования) остаточного срока службы всегда возникает при принятии решения о возможной дальнейшей эксплуатации здания, видах, объемах, времени выполнения работ по усилению.

Основная цель нашей статьи – это информация о предложениях (рекомендациях) по прогнозированию остаточного срока службы строительных конструкций зданий и сооружений по результатам обследований в первую очередь на основе ТНПА, действующих на территории Республики Беларусь, а также на известных классических подходах, математической статистике, определенных разработках российских коллег.

В настоящее время в РБ, согласно Указу № 217 от 05.06.2019 Президента РБ, ведется работа по созданию и совершенствованию национальных строительных норм и правил, которые должны обеспечить и повысить надежность не только проектируемых зданий, но и безопасность эксплуатируемых. К сожалению, в действующих на данном этапе национальных ТНПА, нет конкретных, а самое главное, практических рекомендаций по оценке остаточного безопасного срока службы строительных конструкций и самих зданий, поэтому направление нашей работы актуально и результаты её выполнения могут принести определенную пользу.

В разделе 12.1 одного из основных ТНПА РБ СН 1.04.01-2020 «Техническое состояние зданий и сооружений» [1], где приведены

основные положения по обследованию конструкций, указано, что «В ряде случаев необходимо оценить остаточный срок службы здания и разработать восстановительные мероприятия с оценкой целесообразности их выполнения...». Однако «нормативной» практически выполнимой методики этой оценки пока нет.

Необходимо отметить, что автором рассматриваемого ТНПА [1] является ныне покойный наш учитель, доктор технических наук, профессор В.Г. Казачёк, который планировал исследования в этом направлении, поэтому уже на этапе создания основного ТНПА [1] по техническому состоянию зданий и сооружений в РБ им были заложены основные предпосылки, а именно:

1. Согласно разделу 12 [1] на основании результатов, полученных при обследованиях, должны быть произведены оценки физического износа (ФИ), среднего физического износа (СФИ), а также установлена категория технического состояния (КТС).

2. Рекомендации по определению физического износа приведены в ТКП 45-1.04-119-2008 «Здания и сооружения. Оценка степени физического износа» [2], действующего в настоящее время на территории РБ.

3. Согласно разделам 13.3-13.5 [1] определяют КТС в зависимости от СФИ (или наоборот). Физический износ укрупненного элемента здания (стены, перекрытия и т. д.), имеющего различную СФИ отдельных участков, определяют с учетом объема данных участков в общем объеме элемента. Физический износ здания в целом определяют суммированием СФИ его отдельных элементов, соответствующих по удельному весу их стоимости в общей восстановительной стоимости здания [1]. КТС (индивидуальный или усредненный показатель) элементов здания при технической инвентаризации в зависимости от СФИ (или наоборот) следует определять по таблице 1. Промежуточные значения параметров определяют линейной интерполяцией.

4. Согласно пункту 12.4.6 [1] техническое состояние строительных конструкций оценивается 5 категориями технического состояния (КТС), в зависимости от установления которых по результатам обследований принимается решение о необходимых ремонтно-восстановительных мероприятиях и о возможной дальнейшей безопасной эксплуатации здания.

Таблица 1

Взаимосвязь значения СФИ с показателями КТС (П, УП).

СФИ, %	Показатель КТС (П, УП)
10	1
30	2
50	3
70	4
90	5

5. Согласно пункту 12.4.11 [2] для оценки динамики изменения состояния конструкций по сравнению с предыдущими обследованиями необходимо определить значение усредненного показателя (УП) КТС для группы конструкций одного вида.

6. В пунктах 12.4.12-12.4.13 [1] даны следующие рекомендации по определению необходимых параметров для выполнения расчета остаточного ресурса:

Долю конструкций (участков конструкций) D_{Π} с конкретным показателем КТС (П) в общем объеме конструкций одного вида определяют по формуле:

$$D_{\Pi} = \frac{V_{\Pi}}{V_o}, \quad (1)$$

где V_{Π} – объем (количество, площадь, длина и т. д.) конструкций (участков конструкций), имеющих данный показатель КТС (П – целое число, принимают равным от 1 до 5); V_o – общий объем (количество, площадь, длина и т. д.) оцененных конструкций одного вида.

Усредненный показатель КТС для группы конструкций одного вида (УП) вычисляют по формуле:

$$УП = \sum_1^5 П D_{\Pi}, \quad (2)$$

где П – показатель КТС.

Усредненный показатель КТС для всех групп конструкций одного вида (УП) ориентировочно определяют как среднее арифметическое

по УП каждой группы» [1]. Именно эти положения применены ниже в предлагаемой авторами методике расчета остаточного ресурса.

Определенный интерес для нас представила модифицированная методика расчета остаточного ресурса с использованием экспоненциального распределения, приведенная в работе [3]. Достоинством данного исследования считаем практический алгоритм расчета остаточного ресурса по представленной модифицированной методике по разным, предлагаемым авторами, случаям.

В методике [4] рассмотрена статистическая оценка надежности конструкций в процессе эксплуатации. Для определения времени безотказной работы (T_0) обследованных конструкций использован метод квантилей. Определив физический износ по соответствующим инструкциям, находят функцию статистического износа и характеристику исправности по формулам (3) и (4) соответственно:

$$F(t_i) = \frac{\text{СФИ}}{100}, \% \quad (3)$$

$$P(t_i) = 1 - F(t_i). \quad (4)$$

Далее, зная эмпирические значения износов и соответствующие им значения квантилей (U), определяют среднее квадратическое отклонение (σ) и среднее время безотказной работы конструкции (T_0), используя метод наименьших квадратов.

Трудоемкость предложенного метода в работе [4] заключается в составлении значительного количества необходимых уравнений и их совместного решения по методу наименьших квадратов с построением соответствующих таблиц и номограмм для определения износа конструкций и их остаточных сроков службы в зависимости от времени эксплуатации. Более простое математическое и, при этом, обоснованное решение предложено в работе [5], где конкретное значение срока службы конструкции (t_i), зарегистрированное в процессе эксплуатации, может быть представлено через его среднее значение (T_{cp}) и среднее квадратическое отклонение (σ):

$$t_i = T_{cp} - U\sigma. \quad (5)$$

На основании данных об отказах конструкции в моменты времени t_1, t_2, \dots, t_i составляется система уравнений:

$$\begin{cases} t_1 = T_{cp} - U_1 \sigma \\ t_2 = T_{cp} - U_2 \sigma \\ t_3 = T_{cp} - U_3 \sigma \\ \dots \\ t_n = T_{cp} - U_n \sigma \end{cases} \quad (6)$$

Решение системы уравнений позволяет определить средний срок службы конструкции и среднее квадратичное отклонение от него:

$$T_{cp} = \frac{a + \sigma \cdot b}{n}; \quad (7)$$

$$\sigma = \frac{c - \frac{a \cdot b}{n}}{\frac{b^2}{n} - d}. \quad (8)$$

Вспомогательные коэффициенты a , b , c и d вычисляются по формулам:

$$a = \sum_{i=1}^n t_i; \quad (9)$$

$$b = \sum_{i=1}^n U_i; \quad (10)$$

$$c = \sum_{i=1}^n U_i \cdot t_i; \quad (11)$$

$$d = \sum_{i=1}^n U_i^2. \quad (12)$$

Квантили нормального распределения определяются в зависимости от вероятности безотказной работы конструкции. Примерное значение вероятности безотказной работы на какой-то момент времени t вычисляется в зависимости от количества отказавших к этому моменту времени конструкций $\text{пот}(t)$ по формуле:

$$\hat{P}(t) = 1 - \frac{n_{от}(t)}{N_{эл}}, \quad (13)$$

где $N_{эл}$ – общее количество однотипных конструкций, за которыми ведется наблюдение.

Понятие отказ, согласно ГОСТ 13377-75 «Надежность в технике. Термины и определения», трактуется как событие, заключающееся в нарастании работоспособности объекта. Под работоспособностью понимается состояние объекта, при котором он способен выполнять заданные функции, сохраняя значение заданных параметров в пределах, установленных нормативно-технической документацией.

Нами принят подход к анализу отказов по методике учета физического износа, рассмотренной в [1], [2], [6]. Если физический износ разных однотипных элементов неодинаков, что в практике так и есть, то необходимо определить величину физического износа и осуществить деление строительных конструкций не только по типу и материалу, но еще и по величине физического износа, при этом за конкретный результат для каждого элемента в целом принимается среднее значение по формуле:

$$\Phi_{\text{ост.об}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Phi_{ki}, \quad (14)$$

где n – количество однотипных элементов; Φ_{ki} – физический износ однотипного элемента.

Наши предложения по оценке остаточного срока службы строительных конструкций зданий по результатам обследований построены на положениях ТНПА [1], [2], [7], действующих в РБ в настоящее время в области технической эксплуатации и обследований зданий и сооружений, математической статистики и положениях источников [4], [5].

Ниже в таблицах 2 и 3, соответственно, представлены результаты одного из многочисленных расчетов по предлагаемой авторами методике и исходные данные для расчета с информацией о категориях технического состояния, затем представлен сам алгоритм расчета.

Таблица 2

Результаты расчета по оценке остаточного срока службы плит покрытия здания по результатам обследований

№ обследования	Кол-во конструкций, шт	Время эксплуатации t_i , годы	Усредненный показатель УП	Средний физический износ СФИ, %	Статистический износ $F(t_i)$	Характеристика исправности $P(t_i)=1-F(t_i)$	Квантиль U_i	U_i^2	$t_i * U_i$	Средний срок эксплуатации $T_{ср}$, годы	Остаточный срок эксплуатации $T_{ост}$, годы
1	100	5	1,15	13,0	0,13	0,87	1,126	1,268	5,63	53,7	23,7
2		10	1,24	14,8	0,148	0,852	1,037	1,075	10,37		
3		15	1,35	17,0	0,17	0,83	0,9545	0,911	14,32		
4		20	1,69	23,8	0,238	0,762	0,7126	0,508	14,25		
5		25	1,70	24,0	0,24	0,76	0,706	0,498	17,65		
6		30	1,90	28,0	0,28	0,72	0,583	0,34	17,49		

Таблица 3

Исходные данные для расчета

№ обследования	Время эксплуатации t_i , годы	Категории технического состояния (КТС)				
		I	II	III	IV	V
1	5	85	15	-	-	-
2	10	78	20	2	-	-
3	15	70	25	5	-	-
4	20	67	30	10	3	-
5	25	50	35	10	5	-
6	30	38	42	12	8	-

Алгоритм расчета.

1,2. Анализ исходных данных.

-(1). n – количество строительных конструкций рассматриваемого типа с установленными по результатам обследований КТС.

-(2). t_i – время эксплуатации на момент выполнения обследования.

3. Определение усредненных показателей КТС (УП) для группы конструкций одного вида, согласно рекомендациям ТНПА [12], [13], [14] по формуле (2).

4. Установление величины среднего физического износа (СФИ) согласно рекомендациям пункта 13.5 [1] в зависимости от КТС (УП) по таблице 1.

5. Определение величины статистического износа ($F(t_i)$) по формуле (3).

6. Определение величины характеристики исправности ($P(t_i)$) по формуле (4).

7. По приведенной ниже таблице 4 справочных данных определение квантилей (U) для каждого этапа.

8,9. Вычисление квадратов квантилей (U_i^2) (шаг 8) и величины ($t_i * U_i$) (шаг 9) для решения последующих уравнений на шаге 10.

10. На основании данных об отказах конструкции в моменты времени t_1, t_2, \dots, t_i составляют уравнения (6). Решением системы уравнений являются формулы (7) и (8), по которым определяют средний срок службы конструкции (T_{cp}) и среднее квадратичное отклонение от него (σ). Вспомогательные коэффициенты (a, b, c, d) вычисляются по формулам (9)...(12).

Таблица 4

Значение квантилей нормального распределения

P(t)	U	P(t)	U	P(t)	U	P(t)	U
0,5	0	0,64	0,358	0,87	1,126	0,98	2,054
0,51	0,025	0,66	0,412	0,88	1,175	0,99	2,326
0,52	0,05	0,68	0,468	0,89	1,227	0,991	2,366
0,53	0,075	0,7	0,524	0,9	1,282	0,992	2,409
0,54	0,1	0,72	0,583	0,91	1,341	0,993	2,457
0,55	0,126	0,74	0,643	0,92	1,405	0,994	2,512
0,56	0,151	0,76	0,706	0,93	1,476	0,995	2,576
0,57	0,176	0,78	0,772	0,94	1,555	0,996	2,652
0,58	0,202	0,8	0,842	0,95	1,645	0,997	2,748
0,59	0,228	0,82	0,915	0,96	1,751	0,998	2,878
0,6	0,253	0,84	0,994	0,97	1,881	0,999	3,09
0,62	0,305	0,86	1,08	0,975	1,96	0,9995	3,291
						0,9999	3,719

11. Определяют прогнозируемое значение остаточного срока эксплуатации по формуле:

$$T_{\text{ост}} = T_{\text{ср}} - t_{\text{п}}, \quad (15)$$

где $t_{\text{п}}$ – «полный» срок эксплуатации на момент обследования.

Неоспоримо, что чем больше будет исследований и предложений по оценке остаточного ресурса, тем раньше будет установлен «баланс» между нормативными требованиями и практической стороной их реализации, а также продолжится необходимый процесс совершенствования ТНПА, что, безусловно, позволит обеспечить безопасную эксплуатацию зданий и сооружений.

Следует отметить, что расчет прогнозируемого остаточного срока службы строительных конструкций должен быть основан, прежде всего, на положениях действующих нормативных документах по рассматриваемой тематике.

В настоящее время авторами ведется дальнейшая работа по анализу влияния на оценку остаточного срока службы различной динамики развития отказов строительных конструкций, установленных при обследовании реальных объектов.

Представленная нами работа посвящается светлой памяти нашего учителя, доктора технических наук, профессора Владимира Георгие-

вича Казачка, который при жизни планировал разработать практическую и обоснованную на уровне, как минимум, методических рекомендаций методику прогнозирования остаточного срока службы строительных конструкций по результатам обследований. Авторы статьи будут продолжать исследования по рассматриваемому вопросу для достижения цели, намеченной В. Г. Казачком.

Список использованных источников

1. СН 1.04.01-2020. Техническое состояние зданий и сооружений. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2021. – 73 с.
2. ТКП 45-1.04-119-2008. Здания и сооружения. Оценка степени физического износа. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2009. – 46с.
3. Гаврильев И. М., Корольков Д. И., Гравит М. В. Модифицированная методика расчета остаточного ресурса с использованием экспоненциального распределения / Вестник евразийской науки. 2019. №2. - С.1-14.
4. Рогонский В. А. [и др.]. Эксплуатационная надежность зданий. — Л.: Стройиздат. Ленингр. Отд-ние, 1983. —280 с.
5. Калинин В. М., Сокова С. Д. Оценка технического состояния зданий: Учебник. — М.: ИНФРА-М, 2005. — 268 с.
6. Галахарь А., Гаврюшин С. Об определении назначенного срока службы эксплуатируемого объекта с учетом показателя безопасной эксплуатации / Проблемы машиностроения и надежности машин – 2018. – Выпуск 4 С. 53-57.
7. СП 1.04.02-2022. Общие положения по обследованию строительных конструкций зданий и сооружений. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2022. – 80 с.

Экспериментальные исследования свойств композитной арматуры после механических изгибов

Даниленко И.В., Хотько Е.А., Шпилевский Н.Я.

Научный руководитель – к.т.н. Хотько А.А.

Белорусский национальный технический университет

Одной из главных задач обеспечения безопасной эксплуатации зданий и сооружений является разработка рекомендаций и технических решений по восстановлению и усилению строительных конструкций, подверженных деформациям и разрушениям, в частности усиление сборных железобетонных многопустотных плит перекрытия. Основные требования, предъявляемые к разрабатываемым техническим решениям усиления железобетонных конструкций — это требования надежного восстановления или увеличения их несущей способности, безопасной эксплуатации, минимизации стоимости, трудоемкости и продолжительности работ по усилению конструкций, использования наиболее доступных материалов, возможности продолжения эксплуатации здания в период производства работ и т.д.

Обычно усиление сборных железобетонных пустотных плит выполняют, устанавливая в растянутую зону конструкции дополнительную арматуру, причем как в виде отдельных стержней, так и в составе арматурных каркасов.

Например, в верхней части плиты в местах размещения пустот устраивают прорезы, через которые в конструкцию заводится арматура, которая фиксируется в растянутой зоне элемента. Далее, для того чтобы обеспечить совместную работу усиливаемой плиты и дополнительной арматуры, пустоты бетонируются. [1, 2]. Схема такого усиления представлена на рисунке 1. [2].

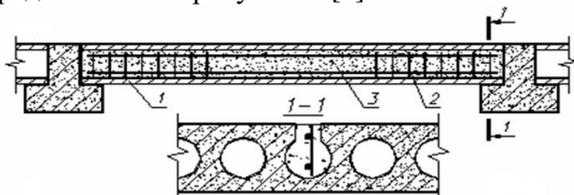


Рисунок 1 - Вариант усиления многопустотной плиты перекрытия установкой дополнительной арматуры: 1 – плита; 2 – сварной каркас; 3 - бетон

В последнее время разрабатываются методы усиления железобетонных конструкций с применением новых, композитных материалов, в частности, с использованием стеклопластиковой арматуры. При усилении плиты, таким образом, ее напряженно-деформированное состояние рассматривается как работа железобетонного элемента с комбинированным армированием. Под руководством профессоров Т.М. Пецольда, В.В.Тура, а также ученых Российской Федерации и других стран проводились исследования по изучению напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с комбинированным армированием, что отражено в их работах [1, 4, 5, 6, 7].

Так как модуль упругости композитной арматуры значительно ниже, чем модуль упругости стальной арматуры (40000 и 200000 МПа соответственно), применение композитной арматуры при армировании железобетонных конструкций имеет свои особенности, например, раннее образование трещин в растянутой зоне и больший прогиб по сравнению с элементами, армированными стальной арматурой. Применение комбинированного армирования в железобетонных элементах дает возможность использовать свойства композитной арматуры при совместной работе со стальной арматурой, даже при отсутствии предварительного напряжения композитной арматуры. При таком армировании, при достижении определенного уровня напряжений в стальной арматуре, композитная арматура включается в работу [1, 5, 6].

Более эффективно при усилении плит применять композитную предварительно напряженную арматуру. Однако в настоящее время при изготовлении изгибаемых конструкций из железобетона предварительное напряжение композитной арматуры возможно только с использованием самонапрягающего бетона [7].

Предварительное напряжение композитной арматуры дает возможность повысить эффективность предлагаемого метода усиления, в частности, увеличит трещиностойкость и уменьшит прогиб усиливаемой плиты. Использование метода усиления многопустотных плит добавлением арматуры в растянутую зону в пустотах дает возможность создавать предварительное напряжение таких стержней изменением их трассировки. Методика включения в работу дополнительной арматуры представлена в работах профессора Д.Н. Лазовского [2], и заключается она в следующем (рис. 2): концы арматурных

стержней бетонируются, что приводит к их фиксации. Далее с помощью струбцин или натяжных болтов стержни притягиваются к нижней грани пустот плиты и при этом создается предварительное напряжение. После этого выполняют последующее обетонирование пустоты с натянутой арматурой [1].

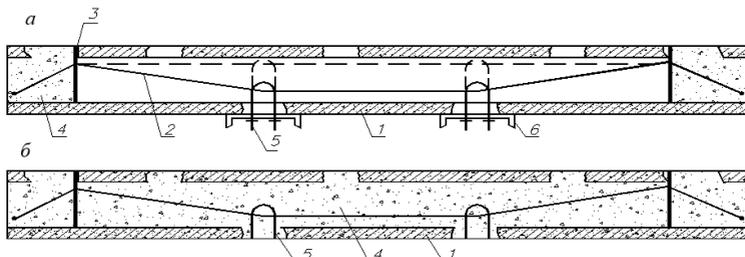


Рисунок 2 - Вариант создания предварительного напряжения дополнительной арматуры при усилении сборных многопустотных плит: а – плита в момент предварительного напряжения арматуры; б – усиленная плита, 1 – усиливаемая плита, 2 – дополнительная арматура, 3 – временная ограничительная пластина, 4 – бетон, 5 – натяжной болт, 6 – опалубка

При изгибе композитного стержня уменьшается его сопротивление растяжению, т.к. такие стержни являются упруго-деформируемыми. Таким образом при создании натяжения арматуры напряжения в ней должны быть снижены, что дает возможность учитывать появление дополнительных напряжений в изогнутой части стержня, которые зависят от диаметра и модуля упругости композитной арматуры и ее радиуса кривизны в точке перегиба.

Эффективное использование композитной арматуры при усилении растянутой зоны многопустотных железобетонных плит требует выполнения дополнительных исследований ее свойств после механических перегибов при создании предварительного напряжения по методу, приведенному на рис. 2.

С целью определения влияния механических перегибов (возникающих при создании предварительного напряжения) на механические свойства композитной арматуры, нами выполнены экспериментальные исследования, включающие:

1) Испытание стеклопластиковой арматуры на механические перегибы в условиях, аналогичных условиям при выполнении усиления

многопустотных плит введением в растянутую зону пустот арматурных стержней и их предварительного напряжения, изменением их трассировки, с визуальным изучением изменений целостности материала стержней в месте перегиба;

2) Определение механических свойств стержней стеклопластиковой арматуры в зонах перегибов и сравнение этих свойств с механическими свойствами исходных арматурных стержней (до перегибов).

Для экспериментальных исследований использовали стеклопластиковую арматуру диаметром 6мм. Стержни закрепляли на упорах с обетонированием концов, с расстоянием между точками закрепления 2000 мм, как это показано на рис. 3. Выбор расстояния между точками закрепления обоснован минимально возможным участком усиления многопустотных плит в зоне максимального изгибающего момента, так как при минимальном расстоянии между точками закрепления элемента усиления (композитной арматуры), угол механического перегиба будет наибольший и влияние механического перегиба на свойства стержней будут наиболее значительными. Величину вертикального перемещения центральной части стержня, создаваемого для его предварительного напряжения, принимали, исходя из допустимых габаритов пустот, равным $\approx 120 \dots 130$ мм (рис.4). В процессе натяжения контролировали величину относительного удлинения арматуры и усилие ее натяжения.

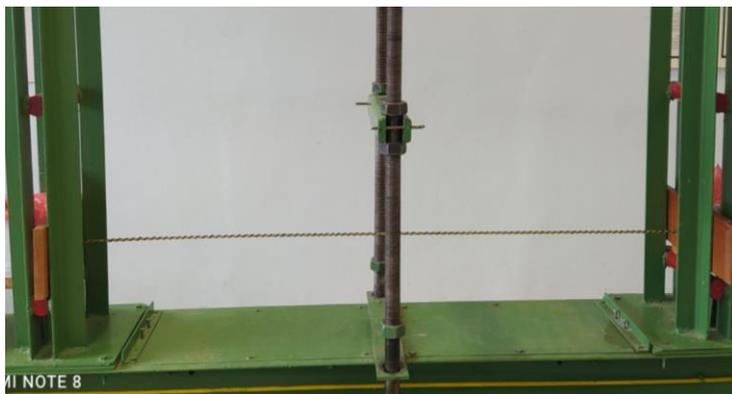


Рисунок 3 – Внешний вид установки для испытания стеклопластиковой арматуры на перегибы



Рисунок 4 – Внешний вид арматуры после ее предварительного напряжения путем изменения ее трассировки

Установлено, что вертикальное перемещение центральной части стержня на принятую в экспериментах величину привели к ее натяжению, соответствующему напряжениям, равным 600...700 МПа. После снятия нагрузки выполняли внешний визуальный осмотр арматурного стержня. Результаты осмотра показали отсутствие каких-либо видимых повреждений матрицы или волокон стеклопластиковой арматуры. Стержень после снятия нагрузки вернулся в исходное прямолинейное положение. Из центральной части стержня (в месте приложения нагрузки для вертикального перемещения) вырезали участок длиной $l = 400$ мм для испытания на растяжение с определением механических свойств стеклопластиковой арматуры. Такие же испытания проводили с арматурными стержнями, не подвергавшимся воздействиям на механические перегибы (рис. 5). Процесс испытания арматуры на растяжение показан на рисунке 6.

Результаты испытаний показали, что как в случае с арматурными стержнями после механических перегибов, так и в случае с исходными арматурными стержнями, не подвергавшимся механическим перегибам, значения временного сопротивления арматуры растяжению составляли $f_t \approx 1100$ МПа, среднее значение модуля упругости $E \approx 40000$ МПа, предельное относительное удлинение арматуры $\varepsilon \approx 2,6\%$.

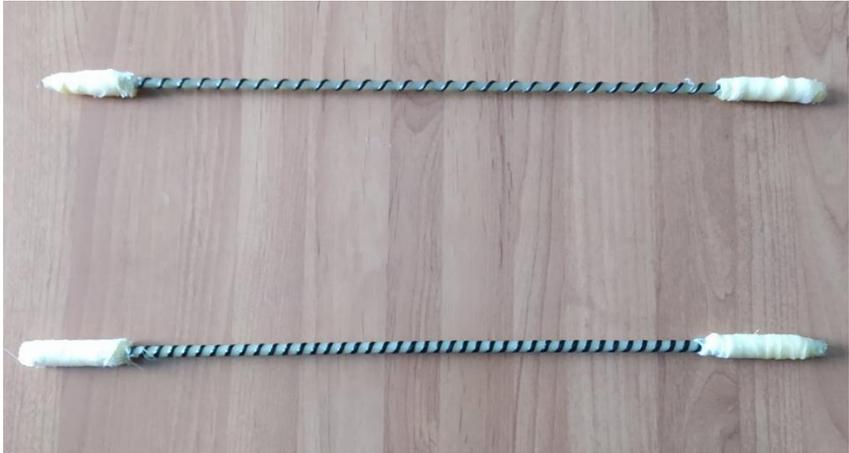


Рисунок 5 – Внешний вид арматурных стержней для испытаний на растяжение



Рисунок 6 – Испытания по определению механических свойств стеклопластиковой арматуры

Вывод: Результаты экспериментальных исследований показали, что механические перегибы, возникающие при выполнении усиления многопустотных плит введением в растянутую зону пустот арматурных стержней с их последующим преднапряжением при изменении их трассировки, не влияют на механические свойства стеклопластиковой арматуры.

Список использованных источников

1. Усиление растянутой зоны многопустотных железобетонных плит установкой дополнительной композитной арматуры / Е.А. Хотько, А.А. Хотько // Современные методы расчётов и обследований железобетонных и каменных конструкций / Материалы 78-й студенческой научно-технической конференции / г.Минск, 2022 – С.46-50
2. Проектирование реконструкции зданий и сооружений : учеб.-метод. комплекс. В 3 ч. Ч. 2. Оценка состояния и усиление строительных конструкций / Д. Н. Лазовский. – Новополоцк : ПГУ, 2010. – 340с
3. СП 63.13330-2012 «Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования». – Москва, 2013.
4. Фролов, Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластобетонные конструкции / Н. П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. – 107с.
5. Тур, В. В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / В. В.Тур, В. В. Малыха // Вестн. Полоц. гос. ун. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2013. – № 8. – С.58–65.
6. Почебыт, А. А. Железобетонные балки с комбинированным армированием / А. А. Почебыт // Наука - 2017 : сборник научных статей. В 2 ч. Ч. 1/ Учреждение образования «Гродненский гос. ун-т им. Я.Купалы». – Гродно : ГрГУ им. Я. Купалы, 2017. – С.328 –330.
7. Тур, В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкции при применении напрягающего бетона / В.В. Тур. – Брест: Изд-во БрГТУ, 1998. – 244с.

Проектирование навеса над наземной станцией метро

Тисецкий Е.Н.

Научный руководитель – к.т.н. Зегировский А.И.

Белорусский национальный технический университет

В больших городах многих стран актуальной стала проблема развитие общественного транспорта, и в частности метро. В связи с развитием новых линий метро возникает потребность в строительстве наземных станций и пересадочных узлов. При проектировании наземных станций, несущий каркас достаточно часто изготавливают из металлических конструкций.

Станционный комплекс представляет собой единый объем сложной формы в плане с максимальными размерами – длиной 216,55 м и шириной 28,3 м. Фасады навеса представляют собой сложную конфигурацию переменной высоты. Объем станционного комплекса накрыт самонесущей архитектурно-декоративной структурной оболочкой. Оболочка состоит из сетчатой стержневой пространственной системы с покрытием из алюминиевых перфорированных панелей. Верх оболочки в максимальной точке – 18,475 м. Фасады навеса наземной станции представлены на рисунке 1

Параметры сооружения: ширина платформы – 19,1 м (5,35 м + 4,2 м + 4,2 м + 5,35 м; ширина навеса на уровне опор переменная – от 11.52 м до 14.22 м; отметка верха арки переменная от 16.015 м до 18.475 м. Поперечные арки, пространственная решетка и раскосы выполнены из круглых труб. Покрытие выполнено из флот-стекла толщиной $t=10$ мм по DIN 18008-1.

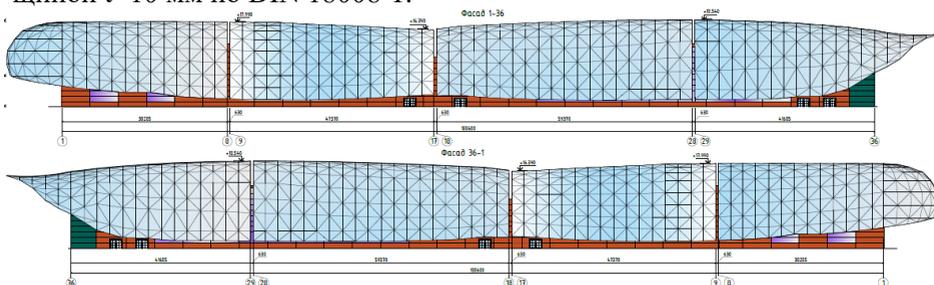


Рисунок 1 – Фасады «1-36» и «36-1» наземной станции метро

металлических конструкциях комплексной поставки. Схема расположения несущих опор наземной станции метро. Станция запроектирована отапливаемой.

Для расчета сетчатой оболочки навеса станции метро была разработана трехмерная модель сооружения, созданная в программном комплексе Dlubal Rfem 5.25. Так как сооружение состояло из четырех блоков, которые различались между собой линейными размерами, а узловые сопряжения во всех блоках были одинаковыми, то для подбора сечений элементов сетчатой оболочки и для расчета узлов, был выбран 3-й блок в осях «18-28» (рисунок 5).

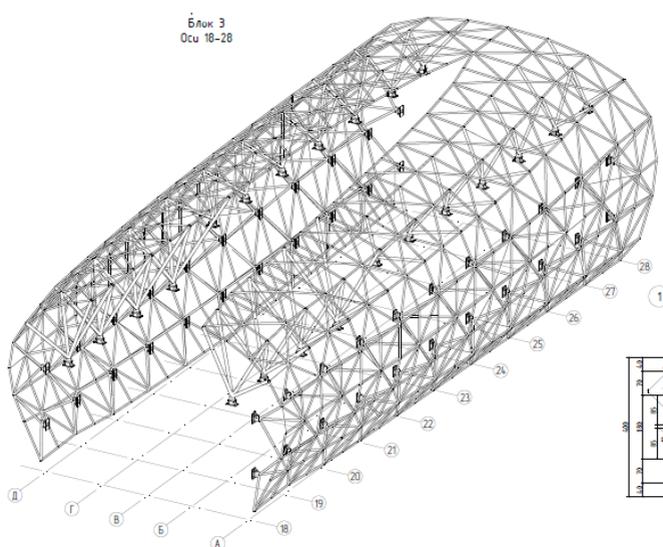


Рисунок 5 – Трехмерная модель сетчатой оболочки навеса 3-го блока наземной станции в осях «18-28».

Определение ветровых нагрузок осуществляется на основании СН 2.01.05-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия».

Район строительства г. Минск находится во 2-ом ветровом районе с базовым значением скорости ветра $V_{b,0} = 23 \text{ м/с}$.

Нагрузки на конструкцию навеса назначались согласно СН 2.01.04-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки».

Согласно карты снеговых районов, СН 2.01.04-2019, г. Минск находится в районе IV, отметка района строительства над уровнем моря $A=183,20$ м. Характеристическое значение снеговых нагрузок на грунт определяется по формуле:

$$Sk = 1,35 + 0,38 \cdot (A - 140) / 100 = 1,35 + 0,38 \cdot (183,20 - 140) / 100 = 1,51 \text{ кПа}$$

Согласно СН 2.01.04-2019 характеристическое значение снеговых нагрузок на покрытие определяется по формуле:

$$s = \mu \cdot Ce \cdot Ct \cdot sk$$

При определении снеговых нагрузок для неутеплённых покрытий при уклонах кровли свыше 3% и обеспечении надлежащего отвода талой воды допускается вводить понижающий коэффициент $Ct=0,8$. В остальных случаях $Ct=1,0$. При этом нагрузка sk должна составлять минимум 0,5 кПа;

Временная снеговая нагрузка для двухскатного покрытия может иметь два варианта загрузки согласно п.5.3.5 СН 2.01.04-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки» (без учёта и с учётом заноса снега) (рисунки 6 и 7):

– вариант I



Рисунок 6 – 1 случай загрузки снеговой нагрузки $s=0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51=1,21$ (кПа)

– вариант II

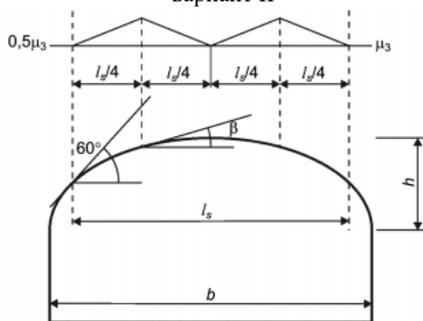


Рисунок 7 – 2 случай загрузки снеговой нагрузкой

Для определения внутренних усилий в стальных элементах фрагмента сетчатой оболочки навеса станции метро была разработана трехмерная модель сооружения, созданная в программном комплексе *Dlubal Rfem 5.25* (рисунок 8).

Статический расчет каркаса навеса выполнялся на следующие воздействия: постоянная нагрузка от собственного веса конструкций; постоянная нагрузка от кровельного покрытия; различные варианты ветра вдоль буквенных и вдоль числовых осей; снег на скате №1 и снег на скате №2.

При расчете несущих конструкций по предельному состоянию несущей способности (ULS/ПС1) согласно национальному приложению к ТКП EN 1990 приняты формулы 6.10(a), 6.10(b). При расчете несущих конструкций по предельному состоянию эксплуатационной пригодности (SLS/ПС2) принималось: а) характеристическое сочетание (RAR); б) Частое сочетание (FRE); в) Практически постоянное сочетание (QPR).

В результате были сгенерированы сочетания заданных загрузок: 1. SLS (ПС2) и 2. ULS (ПС2)

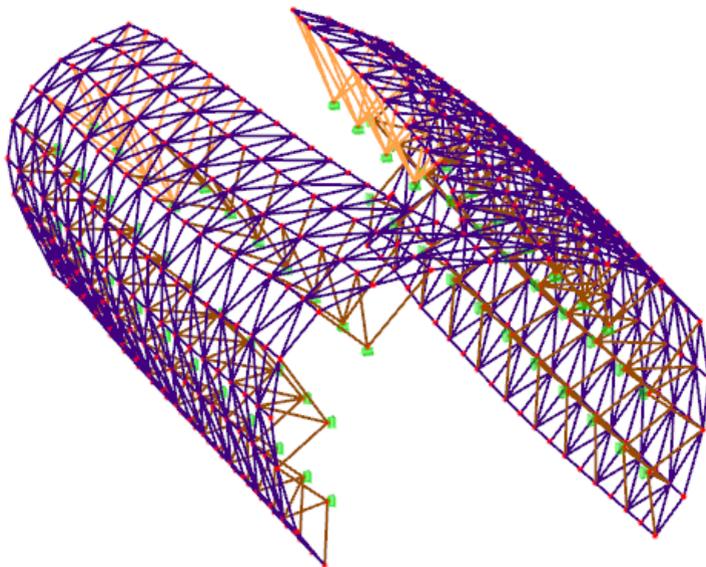


Рисунок 8 – Расчетная модель сетчатой оболочки навеса станции метро

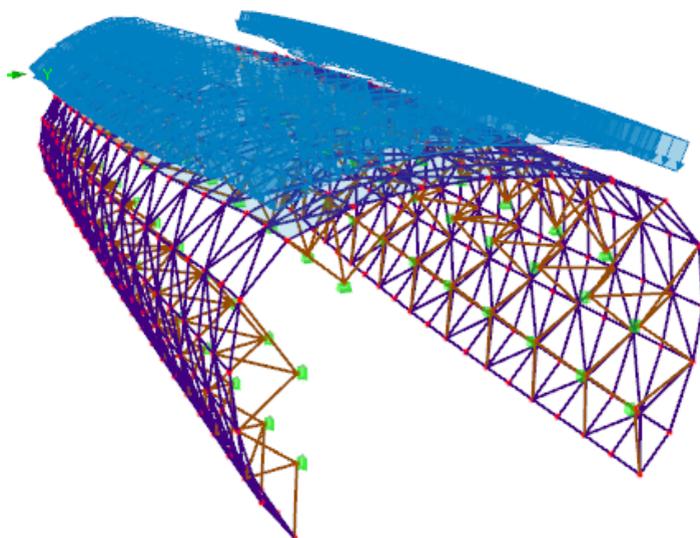


Рисунок 9 – Временная нагрузка от снега (I случай)

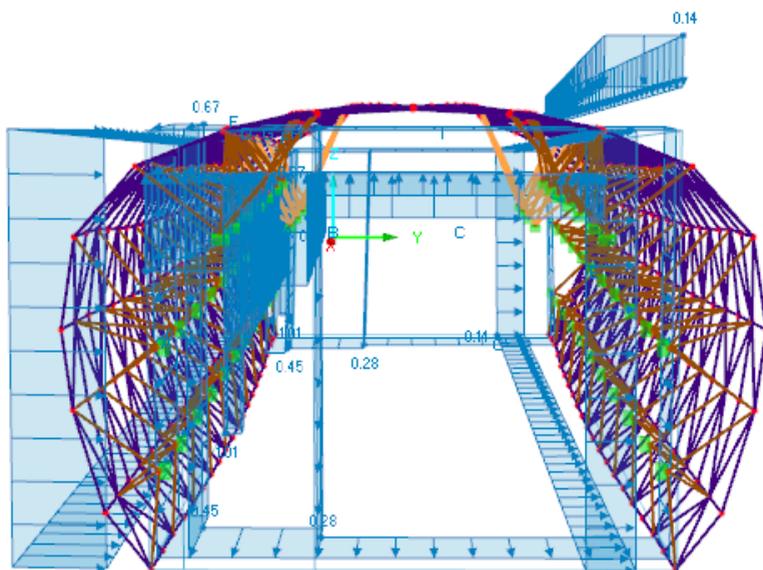


Рисунок 10 – Ветровая нагрузка вдоль цифровых осей (Y)

Расчёт узлов крепления металлических подкосов и распорок односетчатой оболочки навеса выполнялся в программном комплексе Idea StatiCa 21.1. На рисунке 11 представлена модель узла крепления подкосов к бетонному основанию. На рисунке 12 представлена схема распределения напряжений в узле крепления подкосов к бетонному основанию.

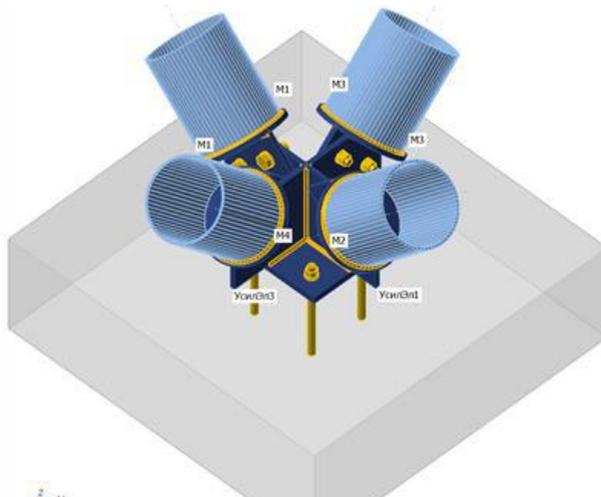


Рисунок 11 – Узел крепления подкосов к бетонному основанию

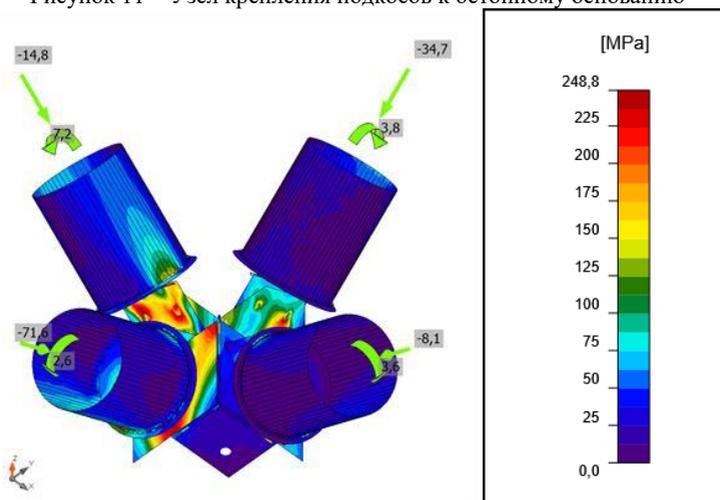


Рисунок 12 – Схема распределения напряжений в узле крепления подкосов к бетонному основанию

На рисунке 13 представлена модель узла крепления вертикальных распорок к бетонной стенке. На рисунке 14 представлена схема распределения напряжений в вертикальных распорках.

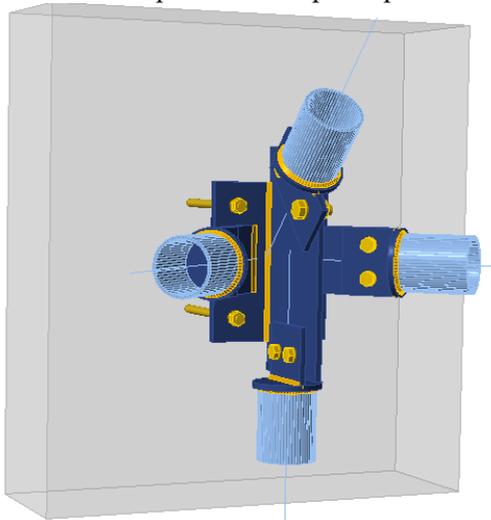


Рисунок 13 – Узел крепления вертикальных распорок к бетонной стенке

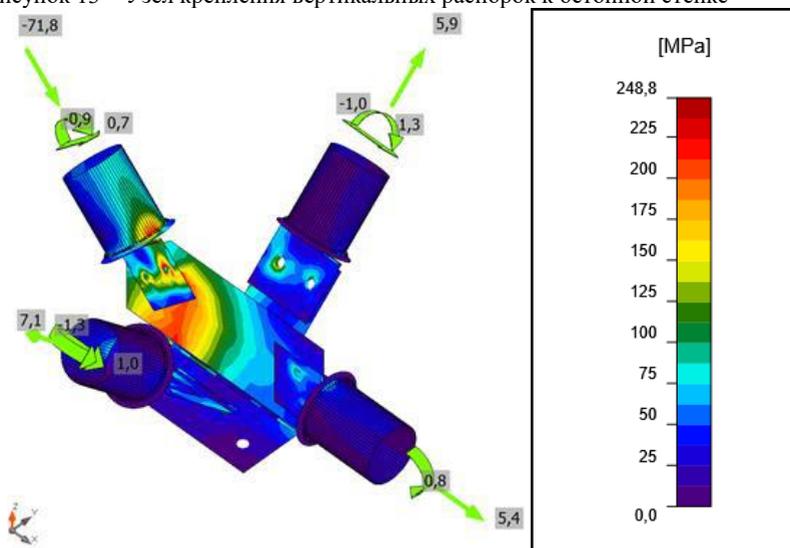


Рисунок 14 – Схема распределения напряжений в вертикальных распорках

На рисунке 15 представлен узел крепления ригеля покрытия к вертикальной распорке. На рисунке 16 представлена схема распределения напряжений в узле крепления ригеля покрытия к вертикальной распорке.

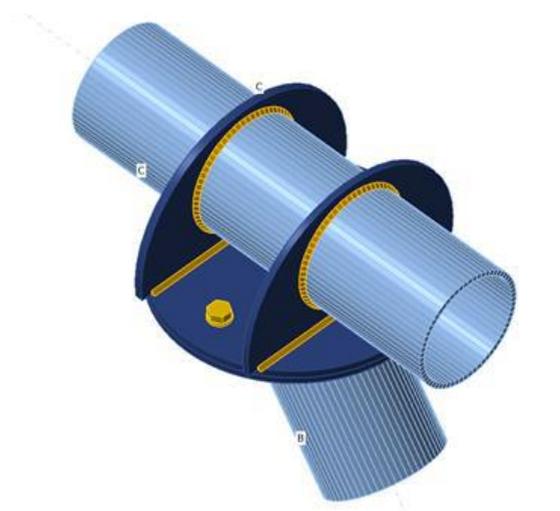


Рисунок 15 – Узел крепления ригеля покрытия к вертикальной распорке

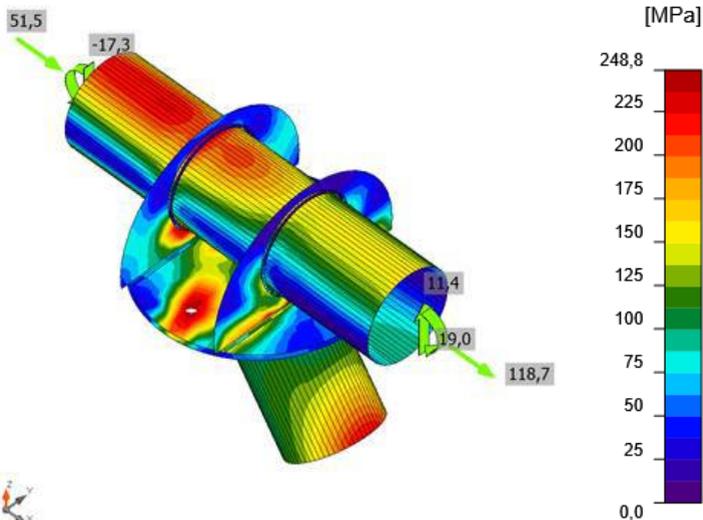


Рисунок 16 – Распределение напряжений в узле крепления ригеля покрытия к вертикальной распорке

Для соединения стальных элементов принималась полуавтоматическая сварка в среде углекислого газа и сварной проволокой СВ-08Г2С (d=1,4-2,0 мм).

Список использованных источников

1. СН 2.01.04-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые воздействия».
2. СН 2.01.05-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия».
3. СП 5.04.01-2021 «Стальные конструкции».
4. СП 1.03.08-2023 «Сварочные работы. Контроль качества работ».
5. ТКП 45-5.04-121-2009 «Стальные строительные конструкции. Правила изготовления».

Исследование напряженно-деформированного состояния прогонов из холодногнутых открытых профилей

Хаютин Л.Е.

Научный руководитель: Згировский А.И.

Белорусский национальный технический университет

Данная статья посвящена оценке несущей способности прогонов из тонкостенных холодногнутых открытых профилей – системы покрытия на основе тонкостенных холодногнутых открытых профилей (ТХОП) под действием равномерно-распределенной нагрузки.

Сегодня на строительном рынке представлены различные варианты устройства систем покрытия зданий. Среди множества конструктивных решений можно выделить системы на основе тонкостенных холодногнутых открытых профилей (ТХОП), в частности с использованием Z- и С-образных профилей.

Для заказчика преимуществами данных систем является существенно меньшая масса конструкций и повышенная коррозионная стойкость. Так же стоит отметить высокую степень автоматизации и простоты изготовления ЛСТК (легкие стальные тонкостенные конструкции).

Наблюдается широкая распространенность ТХОП, однако применение ЛСТК требует определенных знаний. Возможность нормативно закрепленного расчета появилась только в 2009 году с введением Еврокодов на территории Беларуси. Часто встречается, что в конструкции используют тонкостенный элемент, а его расчет ведут по СНиП II-23-81 без учета эффективных (редуцированных) характеристик. Это приводит к тому, что реальная несущая способность сечения гораздо ниже расчётной.

Одним из минусов Еврокодов является отсутствие ярко выраженной методики расчетов, которую можно увидеть в СНиП. Существующие пояснительные книги, методические пособия, публикации слабо представлены на русском языке.

Различают два метода изготовления холодноформованных элементов: метод холодной прокатки и метод гибки и штамповки.

Наибольшее распространение имеют элементы, изготовленные методом холодной прокатки. Через станок, оборудованный системой

роликовых валов, пропускается плоский лист металла из бухты, который в конце принимает проектную форму. Преимущество метода в высокой производительности.

Этот метод гибки и штамповки позволяет изготавливать элементы разного сечения без перенастройки прессы, позволяет изготавливать элементы большей толщины (3-6 мм), а также позволяет выполнить меньший радиус закругления, что увеличивает несущую способность элемента.

Исследования, которые проводились в США, показали, что в результате холодного формования изменяются свойства стали по отношению к плоскому листу. В зонах гибки происходит увеличение предела текучести и временного сопротивления стали. Этот эффект учитывается, например, при расчете растянутых элементов, путем использования среднего значения предела текучести, которое выше основного предела текучести.

Холодноформованные элементы условно разделяют на линейные элементы с Z, П, С, Ω-образным сечением либо панели и настилы. Применяется в виде балок, ригелей, прогонов, колонн, а также в виде элементов покрытия или облицовочных элементов.

Среди преимуществ холодноформованных конструкций следует отметить легкий вес, быстроту изготовления, высокую скорость строительства. К недостаткам можно отнести более сложную работу тонкостенных элементов под нагрузкой в сравнении с прокатными профилями, что требует высокой квалификации проектировщиков.

Следует отметить особенности работы тонкостенного профиля:

- возможность потери местной устойчивости полок и стенок профилей при продольном сжатии, если соотношение их ширины и толщины превышает предельное значение;
- возможность возникновения эффекта сдвигового запаздывания (shear lag effect), т.е. неравномерного распределения по ширине сечения профиля нормальных напряжений;
- изгибаемые и сжатые стержни несимметричного сечения работают с кручением;
- поперечные сечения тонкостенных стержней не остаются жесткими, а деформируются, особенно в местах приложения сосредоточенных сил.

Таблица 1

Виды потери устойчивости тонкостенного стержня

Уровень	Форма потери устойчивости (русский термин)	Форма потери устойчивости (английский термин)
Стержень ¹⁾	Изгибная	Flexural buckling
	Крутильная	Torsional buckling
	Изгибно-крутильная	Torsional flexural buckling
	Устойчивость плоской формы изгиба	Lateral-torsional buckling
Пояс, стенка	<i>Устойчивость формы сечения</i>	Distorsional buckling
Плоский участок пояса, стенки	Местная устойчивость	Local buckling

Таблица 2

Потеря устойчивости на уровне «стержень» – потеря общей устойчивости (overall buckling).

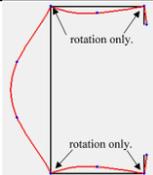
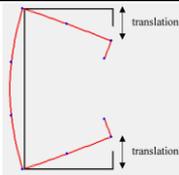
	1	2	3
Название	Местная потеря устойчивости	Потеря устойчивости формы сечения	Потеря общей устойчивости (по Эйлеру) При изгибе – потеря плоской формы изгиба
Формы	Различные (зависят от вида поперечного сечения)	Различные (зависят от вида поперечного сечения)	Изгибная Крутильная Изгибно-крутильная
	Не приводят к перемещению угловых точек сечения	Приводят и не приводят к перемещению угловых точек сечения	Приводят к перемещению угловых точек сечения
	Приводят к искажению плоских частей сечения	Приводят к искажению некоторых плоских частей сечения	Плоские части сечения не искажаются, а сечение смещается и поворачивается
Рисунок			
Длина волны	Не превышает размер поперечного сечения	Соизмерима с габаритами сечения	Соизмерима с длиной профиля



Рисунок 1 – Потеря местной устойчивости сжатого пояса профиля без элементов жесткости при изгибе

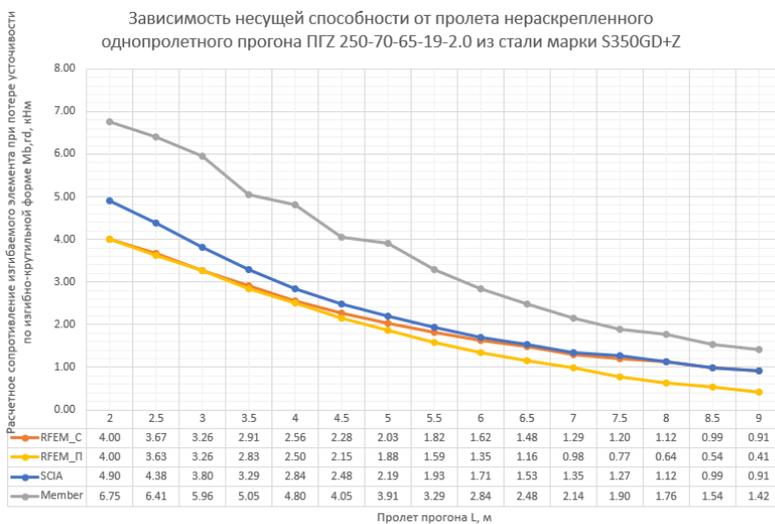


Рисунок 2 – Критический момент потери устойчивости Z-образного прогона

Для выполнения расчетов тонкостенных профилей были отобраны наиболее популярные среди проектировщиков программы,

предоставляющие простой для понимания пользователя интерфейс, множество вариантов тонкой настройки расчетных параметров и позволяющие проводить расчеты по нормативной документации различных стран (ANSI, EN, ТКП, СНиП и т.д.), в частности: Dlubal RFEM (стержневой и пластинчатый расчеты), IdeaStatica (пластинчатый расчет) и SCIA Engineer (стержневой расчет).

Стержневые расчеты относятся к оценке напряжений, деформаций, устойчивости и прочности стержневых элементов, таких как балки, стойки, колонны. Эти расчеты включают определение максимальных напряжений, оценку критических нагрузок и проверку соответствия материала и конструкции установленным стандартам и нормам.

Пластинчатые расчеты подразумевают разделение сечения на набор поверхностей разбитых на сетки конечных элементов, с последующей оценкой поведения и прочности плоских элементов, таких как пластины, оболочки и другие двумерные конструкции. Они включают анализ напряжений, деформаций, устойчивости и других характеристик, необходимых для обеспечения надежности и безопасности конструкции.

В качестве рассматриваемых сечений были выбраны наиболее распространенные в практическом применении С- и Z-образные профили по ТУ ВУ 691607213.001-2018.

Расчетная схема представляет собой однопролетный прогон с шарнирно неподвижной опорой с одной стороны и с шарнирно подвижной опорой со второй стороны. Раскрепления из плоскости рамы отсутствуют. Пролеты прогонов приняты в диапазоне от 2 м до 9 м с шагом исследования в 0.5 м.

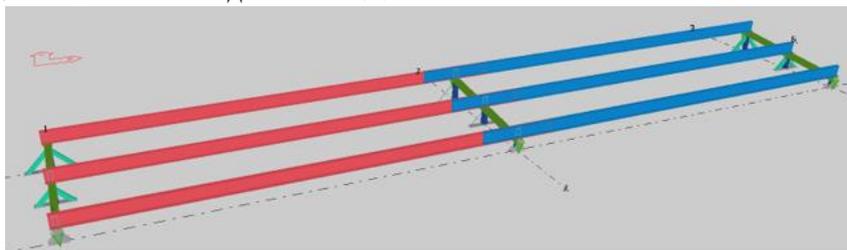


Рисунок 3 – Общий вид исследуемого фрагмента покрытия

Для Z-образного профиля была рассмотрена одна расчетная ситуация с равномерно распределенной нагрузкой, приложенной к верхней полке сечения.

Для С-образного сечения было рассмотрено 2 расчетные ситуации: в первой нагрузка, как и в случае с Z-образным сечением, была приложена к верхней полке профиля; во втором случае равномерно распределенная нагрузка прикладывалась к нижней полке профиля, являясь стабилизирующей.

Для численных исследований использовался программный комплекс IdeaStatica, который представляет собой инженерное программное обеспечение для расчета и проверки узлов, сечений, элементов и других деталей строительных конструкций по нормам. Особенностью программного комплекса является использование в расчете компонентного метода конечных элементов (КМКЭ). Он сочетает в себе сильные стороны Компонентного метода и Метода конечных элементов. Принцип метода заключается в использовании верифицированных зависимостей из Компонентного метода, в сочетании с вычислением напряжений в отдельных компонентах посредством конечно-элементного моделирования. Для расчета и проектирования данных типов конструкций IDEA StatiCa предлагает следующие модули: IDEA StatiCa Steel Connection для проверки узлов стальных конструкций любой топологии и IDEA StatiCa Steel Member для решения комплексных вопросов, связанных с устойчивостью элементов. Модуль IDEA StatiCa Steel Member включает в себя модуль IDEA StatiCa Steel Connection, позволяя проводить расчет конструкции с учетом несущей способности не только основного элемента, но и его узлов примыкания к другим фрагментам конструкции.

Проведение расчетов в программном комплексе Idea StatiCa разделяется на 3 этапа, каждый из которых представляет собой отдельную методику расчета конструкции. Этапы включают в себя:

- физический нелинейный расчет (ФНР);
- линейный расчет устойчивости (ЛРУ);
- геометрический и физический нелинейный расчет с учетом начальных несовершенств.

Ввиду отсутствия возможности автоматического расчета максимальной несущей способности конструкции, критическая нагрузка подбирается итерационным способом, вплоть до прекращения выполнения любого из критериев несущей способности.

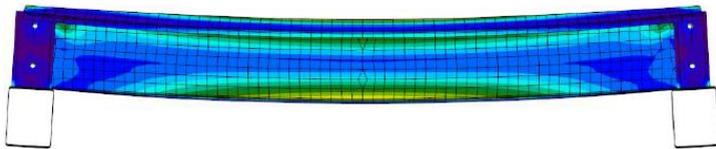


Рисунок 4 – Распределение напряжений на Z-образном прогоне пролетом 2 м при проведении физически нелинейного расчёта

На этапе линейного расчёта устойчивости критерием несущей способности является коэффициент критической нагрузки, отражающий величину, на которую возможно увеличить приложенную нагрузку до потери устойчивости рассматриваемого элемента. Так же он отражает возможные формы потери устойчивости, начиная с наиболее вероятной (рисунок 5).

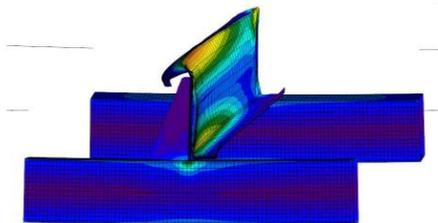


Рисунок 5 – Первая форма потери устойчивости Z-образного прогона пролетом 2 м при проведении линейного расчёта устойчивости. Потеря устойчивости формы сечения (верхней полки).

Результаты расчёта ЛСТК прогонов в ПК Idea StatiCa, отраженные совместно с результатами расчетов в иных программных комплексах и отраженные в виде таблиц и графиков несущей способности позволяют сделать следующие выводы:

1. Критерий несущей способности изменяется в зависимости от пролета рассматриваемых прогонов, благодаря чему может быть выведена следующая закономерность:

– Значение критических моментов потери устойчивости по изгибно-крутильной форме возрастает вплоть до пролета в 5 м. Данный факт обусловлен тем, что у прогонов малых пролетов наблюдается потеря устойчивости формы сечения (отгиб плоскости полки, к которой приложена нагрузка). При повышении нагрузки выше полученных значений перестает достигаться сходимость расчета ввиду критических значений перемещений точек поперечного сечения.

– Потеря устойчивости прогонов пролетом свыше 6 метров диктуется линейным расчетом устойчивости. Наблюдается изгибно-крутильная форма потери общей устойчивости сечения (коэффициенты критической нагрузки равны или близки к 1.0).

2. Природа отраженных на графике критических моментов потери устойчивости по изгибно-крутильной форме скачков не установлена. Данные неточности возникают при проведении расчета с учетом начальных геометрических несовершенств конструкции и, возможно, являются следствием учета случайности отклонений конструкции, однако ввиду отсутствия графического отображения графика сходимости в процессе расчета и невозможности получить детальные подробности методики, применяемой решателем, точный вывод о причине и природе данного явления сделать не представляется возможным.

Учитывая изложенное в пункте 2 и тот факт, что разработчики программы не рекомендуют использовать ее для расчета тонкостенных профилей, несмотря на реализацию в программе всех необходимых для этого инструментов, можно сделать вывод о нецелесообразности ее использования для проектирования и расчета ЛСТК, даже принимая во внимание все ее преимущества для проектировщика.

Список использованных источников

1. ТКП ЕН 1993–1–3–2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодногнутых элементов и профилированных листов. Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2009.

2. ТКП ЕН 1993–1–1–2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2009.

3. ТКП ЕН 1993–1–5–2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций. Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2009.

Основные этапы развития и совершенствования ТНПА по ЖБК на территории РБ

Хотько Е.А.

Научный руководитель - к.т.н. Шилов А. Е.

Белорусский национальный технический университет

Железобетонные конструкции являются основой современного индустриального строительства. Из железобетонна возводят промышленные, гражданские, а также здания различного назначения. Железобетон широко применяют при возведении тонкостенных покрытий (оболочек, складок), различных инженерных сооружений (силосов, бункеров, резервуаров, а также в транспортном строительстве (метрополитен, мосты) и в энергетическом строительстве (АЭС, ГЭС).

В настоящее время и в обозримом будущем бетон и железобетон в нашей стране и за рубежом останется важнейшим конструкционным материалом в строительстве. Это объясняется практически неограниченными ресурсами сырья для изготовления вяжущих и заполнителей, относительно небольшим расходом стальной арматуры, высокими конструкционными и эксплуатационными качествами железобетона, его относительно низкой энергоемкостью.

На современном этапе основными направлениями развития и совершенствования железобетона являются:

- 1) Разработка и совершенствование ТНПА.
- 2) Применение новых конструктивных решений, ведущих к снижению массы конструкции, а также позволяющих эффективно использовать физико-механические свойства материалов.
- 3) Разработка новых уточнённых методов расчёта конструкций с использованием программных методов и комплексов ЭВМ.
- 4) Совершенствование подбора и изготовления бетона, чтобы получить материал с заранее заданными свойствами.
- 5) Создание прогрессивных высокомеханизированных и автоматизированных технологий бетонных и арматурных работ (внедрение безопалубочного формования, на специальных стендах с минимальным расходом энергии, с использованием высокопрочной арматуры и высокопрочного бетона).

Для реализации этих грандиозных задач необходимо дальнейшее развитие научных исследований, проведение работ по совершенствованию конструктивных решений, технологии изготовления и возведения конструкций. Отсюда возникает потребность в высококвалифицированных кадрах инженеров-строителей, владеющих современной теорией и практикой в области железобетонных конструкций.

В классической истории развития методов расчета строительных конструкций выделяют три основных периода:

1. Расчет строительных конструкций по допускаемым напряжениям применялся в СССР до 1938 г.;

2. Расчет строительных конструкций по разрушающим усилиям официально использовался для конструкций из всех материалов в период с 1938 г. по 1955 г.;

3. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям применяется с 1955 г. по настоящее время. (Метод заложен в Еврокоде, в ТНПА РБ, РФ).

В связи с распадом СССР в 90-е годы прошлого столетия перед Республикой Беларусь возникла необходимость создания своих национальных ТНПА, основные этапы развития и совершенствования которых приведены ниже:

1. СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и ж/б конструкции". Нормы бывшего СССР (время действия 1984-2003) распространялись на лёгкие бетоны ($\rho > 500$ кг/м³) и тяжёлые бетоны ($\rho = 2000-2500$ кг/м³).

2. СНБ 5.03.01-02 "Бетонные и ж/б конструкции". Нормы РБ (время действия 20.06.2002-16.09.2020) распространялись только на ЖБК из тяжёлых бетонов ($\rho = 2000-2500$ кг/м³), для бетонов другой плотности (лёгких) оставались требования СНиП 2.03.01-84.

3. Согласно Указу Президента Республики, Беларусь № 217 от 05.06.2019г. в целях упорядочения требований ТНПА в сфере архитектуры, градостроительства и строительства необходимо было до 01.01.2020 обеспечить утверждение своих национальных норм и принять все необходимые меры для реализации Указа. В настоящее время разработанны и введены в действие на территории РБ многие основные ТНПА в области строительства, в том числе и по проектированию ЖБК. Особенность нынешней ситуации состоит в том, что на территории РБ одновременно действуют несколько ТНПА по проектированию ЖБК, а именно:

3.1.1 ТКП EN 1992-1-1-2009* Еврокод для проектирования ЖБК часть 1.1 “Общие правила и правила для зданий.” Введён 10.12.2009. Распространяется на лёгкие бетоны ($\rho = 800-2000$ кг/м³) и тяжёлые бетоны ($\rho = 2000-2800$ кг/м³).

3.1.2 Изменение №2 к ТКП EN 1992-1-1-2009* Введено 01.09.2019. Это национальное дополнение, которое следует применять совместно с Еврокодом-2.

3.1.3. СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции». Введены впервые в РБ 6.09.2020 с отменой СНиП 2.03.01-84 и СНБ 5.03.01-02.

СП - Строительные правила - содержат основные положения по проектированию, в том числе методы проверки предельных состояний и правила конструирования бетонных, ж\б и предварительно-напряжённых конструкций, применяемых в промышленном и гражданском строительстве при возведении зданий, инженерных сооружений и мостов, изготавливаемых из бетонов со средней плотностью от 1000 до 2600 кг/м³ (конструкционных), эксплуатирующихся при условии температур не выше 100С и не ниже -40С.

3.1.4. СН 2.01.01-2022 «Основы проектирования строительных конструкций». Введены в РБ 30.06.22г взамен СН 2.01.01-2019

СН - Строительные нормы устанавливают общие требования обеспечения надежности конструктивных систем строительных сооружений, в том числе, касающиеся их безопасности, эксплуатационной пригодности, долговечности и живучести.

Решение рассматриваемых в статье вопросов по совершенствованию ТНПА на современном этапе в Республике Беларусь, требует значительных усилий и капиталовложений. Следует продолжать серьезную работу в этом направлении при плотном взаимодействии учёных, проектировщиков, технологов и строителей. Как гласит народная мудрость: «вода под лежащий камень не течёт», поэтому для того чтобы не отстать от стремительно растущего технического прогресса в области строительства во всём мире, нельзя останавливаться. Помимо своих отечественных разработок следует продолжать анализ и осмысление ТНПА и конструктивных решений зарубежных стран, так как на сегодняшний день процесс безумных санкций, ведущих к экономическим проблемам во всех странах, не может продолжаться

вечно. Тем более что наука, в отличие от политики, развивается и будет развиваться по своим законам на пользу человечества.

Список использованных источников

1. Указ Президента Республики Беларусь № 217 от 05.06.2019г. «О строительных нормах и правилах».
2. «Железобетонные конструкции. Общий курс» В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов / Москва, Стройиздат, 1991г.
3. «Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования». Учебное пособие под редакцией Т.М. Пецольда, В.В.Тура / БГТУ, 2003г.
4. СН 2.01.01-2022 (Строительные нормы РБ) «Основы проектирования строительных конструкций» / МА и С РБ, Минск 2022г.
5. СП 5.03.01-2020 (Строительные правила РБ) «Бетонные и железобетонные конструкции» / МА и С РБ, Минск 2020г.

Расчёт и конструирование типовых лотков в перекрытиях зданий

Шерстнёва Я.В.

Научный руководитель – к.т.н. Зверев В.Ф.

Белорусский национальный технический университет

При обследовании зданий и сооружений рассматривается состояние всех элементов здания, включающая несущие конструкции и ограждающие конструкции. Было произведено обследование 4-этажного здания на пл. Свободы, 11. В результате обследования было установлено, что в качестве несущих конструкций перекрытий в здании были использованы сборные железобетонные плиты лоткового типа (рис. 1) пролётом 6 м и геометрическими размерами 5,97x0,81x0,78м.

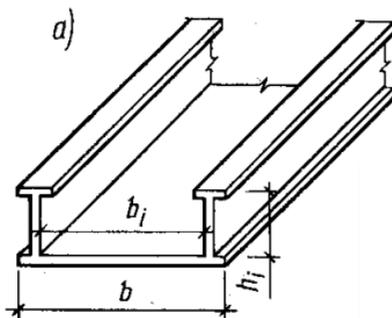


Рисунок 1 – Конструктивная схема лотка

При обследовании было установлено, что плиты лоткового типа установлены в положении, изображённом на рис. 2.

При изучении документации было установлено, что монтаж перекрытий в данном здании начал осуществляться в 1941, затем продолжен в послевоенное время и завершено возведение здания в 1958 году. Изучая документацию, касающуюся возможности применения плит лоткового типа в перекрытиях было установлено, что при возведении зданий и сооружений такие плиты часто использовались в качестве основных несущих конструкций перекрытий.

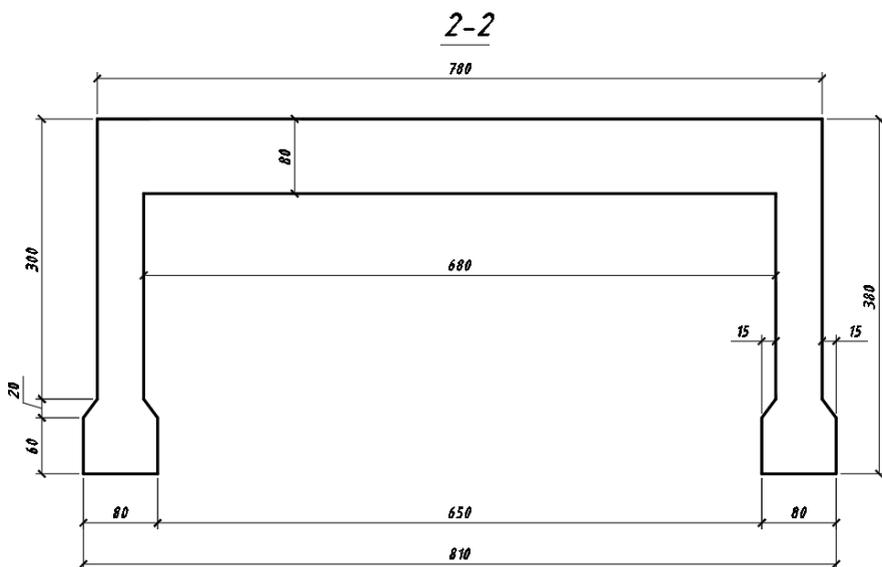


Рисунок 2 – Лотковая плита

Рассматривая конструктивные особенности плит лоткового типа следует отметить, что в основном лотки выполняют с вертикальными стенками и горизонтальным днищем (рис. 1). В верхней части стенок предусматривают полки, которые усиливают сжатую зону лотка при его работе в продольном направлении и одновременно служат для служебных мостиков. Поперечные размеры лотка (b_i , h_i) назначают по гидравлическому расчёту, а толщины стенок и днища – по расчёту на прочность и трещиностойкость. В монолитных лотках толщину днища и стенок обычно принимают равной 15...30 см; в сборных лотках толщины всех элементов составляют 10...20 см. При сравнительно небольших поперечных размерах лотка ($b_i \leq 3$ м, $h_i \leq 1,5$ м) принимают открытое сечение по рис. 1.

В продольном направлении лоток испытывает только изгиб, поэтому подбор арматуры производят по соответствующим формулам для изгибаемых элементов. В большинстве случаев расчётное сечение лотка является тавровым. Рабочую арматуру в пролёте размещают в днище равномерно по ширине лотка, включая её в сетки. На опорах акведука рабочая арматура концентрируется в верхних полках стенок (рис. 3). В монолитных консольных лотках часть пролёта-

ной арматуры можно отгибать в верхнюю полку на опоре в соответствии с эпюрой материалов. Специальные хомуты для восприятия поперечных сил в стенках обычно не ставят. Их роль выполняют вертикальные стержни стенок (являющиеся рабочей арматурой при расчёте лотка в поперечном направлении) путём соответствующего увеличения их площади сечения.

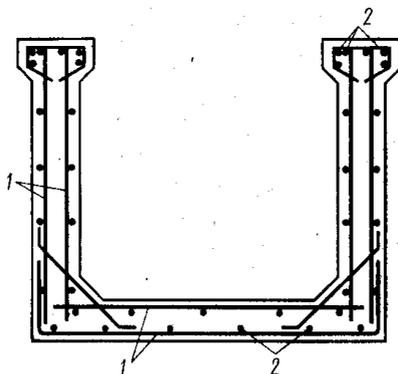


Рисунок 3 – Размещение арматуры в поперечном сечении лотка акведука: 1 – рабочая арматура в поперечном направлении; 2 – то же, в продольном

В данном здании установлены предварительно напряжённые лотковые плиты. Класс экспозиции – ХС1. Категория долговечности здания – S4. Пролет плиты в осях – 6 м, ширина – 0,78 м. Опалубочный чертеж и поперечное сечение плиты приведены на рис. 4 и рис. 5.

Плита изготавливается по стендовой технологии. Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие С20/25, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. Класс бетонной смеси по консистенции S2. Относительная влажность воздуха – RH=70%. Способ натяжения арматуры – механический на упоры стенда. Средняя прочность бетона в момент передачи усилия предварительного обжатия на бетон $f_{ck}(t)$ (передаточная прочность) принято равной $0.8f_{ck}$.

В качестве напрягаемой арматуры принят тип стержневой арматуры Вр-II по ГОСТ 7348. Для ненапрягаемой арматуры сварных каркасов и сеток принята стержневая арматура класса Вр-I.

На плиту действуют постоянные и переменные воздействия. Постоянные включают грунтовку праймером «Аутакрин», цементно-песчаную стяжку, собственный вес плиты ($g_d=1,42$ Кн/м). Переменные – функциональную нагрузку ($q_d=2,8$ кН/м).

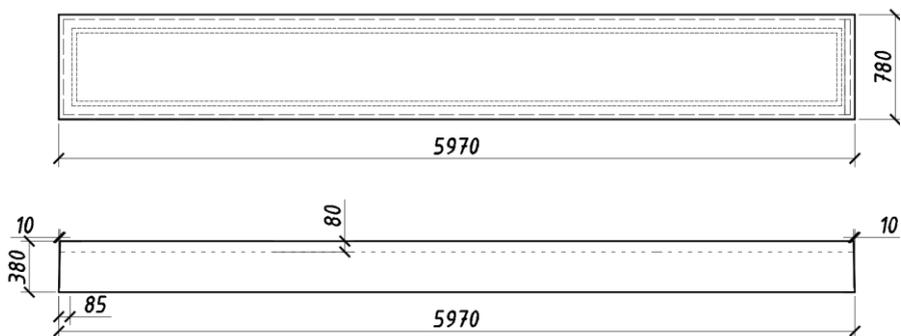


Рисунок 4 - Опалубочный чертеж плиты покрытия

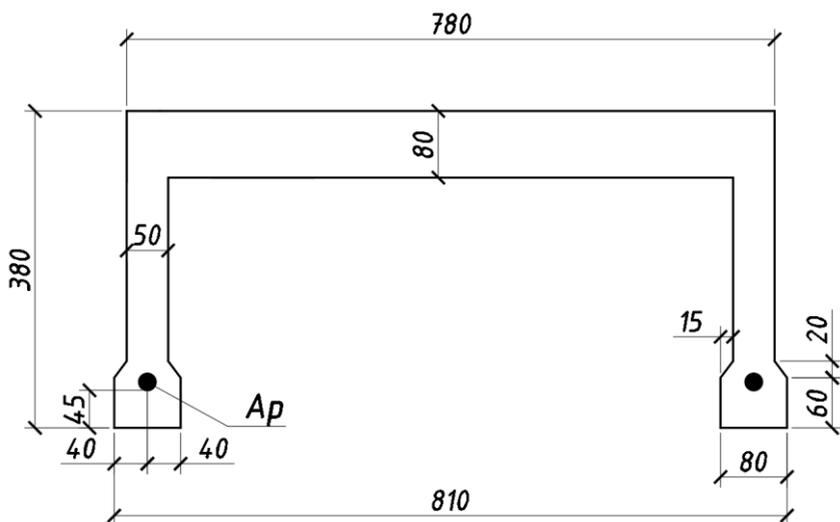


Рисунок 5 - Поперечное сечение плиты

Нами выполнены проверочные расчеты лотков по СП 5.03.01-2020 на несущую способность и эксплуатационную пригодность. Результаты проверочных расчетов показали достаточную несущую способность лотков при действующих нагрузках и воздействиях. Расчётные прогибы не превышают предельные нормативные значения. Ширина раскрытия трещин при фактически действующих нагрузках не превышает предельную величину.

Научное издание

**СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ
РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы
80-й студенческой
научно-технической конференции

21 мая 2024 г.