

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

УДК 624-2/9

УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ЗОНЕ СРЕЗА

А.С. КОЛОДИНСКАЯ, М.А. МИХНО

(Представлено: канд. техн. наук Е.Д. ЛАЗОВСКИЙ)

Рассматривается усиление в зоне среза конструкции с увеличением её поперечного сечения путем устройства наращивания, железобетонных обойм, рубашек, а также с помощью наклейки высокопрочных фиброармированных пластиков и изменение расчетной схемы.

Любая строительная конструкция имеет свойство изнашиваться. Обычно к усилению конструкции прибегают после повреждения, в результате которого снизилась ее несущая способность. Технологии усиления строительных конструкций можно поделить на три большие группы. Первый метод приводит к увеличению площади приложения сил, иными словами – к повышению площади поперечного сечения рабочей арматуры, второй, основан на применении высокопрочных материалов нового поколения. Так как усиление конструкции достаточно дорогое и трудоемкое мероприятие, то хорошей альтернативой в этом вопросе будет изменение расчетной схемы, т.е. возможность обеспечить дальнейшую надежную эксплуатацию строительных конструкций без усиления путем изменения условий их работы.

В каждом конкретном случае выбор метода усиления конструкции производится с учетом возможности достижения требуемого значения ее прочности, а также с учетом требований экономичности и технологичности. На выбор способа усиления железобетонных конструкций также влияют такие факторы, как агрессивность внешней среды, требуемая степень огнестойкости, возможность уменьшения габаритов помещения, необходимость остановки производства, унификация и требования экологии.

Для усиления железобетонных конструкций под нагрузкой применяют обоймы с однородным и двухрядным расположением арматуры и рубашки. При однорядном размещении дополнительная арматура может соединяться с основной сваркой либо без сварки при передаче воздействий через силы сцепления «старого» и «нового» бетонов. При усилении элементов большой несущей способности (больших размеров сечений) может применяться как однорядное, так и двухрядное расположение арматуры. В последнем случае устойчивость стержней обеспечивается либо установкой анкеров, заделываемых в тело усиливаемой конструкции, либо постановкой шпилек, соединяющих плоские каркасы в объемный каркас.

Конструкции рубашек представляют собой обетонки, не замкнутые с одной стороны. Они армируются продольной и поперечной арматурой, часть которой является рабочей, а часть ставится конструктивно (рис. 1, в, г). Поперечная арматура рубашек выполняется в виде отдельных стержней или открытых хомутов. Железобетонные рубашки должны покрывать всю арматуру и иметь надежное сцепление с ней, обволакивая ее. Если рубашки устанавливаются только на поврежденных участках усиливаемых элементов, то их необходимо распространять на неповрежденные части не менее длины анкеровки продольной арматуры рубашки, не менее пяти толщин стенок рубашки, не менее ширины грани или диаметра усиливаемого элемента и не менее 500 мм [1].

Обоймы (рис. 2, в) устраиваются замкнутыми, благодаря чему они охватывают усиливаемый элемент со всех граней. При происходящей усадке обоймы плотно зажимают элемент, увеличивая надежность связи, и работают с усиливаемой конструкцией как единое целое. Это свойство обойм очень ценно, так как даже при некачественном производстве работ гарантируется совместность работы обойм с усиленными или исправленными элементами конструкций.

Усиление наращиванием (рис. 1, д, е) заключается в том, что усиливаемая конструкция увеличивается по высоте или ширине (снизу, с боков или сверху усиливаемого элемента).

Для прикрепления дополнительной арматуры к существующему сечению элемента вскрывается защитный слой бетона вплоть до соответствующей арматуры конструкции, которая оголяется. К оголенной арматуре привариваются новые стержни добавочной арматуры посредством специальных отгибов или коротышей. Применение коротышей позволяет приварить новую арматуру непосредственно около существующей арматуры конструкции, создав зазор между ними в толщину коротыша. Совместная работа старого бетона и нового обеспечивается путём устройства в бетоне насечек, поперечных шпонок.

В случае необходимости значительного увеличения высоты наращивания применяются специальные приваренные отгибы, вертикальные и наклонные хомуты и крючки. Иногда отгибы устраиваются на концах самой добавочной арматуры. Таким образом, к оголенной существующей арматуре приваривается новая арматура, после чего устанавливаются соответствующие короба опалубки и производится бетонирование наращивания.

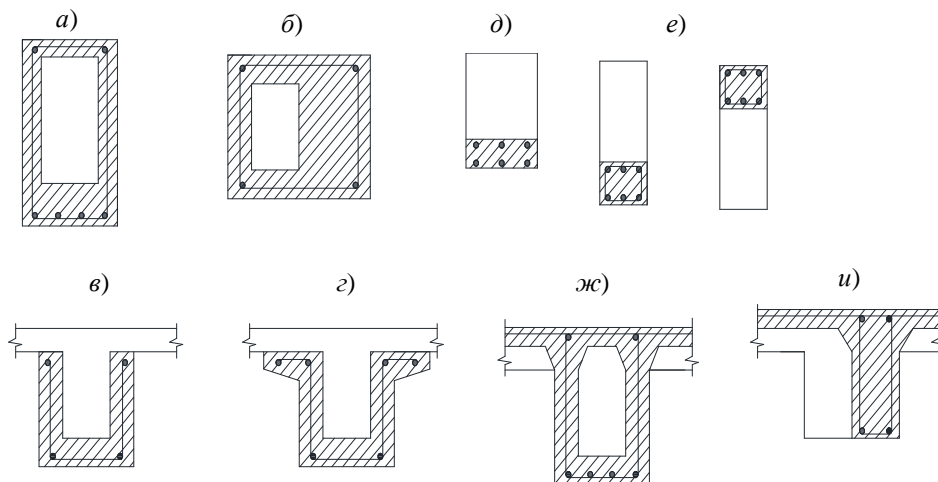


Рис. 1. Конструкции усиления путём обетонирования с добавочной арматурой:
a – обойма; *б* – обойма с утолщённой одной стороной; *в*, *г* – трехсторонняя рубашка;
д – одностороннее наращивание снизу; *е* – одностороннее наращивание сверху;
ж – замкнутая обойма с одновременным усилением плиты;
и – одностороннее боковое наращивание при одновременном усилении плиты перекрытия

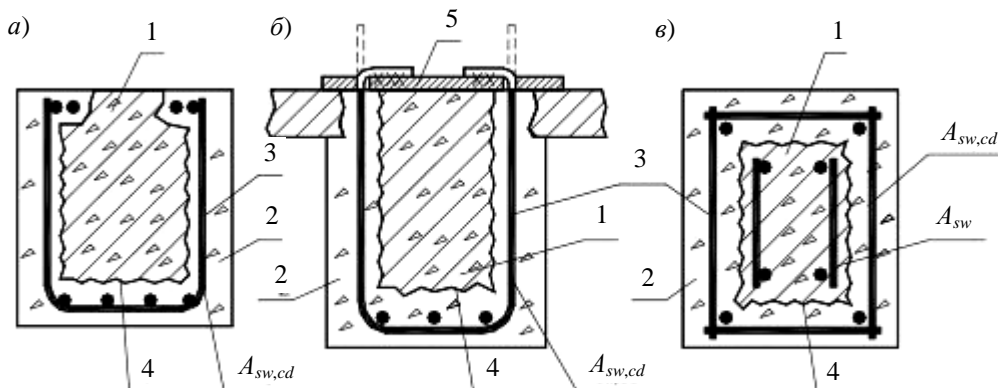


Рис. 2. Усиление зоны среза конструкций увеличением поперечного сечения:
a – рубашкой при прямоугольном сечении; *б* – рубашкой при тавровом сечении; *в* – обоймой;
1 – усиливаемая конструкция; 2 – монолитный бетон; 3 – дополнительная поперечная арматура;
4 – насечка поверхности; 5 – анкерная пластина

Усиление железобетонных конструкций с помощью эффективной современной технологии – наклейки высокопрочных фиброармированных пластиков (далее – ФАП). Правильное использование этих материалов дает следующие значительные преимущества по сравнению с традиционными материалами и методами усиления:

- малый собственный вес элементов усиления;
- малые габаритные размеры и отсутствие выступающих частей;
- легкость транспортировки;
- высокие прочностные характеристики материалов;
- в сочетании с усиливаемой конструкцией хорошо воспринимают сейсмические воздействия, а также ударные и взрывные нагрузки;

- высокая стойкость к агрессивным воздействиям внешней среды;
- отсутствие коррозии;
- низкая энергоемкость и трудоемкость производства работ;
- проведение работ по усилению без перерыва движения по мостам;
- простота устройства пересечения ламелей и холстов;
- высокая степень выносливости материалов.

В большинстве случаев производство ремонтных работ с помощью углепластиков оказывается экономически более выгодным, по сравнению с традиционными способами, несмотря на высокую стоимость исходных материалов.

Наиболее часто технологии с использованием ФАП находят применение в следующих случаях:

- восстановление несущей способности элементов мостов и путепроводов при наличии дефектов, влияющих на грузоподъемность и долговечность сооружений (трещины, выщелачивание бетона, коррозия арматуры);
- повышение несущей способности и уменьшение прогибов элементов пролетных строений, требующих усиления в связи с увеличением временной нагрузки;
- для значительного увеличения сопротивления ударным и динамическим нагрузкам;
- сохранение несущей способности конструкций при изменении расчетных схем;
- повышение сейсмостойкости сооружений.

Наиболее распространенными формами применяемых для усиления композиционных материалов являются холсты различного плетения и полосы (ламинаты). Холсты представляют собой гибкую ткань с одно- или двунаправленным расположением волокон. При установке на конструкцию они утапливаются в полимерный слой – матрицу, обеспечивающую их плотное прилегание к усиливаемой конструкции. Такой способ применения композиционных материалов называется «по месту».

Полосы или ламинаты – это изготовленные в заводских условиях изделия из ФАП, непосредственно приклеиваемые на заранее подготовленную поверхность усиливаемой конструкции. Объемное содержание армирующих волокон в полимерной матрице колеблется от 25...35 % в холстах, до 50...70 % в ламинатах.

Холсты предназначены для усиления элементов конструкций, в которых возникают значительные по величине растягивающие и касательные напряжения от суммарных эксплуатационных нагрузок. Этот материал применяется при усилении опор и пролетных строений мостов, имеющих сложную конфигурацию или поперечное сечение (круг, тавровые и коробчатые сечения), где применение лент (ламинатов) затруднено.

Таким образом, каждая из рассмотренных технологий усиления имеет свои преимущества и недостатки. При выборе метода усиления конструкции в конкретных условиях необходимо учитывать приемлемость того или иного метода с точки зрения технического состояния усиливаемой конструкции, агрессивности, пожаро- и взрывоопасности среды, возможности достижения необходимой степени увеличения прочности, выполнения усиления без остановки производства, в минимальные сроки, с минимальным уменьшением габаритов помещения, технологичности и экономичности, эстетичности и др.

ЛИТЕРАТУРА

1. Железобетонные каркасы [Электронный ресурс]. – 2015. – Режим доступа: <http://beton-karkas.ru/index.php/2009-10-13-08-09-56/65-2009-09-29-09-17-50/98-2009-09-29-10-33-20>. – Дата доступа: 25.09.2015.
2. Усиление железобетонных конструкций: пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84*. – Минск: Минстрой-архитектуры, 1998. – 189 с.
3. Лазовский, Д.Н. Проектирование реконструкции зданий и сооружений: учеб.-метод. компл. для студ. специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»: в 3 ч. / Д.Н. Лазовский; М-во образования Респ. Беларусь, Полоцк. гос. ун-т. – Новополоцк: ПГУ, 2008. – Ч. 2: Оценка состояния и усиление строительных конструкций. – 335 с.
4. Пецольд, Т.М. Прочность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза / Т.М. Пецольд, Е.Д. Лазовский // Проблемы современного бетона: материалы 3 междунар. симпоз.: в 2-х т. Т. 1. – Минск: Минскпроект, 2011. – С. 288–297.

УДК 624-2/9

ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ,
УСИЛЕННЫХ В ЗОНЕ СРЕЗА

А.С. КОЛОДИНСКАЯ, М.А. МИХНО

(Представлено: канд. техн. наук Е.Д. ЛАЗОВСКИЙ)

Рассматривается описание трех групп методов расчета усиленных конструкций в зоне среза такие как методы ферменной аналогии, группа методов, связанных со статистической оценкой, группа методов, базирующаяся на равновесии внутренних усилий и внешних воздействий, а также проведенные исследования, показавшие, насколько данные методы применимы.

После повреждения конструкции требуется ее усиление. На данный момент известно различное множество методов усиления, например, увеличение поперечного сечения путем устройства наращивания, железобетонных обойм, рубашек, а также с помощью эффективной современной технологии – наклейки высокопрочных фиброармированных пластиков. В то же время мы ограничиваемся небольшим количеством методов расчета усиленных конструкций. Существует три группы методов расчета, однако по новым нормам используется лишь один метод – это метод ферменной аналогии.

При действии внешних нагрузок у железобетонных элементов выделяются две характерные зоны, которые отличаются между собой влиянием одного из действующих внутренних усилий и особенностями напряженно-деформированного состояния. В железобетонном элементе возникает изгибающий момент в пролете, а главные нормальные напряжения имеют продольную ориентацию. Бетон в сжатой зоне и арматура в растянутой находятся в одноосном напряженно-деформированном состоянии. В зоне среза, где действуют значительные поперечные усилия, под воздействием касательных напряжений главные нормальные напряжения ориентированы под углом к его продольной оси, а продольная и поперечная арматура и бетон испытывают двухосное напряженно-деформированное состояние. Существенное влияние на напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов в зоне среза оказывает комбинация продольного, поперечного усилий, а также и изгибающего момента.

Можно выделить несколько видов разрушения железобетонных элементов в зоне среза [1–3], в основном это наклонные трещины (рис. 1), сопровождающиеся дроблением бетона в сжатой зоне: разрушение в растянутой зоне вследствие текучести продольной арматуры в месте ее пересечения критической наклонной трещиной (а); потеря сцепления продольной арматуры с бетоном в зоне среза (б); разрушение по бетону сжатой зоны в вершине критической наклонной трещины (в); разрушение по наклонной трещине вследствие достижения поперечной арматурой предела текучести (г); разрушение по бетону между наклонными трещинами, например, в тавровых и двутавровых элементах с тонкой стенкой, развитыми армированными полками и значительным поперечным армированием в зоне среза (д); разрушение в результате раздробления бетона в полосе, образованной наклонными трещинами, соединяющими опорную и грузовую площадки (е), характерно для консолей и коротких элементов, с пролетом среза менее $1, 2d$, где d – рабочая высота поперечного сечения железобетонного элемента, мм.

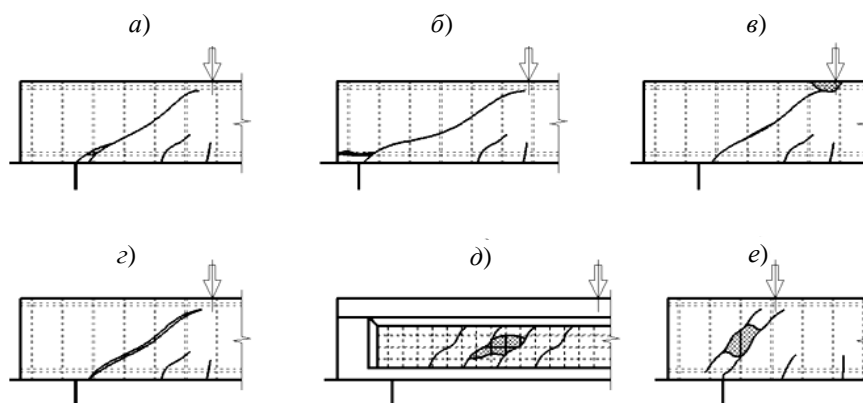


Рис. 1. Характерные виды разрушения железобетонных элементов в зоне среза

Несмотря на большое количество методов расчета, каждый из них имеет как свои преимущества, так и недостатки. Однако все они базируются на учете только одного преимущественного внутрен-

него усилия, в то время как влияние других составляющих комбинации данных усилий учитывалось косвенно. Одним из них является метод, базирующийся на равновесии внутренних усилий и внешних воздействий [4] (рис. 2). Данный метод широко используется в Беларуси из-за своей простоты и наглядности применения, а также включен в нормы проектирования.

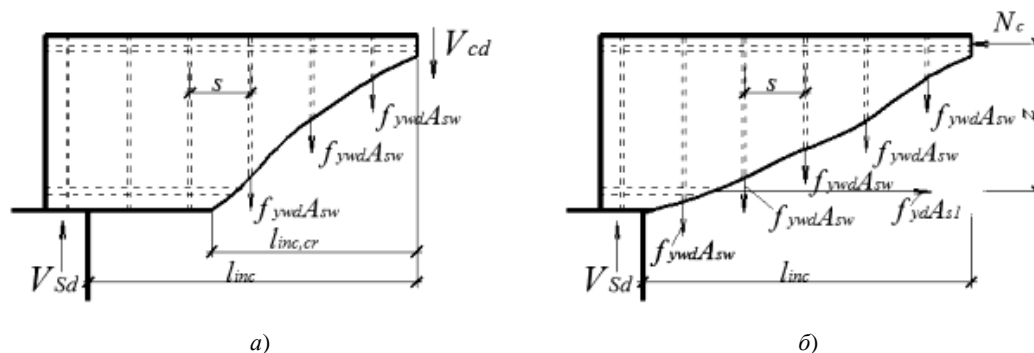


Рис. 2. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы (а) и изгибающего момента (б)

В рамках другого метода железобетонный изгибаемый элемент рассматривают в качестве раскосной фермы, имеющей параллельные пояса, в которой в качестве нижнего растянутого пояса выступает рабочая растянутая арматура, а в качестве верхнего сжатого – бетон в сжатой зоне. В качестве растянутых раскосов представлена поперечная арматура и отгибы, а сжатые – бетон, находящийся между двумя образованными наклонными трещинами [4] (рис. 3). Однако данный метод в ряде случаев дает заниженный результат, что приводит к перерасходу материала.



Рис. 3. Расчетная схема зоны среза изгибаемого железобетонного элемента по методу ферменной аналогии

Третья группа – это методы, связанные со статистической оценкой, основанные на большой выборке опытных данных с малым шагом варьируемых параметров. Основной проблемой данного метода является отсутствие наглядности, а также значительные затраты в проведении экспериментальных исследований [4].

Для решения поставленных задач были проведены **экспериментальные исследования** работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза. Для этого были запроектированы, изготовлены и испытаны вплоть до разрушения опытные образцы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза, что позволило получить новые экспериментальные данные о характере разрушения, особенностях деформирования, образования и развития трещин изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза (в том числе под нагрузкой) при различных способах усиления, что подтвердило правильность принятых предпосылок и результатов теоретических исследований.

Усиливали элементы при помощи дополнительной предварительно напряженной арматуры, а также методом наращивания с боковых граней и установкой дополнительной арматуры соответственно. Стоит заметить, что пространство между дополнительной предварительно напряженной арматурой и старым бетоном не заполнялось. Таким образом, арматура работала без сцепления с бетоном [4].

Для сопоставления с результатами экспериментальных данных расчет прочности усиленных в зоне среза опытных образцов производился по методу предельных равновесий (по наклонной трещине),

методу ферменной аналогии, методике расчета усиленных в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов. Результаты расчета и их сопоставление с опытными данными приведены в таблице [4].

Сопоставление результатов расчета поперечного усилия V_{th} соответствующего прочности опытных образцов, с соответствующими опытными данными V_{exp}

Шифр образца	Опытные (экспериментальные) данные	Метод предельных равновесий		Метод ферменной аналогии		Метод расчета усиленных в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов	
	V_{exp} , кН	V_{th} , кН	V_{exp}/V_{th}	V_{th} , кН	V_{exp}/V_{th}	V_{th} , кН	V_{exp}/V_{th}
Б-I-1	283,3	281,05	1,01	50,34	5,63	–	–
Б-II-2	482,8	398,01	1,21	143,44	3,37	–	–
Б-I-3	460,8	398,01	1,16	143,44	3,21	384	1,20
Б-II-1	244,5	252,5	0,97	50,34	4,86	–	–
Б-II-2	351,4	351,74	1,00	143,44	2,45	–	–
Б-II-3	335,6	351,74	0,95	143,44	2,34	344,7	0,97
Б-III-1	184,8	224,5	0,82	50,34	3,67	–	–
Б-III-2	315,6	323,7	0,97	143,44	2,20	–	–
Б-III-3	295,4	323,7	0,91	143,44	2,06	316,7	0,93
Б-IV-1	71,12	72,7	0,98	12,64	5,63	–	–
Б-IV-2	127,53	147,2	0,87	37,92	3,36	92,41	1,38
Б-IV-3	129,98	147,2	0,88	37,92	3,43	92,41	1,41
Б-IV-4*	112,81	159,6	0,71	37,92	2,97	–	–

В заключение исследования делаем *выводы*, что существуют различные способы усиления железобетонных элементов в зоне среза, которые повышают как трещиностойкость так и прочность элементов. Наиболее эффективные способы – это увеличение поперечного сечения в зоне среза при помощи устройств железобетонных рубашек, обойм, а также наращивание с одной или двух сторон. Также отличный результат достигается путем установки дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры в специально выполненные вертикальные каналы и закреплением по концам.

Что касается методов расчета, то из полученных данных можно сделать вывод, что наиболее приближенные результаты показал метод предельных равновесий (по наклонной трещине). Метод ферменной аналогии, в свою очередь, дает отличные от первого метода результаты. Это связано с применением в данном методе других коэффициентов, которые дают заниженный результат, приводящий к перерасходу материала, вследствие чего возникает большая надежность усиленных элементов. Однако, несмотря на использование нами метода предельных равновесий, в нормах, на которые перешли в Республике Беларусь, используется метод ферменной аналогии. Из этого можно сделать вывод, что необходима адаптация методики ферменной аналогии, либо использование применявшихся ранее методов, основанных на общей деформационной модели.

ЛИТЕРАТУРА

1. Климов, Ю.А. Теория и расчет прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных элементов при действии поперечных сил: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Ю.А. Климов; КОТКЗИСИ. – Киев, 1992. – 502 с.
2. Колтунов, А.И. Прочность и трещиностойкость по наклонным сечениям изгибаемых железобетонных элементов с поперечной арматурой класса Ат600с: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.И. Колтунов; Полоц. гос. ун-т. – Новополоцк, 1998. – 153 с.
3. Залесов, А.С. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в зоне действия поперечных сил / А.С. Залесов, И.А. Титов // Строительные конструкции и теория сооружений. – Минск: БПИ, 1977. – Вып. 2. – С. 42 – 47.
4. Пецольд, Т.М. Методика расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза / Т.М. Пецольд, Е.Д. Лазовский, Д.О. Глухов // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Серия Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2012. – № 16. – С. 40–45.

УДК 624.072

О ВЛИЯНИИ ПРОДОЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ НА ПАРАМЕТРЫ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ БЕСШАРНИРНОЙ АРКИ

Р.А. РАДКЕВИЧ

(Представлено: канд. техн. наук, доц. Л.С. ТУРИЩЕВ)

Для двух схем нагружения бесшарнирной арки изучается влияние продольных деформаций на параметры её напряженно-деформированного состояния (НДС) в зависимости от двух параметров расчетной схемы арки, характеризующих степень пологости очертания оси арки и степень массивности тела арки. Установлена существенная зависимость параметров НДС от параметров расчетной схемы арки. Получение численных значений анализируемых величин осуществляется в среде MathCAD.

Широкое применение в гражданском и промышленном строительстве получили статически неопределимые арочные конструкции. Определение внутренних усилий в них обычно производится методом сил. Входящие в канонические уравнения коэффициенты и свободные члены являются перемещениями, определяются по формуле Максвелла – Мора и их величина зависит от изгибных, продольных и сдвиговых деформаций конструкции. Считается, что при расчете методом сил большинства стержневых конструкций можно ограничиваться учетом только изгибных деформаций. Но при расчете арок, как показали исследования С.А. Бернштейна [1], И.А. Рабиновича [2], В.А. Киселева [3], этого недостаточно и необходим учет продольных деформаций. Однако выполненные ими исследования были связаны с расчетом двухшарнирной арки и были проведены для частных численных схем нагружения.

Исследуем влияние продольных деформаций на параметры напряженно-деформированного состояния бесшарнирной арки в общем виде (рис. 1).

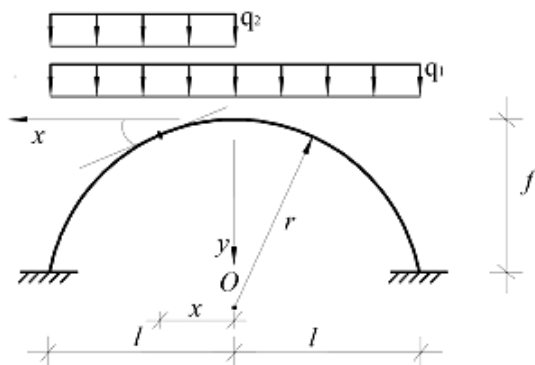


Рис. 1. Бесшарнирная арка

Рассмотрим арку кругового очертания с постоянным по длине пролета симметричным поперечным сечением. Введем следующие параметры геометрии арки:

$$\alpha = \frac{f}{l}, \quad \lambda = \frac{l}{r}, \quad r = \sqrt{\frac{I_z}{A}},$$

Первый параметр характеризует степень пологости очертания оси арки, а второй – массивность тела арки. С учетом введенных параметров закон очертания оси арки имеет вид

$$\gamma = \frac{1}{\alpha\beta} \left(1 - \sqrt{1 - \beta^2 \xi^2} \right),$$

где $\gamma = \frac{y}{f}$, $\xi = \frac{x}{l}$ – безразмерные координаты сечения.

Рассмотрим две схемы нагружения арки равномерно-распределенной нагрузкой – по длине всего пролета и по длине половины пролета. Расчет арки осуществляется методом сил с использованием трех вариантов основной системы – трехшарнирная арка, кривой брус с балочной схемой опирания и кривой брус с консольной схемой опирания.

Канонические уравнения метода сил для всех трех вариантов имеют вид:

$$\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \Delta_{1P} = 0;$$

$$\delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \Delta_{2P} = 0;$$

$$\delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \Delta_{3P} = 0.$$

Для возможности исследования влияния продольных деформаций на параметры НДС арки формуле Максвелла – Мора при определении коэффициентов и свободных членов канонических уравнений придается вид

$$\delta_{ij}(\alpha, \lambda) = I_{ij}^M \left(1 + \frac{I_{ij}^N}{I_{ij}^M} \right), \quad \Delta_{iP}(\alpha, \lambda) = I_{iP}^M \left(1 + \frac{I_{iP}^N}{I_{iP}^M} \right), \quad (i, j = 1, 2, 3),$$

где I_{ij}^M, I_{iP}^M – интегралы учитывающие влияние изгибных деформаций; I_{ij}^N, I_{iP}^N – интегралы, учитывающие влияние продольных деформаций.

Тогда выражения, стоящие в скобках, характеризуют количественно влияние продольных деформаций на коэффициенты и свободные члены в зависимости от двух параметров геометрии арки.

Это позволило в дальнейшем оценить влияние поведения этих параметров на относительное изменение величин изгибающих моментов и продольных сил вследствие учета продольных деформаций:

$$\Delta M(\xi, \alpha, \lambda) = \frac{M(\xi, \alpha, \lambda) - M_M(\xi, \alpha, \lambda)}{M(\xi, \alpha, \lambda)};$$

$$\Delta N(\xi, \alpha, \lambda) = \frac{N(\xi, \alpha, \lambda) - N_M(\xi, \alpha, \lambda)}{N(\xi, \alpha, \lambda)},$$

где M, N – безразмерные изгибающие моменты и продольные силы арки, найденные с учетом изгибных и продольных деформаций; M_M, N_M – безразмерные изгибающие моменты и продольные силы арки, найденные с учетом только изгибных деформаций.

На рисунке 2 приведены графики зависимости изменения величин изгибающих моментов и продольных сил для первого варианта основной системы при нагружении арки по длине всего пролета.

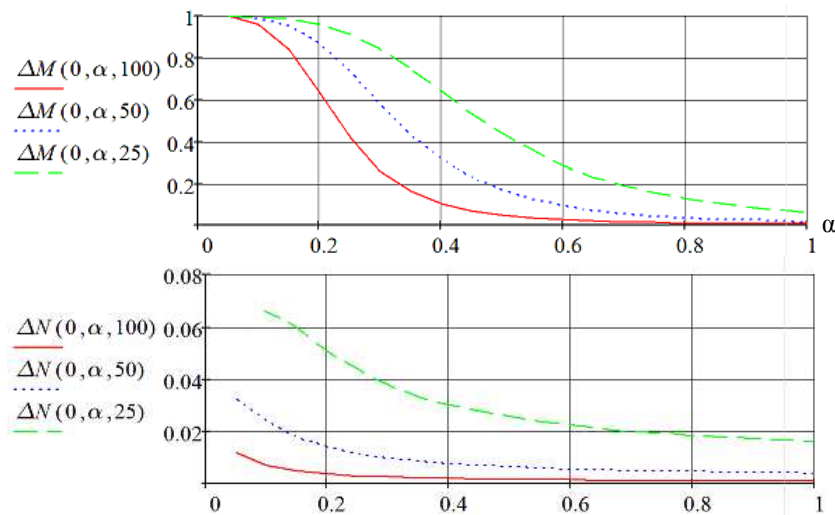


Рис. 2. Зависимости изменения величин изгибающих моментов и продольных сил от параметров арки

Графики построены в интегрированной среде MathCAD. Аналогичные графики построены для второй схемы нагружения, а также для других вариантов основной системы.

Анализ полученных зависимостей позволяет сделать следующие выводы:

- учет влияния продольных деформаций при определении параметров НДС существенным образом зависит от параметра α , характеризующего степень пологости арки и параметра λ , характеризующего массивность тела арки;

- учет влияния продольных деформаций при определении параметров НДС зависит от выбора варианта основной системы метода сил;
- учет влияния продольных деформаций при определении параметров НДС практически не зависит от вида нагружения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бернштейн, С.А. Основы расчета статически неопределимых систем / С.А. Бернштейн. – М.: Стройиздат, 1936. – 223 с.
2. Рабинович, И.М. Курс строительной механики / И.М. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1954. – Ч. 2: Статически неопределимые системы. – 543 с.
3. Киселев, В.А. Строительная механика / В.А. Киселев. – М.: Стройиздат, 1986. – 520 с.

УДК 624.072

**О ВЛИЯНИИ ВЫБОРА ВАРИАНТА
ОСНОВНОЙ СИСТЕМЫ МЕТОДА СИЛ ДЛЯ БЕСШАРНИРНОЙ АРКИ
НА УСТОЙЧИВОСТЬ РЕШЕНИЯ КАНОНИЧЕСКИХ УРАВНЕНИЙ**

Р.А. РАДКЕВИЧ

(Представлено: канд. техн. наук, доц. Л.С. ТУРИЩЕВ)

Исследуется зависимость результатов расчета бесшарнирной арки методом сил от вариаций коэффициентов и свободных членов канонических уравнений вследствие неизбежных отличий параметров реальных арок от параметров их расчетных схем, возникающими как при возведении, так и в ходе эксплуатации арок конструкций. Установлено, что устойчивость решения канонических уравнений вследствие вариаций коэффициентов и свободных членов существенным образом зависит от выбранного варианта основной системы.

Классическим методом расчета бесшарнирной арки, являющейся три раза статически неопределимой системой, является метод сил.

Канонические уравнения метода сил для бесшарнирной арки имеют вид

$$\begin{aligned}\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \Delta_{1P} &= 0; \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \Delta_{2P} &= 0; \\ \delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \Delta_{3P} &= 0\end{aligned}\tag{1}$$

и представляют собой систему линейных неоднородных алгебраических уравнений (СЛАУ).

Важной проблемой, возникающей при решении канонических уравнений, является устойчивость решений уравнений, то есть их зависимость от вариаций коэффициентов и свободных членов. Такие вариации при расчете бесшарнирной арки могут возникать вследствие неизбежных отличий реальных параметров арки при ее возведении и их последующих изменений в ходе эксплуатации по сравнению с параметрами расчетной схемы, использованной при проектировании конструкции.

Оценка устойчивости решений канонических уравнений метода сил принято производить с помощью числа обусловленности [1]

$$\mu = |\tilde{D}(\delta)|,\tag{2}$$

являющегося нормированным определителем матрицы коэффициентов (1).

Считается, что если

$$0,05 \leq \mu \leq 1,$$

то решения канонических уравнений метода сил устойчивы.

Однако в работе [2] на примере расчета рамной конструкции методом сил, взятом из учебника В.И. Федосьева [3], показано, что, несмотря на значение числа обусловленности, свидетельствующего об

устойчивости решений канонических уравнений, при определенном сочетании знаков вариаций коэффициентов и свободных членов, решения становятся неустойчивыми.

Оценивается устойчивость решений уравнений (1) с использованием числа обусловленности (2) и методики, предложенной в [2]. Рассматривается бесшарнирная арка кругового очертания с постоянным симметричным поперечным сечением. Арка нагружена по длине пролета равномерно-распределенной нагрузкой (рис. 1).

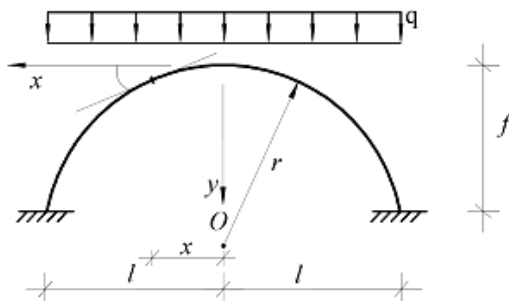


Рис. 1. Бесшарнирная арка

При расчете арки методом сил используются три варианта основной системы – трехшарнирная арка, кривой брус с балочной схемой опирания и кривой брус с консольной схемой опирания. Канонические уравнения метода сил для всех трех вариантов имеют вид (1).

В случае использования первого варианта основной системы канонические уравнения (1) с учетом полученных безразмерных значений для коэффициентов и свободных членов принимают вид

$$\begin{aligned} 5,13X_1 + 2,14X_2 - 1,34X_3 &= 0,12; \\ 2,14X_1 + 13,85X_2 + 2,14X_3 &= 0,31; \\ -1,34X_1 + 2,14X_2 + 5,13X_3 &= 0,12. \end{aligned} \quad (3)$$

Решая (3), найдем следующие значения основных неизвестных:

$$X_1 = 0,022, \quad X_2 = 0,015, \quad X_3 = 0,022,$$

которые являются безразмерными значениями изгибающих моментов в опорных сечениях (X_1 , X_3) и замковом сечении (X_2).

Число обусловленности системы уравнений (3) равняется

$$\mu = 0,351,$$

что свидетельствует об устойчивости полученных решений.

Проверим устойчивость значения опорного момента X_3 согласно [2].

Используя формулы Крамера, запишем основное неизвестное в виде

$$X_3 = \frac{D_3}{D}.$$

Наиболее неблагоприятное сочетание знаков вариаций элементов определителей D_3 и D , согласно [2], соответствует таблице

$$\begin{vmatrix} + & - & + \\ - & + & - \\ - & + & - \end{vmatrix}.$$

Основными причинами вариаций коэффициентов и свободных членов канонических уравнений метода сил могут быть отклонения геометрических размеров реальных конструкций от их проектных значений, разброс и изменение механических характеристик конструкционных материалов, отличия внешних нагрузок от их расчетных значений. Следовательно, они оказывают одинаковое влияние на вариации величин коэффициентов и свободных членов и можно принять модуль этих вариаций одинаковым.

Тогда определитель D_3 и D с учетом возможных одинаковых по модулю вариаций его элементов, принимают вид

$$D_3(\varepsilon) = \begin{vmatrix} 5,13 \cdot (1+\varepsilon) & 2,14 \cdot (1-\varepsilon) & 0,12 \cdot (1+\varepsilon) \\ 2,14 \cdot (1-\varepsilon) & 16 \cdot (1+\varepsilon) & 0,31 \cdot (1-\varepsilon) \\ -1,34 \cdot (1-\varepsilon) & 2,14 \cdot (1+\varepsilon) & 0,12 \cdot (1-\varepsilon) \end{vmatrix};$$

$$D_3(\varepsilon) = \begin{vmatrix} 5,13 \cdot (1+\varepsilon) & 2,14 \cdot (1-\varepsilon) & -1,34 \cdot (1+\varepsilon) \\ 2,14 \cdot (1-\varepsilon) & 16 \cdot (1+\varepsilon) & 2,14 \cdot (1-\varepsilon) \\ -1,34 \cdot (1-\varepsilon) & 2,14 \cdot (1+\varepsilon) & 5,13 \cdot (1-\varepsilon) \end{vmatrix}.$$

Рассматривая основное неизвестное X_3 как функцию от вариации ε , получим график изменения его величины при значениях вариации величин его элементов, не превышающих 1 % (рис. 2).

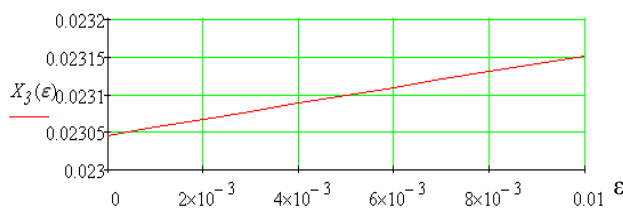


Рис. 2. Зависимость величины X_3 от вариации ε для первого варианта основной системы

Из приведенного графика видно, что величина опорного момента X_3 не претерпевает существенных изменений по величине. Изменение величины опорного момента при вариации коэффициентов и свободных членов в 1 % составляет

$$\frac{X_3(0,01) - X_3(0)}{X_3(0)} \cdot 100 \% = 0,457 \%$$

Сделаем аналогичный анализ изменения величины опорного момента X_3 при расчете арки методом сил с применением двух других вариантов основной системы.

При использовании второго варианта основной системы канонические уравнения метода сил принимают вид

$$\begin{aligned} 13,85X_1 + 9,06X_2 + 9,06X_3 &= -6,62; \\ 9,06X_1 + 10,73X_2 + 4,27X_3 &= -4,26; \\ 9,06X_1 + 4,27X_2 + 10,73X_3 &= -4,26. \end{aligned} \quad (4)$$

Решая (4), найдем следующие значения основных неизвестных

$$X_1 = -0,513, \quad X_2 = 0,022, \quad X_3 = 0,022,$$

которые являются безразмерными значениями распора арки (X_1) и изгибающих моментов в опорных сечениях (X_2 , X_3) и замковом сечении.

Число обусловленности системы уравнений (3) равняется

$$\mu = 0,065,$$

что свидетельствует об устойчивости полученных решений.

График функциональной зависимости величины опорного момента X_3 от вариации ε для второго варианта основной системы метода сил представлен на рисунке 3, из которого видно, что в отличие от первого варианта величина опорного момента уменьшается при увеличении вариации ε , а изменение его величины при вариации коэффициентов и свободных членов в 1 % составляет

$$\frac{X_3(0,01) - X_3(0)}{X_3(0)} \cdot 100 \% = 6,877 \%,$$

что свидетельствует о неустойчивости значения опорного момента X_3 .

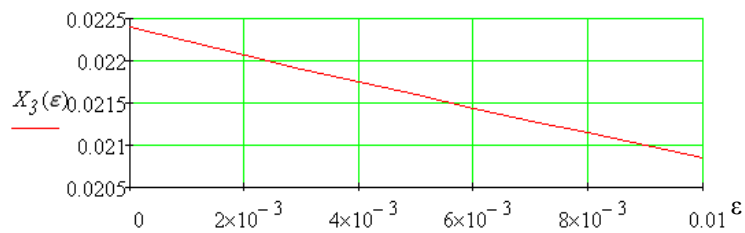


Рис. 3. Зависимость величины X_3 от вариации ε для второго варианта основной системы

При расчете арки с использованием третьего варианта основной системы метода сил канонические уравнения метода сил имеют вид

$$\begin{aligned} 13,85X_1 + 18,13X_2 + 18,13X_3 &= 11,51; \\ 18,13X_1 + 42,93X_2 + 29,98X_3 &= 34,39; \\ 18,13X_1 + 29,98X_2 + 29,98X_3 &= 21,45. \end{aligned} \quad (5)$$

Решая (5), найдем следующие значения основных неизвестных:

$$X_1 = -0,506, \quad X_2 = 1, \quad X_3 = 0,022,$$

которые являются безразмерными значениями распора арки (X_1), вертикальных опорных реакций (X_2) и опорного изгибающего момента (X_3).

Число обусловленности системы уравнений (3) равняется

$$\mu = 0,059,$$

что свидетельствует об устойчивости полученных решений.

График функциональной зависимости величины опорного момента X_3 от вариации ε для третьего варианта основной системы метода сил представлен на рисунке 4.

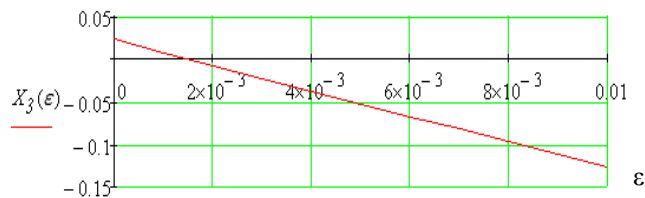


Рис. 4. Зависимость величины X_3 от вариации ε для третьего варианта основной системы

Из приведенных графиков видно, что величина опорного момента X_3 может претерпевать существенные изменения как по величине, так и по знаку. Это свидетельствует о неустойчивости значения опорного момента X_3 .

Таким образом, при расчете бесшарнирной арки методом сил устойчивость решения канонических уравнений зависит от выбора варианта основной системы. Величины основных неизвестных могут претерпевать как существенные количественные, так и качественные изменения при незначительных вариациях коэффициентов и свободных членов канонических уравнений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Филин, А.П. Матрицы в статике стержневых систем / А.П. Филин. – М.: Стройиздат, 1966. – 438 с.
2. Петров, Ю.П. Как получать надежные решения систем уравнений / Ю.П. Петров. – СПб.: БХВ-Петербург, 2012. – 176 с.
3. Феодосьев, В.И. Сопротивление материалов / В.И. Феодосьев. – М.: Наука, 1979. – 559 с.

УДК 624.072

ДИФФЕРЕНЦИАЛЬНОЕ УРАВНЕНИЕ ОСИ ИСКРИВЛЕННОГО СТЕРЖНЯ ПРИ ТЕПЛОВИМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Е.А. ВОЛКОВА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. Л.С. ТУРИЩЕВ)

Демонстрируется дифференциальное уравнение оси искривленного стержня с незакрепленными концами при тепловом воздействии. Показано применение полученного уравнения для определения прогибов и углов поворота в статически определимых балках.

Рассматривается прямолинейный упругий стержень симметричного постоянного поперечного сечения с незакрепленными концами, подверженный тепловому воздействию. Так как в этом случае в поперечных сечениях стержня внутренние усилия не возникают, то стержень будет искривляться, но не изгибаться. Искривленное очертание стержня и его параметры показаны на рисунке 1.

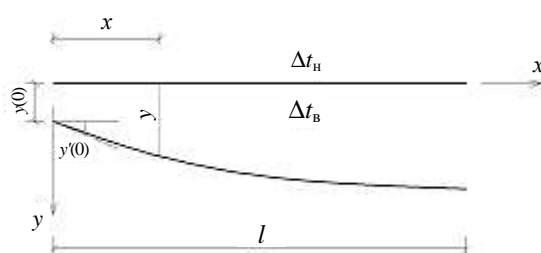


Рис. 1. Искривленное очертание стержня

Тепловое воздействие характеризуется двумя независимыми величинами – приращением внутренней температуры Δt_o и приращением наружной температуры Δt_n , а также зависимой от них величиной – приращением температуры на оси стержня Δt_o . Внутренней температурой считается более высокая температура. Скорость изменения приращения температуры по высоте поперечного сечения h определяется по формуле

$$\Delta t' = \frac{\Delta t_o - \Delta t_n}{h} \quad (1)$$

и называется удельным температурным перепадом.

В соответствии с гипотезой плоских сечений схема тепловых деформаций при искривлении элементарного участка стержня имеет вид, представленный на рисунке 2.

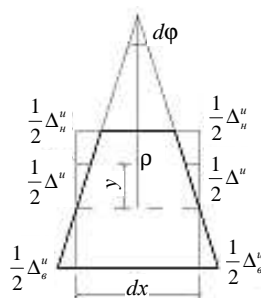


Рис. 2. Схема тепловых деформаций

где dx – длина элементарного участка стержня; $d\varphi$ – взаимный угол поворота торцов элементарного участка; ρ – радиус кривизны искривленной оси элементарного участка.

Как следует из рисунка 2, параметры геометрии элементарного участка в деформированном состоянии связаны соотношением

$$dx = \rho d\varphi, \quad (2)$$

а изменение длины произвольного волокна стержня вследствие изгиба описывается формулой

$$\Delta = yd\varphi. \quad (3)$$

Тогда относительная продольная деформация произвольного волокна, вследствие теплового изгиба стержня, с одной стороны, согласно формулам (2), (3) имеет вид

$$\varepsilon = \frac{y}{\rho}, \quad (4)$$

а с другой – согласно физическому закону изменения длины твердых тел при тепловом воздействии характеризуется формулой

$$\varepsilon = -\alpha y \Delta t', \quad (5)$$

где α – коэффициент линейного расширения конструкционного материала, из которого выполнен стержень. Приравнявая правые части формул (4) и (5), получим выражение кривизны оси искривленного стержня при тепловом воздействии:

$$\frac{1}{\rho} = -\alpha \Delta t'. \quad (6)$$

Из курса высшей математики известна следующая формула для кривизны линии:

$$\frac{1}{\rho} = \pm \frac{y''}{\left[1+(y')^2\right]^{\frac{3}{2}}}. \quad (7)$$

Поскольку для большинства практических задач углы поворота сечений малы, то величиной $(y')^2$ по сравнению с единицей можно пренебречь. Тогда, приравнявая правые части формул (6) и (7), получим приближенное дифференциальное уравнение оси искривленного стержня при тепловом воздействии

$$y'' = \mp \alpha \Delta t'. \quad (8)$$

Знак правой части (8) определяется знаком кривизны оси искривленного стержня в принятой системе координат для её изображения и зависит от того, какое волокно стержня подвергается воздействию более высокой температуры.

Уравнение (8) решается методом непосредственного интегрирования.

Проинтегрировав дважды по x , получим выражение для углов поворота сечений:

$$y' = \mp \alpha \Delta t' x + C_1 \quad (9)$$

и выражение для прогибов сечений:

$$y = \mp \alpha \Delta t' \frac{x^2}{2} + C_1 x + C_2. \quad (10)$$

Полученные формулы (9), (10) позволяют определять прогибы и углы поворота в статически определимых балках при тепловом воздействии, так как в них при таком воздействии не возникают внутренние усилия.

С целью проверки правильности полученных формул покажем их применение к определению прогибов и углов поворота сечений простой шарнирно опертой балки.

Для определения произвольных постоянных C_1 и C_2 используем граничные условия задачи:

$$y(0) = 0 \quad (11)$$

и

$$y(l) = 0. \quad (12)$$

Тогда, используя условие (11), получим

$$C_2 = 0,$$

а с помощью условия (12) найдем

$$C_1 = \alpha \Delta t' \frac{l}{2}.$$

Подставляя найденные произвольные постоянные в (9), (10), получим выражения для прогибов

$$y = -\frac{\alpha \Delta t'}{2}(x^2 - lx) \quad (13)$$

и углов поворота

$$y' = -\frac{\alpha \Delta t'}{2}(2x - l) \quad (14)$$

простой шарнирно опертой балки, возникающих при её тепловом искривлении.

Используя (13), найдем прогиб балки

$$y\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{1}{8}\alpha \Delta t' l^2,$$

а используя (14), – угол поворота левого опорного сечения балки

$$y'(0) = \frac{1}{2}\alpha \Delta t' l.$$

Полученные значения совпадают со значениями температурных перемещений, приведенными в учебной и специальной литературе по расчету конструкций на тепловые воздействия [1–3], и значениями, найденными иными способами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рабинович, И.М. Курс строительной механики / И.М. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1954. – Ч. 2: Статически неопределимые системы. – 543 с.
2. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. – М.: Стройиздат, 1960. – 1039 с.
3. Бажажнов, В.Л. Расчет конструкций на тепловые воздействия / В.Л. Бажажнов. – М.: Машиностроение, 1969. – 599 с.

УДК 624.072

ДЕФОРМАЦИОННЫЙ РАСЧЕТ СЖАТО-ИЗОГНУТОГО СТЕРЖНЯ ПРИ СОВМЕСТНОМ ПРИЛОЖЕНИИ ТЕПЛООВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ И НАГРУЗКИ

Е.А. ВОЛКОВА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. Л.С. ТУРИЩЕВ)

Представлено дифференциальное уравнение оси сжато-изогнутого стержня с произвольными закреплениями концов при совместном приложении теплового воздействия и нагрузки. Показано применение полученного уравнения для деформационного расчета балки с шарнирным опиранием концов.

Обычно принято расчет конструкций на действие нагрузки и температуры производить раздельно, а затем найденные параметры напряженно-деформированного состояния (НДС) согласно принципу суперпозиции складывать. Но такой подход справедлив только для линейно деформируемых систем. В случае же гибких конструкций необходим учет геометрической нелинейности и выполнение деформационного расчета конструкции.

Наиболее глубоко и детально изучены вопросы деформационного расчета гибких сжато-изогнутых стержней на действие нагрузки. Здесь можно отметить работы [1–3]. Однако приводимые в этих работах дифференциальные уравнения, лежащие в основе деформационного расчета сжато-изогнутых стержней, не учитывают влияние теплового воздействия на изменение параметров НДС вследствие учета геометрической нелинейности.

Рассмотрим деформационный расчет прямолинейного упругого стержня симметричного постоянного поперечного сечения с произвольными закреплениями концов, ограничивающих полностью или частично все перемещения концевых сечений. Стержень подвергается действию продольной силы N , произвольной поперечной нагрузки P и тепловому воздействию t (рис. 1).

Тепловое воздействие характеризуется двумя независимыми величинами – приращением внутренней температуры Δt_e и приращением наружной температуры Δt_n , а также зависимой от них величиной – приращением температуры на оси стержня Δt_o . Внутренней температурой считается более высокая температура. Скорость изменения приращения температуры по высоте поперечного сечения h определяется по формуле

$$\Delta t' = \frac{\Delta t_e - \Delta t_n}{h}.$$

Напряженно-деформированное состояние стержня в произвольном сечении характеризуется прогибом $y(x)$, углом поворота сечения $y'(x)$, изгибающим моментом $M(x)$, поперечной силой $Q(x)$ и постоянной продольной силой N . В начале координат НДС стержня характеризуется начальными параметрами y_0, y'_0, M_0, Q_0 и зависит от условий закрепления сечения в этом месте.

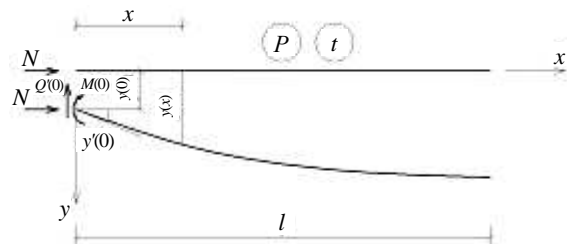


Рис. 1. Сжато-изогнутый стержень

Как было показано ранее*, кривизна искривления стержня, вызванного тепловым воздействием, описывается выражением

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_T = -\alpha \Delta t'. \quad (1)$$

Кривизна изгиба, порождаемого действием нагрузки, описывается известным из сопротивления материалов выражением

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_P = \pm \frac{M}{EI}, \quad (2)$$

где E – модуль упругости конструкционного материала стержня; I – момент инерции поперечного сечения стержня относительно оси, перпендикулярной плоскости изгиба; M – изгибающий момент, возникающий в произвольном сечении.

Тогда кривизна стержня при совместном действии температуры и нагрузки получится сложением (1) и (2) и с учетом правил знаков в координатной системе, показанной на рисунке 1, имеет вид

$$\frac{1}{\rho} = -\frac{M}{EI} - \alpha \Delta t'. \quad (3)$$

Величина момента с учетом продольной силы описывается выражением

$$M(x) = M(0) + Q(0)x + N[y - y(0)] + M_P, \quad (4)$$

где M_P – изгибающий момент, возникающий в произвольном сечении от действия поперечной нагрузки.

Подставляя в левую часть (3) приближенное выражение для кривизны линии, получим дифференциальное уравнение сжато-изогнутого стержня при совместном приложении нагрузки и теплового воздействия

$$y'' + k^2 y = -\frac{M(0) + Q(0)x - Ny(0) + M_P}{EI} - \alpha \Delta t', \quad (5)$$

где $k^2 = \frac{N}{EI}$.

* см. ст. Волкова Е.А. Дифференциальное уравнение оси искривленного стержня при тепловом воздействии, с. 113–115 в настоящем сборнике.

Полученное уравнение (5) является обыкновенным неоднородным дифференциальным уравнением второго порядка с постоянными коэффициентами и его решение имеет вид

$$y = y_1 + y_2.$$

Здесь

$$y_1 = A \sin(kx) + B \cos(kx)$$

есть общее решение однородного дифференциального уравнения, получаемого из (5), а

$$y_2 = -\frac{M(0) + Q(0)x - Ny(0) + M_p + EI\alpha\Delta t'}{k^2 EI}$$

является частным решением уравнения (5).

Выражая произвольные постоянные через начальные параметры, получим следующее решение уравнения (5):

$$y = y(0) + \frac{y'(0)}{k} \sin kx - \frac{M(0) + M_p + EI\alpha\Delta t'}{k^2 EI} (1 - \cos kx) - \frac{Q(0)}{k^3 EI} (kx - \sin kx). \quad (6)$$

Полученное решение описывает прогибы, возникающие в стержне.

Продифференцировав (6) один раз по x , получим выражение для углов поворота сечений:

$$y' = y'(0) \cos kx - \frac{M(0) + M_p + EI\alpha\Delta t'}{kEI} \sin kx - \frac{Q(0)}{k^2 EI} (1 - \cos kx). \quad (7)$$

Покажем применение полученных формул (6), (7) для деформационного расчета сжато-изогнутого стержня с конкретной схемой опирания и определения параметров НДС.

Рассмотрим простую шарнирно опертую балку при совместном действии температуры, продольной силы N и поперечной силы P , приложенной в середине пролёта. Схема балки в деформированном состоянии показана на рисунке 2.

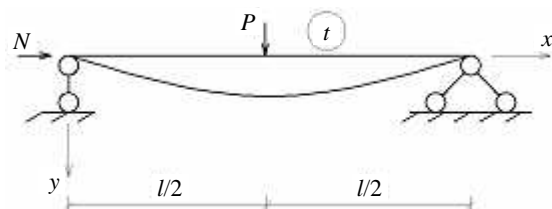


Рис. 2. Схема балки в деформированном состоянии

В соответствии с условиями закрепления балки в начале координат начальные параметры характеризуются следующими значениями:

$$y_0 = 0, y'_0 \neq 0, M_0 = 0, Q_0 = \frac{P}{2}. \quad (8)$$

С учётом (8) выражение для прогибов (6) примет вид

$$y = \frac{y'(0)}{k} \sin kx - \frac{\alpha\Delta t'}{k^2} (1 - \cos kx) - \frac{P}{2k^3 EI} (kx - \sin kx). \quad (9)$$

Из условий закрепления балки на правом конце ($x = l$) следует, что прогиб на этом конце равен нулю $y(l) = 0$.

Таким образом, имеем

$$y'(0) = \frac{P}{2EI} \frac{kl - \sin kl}{k^2 \sin kl} + \alpha\Delta t' \frac{(1 - \cos kl)}{k \sin kl}. \quad (10)$$

С учётом (10)...(18) прогибы простой шарнирной балки будут описываться выражением

$$y = \frac{Pl^3}{2EI} \frac{1}{v^3} \left[\frac{v - \sin v}{\sin v} \sin v\xi - (v\xi - \sin v\xi) \right] + \Delta t' l^2 \frac{1}{v^2} \left[\frac{1 - \cos v}{\sin v} \sin v\xi - (1 - \cos v\xi) \right], \quad (11)$$

а выражение для изгибающих моментов имеет вид

$$M = \frac{Pl}{2} \left\{ \xi + \frac{1}{v} \left[\frac{v - \sin v}{\sin v} \sin v\xi - (v\xi - \sin v\xi) \right] + \frac{2EI\alpha\Delta t'}{Pl} \left[\frac{1 - \cos v}{\sin v} \sin v\xi - (1 - \cos v\xi) \right] \right\}. \quad (12)$$

Выражения (11) и (12) записаны с использованием безразмерного параметра продольной силы $v = kl$ и безразмерной абсциссы сечения $\xi = \frac{x}{l}$.

Полагая в (11) $x = 0,5l$, найдем для балки максимальный прогиб при совместном действии температуры, продольной силы N и поперечной силы P

$$y_{\max} = y_{\max}^P \left[24F_1(v) + \frac{48}{\pi^2} \alpha\beta \frac{\Delta t}{\rho} F_2(v) \right], \quad (13)$$

где $y_{\max}^P = \frac{Pl^3}{48EI}$ – максимальный прогиб от действия поперечной силы P ; $\beta = \frac{l}{h}$ – параметр, учитывающий отношение пролета к высоте поперечного сечения балки; $\Delta t = \Delta t_g - \Delta t_n$ – параметр теплового воздействия; $\rho = \frac{P}{N_{кр}}$ – параметр уровня нагружения балки поперечной нагрузкой в долях от критической

нагрузки балки $N_{кр} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$.

Входящие в (13) функции $F_1(v)$ и $F_2(v)$ учитывают влияние продольной силы и имеют вид

$$F_1(v) = \frac{1}{v^3} \left(\frac{v - \sin v}{2 \cos \frac{v}{2}} - \left(\frac{v}{2} - \sin \frac{v}{2} \right) \right);$$

$$F_2(v) = \frac{1}{v^2} \left(\frac{1 - \cos v}{2 \cos \frac{v}{2}} - \left(1 - \cos \frac{v}{2} \right) \right).$$

Полагая в (12) $x = 0,5l$, найдем для балки максимальный момент при совместном действии температуры, продольной силы N и поперечной силы P

$$M_{\max} = M_{\max}^P \left\{ 1 + v^2 \left[12F_1(v) + \frac{4}{\pi^2} \alpha\beta \frac{\Delta t}{\rho} F_2(v) \right] \right\},$$

где $M_{\max}^P = \frac{Pl}{4}$ – максимальный прогиб от действия поперечной силы P .

ЛИТЕРАТУРА

1. Корноухов, Н.В. Прочность и устойчивость стержневых систем / Н.В. Корноухов. – М.: Стройиздат, 1949. – 375 с.
2. Лейтес, С.Д. Устойчивость сжатых стальных стержней / С.Д. Лейтес. – М.: Стройиздат, 1954. – 307 с.
3. Пиковский, А.А. Статика стержневых систем со сжатыми элементами / А.А. Пиковский. – М.: Физматгиз, 1961. – 394 с.

УДК 62-423.1:621.22.011

КРИТЕРИИ НЕОБХОДИМОСТИ ПРОВЕРКИ НА ПРОЧНОСТЬ ДВУТАВРОВОЙ БАЛКИ ПО ГЛАВНЫМ НАПРЯЖЕНИЯМ

В.С. ГАРУНОВИЧ, Е.Г. ЗАКРЕВСКАЯ
(Представлено: **В.К. РОДИОНОВ**)

Рассматриваются условия необходимости расчета стальной двутавровой балки по главным напряжениям и установление границы учета главных напряжений при расчете на прочность.

При расчёте на прочность балки при изгибе используется условие прочности по нормальным напряжениям. При расчете по допускаемым напряжениям оно имеет вид:

$$\sigma_{max} = \frac{|M_x|_{max}}{W_x} \leq \sigma_{adm}.$$

Требуемый момент сопротивления поперечного сечения:

$$W_x = \frac{|M_x|_{max}}{\sigma_{adm}}.$$

Значение W_x определяет номер двутавра.

Максимальное значение $|M_x|_{max} = W_x \cdot \sigma_{adm}$.

Подобранное поперечное сечение может быть проверено на прочность по касательным напряжениям по формуле:

$$\tau_{max} = \frac{Q_y \cdot S_x}{I_x \cdot d} \leq \tau_{adm}.$$

При довольно больших значениях поперечной силы необходима проверка по главным напряжениям. Такими опасными точками сечения двутавра являются точки на границе соединения полки и стенки двутавра, по линии 1-1, показанной на рисунке 1 схематизированного поперечного сечения двутавра.

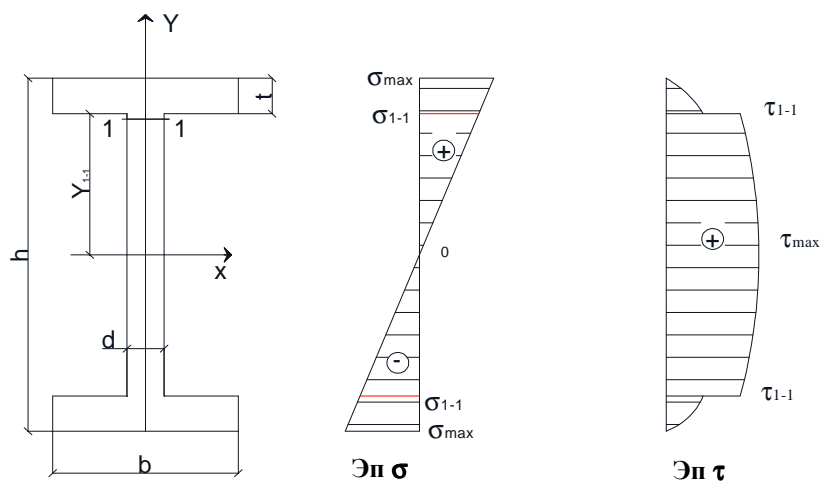


Рис. 1. Схематизированное поперечное сечение двутавра в напряжённом состоянии

Для рассмотренного напряженного состояния значение главного напряжения σ_1 определяется по формуле:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}.$$

$$\sigma_{1-1} = \frac{1}{2} \left(\frac{M_x}{I_x} y_{1-1} + \sqrt{\left(\frac{M_x}{I_x} y_{1-1} \right)^2 + 4 \left(\frac{Q_y S_x}{I_x d} \right)^2} \right);$$

$$y_{1-1} = \frac{h}{2} - t;$$

$$S_x = bt \left(\frac{h}{2} - \frac{t}{2} \right).$$

Выразим $M_x = kQ_y$, где k размерный коэффициент.

Здесь M_x в кН·см, Q_y в кН, размеры сечения в см, размерный коэффициент k также будет в сантиметрах.

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \frac{M_x}{I_x} \left[y_{1-1} + \sqrt{y_{1-1}^2 + 4 \left(\frac{bt \left(\frac{h}{2} - \frac{t}{2} \right)}{kd} \right)^2} \right].$$

Приравняв $\sigma_{1-1} = \sigma_{adm}$, можно определить k для каждого из номеров двутаврового поперечного сечения, как для условий равенства $M_x = M_{x \max}$, так и других его значений.

Вычислим значения $Q_y = \frac{M_x}{k}$ и сравниваем с заданным значением Q_y в опасном сечении, а затем определим касательное напряжение:

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot d}.$$

Примеры полученных значений k , M_x , τ_{\max} приведены в таблице.

Значения k , M_x , τ_{\max} для разных номеров двутаврового поперечного сечения балки

Номер двутавра	№ 20	№ 27	№ 40
Значение k (см)	52	70,03	92,08
Значение $M_{x \max}$ (кН·см)	2944	5936	15248
Значение τ_{\max} (МПа)	46,2	50,3	57,2

Вывод: необходимость проверки при расчете на прочность по главным напряжениям возникает при отношении $\frac{M_x}{Q_y} < k$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Феодосьев, В. И. Соппротивление материалов / В.И. Феодосьев. – М.: Наука, 1986. – 560 с.
2. Подскребко, М.Д. Соппротивление материалов / М. Д. Подскребко. – Минск: Выш. шк. 2007. – 510 с.

УДК62-423.1:621.22.011

ОСОБЫЙ СЛУЧАЙ РАСЧЕТА ДВУТАВРОВОЙ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ НА ПРОЧНОСТЬ

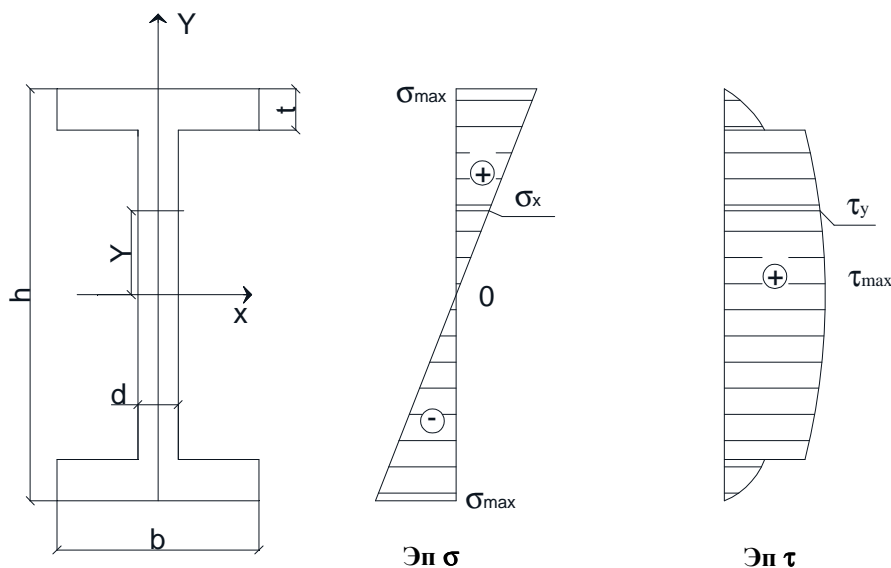
В.С. ГАРУНОВИЧ, Е.Г. ЗАКРЕВСКАЯ
(Представлено: **В.К. РОДИОНОВ**)

Доказывается, что максимумы главных напряжений могут быть в точках стенки двутавра ниже границы стыка полки и стенки. Получена зависимость определения положения опасных точек и величин главных напряжений.

В предыдущей работе* определены критерии, в каких случаях требуется проверка балки по главным напряжениям в пределах опасного сечения на стыке границы полки и стенки.

Исследуем величину главных напряжений при отношении $\frac{M_x}{Q_y} < k$.

Выразим значение главного напряжения σ_1 для изображенного напряженного состояния в схематизированном двутавровом сечении на расстоянии y от нейтральной оси.



Сечение двутавра в напряжённом состоянии

Главное напряжение

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_y^2}.$$

Нормальное напряжение σ_x на расстоянии y от нейтральной оси

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} \cdot y.$$

Касательное напряжение на расстоянии y от нейтральной оси

$$\tau_y = \frac{Q_y \cdot S'_x}{I_x \cdot d}.$$

* см. ст.: Гарунович В.С., Закревская Е.Г. Критерии необходимости проверки на прочность двутавровой балки по главным напряжениям, с. 119–120 в настоящем сборнике.

Величина статического момента отсеченной площади сечения

$$S'_x = b \cdot t \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{t}{2} \right) + d \left(\frac{h}{2} - t - y \right) \left[\frac{1}{2} \left(\frac{h}{2} - t - y \right) + y \right].$$

После преобразования имеем

$$S'_x = b \cdot t \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{t}{2} \right) + 2d \left[\left(\frac{h}{4} - \frac{t}{2} \right)^2 - \frac{y^2}{4} \right];$$

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{M_x}{I_x} y + \sqrt{\left(\frac{M_x}{I_x} y \right)^2 + 4 \left\{ \frac{M_x}{I_x} \cdot \frac{b \cdot t \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{t}{2} \right) + 2d \left[\left(\frac{h}{4} - \frac{t}{2} \right)^2 - \frac{y^2}{4} \right]}{kd} \right\}^2} =$$

$$= \frac{1}{2} \frac{M_x}{I_x} \left[y + \sqrt{y^2 + 4 \left[\frac{b \cdot t \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{t}{2} \right) + 2d \left[\left(\frac{h}{4} - \frac{t}{2} \right)^2 - \frac{y^2}{4} \right]}{kd} \right]^2} \right].$$

Исследуя функцию на экстремум и приравняв первую производную $\frac{d\sigma_1}{dy} = 0$, получаем уравнение для отыскания величины y , где главное напряжение σ_1 будет иметь максимальное значение. Но в этом уравнении будет присутствовать величина k .

Экстремальные значения $\sigma_{1\max}$ будут при таких значениях k' , когда y будет в пределах $0 < y < \frac{h}{2} - t$.

В общем виде получается весьма громоздкая зависимость, которая упрощается для конкретных номеров двутаврового поперечного сечения.

Так, для двутавра № 40 со следующими параметрами:

$$h = 40 \text{ см}, b = 15,5 \text{ см}, t = 1,3 \text{ см}, d = 0,83 \text{ см}, I_x = 19062 \text{ см}^4, W_x = 953 \text{ см}^3, S_{x0} = 545 \text{ см}^3 -$$

необходимость проверки по главным напряжениям возникает при k , удовлетворяющем следующему условию:

$$\sigma_1 = \frac{15248}{19062} \cdot (20 - 1,3) + \sqrt{\left(\frac{15248}{19062} \cdot 18,7 \right)^2 + 4 \left(\frac{15248 \cdot 15,5 \cdot 1,3 (20 - 0,65)}{k \cdot 19062 \cdot 0,83} \right)^2} = 32.$$

После преобразования левой части этого выражения имеем $66,61 = \frac{564813}{k^2}$.

Отсюда $k = 92,08$ (см).

$$Q_{\max} = \frac{M_{\max}}{k} = \frac{15248}{92,08} \approx 166 \text{ кН}.$$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S_{x0}}{I_x \cdot d} = \frac{166 \cdot 545}{19062 \cdot 0,83} = 5,72 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 57,2 \text{ МПа} \leq \tau_{adm}.$$

Упрощенная формула главного напряжения по высоте стойки двутавра № 40 имеет вид

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{M_x}{I_x} y + \sqrt{\left(\frac{M_x}{I_x} y \right)^2 + 4 \left\{ \frac{405,1125 - 0,415 y^2}{kd} \right\}^2}.$$

Упростив, далее получаем

$$\sigma_1 = \frac{M_x}{2I_x} \left(y + \sqrt{y^2 + 4 \left\{ \frac{405,1125 - 0,415y^2}{kd} \right\}^2} \right).$$

Задаваясь условием $k' < k$, определим значения напряжения в характерных точках в интервале $0 < y < 18,7$ см с помощью программы Mathcad.

Экстремальные значения главного напряжения возможны только при малых значениях k' .

В таблице приведены значения главного напряжения при значении $k = 10$ см.

Y (см)	Y = 0	Y = 2	Y = 4	Y = 6	Y = 8	Y = 10	Y = 12	Y = 14	Y = 16	Y = 18,7
σ_1 (МПа)	390,43	396,91	399,01	400,95	399,88	395,83	388,85	378,99	366,36	336,28

Вывод: при $k = 10$ см значения главных напряжений могут превышать величину допускаемых значений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Феодосьев, В.И. Сопротивление материалов / В.И. Феодосьев. – М.: Наука, 1986. – 560 с.
2. Подскребко, М.Д. Сопротивление материалов / М.Д. Подскребко. – Минск: Выш. шк. 2007. – 510 с.

УДК 624.012.25

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ЭФФЕКТИВНОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ КИРПИЧНОЙ КЛАДКИ

В.В. КАТРЕНКО, А.Л. ШИНЬКО
(Представлено: А.М. ХАТКЕВИЧ)

Определяются значения коэффициента эффективности армирования по результатам испытаний, а также по методикам различных нормативных документов. На основании анализа экспериментальных данных предложено численное значение коэффициента эффективности, которое в большей степени отвечает действительной работе кладки с сетчатым армированием.

В отдельных, преимущественно несущих, конструкциях из каменной (кирпичной) кладки зачастую требуется значительное упрочнение столбов, стен и простенков, в местах оперения и передачи больших сосредоточенных сил под железобетонными подушками, в разнозагруженных участках и т.п. Для этих целей успешно на протяжении многих десятилетий в строительной практике используется сетчатое армирование. При относительно простой технологии данное усиление позволяет повысить прочность кладки до двух-трех раз, что подтверждается многочисленными экспериментами [1–3].

В нормах Еврокод 6 [4] поперечное армирование рассматривается как дополнительное конструктивное мероприятие, повышающее трещиностойкость, прочность на срез и жесткость возводимой конструкции. Данные о методах расчета подобных конструкций в зарубежной нормативной литературе представлены в крайне ограниченном объеме, в отличие от отечественных нормативных документов и учебников [1; 5–8].

СНиП II-22-81 и Пособие к нему [6; 7] базируются на расчетных методиках и эмпирических зависимостях, полученных после проведения большого количества экспериментальных исследований в 30-е годы, и издаются на протяжении почти полувека практически без корректировок [3, с. 5]. При этом изменилась производственная среда, стали применяться другие виды растворов, армирующих материалов, появляются новые виды поперечного армирования и т.п.

Таким образом, требуются уточнения существующих методик проектирования и расчета.

Коэффициент эффективности армирования. Зависимость по определению среднего предела прочности для кладки из кирпича с сетчатым армированием имеет вид [6; 7]:

$$R_{skn} = R_u + \frac{K \cdot R_{sn} \mu}{100}, \quad (1)$$

где R_u – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию неармированной кладки; K – коэффициент эффективности армирования; R_{sn} – нормативные сопротивления арматуры в армированной кладке, принимаемые для стали класса Вр-I (S500) с коэффициентом условий работы 0,6 (то есть $R_{sn} = 0,6 \cdot 500 = 300$ МПа); μ – процент армирования кладки.

Формулой (1) установлено единое значение коэффициента эффективности армирования кладки для кирпича всех видов и керамических камней $K = 2$. В то же время известно, что коэффициент K является переменным [9–12].

К примеру, для расчета кладки из природных камней, в частности известняка, коэффициент эффективности определен А.Г. Фигаровым ($K = 0,35$) и С.В. Макаровым ($K = 0,86$) [13, с. 179].

Сетчатое армирование эффективно применяется и для косвенного армирования железобетонных конструкций. Сущность работы такой арматуры в железобетоне идентична – сталь как более прочный материал сдерживает деформации слабо сопротивляющегося растяжению бетона (камня).

Сравнение определения коэффициента эффективности по различным нормам проектирования железобетонных конструкций представлено в таблице.

Коэффициент эффективности армирования « K » по различным нормативным документам

СНиП 2.03.01-84* [10] СНиП 2.05.03-84* [12] СНБ 5.03.01-02 [7] СТР 2.05.05:2005	СНиП II-21-75 [9]	СНиП II-B.1-62 [13]	PN-B-03264:2002 [14]	GB 50010-2002 [15]	СП 52-101-2003 [16]; СН 365-67 [17]	ТКП 45-5.03-219-2012, часть 2 [18]
$\frac{1}{0,23 + \psi}$	$\frac{5 + \alpha_c}{1 + 4,5\alpha_c}$	1	1,5	1,8	2	2,5
Здесь $\psi = \frac{\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}}{\alpha \cdot f_{cd} + 10}$; $\alpha_c = \frac{\rho_{xy} f_{yd,xy}}{\alpha \cdot f_{cd}}$; $f_{yd,xy}$; $\alpha \cdot f_{cd}$ – соответственно расчетное сопротивление арматуры и бетона на сжатие в Н/мм ² ; $\rho_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{eff} \cdot s_n}$ – процент армирования, где n_x , A_{sx} , l_x – соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (считая в осях крайних стержней) в одном направлении; n_y , A_{sy} , l_y – то же, но в другом направлении; A_{eff} – площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток; s_n – расстояние между сетками.						

При анализе данных таблицы установлены следующие наиболее важные особенности:

- коэффициент эффективности армирования в половине из рассмотренных нормативных документов, не принимается равным единому числовому значению, а зависит от ряда факторов, в числе которых процент армирования, прочностные свойства бетона и арматуры. При этом он обратно зависим от процента армирования ρ_{xy} ;

- в нормах [14–18] коэффициент « K » принят равным единому числовому значению, подобно нормам по проектированию армокаменных конструкций [6; 18];

- процент армирования ρ_{xy} определяется лишь для эффективной площади сечения A_{eff} , заключенной внутри контура армирующих сеток – в осях крайних стержней.

Численный анализ зависимостей, представленных в таблице, выполнен в виде графиков в интервале от 0,1 до 1 %, поскольку только в этом диапазоне оптимально сетчатое армирование кладки (рис. 1). Вместо $\alpha \cdot f_{cd}$ принято значение $R_u = 5$ МПа.

Для определения экспериментального значения коэффициента эффективности армирования кладки проанализированы результаты испытаний. Так, рассматривались опыты, выполненные в Полоцком государственном университете А.М. Хаткевичем, опыты В.А. Камейко, А.Л. Рябина и Б.С. Соколова.

Анализ показал следующее:

- коэффициент эффективности « K » по результатам испытаний в УО «ПГУ» оказался в пределах 3,8...5,4;

- коэффициент « K », рассчитанный по [1], был равен десяти, по [4] – в среднем восьми;

- в опытах В.А. Камейко «К» был более трех, достигал четырех и снижался до 2,2 при проценте армирования до 0,8..1,6 %.

Нанеся пары точек «процент армирования – коэффициент эффективности» и проведя аппроксимирующую кривую, видно, что данная зависимость носит криволинейный характер, подобно зависимостям для коэффициента эффективности в нормах по расчету железобетонных конструкций, и асимптотически приближается к своему нижнему пределу – двум (рис. 2).

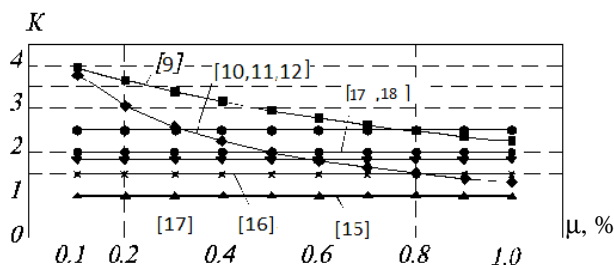


Рис. 1. Зависимость коэффициента эффективности «К» от процента армирования $\mu = \rho_{кx}$

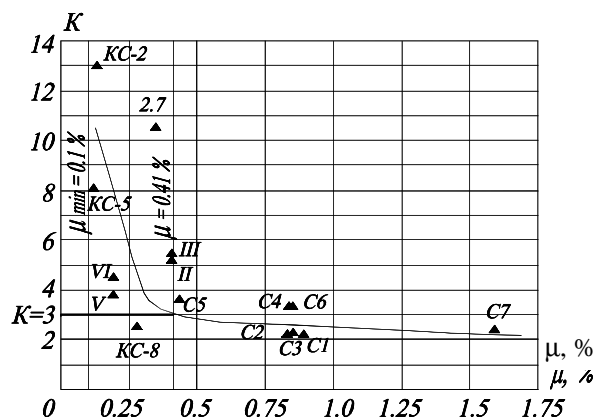


Рис. 2. Зависимость коэффициента эффективности «К» от процента армирования μ : серии I...VI – испытания А.М. Хаткевича; серии 2.6...2.7 – опыты Б.С. Соколова; серии KC-1...KC-8 – опыты А.Л. Рябинина; серии C1...C7 – опыты В.А. Камейко

Таким образом, делаем *вывод*: коэффициент эффективности армирования в половине из рассмотренных нормативных документов не принимается равным единому числовому значению, а зависит от ряда факторов, в числе которых процент армирования, прочностные свойства бетона и арматуры, при этом он обратно зависим от процента армирования $\rho_{кx}$.

Анализ данных испытаний армированной кладки при осевом кратковременном сжатии показал, что численное значение коэффициента эффективности K возможно увеличить с двух до трех.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бедов, А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций: учеб. пособие / А.И. Бедов, А.И. Габитов. – М.: Изд-во АСВ, 2008. – 568 с.
2. Камейко, В.А. Прочность на сжатие кирпичной кладки с косвенным сетчатым армированием / В.А. Камейко // Экспериментальные исследования каменных конструкций: сб. ст. / ЦНИПС; под ред. Л.И. Онищика. – М.-Л., 1939. – С. 65–89.
3. Соколов, Б.С. Исследования сжатых элементов каменных и армокаменных конструкций: науч. изд. / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 104 с.
4. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Ч. 1-1: Общие правила для армированных и неармированных конструкций: СТБ EN 1996-1-2008. – Введ. 1.07.2009. – Минск: Госстандарт, 2009. – 127 с.
5. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий. Справочник проектировщика / П.Ф. Вахненко [и др.]. – 2-е изд. – К.: Будівельник, 1987. – С. 99–100.
6. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81. – Введ. 31.11.81. – М.: Стройиздат, 1983. – 40 с.

7. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81). – М.: (ЦИТП) Госстроя СССР, 1989. – 149 с.
8. Свод правил. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*: СП 15.13330.2012. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ОАО «НИЦ "Строительство"»: утв. приказом М-ва регионального развития Рос. Федерации от 29 дек. 2011 г. № 635/5.
9. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-21-75 / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1976. – 89 с.
10. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП 2.03.01-84* / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
11. Бетонные и железобетонные конструкции. РУП «Стройтехнорм»: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстрой-архитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.
12. Мосты и трубы. Нормы проектирования: СНиП 2.05.03.84* / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 199 с.
13. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-B.1-62 / Госстрой СССР. – М.: Госстройиздат, 1962. – 100 с.
14. Konstrukcje Betonowe, Żelbetowe I Sprężone Obliczenia Statyczne I Projektowanie: PN-B-03264:2002. – Warszawa: PKN, 2002. – 142 p.
15. Code for Design of Concrete Structures: GB 50010-2002. – Beijing: China Architecture & Building Press, 2002. – 204 p.
16. Свод правил по проектированию и строительству. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры: СП 52-101-2003. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 30 с.
17. Указания по проектированию железобетонных, бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб: СН 365-67 / Госстрой СССР. – М.: Госстройиздат, 1967. – 145 с.
18. Рак, Н.А. Надежность расчета несущей способности при местном сжатии элементов, усиленных косвенным армированием / Н.А. Рак // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Респ. Беларусь: сб. тр. XVIII Междунар. науч.-методич. семинара; под общ. ред. Д.Н. Лазовского, А.И. Колтунова. – Новополоцк: ПГУ, 2012. – Т. 1 – С. 25–29.

УДК 624.012.25

РАСЧЕТ КЛАДКИ С СЕТЧАТЫМ АРМИРОВАНИЕМ ПРИ ОСЕВОМ СЖАТИИ

А.Л. ШИНЬКО, В.В. КАТРЕНКО
(Представлено: А.М. ХАТКЕВИЧ)

Рассматривается характер разрушения образцов каменной кладки с сетчатым армированием. Представлены результаты экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния кладки с поперечным армированием при действии осевой кратковременной статической нагрузки. На основании анализа данных предложены значения коэффициентов эффективности и условий работы арматуры, в большей степени отвечающие действительной работе кладки с сетчатым армированием.

Каменная кладка – широко применяемый в практике монолитный неоднородный упругопластический материал с выраженными анизотропными свойствами, особенностью работы которого под нагрузкой является наличие сложного напряженного состояния камня и раствора.

При сжатии осевым деформациям сопутствуют деформации поперечного расширения, и более жесткий кирпич сдерживает деформации менее жестких растворов (разница достигает 10...12 раз [1]), поэтому, увеличив сопротивляемость растворных швов растяжению, можно увеличить и прочность кладки.

Упрочнение (повышение временного сопротивления) путем введения арматуры в горизонтальные растворные швы кладки дополняет сложное напряженное состояние, которое при таком приеме будет характеризоваться трехосным обжатием. Увеличение сопротивления армированной кладки вертикальной нагрузке достигается ограничением с помощью арматуры возникающих при сжатии поперечных деформаций (образование пространственного напряжённого состояния – эффект «обоймы»). Сетчатая арматура воспринимает возникающие в поперечном направлении растягивающие усилия, позволяя увеличить продольную деформацию.

Количественной оценкой эффективности армирования является коэффициент эффективности, который зависит от значения прироста несущей способности армированной кладки по сравнению с неармированной. В отдельных изученных нами источниках указано, что сталь, принятая для сетчатого армирования, используется до предела текучести, если он не превышает 350 МПа [2; 3]. В рамках работы [4] установле-

но, что в стальной перфорированной ленте, использованной для армирования кирпичной кладки, напряжения не достигли предела текучести. При исследовании сжатых элементов кладки из мелких ячеистобетонных блоков с косвенным армированием [5] напряжения в стержнях сеток не достигали 100 МПа.

Методика и результаты испытаний. Поперечное армирование каменной кладки сегодня реализуется посредством различных способов, к которым относятся сетчатое из проволоки, армирование стеклопластиком и стеклохолстом, просечно-вытяжными сетками из тонколистовой стали, кольцами, спиралями, буроинъекционными шпильками и др.

Для исследования свойств кладки с поперечным сетчатым армированием выполнена работа, основой которой явилось натурное испытание кратковременной ступенчатой статической нагрузкой опытных элементов в виде образцов-призм сечением $1,5 \times 1,5$ кирпича высотой шестнадцать рядов кладки. Часть образцов выполнялась неармированными (эталонные), другая часть армировалась сетками двух типов. Сетки изготавливались из широко используемой в строительной практике арматурной проволоки класса S500 (Вр-I) диаметром 4 мм. Всего было изготовлено и испытано 16 опытных образцов на центральное сжатие (табл. 1).

Таблица 1

Обозначение, количество и характеристика опытных образцов

Серия	I	II	III	IV	V	VI
Обозначение образцов	K1, K2	K3, K4, K5	K6, K7, K8	K9, K10	K11, K12, K13	K14, K15, K16
Марка кирпича	M150	M150	M150	M200	M200	M200
Марка раствора	M75	M75	M75	M75	M75	M75
μ , %	0	0,407	0,407	0	0,19	0,19
Шаг сеток по высоте	–	Один ряд кладки		–	Два ряда кладки	

Испытания проводились в соответствии с разработанной программой и с учетом СТБ 1376-2002 [6]. Выявлен характер разрушения армированной и неармированной кладки, подробно описанный в [7].

Разрушение опытных армированных столбов (рис. 1) происходило при скалывании лещадок у наружных граней колонн в средней по высоте части опытных образцов между армированными горизонтальными швами и раздавливанием рядов кладки. Это позволяет говорить о наличии эффективной площади сечения A_{eff} , ограниченной крайними стержнями сеток (рис. 2).



Рис. 1. Характер разрушения армированного образца

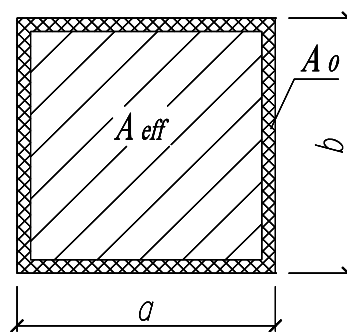


Рис. 2. Деление поперечного сечения армированного элемента на A_{eff} и A_0

Экспериментальным путем определены напряжения в арматуре в момент предшествующий разрушению, которые достигали значения в 350 МПа. Характер распределения напряжений по стержням сеток описан в работе [7].

Определение среднего предела прочности кладки с сетчатым армированием. Предел прочности кладки с сетчатым армированием согласно СНиП «Каменные и армокаменные конструкции» определяется по следующей двухчленной формуле [8, с. 86]:

$$R_{skm} = R_u + \frac{KR_{sm}\mu}{100}, \quad (1)$$

где R_u – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию неармированной кладки; K – коэффициент эффективности армирования; R_{sm} – нормативные сопротивления арматуры в армированной кладке, принимаемые для стали класса Вр-I (S500) с коэффициентом условий работы 0,6 (то есть $R_{sm} = 0,6 \cdot 500 = 300$ МПа); μ – процент армирования кладки.

Действующим СНиП предписано принимать единое значение коэффициента эффективности армирования кладки, а именно $K = 2$. В то же время при изучении литературных источников, анализируя данные испытаний, определено, что коэффициент эффективности можно увеличить до трех.

Поскольку при испытании напряжения в арматуре достигали 350 МПа, то возможно повысить коэффициент условия работы арматуры (с 0,6 до 0,7), то есть в формуле (1) использовать значение $R_{sn} = 350$ МПа.

В предельной стадии происходило отслоение защитного слоя и сечение работало лишь площадью A_{eff} , ограниченной крайними стержнями сеток. Поэтому нелогично и нецелесообразно при расчете прочности использовать всю площадь сечения.

Учитывая истинный характер разрушения кладки с сетчатым армированием, следует учитывать повышенное значение сопротивления кладки только для участка, заключенного внутри контура сеток A_{eff} (см. рис. 1). Вся площадь поперечного сечения $A = A_{eff} + A_0$. В предельной стадии, предшествующей разрушению, максимальное усилие, которое может воспринять оболочка (защитный слой) и армированное ядро соответственно $R_u A_0$ и $R_{sku} A_{eff}$.

Тогда предельное разрушающее усилие предлагаем рассчитывать по формуле:

$$N_u = m_g \varphi \left(R_u A + \frac{KR_{sn}\mu}{100} A_{eff} \right). \quad (2)$$

В таблице 2 выполнено сравнение значений разрушающих нагрузок, полученных экспериментальным путем, со значениями нагрузок, определенными по СНиП II-23-81 и по предложенной методике; в последней колонке определен процент расхождения предела прочности с экспериментальными значениями.

Таблица 2

Сравнение опытных данных с теоретическими

Серия	Данные по*	R_u , МПа	R_{sn} , МПа	μ , %	K	N_u , кН	$\frac{(N_u - N'_u)}{N_u} \cdot 100$ %
II, III	A	5	300	0,19	2	887	14,1 (18,6)
	B	4,95	350		3,8...4,9	1033(1090)	–
	C	5	350	0,23	3	1023	1,0 (6,1)
V, VI	A	4	300	0,407	2	930	40,8 (42,5)
	B	4,43	350		5...5,4	1572 (1617)	–
	C	4	350	0,469	3	1181	24,9 (27,0)

* A – по СНиП II-23-81; B – по результатам эксперимента; C – с учетом собственных предложений.

В заключение можно сделать следующие *выводы*:

- возможность увеличения коэффициента эффективности армирования K с двух до трех в интервале армирования до 0,41 % подтверждается многочисленными экспериментальными данными;
- предложена новая формула по расчету прочности сжатых элементов с косвенным армированием, расчет по которой дает лучшие в сравнении с экспериментальными показатели сходимости теоретических данных.

ЛИТЕРАТУРА

1. Комохов, П.Г. Структурная механика разрушения кирпичной кладки / П.Г. Комохов, Ю.А. Беленцов // Строительные материалы. – 2004. – № 7. – С. 46–47.
2. Железобетонные и каменные конструкции: уче. издание / О.Г. Кумпяк [и др.]; под ред. О.Г. Кумпяка. – М.: Изд-во АСВ, 2008. – 472 с.
3. Маилян, Р.Л. Строительные конструкции: учеб. пособие / Р.Л. Маилян, Д.Р. Маилян, Ю.А. Веселов; под ред. Р.Л. Маиляна. – 2-е изд. – Ростов н/Д: Феникс, 2005. – 880 с.
4. Рябин А.Л. Прочность и деформативность кирпичной кладки, армированной перфорированными стальными лентами, при центральном сжатии: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А. Л. Рябинин. – СПб., 2009. – 204 л.
5. Гойкалов, А.Н. Прочность и деформативность сжатых элементов кладки из мелких ячеисто-бетонных блоков с косвенным армированием: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Н. Гойкалов. – Воронеж, 2005. – 161 л.

6. Каменные и армокаменные конструкции. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, трещиностойкости и деформативности: СТБ 1376-2002. – Введ. 18.31.02. – Минск: М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2003. – 12 с.
7. Хаткевич, А.М. Характер разрушения каменных и армокаменных столбов при центральном сжатии / А.М. Хаткевич, В.Д. Гринев // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2009. – № 12. – С. 39–44.
8. Гринев, В.Д. Совершенствование методики определения объемного коэффициента армирования / В.Д. Гринев, А.М. Хаткевич // Инженерные проблемы строительства и эксплуатации сооружений: сб. науч. тр. Вып. 3 / Полоц. гос. ун-т; редкол.: О.В. Коробов [и др.]. – Новополоцк: ПГУ, 2011. – С. 10–11.

УДК 620.169.2

СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ ТИПА «ДАХ», ИХ КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ, ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ

Т.Г. ЕРМОЛАЕВА, К.А. КОСТЮРИНА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. А.И. КОЛТУНОВ)

Рассматриваются сборно-монолитные перекрытия, устраиваемые на объектах промышленных и гражданских зданий при наличии опорных несущих конструкций. Показаны их конструктивные особенности, достоинства и недостатки. Исследуется возможность замены бетонных пустотных блоков в перекрытиях более легкими материалами, а также возможность применения полистирольных блоков в сборно-монолитных перекрытиях типа «ДАХ».

Идея сборно-монолитного перекрытия не является новой, она давно используется в странах центральной и восточной Европы. Широко известны большепролетные перекрытия немецкой системы ALBERT, польские перекрытия TERIVA, белорусские перекрытия ДАХ. Такие перекрытия могут выполняться без остановки технологических процессов на промышленных предприятиях, в стесненных условиях, внутри зданий и сооружений, а также при строительстве мансард, при надстройке эксплуатируемых жилых зданий. Это оптимизированный вариант между традиционными железобетонными плитами и монолитными конструкциями, исключающий многие их недостатки.

Применение сборно-монолитных перекрытий «ДАХ» позволяет решить вопрос по устройству перекрытий и проблему реконструкции здания в целом, для ряда существующих объектов. Такими объектами являются:

- реконструируемые объекты, для которых предусмотрена замена деревянных или ослабленных перекрытий внутри зданий без демонтажа кровли;
- объекты, для которых решающую роль играют вес перекрытий или их толщина;
- объекты, включающие стены сложной конфигурации (выступы, эркеры);
- объекты, для которых по тем или иным причинам, не возможно использование большого количества техники и грузоподъемных механизмов;
- объекты, важную роль для которых играет несущая способность перекрытия.

Сборно-монолитные перекрытия устраиваются на объектах промышленных и гражданских зданий при наличии опорных несущих конструкций. Перекрытия выполняются из предварительно изготовленных железобетонных балок и пустотных блоков, служащих несъемной опалубкой, а также монолитного бетона, укладываемого на смонтированные конструкции. Это оптимизированный вариант между традиционными железобетонными плитами и монолитными конструкциями.

Сборно-монолитные перекрытия позволяют:

- вести монтаж перекрытий без использования крана;
- исключить устройство отдельного монолитного пояса на стенах из слабонесущих строительных блоков;
- исключить устройство стяжки для выравнивания основания пола;
- заменить деревянные и ослабленные перекрытия на бетонные;
- перекрыть помещения сложной формы с эркерами и выступами;
- вести монтаж в труднодоступных местах, в том числе в существующих помещениях;
- доработать элементы перекрытия на строительной площадке: подрезать, укоротить, придать необходимую форму;
- использовать пустоты в перекрытиях для прокладки коммуникаций;
- использовать балки для устройства мощных несущих перемычек.

Главная особенность перекрытия заключается в возможности устройства из мелкоштучных элементов и монолитного бетона железобетонного перекрытия любой конфигурации, при этом обеспечивая монтаж перекрытия без применения грузоподъемных механизмов. Такие перекрытия могут выполняться без остановки технологических процессов на промышленных предприятиях, в любых по стесненности условиях производства работ, внутри зданий и сооружений, а также при строительстве мансард, при надстройке эксплуатируемых жилых зданий. Сборно-монолитные перекрытия «ДАХ» изготавливаются на месте из предварительно изготовленных сталежелезобетонных балок и пустотных блоков, служащих несъемной опалубкой, а также монолитного бетона, укладываемого на объекте строительства. Данный тип перекрытия обеспечивает экономию при транспортировке элементов за счет более полного использования грузоподъемности и полезного объема транспорта.

Использование сборно-монолитных перекрытий типа «ДАХ» позволяет отказаться от обязательного устройства отдельного монолитного пояса на стенах из слабонесущих материалов (газобетон, пенобетон, керамзитобетон и т.п.). Стоит отметить, что предел огнестойкости данного типа перекрытия составляет REI 60 (60 мин), а при использовании для отделки потолков двух слоев гипсокартона 120 минут. Для сравнения, аналогичный показатель для перекрытия по профнастилу не превышает 30 минут.

Основным недостатком является необходимость в процессе монтажа балки обязательного устройства временных стоек. Для этого используются инвентарные стойки или деревянные бруски. Подпирающие балок – одна из самых ответственных технологических операций. Она требует тщательного контроля.

Особенности конструкции балки заключаются в том, что она состоит из пространственного арматурного каркаса, забетонированного только в нижней части в форме тонкой пластины с размерами сечения 120×40 мм. Это обеспечивает жесткость и легкость балки: при длине 6 м её вес составляет 77 кг. Жесткость пространственного каркаса обеспечивается конструктивным решением и сваркой его элементов на специальной линии. Пространственный каркас выполняется в виде равнобедренного треугольника с расположенной в углах продольной рабочей арматурой диаметром 8 мм класса S500. Длина балок варьируется в диапазоне от 2,4 до 6 м с шагом 300 мм, в диапазоне от 6 до 9,6 м с шагом 600 мм. Поперечная арматура по боковым сторонам каркаса изготавливается из проволоки диаметром 5 мм класса S500, изогнута в виде змейки с шагом 200 мм и соединяется точечной сваркой в местах изгиба с продольной арматурой каркаса. Принятая конструкция поперечной арматуры в соединении с продольной арматурой образует раскосную ферму, тем самым обеспечивая пространственную жесткость каркаса при бетонировании нижнего основания.

После установки балок и маячных блоков следует установить временные монтажные опоры. При устройстве поддерживающих опорных конструкций используются пиломатериалы хвойных пород не ниже второго сорта. Влажность древесины должна быть не выше 18 %.

Блоки пустотные бетонные выполняются со сквозными пустотами, с уступами в нижней части для опирания на балки. Изготавливаются блоки из легкого бетона класса не ниже C8/10, средней плотностью до 1600 кг/м³. Существуют три основных вида блоков, различающихся между собой размерами поперечного сечения и очертанием пустот (рис. 1).

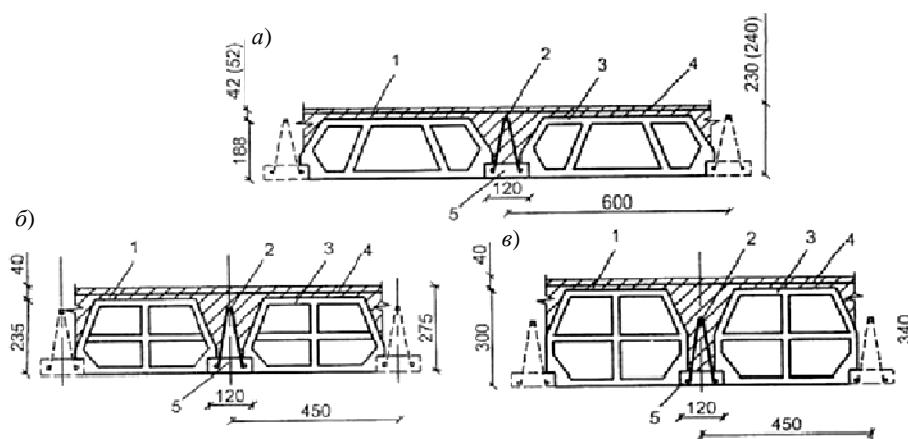


Рис. 1. Основные виды блоков:

а – ДАХ-I; *б* – ДАХ-II; *в* – ДАХ-III;

1 – слой монолитного бетона; 2 – выступающая часть арматурного каркаса сборной балки ДАХ;

3 – сборные блоки ДАХ; 4 – сетка дополнительного армирования монолитного слоя бетона; 5 – сборные балки ДАХ

Каждый вид блока предполагает несколько модификаций, различающихся между собой длиной и сечением пустот. Каждый вид блоков предназначен для соответствующего типа перекрытия. Доборные блоки предназначены для использования в местах, где не помещаются основные блоки, а блоки со стен-

кой – для установки в местах примыкания перекрытия к торцевым стенам и поперечным ребрам: «ДАХ-I» – с расстоянием между осями балок в 600 мм и высотой перекрытия до 240 мм, пролет до 7,2 м; «ДАХ-II» – с расстоянием между осями балок в 450 мм и высотой перекрытия до 280 мм, пролет до 8,4 м; «ДАХ-III» – с расстоянием между осями балок в 450 мм и высотой перекрытия до 360 мм, пролет до 9,6 м.

Укладку монолитного бетона производят непосредственно на строительной площадке. В качестве монолитного бетона используется мелкозернистый бетон класса С25/30, с осадкой конуса 10 см, максимальный размер крупного заполнителя 10 мм.

Для снижения массы перекрытия на подобную несъемную опалубку могут укладываться всевозможные пустообразователи. Блоки перекрытий могут выполняться из керамзитобетона, газобетона, полистиролбетона, поризованной керамики, а также пенополистирола.

Использование пенополистирольных блоков в сборно-монолитных перекрытиях – одним из примеров энергосберегающих технологий. Основные их достоинства в малой массе, хорошей звукоизоляции. Также пенополистирол не подвержен деструктивному воздействию плесени, грызунов и различного рода грибков. Вспенивающийся полистирол представляет собой гранулированный полимер, в состав которого входит полимерный стирол и вспенивающий агент. Пенополистирол представляет собой твердый инертный материал, обеспечивающий хорошую теплоизоляцию, ударопрочность и стойкость к атмосферным воздействиям. Поры между ячейками придают данному материалу свойство газопроницаемости. Низкая теплопроводность пенополистирольных плит обеспечивает высокий уровень энергосбережения. Использование пенополистирольных плит в строительстве позволяет в дальнейшем значительно сократить расходы на отопление. Благодаря гидрофобности полистирол является водоотталкивающим материалом. Пенополистирол по своей структуре не гигроскопичен и не впитывает воду, не растворяется и не деформируется. В то же время вода при помощи механизма капиллярной диффузии может проникнуть в полости между гранулами пенопласта. Однако ее количество незначительно (1,5...3 % по отношению к весовому объему пенополистирольной плиты). Кроме того, тот же диффузионный механизм приводит и к выходу воды из пенопласта. При этом свойства пенополистирольных плит (прочность, размеры, изоляционные способности) остаются неизменными. Ячеистая структура полистирольного пенопласта характеризует его как материал, обладающий звукоизоляционными и шумопоглощающими свойствами. При правильной эксплуатации пенополистирольные плиты способны сохранять свои физические свойства длительное время.

Изучение пенополистирольных плит показало, что пенопласт не подвергается необратимым изменениям: длительное время сохраняет свою форму, механические и теплофизические свойства. Пенополистирол обладает высокой пожароустойчивостью. Температура самовозгорания пенополистирола +491 °С. Несмотря на то, что пенополистирольные плиты, как и многие другие строительные материалы, подвержены горению, горение они, однако, не поддерживают и при отсутствии огня затухают в течение 4 секунд. Другими словами, горение пенополистирольных плит возможно только при открытом пламени, и после удаления пенопласта из огня горение прекращается. Кроме того, сегодня выпускаются плиты, обогащенные антипиренами, так называемые «самозатухающие» плиты.

Таким образом, повышение тепло- и звукоизоляционных характеристик зданий и сооружений за счет применения эффективных материалов, экономия энергоресурсов за счет отказа от использования предварительно напряженного армирования и тепловой обработки бетона, а также экономия при транспортировке элементов путем более полного использования грузоподъемности и полезного объема транспортных средств – факторы, которые играют немаловажную роль в строительстве. Отсюда делаем вывод, что применение пенополистирольных блоков в сборно-монолитных перекрытиях можно считать перспективной заменой бетонных пустотных блоков, благодаря чему можно повысить звукоизоляционные свойства конструкции и снизить собственный вес перекрытия.

ЛИТЕРАТУРА

1. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://aist-dah.ru/statya_1. – Дата доступа: 12.07.2015.
2. Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. Серия Б 1.146.1-1.02. Сборно-монолитное перекрытие типа «ДАХ». Вып. 1. Рабочие чертежи / Ф.И. Пантелеенко, Д.Н. Лазовский. – Минск: МинскТипПроект.
3. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.penoplistirol.net/penoplistirol1.html>. – Дата доступа: 08.05.2015.
4. Воробьев, В.А. Полимерные теплоизоляционные материалы / В.А. Воробьев, Р.А. Андрианов. – М.: Стройиздат, 1972.
5. Годило, П.В. Беспрессовые пенопласты в строительных конструкциях / П.В. Годило, В.В. Патуроев, И.Г. Романенков. – М.: Стройиздат, 1969.
6. Типовая технологическая карта на устройство сборно-монолитных перекрытий типа «ДАХ» серии Б1.146.1-1.02.

УДК 620.169.2

**ПРОЧНОСТЬ, ДЕФОРМАТИВНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ
СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С ПЕНОПОЛИСТИРОЛЬНЫМ ЗАПОЛНЕНИЕМ****Т.Г. ЕРМОЛАЕВА, К.А. КОСТЮРИНА***(Представлено: канд. техн. наук, доц. А.И. КОЛТУНОВ)*

Исследуется прочность, деформативность и трещиностойкость сборно-монолитных перекрытий с пенополистирольным заполнением. Анализ полученных экспериментальных данных показал, что сборно-монолитные перекрытия с пенополистирольным заполнением удовлетворяют требованиям по прочности, деформативности и трещиностойкости.

Использование пенополистирольных блоков в сборно-монолитных перекрытиях является одним из примеров энергосберегающих технологий. Основные их достоинства – малая масса и хорошая звукоизоляция. За счет снижения веса сборно-монолитной конструкции можно увеличить нагрузку на перекрытие, так как вес пенополистирольного блока значительно меньше веса бетонного пустотного блока. Сборно-монолитные перекрытия с использованием пенополистирольных блоков заполнения удовлетворяют требованиям по прочности и трещиностойкости.

Пенополистирол, благодаря своим свойствам, в строительстве используется давно. Применение пенополистирольных блоков в сборно-монолитных конструкциях «ДАХ» может оказаться новой ветвью развития данного типа перекрытий. Однако прежде чем делать какие-либо выводы, следует провести все необходимые испытания и сравнительный анализ полученных данных.

С целью комплексной проверки обеспечения изделий требуемыми показателями выполняются испытания нагружением. Методы испытаний и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости производится в соответствии с ГОСТ 8829-94. В результате проведенных испытаний определяются фактические значения разрушающих нагрузок – при испытаниях по первой группе предельных состояний; фактические значения прогибов и ширины раскрытия трещин под контрольной нагрузкой – при испытаниях по второй группе предельных состояний.

Испытания проводились на фрагменте сборно-монолитного перекрытия «ДАХ» марки 1СМП 63.24-4 с заполнением пенополистирольными блоками и фрагменте сборно-монолитного перекрытия той же марки с использованием пустотных бетонных блоков, затем осуществлялся сравнительный анализ полученных показателей. Для укладки в конструкцию предусмотрено использование мелкозернистого бетона класса С20/25, с осадкой конуса 10 см, максимальный размер крупного заполнителя 20 мм. В качестве рабочей продольной арматуры использовалась стержневая арматура периодического профиля класса S500. Фактические прочностные характеристики арматуры: Ø8 S500 – предел текучести 598 МПа, временное сопротивление разрыву 639 МПа, относительное удлинение 17,0 %; Ø12 S500 – предел текучести 605 МПа, временное сопротивление разрыву – 641 МПа, относительное удлинение 16,0 %.

Сборно-монолитное перекрытие разработано под равномерно-распределенные нагрузки. Расчетная полезная нагрузка на перекрытие без учета собственного веса составляла 4 кН/м^2 , расчетная равномерно-распределенная нагрузка от собственного веса для перекрытия с использованием пенополистирольных блоков заполнения – $3,62 \text{ кН/м}^2$, для перекрытия с пустотными бетонными блоками – $3,94 \text{ кН/м}^2$. Нормативная равномерно распределенная нагрузка от собственного веса перекрытия составляла $3,28 \text{ кН/м}^2$.

Оценку прочности, жесткости и трещиностойкости изделий выполняли на основании сопоставления результатов испытаний с соответствующими контрольными значениями, установленными в проектной документации на изделие.

Контрольные испытания нагружением проводились по схеме, представленной на рисунке 1, предусмотренной в серии Б1.146.1-1.02.

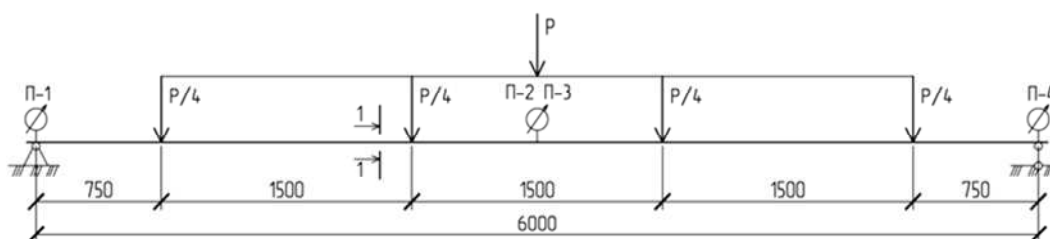


Рис. 1. Схема испытания фрагмента сборно-монолитного перекрытия «ДАХ» марки 1СМП 63.24-4

Нагружение образцов осуществлялось статической нагрузкой с помощью гидравлического домкрата через распределительную траверсу. Нагрузка прикладывалась ступенями.

Во время испытаний изделия доводили до исчерпания несущей способности, то есть до разрушения. В процессе испытаний фиксировались:

- значения нагрузки и соответствующий прогиб, при котором появляются поперечные и продольные трещины в бетоне;

- величина прогиба и ширина раскрытия трещин во время достижения контрольных значений нагрузок;

- значения нагрузки вместе с соответствующим прогибом при разрушении;

- характер разрушения.

Прочность испытываемого образца оценивалась исходя из значений максимальной разрушающей нагрузки. Изделие считается удовлетворяющим требованиям по прочности, если при испытании разрушающая нагрузка составляет не менее 100 % контрольной, определенной в соответствии с ГОСТ 8829-94 (приложение Б).

Жесткость оценивалась исходя из сравнения фактического прогиба под контрольной нагрузкой с контрольным значением прогиба. Прогибы испытываемых образцов замерялись прогибомерами бПАО с ценой деления 0,01 мм, устанавливаемыми в середине пролета и на опорах конструкции. Фактический прогиб не должен превышать контрольные более чем на 10 %, если данное условие не выполняется, конструкция характеризуется как не выдержавшая испытания.

Трещиностойкость оценивалась по нагрузке, при которой образуются первые трещины в бетоне и по ширине раскрытия трещин. Ширину раскрытия трещин измеряли на уровне центра тяжести растянутой арматуры переносным микроскопом МПБ-2 с 25-кратным увеличением и ценой деления 0,05 мм. Для более удобного наблюдения за появлением и развитием трещин, боковые поверхности испытываемых элементов были побелены.

Сборно-монолитное перекрытие типа «ДАХ» относится к третьей категории трещиностойкости. При эксплуатации в них допускаются трещины, при этом трещина непродолжительного раскрытия не должна превышать 0,3 мм. Ширина продолжительного раскрытия трещин – не более 0,2 мм.

Оценка результатов проведенных испытаний приведена в таблице.

Результаты испытаний

Контрольные испытательные параметры	Ед. изм.	Результаты		
		контрольные	фактические	
			блоки пенополистирольные	блоки пустотные бетонные
Дефекты конструкции до испытания		–	отсутствуют	отсутствуют
Нагрузка для оценки жесткости	кН (кН·м)	23,04 (17,28)	25,00 (18,75)	25,00 (18,75)
Прогиб	мм	28,06	12,77	18,35
Нагрузка для оценки трещиностойкости	кН (кН·м)	23,04 (17,28)	25,00 (18,75)	25,00 (18,75)
Ширина раскрытия трещин	мм	0,1	0	0,05
Граничный прогиб	мм	70,14	124,1	125,87
Смещение концов арматуры	мм	–	–	–
Разрушающая нагрузка	кН (кН·м)	59,4 (44,54)	102,5 (76,89)	97,6 (73,2)

По полученным данным испытаний построены графики образования трещин и прогибов от нагрузки. На начальных этапах нагружения прогибы имели пропорциональную зависимость от изгибающего момента и на момент образования первых трещин составляли для фрагмента с пенополистирольными блоками 12,77 мм, а для фрагмента с бетонными пустотными блоками – 18,3 мм. На этапе, предшествующем разрушению, прогиб составлял в первом варианте 124,1 мм, во втором – 125,87 мм.

Момент образования трещин зафиксирован на уровне 14...19 кН·м. С ростом нагрузки на полученных графиках замечено расхождение кривых: кривая для фрагмента с бетонными пустотными блоками имеет больший угол наклона, чем кривая фрагмента с пенополистирольными блоками.

Работа конструкций до момента трещинообразования характеризуется равномерным увеличением прогибов. Прогибы и деформации сравниваемых элементов на данном этапе нагружения не отличались.

Результаты проведенных экспериментов проиллюстрированы графически (рис. 2).

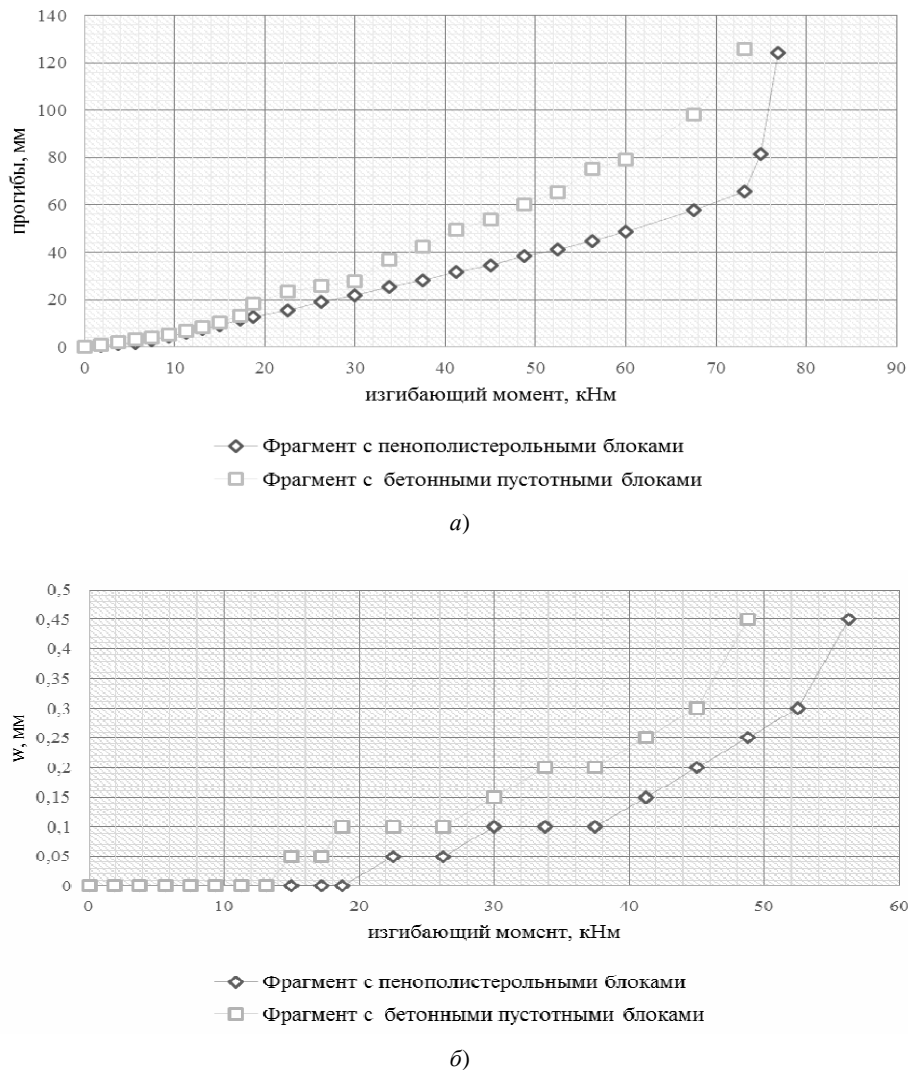


Рис. 2. Зависимости прогибов (а) и ширины раскрытия трещин (б) от изгибающего момента

Анализ полученных данных показал, что сборно-монолитные перекрытия на основе пенополистирольных блоков удовлетворяют требованиям по прочности и трещиностойкости. Контрольную нагрузку, представленную в серии, данное перекрытие выдержало со значительным запасом, ширина раскрытия трещин не превышает допустимые на отдельных этапах, прогибы не превышают предельно допустимых значений. При этом наблюдается тенденция к снижению ширины раскрытия трещин и уменьшению прогибов по сравнению с классическим типом сборно-монолитного перекрытия «ДАХ-1».

Таким образом, данные исследования доказали возможность использования пенополистирольных блоков в качестве заполнения в сборно-монолитных перекрытиях типа «ДАХ».

ЛИТЕРАТУРА

1. Изделия строительные железобетонные и бетонные. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости: ГОСТ 8829-94 (МНТКС).
2. Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. Серия Б 1.146.1-1.02. Сборно-монолитное перекрытие типа «ДАХ». Вып. 1. Рабочие чертежи / Ф.И. Пантелеенко, Д.Н. Лазовский. – Минск: МинскТипПроект.
3. Типовые технологические карты на устройство сборно-монолитных перекрытий типа «ДАХ» серии Б1.146.1-1.02.
4. Байков, В.Н. Напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов на базе обобщенных экспериментальных зависимостей физико-механических характеристик бетона и арматуры / В.Н. Байков // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона: сб. – Ростов н/Д, 1980.

УДК 624.15

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ ПО НОРМАМ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ И EUROCODE7 «GEOTECHNICALDESIGN» (PART 1)**А.Я. ТЕРЕНТЬЕВ, В.В. БОНДАРЬ***(Представлено: канд. техн. наук, доц. Н.Г. ЛОБАЧЕВА)*

Приведено сравнение методов расчетов фундаментов согласно действующим нормативным документам Республики Беларусь и EUROCODE 7 «Geotechnical design» (part 1). Выявлены и обобщены сходства и различия методик расчета по европейским и национальным нормам.

В мае 2015 года Республика Беларусь официально стала участником Болонского процесса. Вступление в Болонский процесс позволит высшему образованию Беларуси реформироваться в соответствии с общемировыми и общеевропейскими тенденциями. Поэтому на данный момент актуальным является гармонизация национальных и европейских норм проектирования.

Национальные нормативные документы [1; 2], так же как и Еврокод 7 [3], предписывают проектирование различных объектов именно по двум группам предельных состояний (по несущей способности и деформациям) и имеют единую терминологию и обозначения, так что в принципиальном отношении отставания национальных норм Республика Беларусь от европейских тенденций нет. Однако, в отличие от ТКП [1; 2] в Еврокоде 7 [3] более расширен диапазон случаев расчета.

В Еврокоде 7 [3], так же как и в национальных нормах, присутствуют три уровня ответственности зданий и сооружений.

При расчете осадки фундамента и в европейский, и в национальных нормах используется принцип линейного деформирования. Однако если в п. 4.11.1 [2] сказано, что расчет по деформациям является обязательным для всех видов сооружений, то в Еврокоде 7 расчет по деформациям свайных фундаментов является не во всех случаях обязательным. По [3] п. 7.6.4.1. «для свай, опирающихся на грунты средней плотности до плотных, а также для свай, работающих на растяжение, требования по безопасности для расчета предельных состояний по потере несущей способности обычно являются достаточными, чтобы не допустить предельного состояния по непригодности к нормальной эксплуатации надфундаментной части конструкции».

Национальные особенности, определяющие требования норм [2]:

- учет специфических свойств грунтов (моренные, просадочные);
- учет подрабатываемых территорий;
- учет климатических факторов при определении глубины заложения фундаментов.

Согласно Еврокоду 7 [3] существует три варианта подходов для предельных состояний GEO и STR. Каждому подходу соответствует свой набор значений частных коэффициентов надежности. И используются три группы частных коэффициентов надежности, которые приводятся в EN 1990. Группа частных коэффициентов A1 или A2 применяется для нагрузок. Группа частных коэффициентов R1, R2, R3, R4 применяется для сопротивления сваи под сжатием (растяжением). Группа частных коэффициентов M1 или M2 применяется для параметров грунта. Подходы различаются тем, что запасы вводятся преимущественно либо в нагрузки, либо в показатели сопротивления.

При расчёте по подходу 1 частные коэффициенты применяются отдельно к каждой величине (сочетание 1), при расчете по сочетанию 2 главным образом принимаются частные коэффициенты надежности по материалу.

Подход 1 (DA1) для расчета свай с действующей осевой нагрузкой состоит из двух комбинаций.

DA1. Сочетание 1 : $A1 + M1 + R1$.

DA1. Сочетание 2 : $A2 + (M1 \text{ или } M2) + R4$.

При расчете по подходу 2 частные коэффициенты применяются одновременно и к воздействию, и к несущей способности.

Подход DA2 имеет одно сочетание.

DA2: $A1 + M1 + R2$.

При расчете по подходу 3 частные коэффициенты применяются одновременно к воздействиям на конструкции (но не геотехническим воздействиям) и к свойствам материала.

Подход DA3 не применяется, если параметры грунта определены по данным статического зондирования и если несущая способность свай определена по данным статических испытаний свай. При при-

менении подхода DA3 для параметров грунта необходимо применять так называемую «альтернативную процедуру» расчета. Согласно альтернативной процедуре изменчивость грунта рассматривается способом, отличающимся от метода, основывающегося на результатах испытания статической нагрузкой или от процедуры «модельной сваи», основывающейся на результатах испытаний грунта.

DA3: $(A1 \text{ или } A2) + M2 + R3$.

Подход DA1 используют проектировщики Великобритании, Исландии, Литвы, Румынии, Португалии.

Подход DA2 используют проектировщики Финляндии, Эстонии, Германии, Польши, Словакии, Испании, Греции.

Подход DA3 используют проектировщики Норвегии, Швеции, Дании.

По Франции используется или DA1 или DA2, в Италии – или DA2 или DA3, в Чехии используют все три подхода.

Главной особенностью Еврокода 7 [3] является большая свобода методик расчета фундаментов и при этом [3] предлагает общий рекомендательный характер, который позволяет проектировщикам выбрать способ расчета фундаментов. При этом выборе проектировщик принимает всю ответственность на себя.

Национальные нормы Республики Беларусь [1; 2] более конкретны и лаконичны и в большинстве уже регламентируют те или иные действия проектировщика, снимая с него ответственность, если проектировщик соблюдает нормы.

Выводы:

- Положения Еврокода 7 [3] в своем большинстве содержатся в национальных нормах Республики Беларусь [1; 2] на различные геотехнические объекты и, наоборот, большинство положений [1; 2] почти буквально содержится в [3]. Поэтому вопрос гармонизации национальных и европейских норм не должен стать проблемным. Однако некоторые принципиальные положения имеют различную трактовку в национальных нормах и в Еврокоде 7. Одно из них – применение частных коэффициентов надежности по грунту, по материалу, по нагрузкам;

- в Еврокоде 7 даны самые общие требования к расчету фундаментов, в основном по типам сооружений, и отсутствуют требования к исходным данным и особенностям расчетов фундаментов на специфических и слабых грунтах, которые широко распространены в Республике Беларусь. Также присутствуют различия в номенклатуре грунтов и классификационных показателях грунтов;

- Еврокод 7 не предусматривает точные алгоритмы к проектированию и не является регламентирующим документом, потому что в разных европейских странах приняты разные расчетные модели. Однако Еврокод 7 устанавливает общие требования проектирования для всех европейских стран.

ЛИТЕРАТУРА

1. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства: ТКП 45-5.01-256-2012(02250). – Введ. 01.07.2012. – Минск: М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2013. – 137 с.
2. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.01-254-2012(02250). – Введ. 01.07.2012. – Минск: М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2012. – 102 с.
3. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Ч. 1. Общие правила: ТКП EN 1997-1-2009 (02250). – Введ. 10.12.2009. – Минск: М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2010. – 121 с.
4. Франк, Р. Проектирование свайных фундаментов в соответствии с Еврокодом 7 / Р. Франк: лекция XIII Дунайско-Европейской конф. по геотехнике, Любляна, Словения, 29–31 мая 2006 г. – 11 с.
5. Никитенко, М.И. Основные принципы геотехнического проектирования и исследования свойств грунтов в соответствии с ТКП EN 1997 / М.И. Никитенко, С.В. Игнатов. Отличия при проектировании плитных фундаментов // Вопросы перехода на европейские нормы проектирования строительных конструкций: науч.-техн. семинар, Минск, 2010 г. / СФ БНТУ. – Минск: БНТУ, 2010. – С. 82–94.
6. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 7. Геотехническое проектирование / Р. Франк [и др.]; под науч. ред. А.З. Тер-Мартинянца. – М.: МГСУ, 2013. – 360 с.
7. Eurocode 7: Geotechnical Design. Worked examples. Support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes / Andrew J. Bond [et al.]. – Dublin, 13–14 June, 2013. – 172 p.

УДК 624.15

**РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПО НОРМАМ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
И EUROCODE7 «GEOTECHNICALDESIGN» (PART 1)****А.Я. ТЕРЕНТЬЕВ, В.В. БОНДАРЬ***(Представлено: канд. техн. наук, доц. Н.Г. ЛОБАЧЕВА)*

Приведен сравнительный анализ методик расчетов несущей способности забивных и буронабивных железобетонных свай по данным статического зондирования согласно действующим нормативным документам Республики Беларусь и EUROCODE 7 «Geotechnical design» (part 1).

Происходящая в последние годы глобализация мирового экономического и социального пространства предполагает выработку унифицированных, общепризнанных основ для интеграции. Поэтому на данный момент является актуальной задача о «гармонизации» европейских норм с нормами Республики Беларусь.

Еврокоды – это нормативные документы в области строительства, согласованные на уровне Евросоюза и рекомендованные к применению странами-членами союза с учетом национальных особенностей. Национальные приложения к еврокодам предусматривают дополнительные требования к отдельным параметрам строительства, которые могут быть выше, но не ниже общеевропейских. Эти требования каждая страна определяет самостоятельно.

В данной работе рассмотрены нормы Республики Беларусь по проектированию ТКП 45-5.01-256-2012 «Сваи забивные», ТКП 45-5.01-254-2012 «Основания и фундаменты» и Технический кодекс Еврокод 7 «Геотехническое проектирование», приведен сравнительный анализ различий методов проектирования и расчета свайных фундаментов.

В национальных нормах Республики Беларусь и Еврокоде 7 есть ряд похожих положений в проектировании по предельным состояниям. Однако, несмотря на существующие принципы и расчеты, результаты проектирования остаются различными. Прямое использование европейских норм без учета национальных особенностей проектирования и расчета фундаментов в Республики Беларусь невозможно.

По ТКП основания и фундаменты должны рассчитываться по двум группам предельных состояний: первая группа – по потере несущей способности (потеря устойчивости, формы, различные виды разрушения материалов: просадка, выпор, трещины и др.), вторая – по деформациям (непригодности к эксплуатации всего сооружения или его отдельных частей).

Еврокод 7 также рекомендует выполнять расчет по двум группам предельных состояний, однако в отличие от ТКП более расширен диапазон случаев расчета.

Первое предельное состояния включает в себя следующие расчеты:

- «потеря устойчивости сооружением или основанием, которые считаются телами большой жесткости, где прочность конструкционных материалов и грунта играет незначительную роль в обеспечении несущей способности (EQU), например, опрокидывание подпорного сооружения на скальной породе;

- «внутреннее разрушение или чрезмерная деформация сооружения или его строительных элементов, включая фундаменты, сваи, подвальные стены и т.д., для которых прочность строительных материалов играет решающую роль в обеспечении несущей способности (STR)»;

- «разрушение или чрезмерная деформация основания, для которого прочность грунта или скальной породы являются определяющими в обеспечении несущей способности (GEO)», например, общая устойчивость, несущая способность фундаментов на естественном основании или свайных фундаментов;

- «потеря устойчивости сооружением или основанием вследствие увеличения гидростатического давления воды (взвешивающее действие) или выпора грунта (UPL)»;

- «гидравлический подъем, внутренняя эрозия и вымывание грунта, вызванные гидравлическими градиентами (HYD)».

Второе предельное состояние включает в себя такие расчеты:

- чрезмерные деформации (прогибы, углы поворота и т.д.);

- вибрации;

- местные деформации.

Анализ последних достижений и публикаций. В лекции [4] приводятся примеры проектирования свайных фундаментов, на которые воздействует осевая нагрузка: на основе испытания грунта и испытаний свай на нагружение. В статье [5] приведены отличия при проектировании плитных фундаментов по нормам Республики Беларусь и европейским нормам. Авторы [6; 7] объясняют и комментируют статьи Еврокода 7, содержащие новые подходы к проектированию, приводят примеры расчета свайных фундаментов по европейским нормам.

Выделение нерешенных прежде частей общей проблемы. Несмотря на повышенный интерес известных ученых к избранной проблематике, «гармонизация» расчета свайных фундаментов по данным статического зондирования по национальным и европейским нормам не теряет актуальности. Эти вопросы остаются нераскрытыми сполна, что требует их дальнейшего развития.

Проведение сравнения расчета несущей способности по данным статического зондирования забивных и буронабивных железобетонных свай по национальным и европейским нормам проектирования – *цель данной работы.*

Для расчета свайных фундаментов в данной работе были приняты результаты статического зондирования на территории Витебской области Республики Беларусь, представленные в таблице.

Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов

Инженерно-геологические элементы, грунт	Удельный вес, кН/м ³		Удельное сцепление, кПа		Угол внутреннего трения, град		Модуль деформации, МПа
	γ_n	γ_{II}	c_n	c_{II}	φ_n	φ_{II}	
1. Насыпной слой	19,80	19,4	$R_0 = 80$ кПа				
2. Глина тугопластичная средней прочности	19,6	19,5	38	38	14	14	12
3. Суглинок моренный тугопластичный средней прочности	21,4	21,3	30	30	25	25	6
4. Суглинок моренный полутвердый прочный	21,6	21,6	42	42	26	26	19

Примечания:

1. Характеристики относятся к грунтам ненарушенного сложения и природной влажности.
2. Вертикальная нагрузка на свайный фундамент принята условно и составляет 2000 кН.

Первая часть данной работы заключается в расчете свайного фундамента по национальным нормам Республики Беларусь.

Расчет забивных железобетонных свай по национальным нормам Республики Беларусь

Принимаем железобетонные сваи квадратного сечения с поперечным сечением 0,4×0,4 м длиной 6 м. Глубина заделки сваи в ростверк $l_3 = 0,5$ м. Принимаем глубину заложения ростверка 1,6 м.

Площадь поперечного сечения $A_c = 0,16$ м², периметр $U_i = 1,6$ м.

Определяем несущую способность по грунту F_d , кН, забивной сваи, работающей на сжимающую нагрузку, по результатам статического зондирования согласно [1].

Среднее предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке:

$$R_s = \beta_{li} \cdot \bar{q}_{sl} = 0,83 \cdot 3,38 = 2,8 \text{ МПа}, \quad (1)$$

где β_{li} принимаем по таблице 7.7 [1].

Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности забивной сваи

$$\bar{R}_{fs} = \frac{\sum_1^n \beta_{2i} \bar{f}_{sl} h_{sl}}{h} = \frac{0,435 \cdot 92,44 \cdot 0,93 + 1,235 \cdot 25,03 \cdot 1,1 + 0,817 \cdot 64,23 \cdot 3,47}{5,5} = 46,09 \text{ кПа}, \quad (2)$$

где β_{2i} принимаем по таблице 7.7 [1].

Частные значения предельного сопротивления оснований свай определяем по формуле [1]:

$$F_u = 2800 \cdot 0,16 + 46,09 \cdot 5,5 \cdot 1,6 = 853,59 \text{ кПа}.$$

Для одного испытания $F_d = F_u$.

Расчет буронабивных железобетонных свай по национальным нормам Республики Беларусь

Принимаем железобетонные сваи круглого сечения с поперечным сечением $d = 0,4$ м, длиной 6 м. Площадь поперечного сечения $A_c = 0,1256$ м², периметр $U_i = 1,256$ м. Глубина заделки сваи в ростверк $l_3 = 0,5$ м. Принимаем глубину заложения ростверка 1,6 м.

Расчет производим по формулам [1].

$$F_u = 2800 \cdot 0,126 + 46,09 \cdot 5,5 \cdot 1,256 = 670,07 \text{ кПа}.$$

Для одного испытания $F_d = F_u$.

Расчет свай по данным статического зондирования по Еврокод 7

При проектировании на основе результатов полевых испытаний грунта допускается применение альтернативной процедуры, которая во многих европейских странах является традиционной в практике строительства. Процедура направлена на определение характеристических значений сопротивления по основанию сваи и трения по боковой поверхности q_{bk} и q_{sik} исходя из параметров грунта с помощью уравнений и графиков соответствующего вычислительного метода.

Тогда

$$R_{bk} = q_{bk}A_b; \quad (3)$$

$$R_{sk} = \sum q_{sik}A_{si}, \quad (4)$$

где A_b и A_{si} – область основания сваи и поверхность ствола сваи в слое i .

В нормах не уточняется, какие величины должны использоваться при альтернативном подходе: характеристические значения параметров грунта или более «традиционные» величины. Однако в примечании указывается: если «используются значения частных коэффициентов γ_b и γ_s , рекомендуемые в приложении А, может потребоваться их корректировка с помощью коэффициента моделирования больше 1,0. Величина коэффициента моделирования может определяться по Национальному приложению [3]. Это объясняется тем, что в данной процедуре не применяется коэффициент корректировки ξ .

Согласно альтернативной процедуре изменчивость грунта рассматривается способом, отличающимся от метода, основывающегося на результатах испытания статической нагрузкой или от процедуры «модельной сваи», основывающейся на результатах испытаний грунта. Поскольку частные коэффициенты γ_b , γ_s и γ_t (табл. А.6, А.7 и А.8 [3]) применяются в сочетании с коэффициентами они могут быть неприменимы с «альтернативной» процедурой. Коэффициент моделирования, возможно, должен быть введен или напрямую включен при расчете значений $q_{b,k}$ и $q_{s,k}$.

Предположение А. Вычисленные значения q_s и q_b могут рассматриваться как характеристические, поскольку они получены с постоянным учетом N . Поэтому считаем, что величины рекомендуемые в приложении А EN 1997-1 применимы без привлечения коэффициента сопротивления модели, если он больше 1.

Предположение Б. Вычисленные значения q_s и q_b не могут рассматриваться как характеристические, так как они основываются на величинах N , которые неточны, а нормы для расчета недостаточно консервативны. Поэтому можно считать, что величины рекомендуемые в приложении А EN 1997-1 применимы с привлечением коэффициента модели сопротивления, если он больше единицы, для данного примера принимаем $\gamma_{Rd} = 1,1$.

Расчет забивных свай по Еврокод 7

Расчет ведем по формулам (3), (4).

Предположение А

$R_{c,d}$ – несущая способность сваи (расчетное значение).

$$R_{c,d} = 512 + 115,39 = 627,39 \text{ кН.}$$

Предположение Б

$$R_{c,d} = 465,45 + 104,9 = 570,35 \text{ кН.}$$

Расчет буронабивных свай по Еврокод 7

Предположение А

$R_k = R_{cal}$

$$R_k = R_{b,k} + R_{s,k} = 400 + 365,57 = 765,57 \text{ кН.}$$

Предположение Б

$$R_k = \frac{R_{cal}}{\gamma_{Rd}} = \frac{765,57}{1,25} = 612,46 \text{ кН.}$$

Результаты выполненных исследований проиллюстрированы рисунками 1, 2.

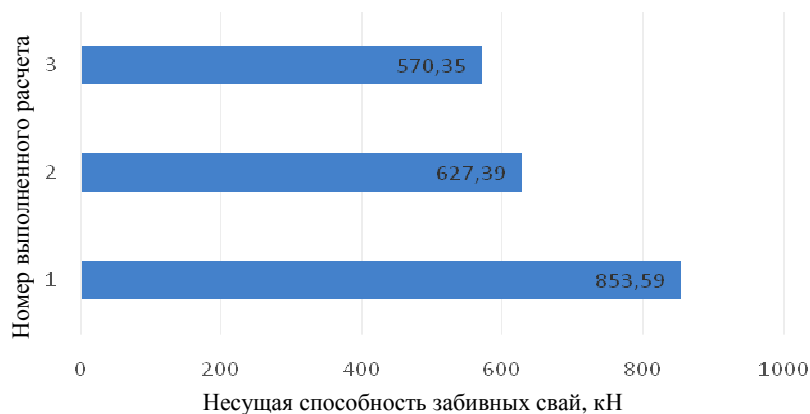


Рис. 1. Несущая способность забивной сваи по данным статического зондирования, полученная при расчете: 1 – ТКП; 2 – Еврокод 7 (предположение А); 3 – Еврокод 7 (предположение Б)

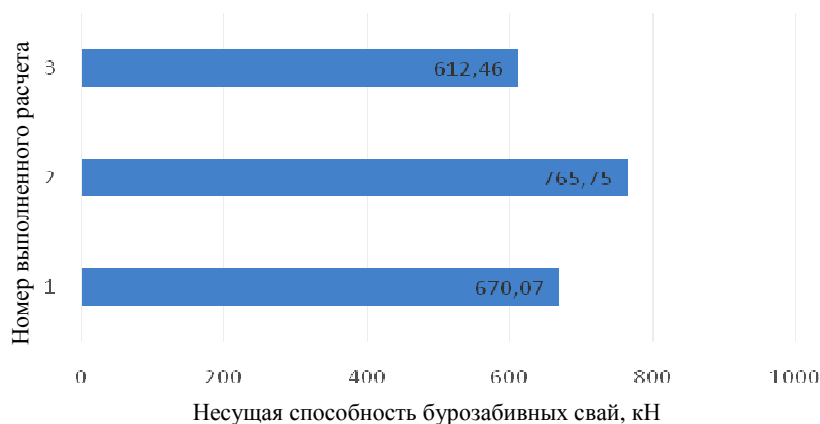


Рис. 2. Несущая способность буронабивной сваи по данным статического зондирования, полученная при расчете: 1 – ТКП; 2 – Еврокод 7 (предположение А); 3 – Еврокод 7 (предположение Б)

В заключение проведенного исследования можно сделать следующие *выводы*:

- значение несущей способности забивной сваи по данным статического зондирования, полученное путем вычисления по национальным нормам Республики Беларусь, является максимальным и превышает на 26,5 % значение несущей способности забивной сваи, полученное при расчете по европейским нормам (предположение А), и на 33,18 % по предположению Б.

- значение несущей способности буронабивной сваи по данным статического зондирования, полученное путем вычисления по национальным нормам Республики Беларусь, меньше на 14,28 %, чем расчетное значение несущей способности по европейским нормам (предположение А), и выше на 8,6 % расчетного значения несущей способности по предположению Б;

- при «гармонизации» национальных норм Республики Беларусь и европейских норм требуется большее внимание уделить расчету несущей способности забивных свай, так как разница между значениями расчетной несущей способности буронабивных свай по национальным и европейским нормам (предположение Б) не превышает 10 %. Однако полноценное применение второго подхода (предположение Б) в проектировании свайного фундамента в Республике Беларусь затруднено, потому что имеются различия между коэффициентами надежности и значениями несущей способности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства: ТКП 45-5.01-256-2012(02250). – Введ. 01.07.2012. – Минск: М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2013. – 137 с.
2. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.01-254-2012(02250). – Введ. 01.07.2012. – Минск: М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2012. – 102 с.
3. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Ч. 1. Общие правила: ТКП EN 1997-1-2009 (02250). – Введ. 10.12.2009. – Минск: М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2010. – 121 с.

4. Франк, Р. Проектирование свайных фундаментов в соответствии с Еврокодом 7 / Р. Франк: лекция XIII Дунайско-Европейской конф. по геотехнике, Любляна, Словения, 29–31 мая 2006 г. – 11 с.
5. Никитенко, М.И. Основные принципы геотехнического проектирования и исследования свойств грунтов в соответствии с ТКП EN 1997 / М.И. Никитенко, С.В. Игнатов // Вопросы перехода на европейские нормы проектирования строительных конструкций: науч.-техн. семинар / СФ БНТУ. – Минск: БНТУ, 2010. – С. 82–94.
6. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 7. Геотехническое проектирование / Р. Франк [и др.]; под науч. ред. А.З. Тер-Мартиняна. – М.: МГСУ, 2013. – 360 с.
7. Eurocode 7: Geotechnical Design. Worked examples. Support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes / Andrew J. Bond [et al.]. – Dublin, 13–14 June, 2013. – 172 p.

УДК 624.131.63.001.24

РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНОЙ ЧАСТИ БУНКЕРА ДЛЯ СЫПУЧИХ МАТЕРИАЛОВ

В.А. ЛОВШОВА, И.О. КОРНИЛОВА

(Представлено: канд. техн. наук, проф. В.Д. ГРИНЁВ; доц. А.Г. ЩЕРБО)

Рассматриваются вопросы расчета стенок бункера с учетом возникающих в толще материала жесткого ядра и призмы обрушения. Представлен сравнительный анализ результатов, полученных в данной работе, с результатами классического решения.

Ёмкости для хранения сыпучих материалов получили широкое распространение в различных отраслях производства. Наиболее технологичными в процессе сооружения и эксплуатации представляются емкости прямоугольной формы. При хранении, а также истечении сыпучего материала без учета динамических эффектов стенки прямоугольной части бункера испытывают одинаковое боковое давление.

Существует несколько вариантов поведения сыпучего материала при выпуске его из бункеров.

Рассмотрим варианты поведения и формы истечения для определенных видов сыпучих материалов.

Зависание сыпучего материала, то есть отложение его на днище, стенках бункера, вызванное слеживанием материала, исключается правильным выбором формы истечения сыпучего материала. При нормальной форме истечения в бункере образуются две зоны: узкий столб движущегося материала над выпускным отверстием – зона потока; неподвижная часть материала у стенок – застойная зона, которая может превратиться в слежавшуюся массу, в зависание. Для хорошо сыпучих материалов следует проектировать бункера с негидравлической формой истечения. К хорошо сыпучим материалам, то есть материалам, не имеющим сцепления, относятся щебень, галька, песок с влажностью менее 2 %, а также неразмокающие в воде материалы с крупностью самых мелких частиц более 2 мм при любой влажности.

В зависимости от свойств сыпучего материала, а также формы и размеров емкости возникают различные виды движения сыпучего материала. Первой формой истечения – истечения с трубообразованием – называется образование над выпускным отверстием узкой зоны движения, вокруг которой сыпучий материал неподвижен. Второй формой истечения – массовое истечение – называют процесс, когда сыпучий материал образует область малоподвижного или полностью неподвижного материала только в нижней зоне

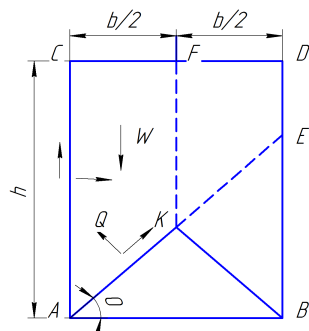


Рис. 1. Расчетная схема

аппарата. Между предельными состояниями возникают промежуточные формы, которые могут существовать длительное время. При хранении и всех указанных формах истечения сыпучего материала стенки бункера испытывают боковое давление, которое является определяющим фактором при расчете их прочности. Ниже рассматривается расчет прямоугольной части бункера в предположении статического приложения бокового давления.

При проектировании силосов, бункеров, перемычек и подпорных стен для определения бокового давления сыпучих материалов применяются графические методы Кульмана (1), (2), формулы Кеннена – Янсена и Эри (3). Вывод формул Эри для определения горизонтального давления на высокие стены бесконечной длины, ограничивающие сыпучую среду, основывается на классическом решении условий равновесия призмы обрушения *АСДЕ*, (рис. 1).

Определение бокового давления на стенки бункера. При расчёте бокового давления по формулам Эри наблюдается значительное расхождение с результатами экспериментов, что позволяет предположить образование некоторого жёсткого ядра *АКБ*, по которому может произойти сползание призмы

обрушения *ACFK* и *KFDB*. Для обоснования этого утверждения введём следующие допущения: материал засыпки принимается несвязным, по плоскости обрушения *AC* и *AK* действуют силы трения.

Исходя из условий равновесия призмы *ACFK*, получим:

$$Q = W \cdot \frac{tg\theta - \mu}{1 - \mu\mu' + (\mu + \mu')tg\theta}; \quad (1)$$

$$W = \frac{\gamma^b}{2} \left(h - \frac{btg\theta}{4} \right). \quad (2)$$

Здесь – θ угол плоскости обрушения с горизонтом; μ – коэффициент внутреннего трения материала засыпки; μ' – коэффициент трения засыпки о стенки емкости; γ – плотность материала засыпки.

Наибольшее боковое давление находится при подстановке в формулу (1) найденного значения

$$tg\theta = \sqrt{\frac{4h}{b} \cdot \frac{1 + \mu^2}{\mu + \mu'} + \frac{\mu}{\mu + \mu'} + \frac{(\mu - \mu\mu')^2}{(\mu + \mu')^2}} - \frac{1 - \mu\mu}{\mu + \mu'}; \quad (3)$$

$$tg\theta = \sqrt{Z} - \frac{1 - \mu\mu}{\mu + \mu'}.$$

Интенсивность бокового давления по высоте стенки может быть получена из условия

$$q = \frac{dQ}{dn},$$

$$\frac{\gamma b}{2(\mu + \mu')} \left\{ 1 - 1,5 \frac{1 + \mu^2}{(\mu + \mu')\sqrt{z}} + \frac{(1 + \mu^2) \left[\frac{2h}{b} + \frac{1 - \mu\mu'}{2(\mu + \mu')} \right]}{(\mu + \mu')\sqrt{z} \left[\frac{4h}{b} + \frac{-\mu}{1 + \mu^2} + \frac{(1 - \mu\mu)^2}{(\mu + \mu')(1 + \mu^2)} \right]} \right\}. \quad (4)$$

Выражение (4) упрощается, если принять

$$\left[\frac{2h}{b} + \frac{1 - \mu\mu'}{2(\mu + \mu')} \right] \div \left[\frac{4h}{b} + \frac{\mu}{1 + \mu^2} + \frac{(1 - \mu\mu)^2}{(\mu + \mu')(1 + \mu^2)} \right] = 0,5;$$

$$q = \frac{\gamma b}{2(\mu + \mu')} \left[1 - \frac{1 + \mu^2}{(\mu + \mu')\sqrt{z}} \right]; \quad (5)$$

$$z \rightarrow \infty q = q_{\max} \left[1 - \frac{1 + \mu^2}{(\mu + \mu')\sqrt{z}} \right].$$

Определяемое (5) наибольшее боковое давление оказалось вдвое меньше по сравнению с вычисленным по формуле Эри.

На основании анализа результатов, полученных в [1], в [2] предлагается замена равномерно распределенного по периметру бокового давления на нагружение пояса силоса по схеме «треугольник по короткой стороне – трапеция по длинной». Такое распределение горизонтального давления более точно учитывает его заниженную величину, что подтверждают результаты, представленные в [3].

Расчеты пояса бункера методом сил. Прямоугольный пояс бункера является замкнутым контуром, то есть системой, трижды статически неопределимой.

Расчет рамы выполнен методом сил [4; 5], основная система метода сил показана на рисунке 2.

Система канонических уравнений метода сил имеет следующий вид:

$$\begin{aligned} \sigma_{11}x_1 + \sigma_{12}x_2 + \sigma_{13}x_3 + \Delta_{1p} &= 0; \\ \sigma_{21}x_1 + \sigma_{22}x_2 + \sigma_{23}x_3 + \Delta_{2p} &= 0; \\ \sigma_{31}x_1 + \sigma_{32}x_2 + \sigma_{33}x_3 + \Delta_{3p} &= 0. \end{aligned} \quad (6)$$

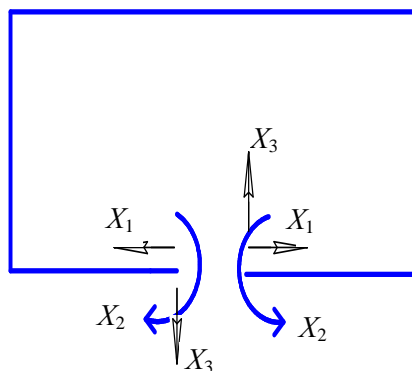


Рис. 2

Рассматриваемая основная система образована с использованием свойств симметрии, что позволяет разделить систему уравнений (6) на подсистемы:

$$\sigma_{11}x_1 + \sigma_{12}x_2 + \Delta_{1p} = 0; \quad (7)$$

$$\sigma_{33}x_3 + \Delta_{3p} = 0;$$

$$\sigma_{21}x_1 + \sigma_{22}x_2 + \Delta_{2p} = 0.$$

Последнее из уравнений (6) превращается в тождество вследствие симметрии нагрузки. Таким образом, задача сводится к решению системы двух уравнений (7). При расчете рамы приняты размеры прямоугольника $a = 3$ м, $b = 4$ м. Определение коэффициентов при неизвестных и свободных членах канонических уравнений выполнено по правилу Верещагина.

Решение системы уравнений (7): $x_1 = -1,52$; $x_2 = -1,22$.

Окончательную эпюру моментов строим по формуле:

$$M = M_p + m_1x_1 + m_2x_2.$$

Окончательная эпюра моментов представлена на рисунке 3.

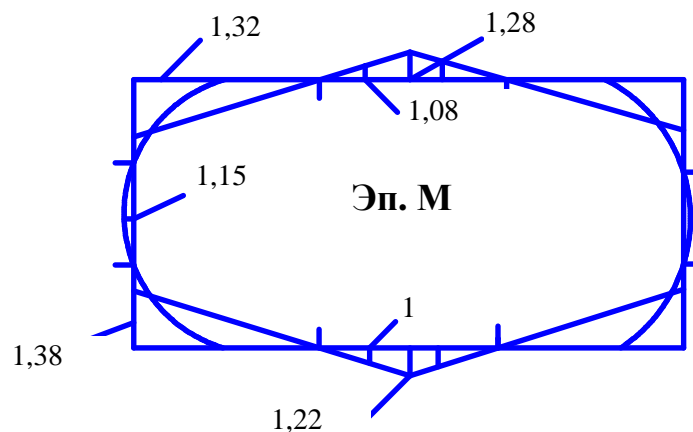


Рис. 3

Сравнение результатов приведенного расчёта с полученными в [6; 7] представлено в таблице.

Точки	1	2	3	4	5
Равномерная нагрузка	1,31	1,55	0,16	1,55	1,31
Уточнённая нагрузка	1,22	1,38	0,15	1,32	1,28

Сравнительный анализ полученного решения с результатами, приведенными в [6, с. 331, 332; 7], где нагрузка рассматривается в виде равномерно распределенной по периметру рамы, свидетельствует: изгибающие моменты в среднем сечении длинной стороны меньше на 7 %; в среднем сечении короткой стороны меньше на 9 %; наибольшее уменьшение изгибающих моментов приходится на узлы рамы и составляет около 12 %.

ЛИТЕРАТУРА

1. К определению давления сыпучих тел / В.Д. Гринев [и др.] // Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях: материалы междунар. конф. – Суммы ИПП «Мрія» ЛТД, 1994. – С. 188–189.
2. Гринев, В.Д. О распределении горизонтального давления сыпучих материалов по периметру стен / В.Д. Гринев // Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях: материалы междунар. конф. – Суммы ИПП «Мрія» ЛТД, 1994. – С. 192–193.
3. Кудзис, А.П. Железобетонные и каменные конструкции / А.П. Кудзис. – М.: Высш. школа, 1998. – Ч. 2: Конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений. – 218 с.
4. Прочность, устойчивость, колебания. Справочник / И.А. Биргер [и др.]. – Т. 1. – М.: Машиностроение, 1988. – С. 487–489.
5. Писаренко, Г.С. Справочник по сопротивлению материалов / Г.С. Писаренко, А.П. Яковлев, В.В. Матвеев. – Киев: Наукова думка, 1975. – С. 328–331.
6. Сахновский, К.В. Железобетонные сооружения / К.В. Сахновский. – Ленинград-Москва, Госстройиздат, 1933. – 842 с.
7. Справочник проектировщика промышленных сооружений. – Москва-Ленинград, 1935. – Т. 4: Железобетонные конструкции ОНТИ. – 457 с.
8. Руководство по расчету и проектированию железобетонных, стальных и комбинированных бункеров. – М.: Стройиздат, 1985. – Т. 4: Железобетонные конструкции ОНТИ.

УДК 620.169.2

КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ УСИЛЕНИЯ БАЛКОННЫХ ПЛИТ

Н.А. ЧЕЛНОКОВА, Е.Ю. КУПИНА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. А.И. КОЛТУНОВ)

Рассматриваются возможные варианты усиления балконных плит при реконструкции жилых зданий. Приведены наиболее распространённые варианты усиления балконных плит путём подведения дополнительных опор с изменением расчётной схемы балкона.

Балкон – это навесная конструкция (площадка), которая выступает из вертикальной плоскости стены фасада жилого дома или другого многоэтажного строения. Всегда имеет ограждения. В домах панельного типа балконные плиты опираются на железобетонные конструкции с применением перекрытий.

За длительный период эксплуатации балконные плиты могут получить повреждения, что проявляется в виде: шелушения окрасочного покрытия; высолов на поверхности бетона; трещин вдоль арматурных стержней; сколов защитного слоя бетона с оголением и коррозией арматуры, закладных деталей; шелушения защитного лакокрасочного покрытия с поверхности существующих подвесов; уменьшения защитного слоя бетона арматуры балок; налета коррозии на арматуре. Всё это свидетельствует о полной нейтрализации защитного слоя бетона. Возможные причины разрушения бетона – попадание атмосферных и талых вод на поверхность конструкций, приводящее к их водонасыщению, малый защитный слой бетона. В осенне-весенний период, в результате воздействия попеременного замораживания и оттаивания, происходит размораживание бетона. Кроме того периодическое увлажнение-высушивание поверхности способствует карбонизации бетона, то есть его нейтрализации и снижению пассивирующего эффекта по отношению к арматуре. В результате нейтрализации защитного слоя происходит коррозия арматуры, продукты которой, увеличиваясь в объеме, приводят к возникновению продольных по отношению к стержням трещин и отслоению защитного слоя бетона с оголением арматуры, что вызывает изменение технического состояния балконных плит. В новом состоянии они могут не удовлетворять предъявляемым требованиям по прочности, жёсткости или трещиностойкости. Для определения фактического технического состояния строительных конструкций эксплуатируемых зданий выполняют обследования, натурные испытания и поверочные расчёты.

Техническое состояние конструкций характеризуется следующими категориями:

I – исправное (хорошее) состояние – малозначительные дефекты устраняются в процессе технического обслуживания;

II – неисправное (удовлетворительное) состояние – дефекты устраняются в процессе технического обслуживания и текущего ремонта;

III – ограниченно работоспособное (не вполне удовлетворительное) состояние – опасность обрушения отсутствует. Необходимо соблюдение всех эксплуатационных требований. Возможны ограничения на некоторые параметры эксплуатации. Требуется ремонт;

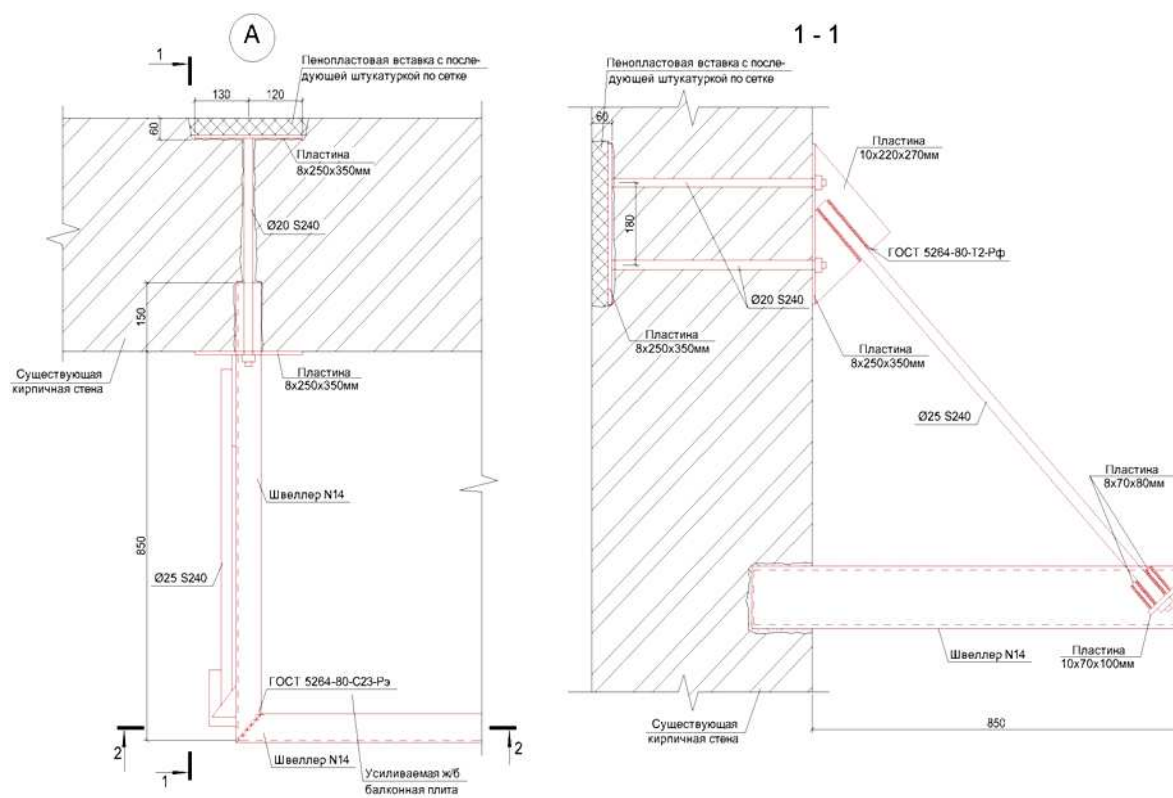
IV – неработоспособное (неудовлетворительное) состояние – необходимо срочное ограничение нагрузок. Требуется капитальный ремонт, усиление или замена элементов или конструкций (уточняется расчетом);

V – предельное (предаварийное) состояние – требуется вывод людей из опасной зоны, срочная разгрузка конструкций и (или) устройство временных креплений с последующей разборкой и заменой конструкций.

Если поверочные расчёты, выполненные с учётом выявленных дефектов, показали достаточную несущую способность элементов балконов, производится их косметический ремонт. При недостаточной несущей способности элементов балкона делают их усиление. Перед работой по усилению плит их возможно больше разгружают: удаляют полы, стяжку, гидроизоляцию, поверхностный расслоившийся слой бетона. Это позволяет более быстро включить в работу конструкцию усиления, так как она начинает работать только на нагрузку, прикладываемую после окончания усиления.

Выполнить усиление балконных плит, сохраняя их консольную схему работ, очень сложно. Поэтому усиливают консольные плиты балконов обычно постановкой дополнительных опор, при которых плиты начинают работать как опертые по контуру.

Наиболее распространённый способ усиления плит – окаймление их по трём сторонам швеллерами. Для консольных балконных плит используют обычно швеллеры № 12...16. Номер швеллера подбирается из условия, чтобы между нижней поверхностью плиты и нижней полкой швеллера оставался зазор не менее 5 мм для обеспечения нормальных условий его зачеканки. Верхняя полка швеллера должна быть в уровне стяжки под гидроизоляцию. Продольные и поперечные швеллеры сваривают в местах их сопряжения. Поперечные швеллеры заделывают в стены. Выполнять такую заделку швеллеров в стену обычно не удастся, иногда это невозможно, поэтому к стенам крепят наклонные тяжи, поддерживающие наружный край конструкции усиления (рис. 1).



Усиление конструкции балконной плиты в кирпичном здании с подведением тяжей сверху

Усиление плит с наклонными тяжами можно ввести в работу, сделав наклонные тяжи предварительно напряжёнными.

Предварительное напряжение в наклонных тяжах можно создать с помощью анкеров, крепящих тяжи к стене. Для этого «глухие» анкера, имеющие трубчатые гильзы, вначале устанавливаются в скважины в стене и натяжением гаечным ключом расширяют внутренний конец трубчатой гильзы до такого состояния, чтобы анкерный стержень не мог больше выдвигаться из гильзы. Затем устанавливают опорный лист с приваренным к нему тяжем. Между стеной и опорным листом должен оставаться зазор до 25 мм. Натяжением гаек анкеров зазор уменьшают, создавая при этом предварительное напряжение в наклонных тяжах. Гайки тяжей затягивают до отказа стандартным ключом. Отверстия в швеллере могут быть больше диаметра анкера, а отверстие в шайбе должно быть равно диаметру анкера. Шайбу приваривают к швеллеру после натяжения гайки. Оставшийся зазор между стеной и опорным листом заполняют цементным раствором.

При невозможности заделки швеллеров в стену их приваривают к вертикальным элементам усиления, изготавливаемым обычно из уголка, прикреплённого сквозными или «глухими» анкерами к стене.

Сквозные анкера нежелательны, так как они становятся «мостиками холода». Их рекомендуется ставить только при невозможности использовать «глухие» анкера (например, при низкой прочности бетона стеновой панели).

Усилить консольную балконную плиту можно также обрамлением её швеллерами с опиранием последних на наклонные подкосы и вертикальные стойки, прикреплённые «глухими» анкерами к стене. Зазор между нижними полками швеллеров и плитой зачеканивают полусухой цементно-песчаной смесью. После этого восстанавливают нижнюю наружную поверхность бетона плиты торкрет-бетоном и выполняют работы по устройству стяжек, гидроизоляции и полов. Плита балкона рассчитывается по её новой схеме работы. Если при этом имеющейся нижней арматуры недостаточно, ставят снизу дополнительную арматурную сетку из арматурных стержней класс А-I диаметром не менее 6 мм с ячейками 200×200 мм. Арматурные стержни опирают на нижние полки швеллеров, а со стороны стены – на пристреленный дюбелями уголок. На все открытые стальные конструкции усиления наносят антикоррозийное покрытие. При сильной коррозии верхней арматуры консольных плит и удовлетворительном состоянии нижней поверхности плиты в зоне её примыкания к стене можно поставить дополнительную предварительно напряжённую арматуру.

Создать предварительное напряжение можно натяжением анкеров или попарным стягиванием арматурных стержней. Диаметр дополнительной арматуры должен быть не менее 10 мм, а шаг – не более 200 мм. Сверху дополнительные арматурные стержни после их натяжения покрываются цементной стяжкой слоем не менее 15 мм. По стяжке наносят гидроизоляцию и делают полы. Наклон стержней к исходному положению и при попарном стягивании делают равным $\sim 0,03$.

Если балконные плиты опираются на консольные балки, заделанные в стену, то наряду с определением состояния плит устанавливается состояние консольных балок.

Балки балконов, выполненные из стали и имеющие в результате коррозии недостаточную несущую способность, усилить наращиванием сечения затруднительно, так как материал наращивания должен быть заделан на необходимую длину в стены, а сделать это достаточно сложно. В этом случае можно рекомендовать устройство из стального проката в виде дополнительных кронштейнов под балками. В отношении новых зданий это приведет к изменению фасада, что не всегда допустимо.

Железобетонные консольные балки балконов, имеющие недостаточную несущую способность, можно также разгрузить с помощью дополнительных кронштейнов, выполненных из стали.

Стальные консольные балки и дополнительные кронштейны рекомендуется обетонировать, используя их в качестве жесткой арматуры. Такая конструкция будет долговечнее, чем при оштукатуривании по сетке стальных элементов.

Сильно разрушенные железобетонные плиты, уложенные на консольные балки, можно разобрать и заменить новыми. Возможно также их усиление путем наращивания сверху слоем армированного бетона не менее 30 мм, а также постановкой дополнительной предварительно напряженной арматуры снизу плиты с последующим нанесением слоя торкрет-бетона. Напряжение в арматуре можно создать путем попарного стягивания арматурных стержней.

Стальные несущие конструкции балконов, сильно поврежденные коррозией, обычно подлежат замене на новые.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мальганов, А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / А.И. Мальганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук; под ред. А.И. Мальганов. – Томск: АСВ, 1990. – 320 с.

2. Гроздов, В.Т. Усиление строительных конструкций / В.Т. Гроздов. – СПб.: ВИТУ, 1997. – 264 с.
3. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования: ТКП 45-1.04-208-2010.
4. Шагин, А.Л. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин; под ред. А.Л. Шагина. – М.: Высш. шк., 1991. – 352 с.
5. Бедов, А.И. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений: учеб. пособие / А.И. Бедов, В.Ф. Сапрыкин. – М.: Изд-во АСВ, 1995. – 192 с.

УДК 620.169.2

ОПТИМИЗАЦИЯ КОНСТРУКЦИЙ ВОЗВОДИМЫХ БАЛКОННЫХ ПЛИТ В СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЯХ

Н.А. ЧЕЛНОКОВА, Е.Ю. КУПИНА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. А.И. КОЛТУНОВ)

Рассматривается реконструкция зданий, при которой актуальным является вопрос устройства новых балконов при изменении их функционального назначения. Представлен алгоритм расчёта геометрических характеристик несущих конструкций балконной плиты.

Выбор конструкции выполняемой балконной плиты, прежде всего, зависит от материала и конструкции стены здания. Например, в кирпичных зданиях наиболее распространён вариант со стальными консольными металлическими прокатными балками с различными поддерживающими опорами (подвесками, подкосами). Особое внимание уделяют панельным зданиям из трёхслойных панелей. Несущий слой, на который опираются балконные плиты, очень тонкий, поэтому требуются меры по обеспечению прочности в месте передачи сжимающих усилий.

Алгоритм выполнения расчёта по выбору несущих конструкций балконной плиты в кирпичных зданиях:

- 1) выбор расчётной схемы с определением наиболее эффективной точки крепления тяжа;
- 2) определение нагрузки на балконную плиту:
 - от собственного веса (конструкция плиты, пола и т.п.);
 - полезная нагрузка;
- 3) определение сечения окаймляющего швеллера:
 - продольного (вдоль балкона);
 - поперечного;
- 4) расчет поддерживающих элементов (тяжей, подпорок);
- 5) расчет крепления поддерживающих элементов.

Рассмотрим выполнение данного расчета на примере реконструируемого объекта: «Здание казармы, расположенной по адресу: г. Полоцк, ул. Вологина, д. 2».

Необходимость возведения балконных плит возникла в связи с переводом административно-хозяйственного по назначению здания в разряд жилых (рис. 1).



Рис. 1. Внешний вид здания – фасад «1-13»-«А»

Общая конструктивная схема здания представлена неполной каркасной системой с продольными несущими наружными стенами. Каркас запроектирован по связевой схеме серии ИИ-04. Наружные стены здания толщиной 510 мм выполнены сплошной кладкой керамического кирпича на цементно-песчаном растворе. На всю высоту здания стены облицованы плиткой.

Исходные данные для расчета:

- требуемые габаритные размеры балконной плиты: 1,05×2,30 м;
- марка стали прокатной балки С235;
- класс арматуры для стального тяжа S240;
- марка кирпича по результатам обследования – М15;
- марка раствора по результатам обследования – М6.

Выполним сбор нагрузок на балконную плиту согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» и представим их в таблице.

Нагрузки на балконную плиту

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
Цементно-песчаная стяжка $\rho = 1800 \text{ кг / м}^3$ $\delta = 0,03 \text{ м}$	0,54	1,3	0,7
ЖБ плита $\rho = 2500 \text{ кг / м}^3$ $\delta = 0,056 \text{ м}$	1,4	1,1	1,54
Стальной настил Н60	0,15	1,05	0,16
Равномерно-распределенная временная нагрузка, согласно п. 10а СНиП 2.01.07-85	4	1,5	6
Итого:	6,1		8,4

Таким образом, расчетная равномерно-распределенная линейная нагрузка на балконную плиту:
 $q_n = 8,4 \cdot 1,15 = 9,66 \text{ кН/м}$.

Для принятия эффективных конструктивных решений балконных плит разработана расчётная схема (рис. 2) и проведена её оптимизация с перемещением узла крепления тяжа в наиболее оптимальное положение для получения минимальных геометрических характеристик прокатной металлической балки, используемой для создания окантовочной рамы. То есть выбираем точку опоры, при которой получим минимальный момент сопротивления балки, минимальные продольные усилия в тяже и минимальные опорные реакции.

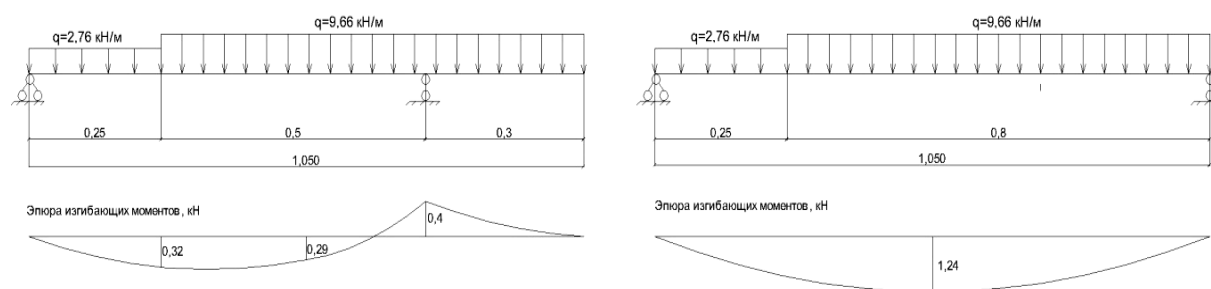


Рис. 2. Сравнение расчетных схем для подбора поперечного швеллера

Подбор швеллера производят исходя из условия (п. 5.12 СНиП II-23-81*):

$$\frac{M_{\max}}{W_y} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где W_y – момент сопротивления сечения брутто относительно осей у-у; R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести; γ_c – коэффициент условий работы.

В результате получаем швеллер 14У высотой 140 мм по ГОСТ 8240-97 с $W_x = 70,2 \text{ см}^3$.

Подбор опорного уголка из расчета на смятие каменной кладки:

$$N_c \leq \psi d R_c A_c,$$

где N_c – продольная сжимающая сила от местной нагрузки, $N_c = 7,14$ кН; ψ – коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки, $\psi = 1$; $d = 1 \psi$; R_c – расчетное сопротивление кладки на смятие; A_c – площадь смятия, на которую передается нагрузка.

Условные марки кирпича и раствора по результатам обследования равны $M'15$ и $M'6$.

Соответственно, расчетное сопротивление кладки составляет 0,5 МПа.

В результате получим уголок 90×6 мм.

Подбор тяжа проводим исходя из условия:

$$\frac{N}{f_{yd}} = A_s.$$

Для S240 $f_{yd} = 155$ МПа продольное усилие в тяже $N = 276,2$ кН 31 кН.

Таким образом, получаем диаметр тяжа $\varnothing 16$.

В результате расчета принимаем следующую схему устройства балконной плиты (рис. 3).

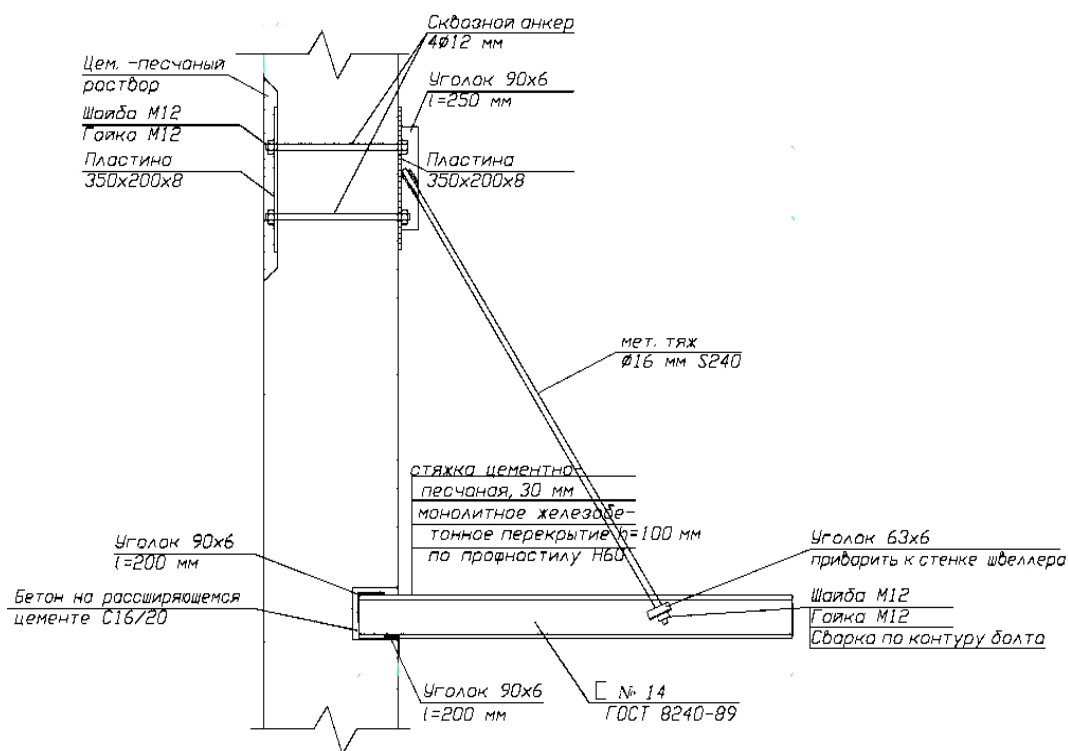


Рис. 3. Схема устройства балконной плиты

ЛИТЕРАТУРА

1. Рекомендации по усилению железобетонных и каменных конструкций / Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк: Полоц. гос. ун-т, 1998. – 245 с.
2. Хило, Е.Р. Усиление строительных конструкций / Е.Р. Хило, Б.С. Попович. – Львов: Вища шк., 1985. – 156 с.
3. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования: ТКП 45-1.04-208-2010.
4. Усиление железобетонных конструкций: пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84*. – Минск: Минстрой-архитектуры, 1998. – 189 с.
5. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81* / Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.

УДК 624.13.539.3

**ГЕОРАДАРНОЕ ЗОНДИРОВАНИЕ
ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННОЙ СТЕНКИ НА ВИТЕБСКОЙ ГЭС****К.С. ГУСЕНОК, Т.А. МИРЗАЕВ, В.С. ПЕТРУШЕНКО***(Представлено: А.Н. ПОЛЯКОВ; канд. техн. наук, доц. А.П. КРЕМНЕВ)**(Полоцкий государственный университет)*

Рассматриваются вопросы практического применения георадарного зондирования в качестве оперативного неразрушающего метода контроля качества выполненных работ возводимой противофильтрационной стенки строящейся Витебской ГЭС.

В настоящее время в Республике Беларусь взят курс на использование потенциала рек для получения энергии гидроэлектростанциями. В процессе возведения конструкций ГЭС зачастую возникает необходимость в оперативном контроле качества выполняемых работ. Одним из наиболее перспективных методов оперативного неразрушающего контроля является георадарное зондирование. В отличие от традиционных методов исследований георадарное зондирование позволяет получить непрерывную целостную картину строения, как оснований, так и возводимых конструкций в плане и по глубине [1; 2].

Метод георадарного зондирования, как и любой волновой метод исследования, основан на изучении распространения волн в среде. В среду совершают излучение импульсов электромагнитных волн, после чего регистрируют сигналы, отраженные от границ раздела слоев зондируемой среды, имеющих различие по диэлектрической проницаемости [3].

Результатом георадарного зондирования является радарограмма (профиль) – массив амплитуд отраженных сигналов с дополнительной информацией по каждому шагу зондирования, записанный в файл. Данные записываются и обрабатываются в блоке управления георадара. Одно физическое измерение (акт отправки и приема сигнала) в записанном виде называется трассой.

Георадар позволяет решать следующие задачи: картирование геологических структур, определение свойств различных отложений, исследование строительных конструкций с получением информации о внутреннем строении, поиск коммуникаций и объектов в различных средах, определение толщины ледяного покрова, определение мощности водяного слоя, картирование поддонных отложений и т.д. [4].

Витебская ГЭС – строящаяся гидроэлектростанция в Беларуси на реке Западная Двина вблизи города Витебска. После завершения строительства эта ГЭС будет крупнейшей в Беларуси.

По проекту Витебская ГЭС представляет собой типичную русловую низконапорную гидроэлектростанцию, включающую в себя бетонную водосбросную плотину, грунтовую плотину, здание ГЭС, однокамерный однопольный судоходный шлюз, распределительное устройство. Проектная мощность строящейся Витебской ГЭС – 40 МВт, среднегодовая выработка – 138 млн. кВт·ч. В здании ГЭС должны быть установлены четыре горизонтальных капсульных гидроагрегата (диаметр рабочего колеса – 3,95 м), мощностью по 10 МВт. Подпорные сооружения ГЭС образуют водохранилище площадью 8,82 км² и объемом 4,1 млн. м³, максимальной шириной 420 м и максимальной глубиной 14 м.

Согласно проекту наряду с возведением основных сооружений ГЭС необходимо устройство так называемых конструкций, совмещенных с грунтовой средой, – противофильтрационных стенок. Противофильтрационная стенка (завеса) – преграда для фильтрационного потока в основании или в местах береговых примыканий водоподпорных гидротехнических сооружений, создаваемая нагнетанием в породы глинистых, цементных и других растворов. Высота стенок на Витебской ГЭС – 10...12,5 м. Противофильтрационные стенки выполнены по струйной технологии. Сущность технологии заключается в использовании энергии высоконапорной струи цементного раствора для разрушения и одновременного перемешивания грунта с цементным раствором в режиме «mix-in-place» (перемешивание на месте). После твердения раствора образуется новый материал – грунтобетон, обладающий высокими прочностными и деформационными характеристиками [5].

Задача данной исследовательской работы – оценить применимость георадара для контроля качества выполнения работ по устройству заглубленной противофильтрационной стенки (поиск сквозных отверстий, пропущенных участков природного грунта в толще стены, выделение участков с отличной от остальной стены волновой картиной) и пригодность для этого антенн различного типа и частотного диапазона, а также подобрать оптимальные параметры зондирования.

Для выполнения работ использовался георадар ProEx производства фирмы Mala GeoScience AB (Швеция). При проведении георадарного зондирования применялись три антенны: неэкранированная с частотой 100 МГц и экранированные с частотами 100 и 250 МГц. Проведение работ осложнялось тем, что для выполнения зондирования антенна должна была перемещаться по верху стенки. Так как верхний

край стенки неровный, для антенн были устроены деревянные подмости (рис. 1). Кроме того, вдоль направления профиля располагался откос, который был источником постоянной помехи, хорошо видной на всех профилях. Помехи создавали также металлоконструкции опалубки и арматурные каркасы вблизи стенки.



Рис. 1. Противофильтрационная стенка и прилегающая территория

Полученные георадаром профили были обработаны на компьютере с помощью программы RadExplorer, разработанной «ДЕКО-Геофизика». Эта программа позволила обработать полученные данные и с помощью различных встроенных инструментов получить качественную картину строения стенки как в плане, так и по глубине.

Первой использовалась неэкранированная антенна с частотой 100 МГц. Эта антенна самая мощная и чувствительная из тех, что были задействованы нами в работе. Но именно чувствительность антенны к внешним помехам помешала получить качественный профиль. Мощные сигналы помех от откосов котлована отобразились повторяющимися параллельными наклонными полосами чёрного цвета, и из-за их мощности полезной информации на профиле мало.

Экранированная антенна с частотой 250 МГц показала себя лучше, на профиле уже можно выделить отдельные зоны с одинаковой волновой картиной, отображающей распределение участков с одинаковыми характеристиками.

Самый качественный профиль (рис. 2) получен с помощью экранированной антенны 100 МГц.

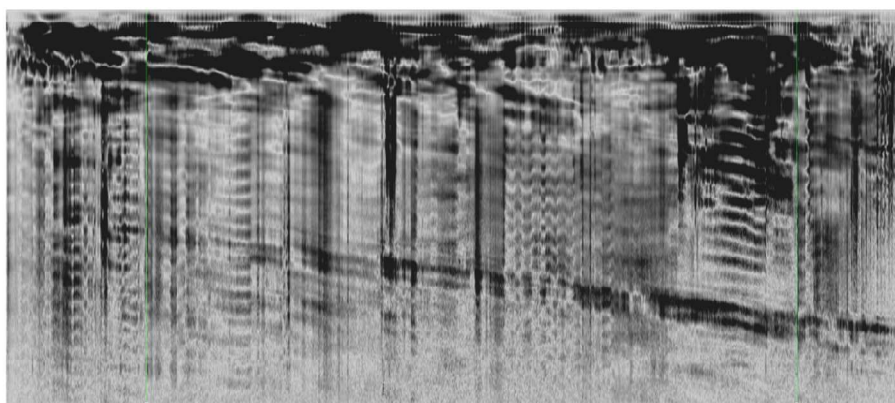


Рис. 2. Георадарный профиль экранированной антенны 100 МГц

Экранированная антенна 100 МГц – самая крупная и тяжёлая и не очень удобная в работе. На профиле после обработки на отдельных участках чётко видны отдельные скважины, организованные при устройстве стены (см. рис. 2). Также уверенно можно выделить в теле стенки зоны, волновая картина которых отличается от общей, на профиле показана в виде областей со сплошной чёрной заливкой или с чередованием контрастных чёрных и серых линий. При обработке данных зондирования в программе RadExplorer замечено, что сигнал в таких областях слабо затухал с глубиной.

После отбора кернов из тела стенки в местах с наиболее интенсивной на профиле чёрной заливкой установлено, что материал стены в них состоит из однородного цементного камня практически без посторонних примесей. После сравнения радарограмм с результатами инженерно-геологических изысканий оказалось, что в местах с тёмной заливкой на профиле стенка проходит через песчаные грунты.

Таким образом, георадарные изыскания – это метод, который при небольших затратах труда и времени может позволять оперативно оценить состояние и сплошность конструкций, качество выполняемых работ, строение основания т.д. Применение георадарного метода для решения различных инженерных задач в настоящее время приобретает все более широкие масштабы. Это объясняется простотой и удобством проведения полевых работ и высокой производительностью метода.

ЛИТЕРАТУРА

1. Изюмов, С.В. Теория и методы георадиолокации: учеб. пособие. – М.: Изд-во «Горная книга», Изд-во Моск. гос. горного ун-та, 2008. – 196 с.
2. Владов, М.Л. Георадиолокационные исследования верхней части разреза: учеб. пособие / М.Л. Владов, А.В. Старовойтов. – М.: Изд-во МГУ, 1999. – 90 с.
3. Владов, М.Л. Введение в георадиолокацию: учеб. пособие / М.Л. Владов, А.В. Старовойтов. – М.: Изд-во МГУ, 2004. – 153 с.
4. Старовойтов, А.В. Интерпретация георадиолокационных данных; учеб. пособие. – М.: Изд-во МГУ, 2008. – 192 с.
5. Малинин, А.Г. Струйная цементация грунтов / А.Г. Малинин. – Пермь: Пресстайм, 2007. – 168 с.

УДК 624.151.1

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УШИРЕННЫХ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Н.А. ПОПЕЛ, С.П. ШАРОХ

(Представлено: канд. техн. наук, доц. В.Н. КИСЕЛЕВ)

Представлены практические рекомендации по проектированию уширенных центрально нагруженных фундаментов. Предложена методика определения осадки фундаментов, основанная на использовании формулы Шлейхера. Методика рассмотрена на конкретных примерах. Рекомендовано выражение для расчёта осадки фундамента, возводимого способом уширения для инженерных расчётов.

При определении расчётного сопротивления грунта основания необходимо учитывать, что в результате длительного нагружения строительные свойства грунтов обычно улучшаются. Это позволяет назначать повышенное по сравнению с расчётным (по ТКП 45-5.01-67-2007 [1]) сопротивление грунта [2]. В работе [3] на основе экспериментальных исследований, а также анализа материалов изысканий приводятся эмпирические формулы для определения углов внутреннего трения и удельного сцепления песчаных грунтов, отвечающих рассматриваемому моменту времени t .

Пески средней крупности:

$$\begin{aligned}\varphi_t &= \varphi_0 + 0,0614t; \\ c_t &= c_0 + 0,000372t.\end{aligned}\tag{1}$$

Пески мелкие:

$$\begin{aligned}\varphi_t &= \varphi_0 + 0,0369t; \\ c_t &= c_0 + 0,000490t;\end{aligned}\tag{2}$$

Пески пылеватые:

$$\begin{aligned}\varphi_t &= \varphi_0 + 0,0662t; \\ c_t &= c_0 + 0,000109t,\end{aligned}\tag{3}$$

где φ_0 и φ_t – углы внутреннего трения соответственно до момента нагружения и через промежуток времени t после нагружения; c_0 и c_t – удельное сцепление до момента нагружения и через промежуток времени t после нагружения; t – время в годах.

С учётом этих зависимостей повышенное расчётное сопротивление песков рекомендуется определять из выражения:

$$R_{нов} = R_{фс} K_E, \quad (4)$$

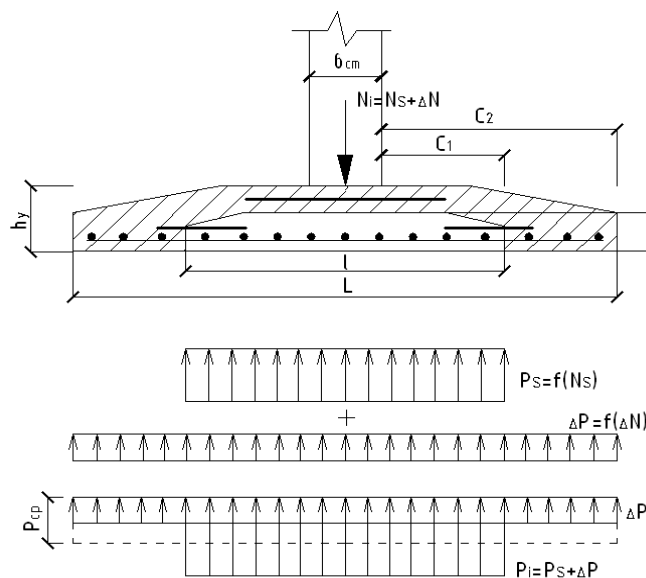
где $R_{фс}$ – расчётное сопротивление песка, полученное по формулам (1)–(3) и ТКП 45-5.01-67-2007; K_E – коэффициент, учитываемый улучшение строительных свойств грунтов в результате длительного нагружения. В таблице 1 приведены результаты значения K_E , полученные в работе [3].

Таблица 1

Значения коэффициента K_E

Вид грунта	Предшествующее дополнительному нагружению, фактическое давление, МПа	Длительность загрузки основания, <i>t</i> , год			
		20	40	60	80
Пески крупные и средней крупности, средней плотности	0,1	10,2	1,04	1,06	1,1
	0,2	1,1	1,15	1,18	1,25
	0,3	1,25	1,332	1,40	1,5
	0,4	1,45	1,48	1,50	1,55
Пески мелкие, пылеватые, средней пыльности и плотные	0,1	1,06	1,15	1,25	1,35
	0,2	1,13	1,25	1,35	1,48
	0,3	1,18	1,35	1,55	1,70
	0,4	1,08	1,25	1,40	1,65

Величину уширения фундамента $\Delta L = (L - l)$ следует назначать из условия, чтобы средние нормальные давления P_{cp} (рисунок) на грунт основания не превышали расчётного сопротивления $R_{нов}$. Здесь можно напомнить, что подсоединённые участки фундамента создают боковые пригрузки, которые препятствуют распространению зон пластических деформаций, возникающих до его наращивания. Поскольку это обстоятельство создает дополнительный запас прочности основания, сопротивление грунта $R_{нов}$ можно увеличить, если расчётные осадки фундамента не превышают допустимые по условиям эксплуатации.



Расчётная схема уширенного фундамента
в предположении кусочно-ленточного распределения реактивного давления

Требуемая высота усиливаемого фундамента, рассчитываемого на изгиб h_y (рис. 1), при усилении материалом, прочностные и деформативные свойства которого идентичны основному, должна определяться из выражения:

$$h_y = \sqrt{\frac{(\theta - \sigma_{1y} / R)}{(1/h^2 - \sigma_{1y} / R)}}, \quad (5)$$

а в случае усиления иным материалом из выражения:

$$h_y = \sqrt{\frac{(\psi_1 - \sigma_{1y} / R)}{n_1(1/h^2 - \sigma_{1y} / R)}}, \quad (6)$$

где θ – степень повышения первоначальной несущей способности фундаментного элемента после усиления (определяется по формуле $\theta = S_0 / S$); σ_{1y} – ремонтные напряжение (в период работ по усилению) на грани сечения усиливаемого элемента; R – расчётное сопротивление материала существующего фундамента; h – первоначальная высота сечения; n_1 и ψ_1 – расчётные параметры, выражения для которых имеют вид:

$$n_1 = \frac{K(1 - \nabla_1^2) + \nabla_1^2}{2\nabla_1 + 2K(1 - \nabla_1)}. \quad (7)$$

$$\psi_1 = \nabla_1^2(3n_1 - \nabla_1) + 3\nabla_1(n_1 - \nabla_1)(2n_1 - \nabla_1) + 2K(n_1 - \nabla_1)^3 + 2K(1 - n_1)^3. \quad (8)$$

В формулах (7)–(8) использованы буквенные обозначения: K – соотношение модулей упругости усиливающего и основного материалов ($K = E_{\sigma 2} / E_{\sigma 1}$); ∇_1 – относительная высота усиленного элемента: $\nabla_1 = h / h_y$.

Необходимо отметить, что не во всех случаях усиления фундаментов требуется увеличить высоту их сечения. Как известно, прочностные характеристики бетона в благоприятных естественных условиях возрастают во времени. Для оценки этого фактора может быть использована следующая формула:

$$R_t = R_{28} \frac{\lg t}{\lg 28}, \quad (9)$$

где R_t – прочность бетона на момент времени t ; R_{28} – прочность бетона в возрасте 28 суток; t – время в днях с момента изготовления бетонного элемента.

Поэтому рекомендуется каждый фундамент перед проектированием усиления подвергать исследованию с целью определения фактических характеристик материала.

Для того чтобы воспользоваться выражениями (5)–(6) необходимо определить показатель θ , который в случае расчёта изгибаемых элементов имеет вид:

$$\theta = M_i / M_s, \quad (10)$$

где M_i – изгибающий момент, который может воспринять усиленная фундаментная плита; M_s – фактический изгибающий момент в том же сечении до усиления.

Используя предположение о кусочно-равномерном распределении контактного давления на подошве усиленного фундамента, нетрудно получить приближённое выражение для определения θ .

В соответствии с обозначениями, принятыми на рисунке 1, изгибающий момент по грани стены после усиления:

$$M_i = \frac{p_s c_1^2 + \Delta p c_2^2}{2} = \frac{N_s c_1^2 + (N_i - N_s) c_2^2}{2}, \quad (11)$$

то же до усиления:

$$M_s = \frac{p_s c_1^2}{2} = \frac{N_s c_1^2}{2}, \quad (12)$$

откуда

$$\theta = 1 + \frac{(N_i - N_s) l c_2^2}{N_s L c_1^2}. \quad (13)$$

После назначения геометрических размеров уширяемого фундамента производится окончательный расчёт его тела, учитывающий последовательность возведения и различную деформативность грунта в центре и под краями. Деформационные характеристики основания могут определяться по результатам парных статических испытаний штампов малой площади с кольцевой пригрузкой непосредственно в

эксплуатируемых зданиях. При этом одно испытание следует производить с заведением штампа под подошву фундамента, а второе в непосредственной близости от места первого в зоне последующего уширения фундаментной плиты.

Для облегчения расчёта в таблице 1 приведены значения $\theta = M_i / M_0$ (определяются по формуле $\theta = N_{st} / N_{it} + (1 - N_s / N_i)$), характеризующие степень уменьшения изгибающих моментов в уширенной плите по отношению к аналогичным моментам в плите, возведенной сразу. Для того чтобы использовать данную таблицу, необходимо определить изгибающие моменты в обычной плите тех же конечных размеров и несущей равную нагрузку с уширенной. Затем в зависимости от значений отношений l / L и N_s / N_i при помощи выражения (14) найти величину максимального изгибающего момента M_i в усиленном фундаменте:

$$M_i = \theta_1 M_0, \quad (14)$$

где M_0 – лимитирующий изгибающий момент в обычном листе; θ_1 – показатель степени уменьшения изгибающих моментов, значения представлены в таблице 2.

Таблица 2

Значения θ_1

Относительный уровень нагрузок N_s / N_i	Отношение начальной ширины фундамента к конечной l / L				
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
0,4	0,76	0,80	0,84	0,84	0,92
0,5	0,7	0,75	0,80	0,85	0,90
0,6	0,64	0,70	0,76	0,82	0,88
0,7	0,58	0,65	0,72	0,79	0,86
0,8	0,52	0,60	0,68	0,76	0,84

Заключительным этапом расчёта является подбор арматуры фундаментной плиты в соответствии с определёнными эпюрами изгибающих моментов и перерезывающих сил.

В практических расчётах дополнительная осадка Δs уширенного фундамента может определяться одним из методов, реализующих расчётную схему в виде линейно-деформируемого полупространства и рекомендованных нормами. При этом осадка Δs определяется от добавочной нагрузки ΔN , действующей по всей площади усиленного фундамента.

Конструктивные схемы усиления фундамента могут быть следующими. По первой схеме производится оголение примыкающей к краю существующего фундамента арматуры, приварка к ней стальных выпусков и последующее бетонирование. По второй – высверливание перфораторами отверстий в теле фундамента, вставка в них арматурных стержней в виде выпусков, замоноличивание этих выпусков путём инъецирования цементного раствора, окончательное бетонирование.

Для определения осадки (без ЭВМ) фундамента, возводимого способом уширения, может быть рекомендован метод, который основан на использовании формулы Шлейхера. Осадка фундамента в таком случае будет

$$s_s = \frac{\omega_1 (1 - \mu^2) N_s}{\sqrt{F_s E_1}}, \quad (15)$$

где F_s – площадь подошвы фундамента до уширения; ω_1 – коэффициент, зависящий от формы подошвы фундамента до уширения, берётся по таблице 3; E – модуль деформации грунта основания.

Дополнительная осадка определяется по формуле

$$\Delta s = \frac{\omega_2 (1 - \mu^2) (N_i - N_s)}{\sqrt{F_i E_2}}, \quad (16)$$

где F_i – окончательная площадь подошвы фундамента; ω_2 – коэффициент, зависящий от формы подошвы уширенного фундамента (табл. 3); E – модуль деформации грунта основания.

Полная осадка уширенного фундамента определяется по формуле:

$$s = s_s + \Delta s = \frac{(1 - \mu^2) \left[\omega_1 N_s \sqrt{F_i E_2} + \omega_2 (N_i - N_s) \sqrt{F_s E_1} \right]}{\sqrt{F_s F_i E_1 E_2}}. \quad (17)$$

Значения коэффициента ω к формуле Шлейхера

Форма загрузки площади	ω_c (угловые точки)	ω_0 (центр)	ω_m (средняя осадка)	ω_{const} (абсолютно жёсткие)
Круг	0,64	1,00	0,85	0,79
Квадрат $\alpha = a; b = 1$	0,56	1,12	0,95	0,88
Прямоугольники				
$\alpha = 1,5$	0,68	1,36	1,15	1,08
$\alpha = 2,0$	0,77	1,53	1,30	1,22
$\alpha = 3,0$	0,89	1,78	1,53	1,44
$\alpha = 4,0$	0,98	1,96	1,70	1,61
$\alpha = 5,0$	1,05	2,10	1,83	1,72
$\alpha = 6,0$	1,12	2,23	1,96	–

Осадка аналогичного фундамента, загруженного после полного его возведения

$$s_0 = \frac{\omega_2(1-\mu^2)N_i}{\sqrt{F_i}E_1}. \quad (18)$$

Отношение осадок рассматриваемых фундаментов:

$$k = \frac{s}{s_0} = \frac{\omega_1\sqrt{F_1}E_2N_s + \omega_2\sqrt{F_s}E_1(N_i - N_s)}{\omega_2\sqrt{F_s}E_2N_1} = \frac{\sqrt{F_i/F_s} \cdot \omega_1/\omega_2 N_s + E_1/E_2(N_i - N_s)}{N_i}, \quad (19)$$

или

$$k = (a-b)N_s / N_i + b, \quad (20)$$

где $a = \sqrt{F_i/F_s} \cdot \omega_1/\omega_2$, $b = E_1/E_2$.

Осадка уширенного фундамента, таким образом, может быть определена из выражения

$$s = ks_0, \quad (21)$$

где s_0 – осадка аналогичного фундамента, возведенного традиционным способом и определенная в соответствии с рекомендациями норм.

Известно, что предпосылки, используемые при выводе формулы Шлейхера, не в полной мере учитывают условия работы грунта под реальным фундаментом. Однако отношения между величинами осадок фундаментов, вычисленных иными способами, мало отличаются от отношения между осадками тех же фундаментов, определенных по формуле Шлейхера. Это даёт возможность определять осадку уширенного фундамента по осадке соответствующего ему возведенного в один приём фундамента, используя зависимость (21). При анализе формулы (19) нетрудно заметить, что осадки уширенного под нагрузкой фундамента будут превышать осадки обычного фундамента ($k > 1$). Представляется логичным, что увеличение осадок происходит в основном за счёт большей деформации слоя грунтового массива мощностью h_1 , залегающего непосредственно под подошвой уширенного фундамента. В этом слое будут действовать большие дополнительные вертикальные напряжения по сравнению с аналогичными при одноэтапном возведении опорного элемента. Общеизвестно, что распределение напряжений и деформаций для внутренних точек тела (при недостаточном удалении их от границы) слабо зависит от закона распределения статически эквивалентной нагрузки на границах тела (принцип Сен-Венана). Поэтому начиная с некоторой глубины, напряжённо-деформированное состояние грунтового массива будет почти одинаковым как в случае поэтапного, так и в случае традиционного возведения.

Необходимо отметить, что способ расчёта осадок даёт достаточно хорошую сходимость результатов с натурными испытаниями.

ЛИТЕРАТУРА

1. Фундаменты плитные. Правила проектирования: ТКП 45-5.01-67-2007 (02250) / М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь. – Минск, 2008.

2. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83).
3. Далматов, Б.И. Фундаменты зданий на слабых грунтах / Б.И. Далматов // Труды VII Дунайско-Европейской конф. по механике грунтов и фундаментостроению. – Кишинев, 1983.
4. Далматов, Б.И. Проектирование и устройство фундаментов около существующих зданий / Б.И. Далматов. – Л: ЛДНТП, 1973.
5. Ежов, Е.Ф. Исследование дополнительных осадок фундаментов сооружений при устройстве около них ограждающих шпунтовых стенок: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Е.Ф. Ежов. – Л., 1980.

УДК 624.012.45

РАСЧЕТ БАЛКИ КОНЕЧНОЙ ДЛИНЫ НА УПРУГОМ ВИНКЛЕРОВСКОМ ОСНОВАНИИ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

А.И. ЛЯСКОВСКИЙ

(Представлено: канд. техн. наук, доц. В.Н. КИСЕЛЕВ)

Рассматривается расчет балки конечной длины на упругом Винклеровском основании методом конечных элементов. Получены функции для определения внутренних усилий, а также функции для угла поворота и прогиба балки.

Для решения поставленной задачи необходимы следующие исходные данные:

- длина балки составляет некоторую величину L , (м) ;
- модуль упругости материала балки равен E , (МПа) ;
- момент инерции поперечного сечения балки I_x , (см⁴) ;
- ширина подошвы балки, по которой происходит контакт с основанием b , (см) ;
- коэффициент постели упругого основания c , (N / м³).

К балке в качестве внешнего воздействия могут быть приложены:

- сосредоточенные силы F_k . Каждая из них характеризуется индексом k , величиной и координатой точки приложения a_k ;
- сосредоточенные изгибающие моменты m_i . Каждый из них характеризуется индексом i , величиной и координатой точки приложения c_i ;
- распределённые нагрузки q_e . Каждая из них характеризуется индексом e , величиной, координатой точки начала их приложения n_k и координатой точки конца их приложения k_k .

Начало координат поместим в крайнюю левую точку балки. Ось Z направим вправо вдоль балки, ось Y направим вверх.

Разобьём по длине нашу балку на некоторое количество элементов. Эту величины назовём как «точность». То есть если «точность» = 100, то балка разбита на 100 участков (конечных элементов). Каждому элементу присвоим свой порядковый номер (индекс j). При этом. $j := 0, 1 \dots \text{точность}$.

Каждый из конечных элементов балки получит свою координату по оси Z . И каждый из этих элементов опирается на жёсткую пружину.

Жёсткость основания:

$$\alpha := c \cdot b. \quad (1)$$

Введем обозначение:

$$L_{eq} = \left(\frac{4EI_x}{\alpha} \right)^{\frac{1}{4}}. \quad (2)$$

В решении воспользуемся функциями:

$$\begin{aligned} Y_1(z) &:= \cosh(z) \cdot \cos(z); \\ Y_2(z) &:= 0,5 \cdot (\cosh(z) \cdot \sin(z) + \sinh(z) \cdot \cos(z)); \\ Y_3(z) &:= 0,5 \cdot \sinh(z) \cdot \sin(z); \\ Y_4(z) &:= 0,25 \cdot (\cosh(z) \cdot \sin(z) - \sinh(z) \cdot \cos(z)). \end{aligned} \quad (3)$$

Функция прогиба балки запишется в виде

$$\begin{aligned}
 E \cdot I_X \cdot \omega(z) := & E \cdot I_X \cdot \omega_0 \cdot Y_1 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) + E \cdot I_X \cdot \Theta_0 \cdot L_{eq} \cdot Y_2 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) + M_0 \cdot L_{eq}^2 \cdot Y_3 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) + Q_0 \cdot L_{eq}^3 \cdot Y_4 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) \dots \\
 & + L_{eq}^2 \cdot \sum_i \left[\begin{array}{l} i_i \cdot Y_3 \left(\frac{z - \tilde{n}_i}{L_{eq}} \right) \\ 0 \text{ if } \tilde{n}_i > z \end{array} \right] + L_{eq}^3 \cdot \sum_k \left[\begin{array}{l} F_k \cdot Y_4 \left(\frac{z - a_k}{L_{eq}} \right) \\ 0 \text{ if } a_k > z \end{array} \right] \dots \\
 & + \frac{-L_{eq}^4}{4} \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_1 \left[\frac{z - \left(\begin{array}{l} i_e \\ z \text{ if } i_e > z \end{array} \right)}{L_{eq}} \right] - 1 \right] + \frac{L_{eq}^4}{4} \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_1 \left[\frac{z - \left(\begin{array}{l} \hat{e}_e \\ z \text{ if } \hat{e}_e > z \end{array} \right)}{L_{eq}} \right] - 1 \right]
 \end{aligned} \quad (4)$$

Функция угла поворота сечений балки запишется в следующем виде:

$$\begin{aligned}
 E \cdot I_X \cdot \Theta(z) := & \frac{-4}{L_{eq}} E \cdot I_X \cdot \omega_0 \cdot Y_4 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) + E \cdot I_X \cdot \Theta_0 \cdot Y_1 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) + M_0 \cdot L_{eq} \cdot Y_2 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) + Q_0 \cdot L_{eq}^2 \cdot Y_3 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) \dots \\
 & + L_{eq} \cdot \sum_i \left[\begin{array}{l} i_i \cdot Y_2 \left(\frac{z - \tilde{n}_i}{L_{eq}} \right) \\ 0 \text{ if } \tilde{n}_i > z \end{array} \right] + L_{eq}^2 \cdot \sum_k \left[\begin{array}{l} F_k \cdot Y_3 \left(\frac{z - a_k}{L_{eq}} \right) \\ 0 \text{ if } a_k > z \end{array} \right] \dots \\
 & + L_{eq}^3 \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_4 \left[\frac{z - \left(\begin{array}{l} i_e \\ z \text{ if } i_e > z \end{array} \right)}{L_{eq}} \right] \right] - L_{eq}^3 \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_4 \left[\frac{z - \left(\begin{array}{l} \hat{e}_e \\ z \text{ if } \hat{e}_e > z \end{array} \right)}{L_{eq}} \right] \right]
 \end{aligned} \quad (5)$$

Функция изгибающих моментов в сечениях балки запишется в виде:

$$\begin{aligned}
 M(z) := & \frac{-4}{L_{eq}^2} E \cdot I_X \cdot \omega_0 \cdot Y_3 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) - \frac{4}{L_{eq}} E \cdot I_X \cdot \Theta_0 \cdot Y_4 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) + M_0 \cdot Y_1 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) + Q_0 \cdot L_{eq} \cdot Y_2 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) \dots \\
 & + \sum_i \left[\begin{array}{l} i_i \cdot Y_1 \left(\frac{z - \tilde{n}_i}{L_{eq}} \right) \\ 0 \text{ if } \tilde{n}_i > z \end{array} \right] + L_{eq} \cdot \sum_k \left[\begin{array}{l} F_k \cdot Y_2 \left(\frac{z - a_k}{L_{eq}} \right) \\ 0 \text{ if } a_k > z \end{array} \right] \dots \\
 & + L_{eq}^2 \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_3 \left[\frac{z - \left(\begin{array}{l} i_e \\ z \text{ if } i_e > z \end{array} \right)}{L_{eq}} \right] \right] - L_{eq}^2 \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_3 \left[\frac{z - \left(\begin{array}{l} \hat{e}_e \\ z \text{ if } \hat{e}_e > z \end{array} \right)}{L_{eq}} \right] \right]
 \end{aligned} \quad (6)$$

Функция поперечных сил:

$$\begin{aligned}
 Q(z) := & \frac{-4}{L_{eq}^3} E \cdot I_X \cdot \omega_0 \cdot Y_2 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) - \frac{4}{L_{eq}^2} E \cdot I_X \cdot \Theta_0 \cdot Y_3 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) - \frac{4}{L_{eq}} M_0 \cdot Y_4 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) + Q_0 \cdot Y_1 \left(\frac{z}{L_{eq}} \right) \dots \\
 & + 0 - \frac{4}{L_{eq}} \cdot \sum_i \left[\begin{array}{l} i_i \cdot Y_4 \left(\frac{z - \tilde{n}_i}{L_{eq}} \right) \\ 0 \text{ if } \tilde{n}_i > z \end{array} \right] + \sum_k \left[\begin{array}{l} F_k \cdot Y_1 \left(\frac{z - a_k}{L_{eq}} \right) \\ 0 \text{ if } a_k > z \end{array} \right] \dots \\
 & + L_{eq} \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_2 \left[\frac{z - \left(\begin{array}{l} i_e \\ z \text{ if } i_e > z \end{array} \right)}{L_{eq}} \right] \right] - L_{eq} \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_2 \left[\frac{z - \left(\begin{array}{l} \hat{e}_e \\ z \text{ if } \hat{e}_e > z \end{array} \right)}{L_{eq}} \right] \right]
 \end{aligned} \quad (7)$$

Так как концы балки свободны от закреплений, то мы имеем следующие граничные условия:

$$M(0) = 0; \quad Q(0) = 0.$$

$$M(L) = 0; \quad Q(L) = 0.$$

Матрица коэффициентов при неизвестных:

$$A := \begin{bmatrix} \frac{-4}{L_{eq}^3} E \cdot I_x \cdot Y_2 \left(\frac{0}{L_{eq}} \right) \cdot \left(\frac{m}{kN} \right) & - \left(\frac{4}{L_{eq}^2} E \cdot I_x \cdot Y_3 \left(\frac{0}{L_{eq}} \right) \right) \cdot \left(\frac{1}{kN} \right) & \frac{4}{-L_{eq}} \cdot Y_4 \left(\frac{0}{L_{eq}} \right) \cdot (m) & Y_1 \left(\frac{0}{L_{eq}} \right) \\ \frac{-4}{L_{eq}^2} E \cdot I_x \cdot Y_3 \left(\frac{0}{L_{eq}} \right) \cdot \left(\frac{1}{kN} \right) & - \left(\frac{4}{L_{eq}} E \cdot I_x \cdot Y_4 \left(\frac{0}{L_{eq}} \right) \right) \cdot \left(\frac{1}{kN \cdot m} \right) & Y_1 \left(\frac{L}{L_{eq}} \right) & L_{eq} \cdot Y_2 \left(\frac{0}{L_{eq}} \right) \cdot \left(\frac{1}{m} \right) \\ \frac{-4}{L_{eq}^3} E \cdot I_x \cdot Y_2 \left(\frac{L}{L_{eq}} \right) \cdot \left(\frac{m}{kN} \right) & - \left(\frac{4}{L_{eq}^2} E \cdot I_x \cdot Y_3 \left(\frac{L}{L_{eq}} \right) \right) \cdot \left(\frac{1}{kN} \right) & - \left(\frac{4}{L_{eq}} \cdot Y_4 \left(\frac{L}{L_{eq}} \right) \right) \cdot (m) & Y_1 \left(\frac{L}{L_{eq}} \right) \\ \frac{-4}{L_{eq}^2} E \cdot I_x \cdot Y_3 \left(\frac{L}{L_{eq}} \right) \cdot \left(\frac{1}{kN} \right) & - \left(\frac{4}{L_{eq}} E \cdot I_x \cdot Y_4 \left(\frac{L}{L_{eq}} \right) \right) \cdot \left(\frac{1}{kN \cdot m} \right) & Y_1 \left(\frac{L}{L_{eq}} \right) & L_{eq} \cdot Y_2 \left(\frac{L}{L_{eq}} \right) \cdot \left(\frac{1}{m} \right) \end{bmatrix} \quad (8)$$

Вектор свободных членов:

$$B := \begin{bmatrix} \left[\begin{aligned} & - \left[\frac{4}{L_{eq}} \cdot \sum_i \left(\begin{aligned} & i_i \cdot Y_4 \left(\frac{0 - \tilde{n}_1}{L_{eq}} \right) \\ & 0 \text{ if } \tilde{n}_1 > 0 \end{aligned} \right) \right] + \left[\sum_k \left(\begin{aligned} & F_k \cdot Y_1 \left(\frac{0 - a_k}{L_{eq}} \right) \\ & 0 \text{ if } a_k > 0 \end{aligned} \right) \right] \dots \\ & + L_{eq} \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_2 \left(\frac{0 - \left(\begin{aligned} & i_e \\ & 0 \text{ if } i_e > 0 \end{aligned} \right)}{L_{eq}} \right) \right] - L_{eq} \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_2 \left(\frac{0 - \left(\begin{aligned} & \hat{e}_e \\ & 0 \text{ if } \hat{e}_e > 0 \end{aligned} \right)}{L_{eq}} \right) \right] \end{aligned} \right] \\ \dots \\ \left[\begin{aligned} & - \left[\sum_i \left(\begin{aligned} & i_i \cdot Y_1 \left(\frac{0 - \tilde{n}_1}{L_{eq}} \right) \\ & 0 \text{ if } \tilde{n}_1 > 0 \end{aligned} \right) \right] + L_{eq} \cdot \left[\sum_k \left(\begin{aligned} & F_k \cdot Y_2 \left(\frac{0 - a_k}{L_{eq}} \right) \\ & 0 \text{ if } a_k > 0 \end{aligned} \right) \right] \dots \\ & + L_{eq}^2 \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_3 \left(\frac{0 - \left(\begin{aligned} & i_e \\ & 0 \text{ if } i_e > 0 \end{aligned} \right)}{L_{eq}} \right) \right] - L_{eq}^2 \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_3 \left(\frac{0 - \left(\begin{aligned} & \hat{e}_e \\ & 0 \text{ if } \hat{e}_e > 0 \end{aligned} \right)}{L_{eq}} \right) \right] \end{aligned} \right] \\ \dots \\ \left[\begin{aligned} & - \frac{4}{-L_{eq}} \cdot \sum_i \left(\begin{aligned} & i_i \cdot Y_4 \left(\frac{L - \tilde{n}_1}{L_{eq}} \right) \\ & 0 \text{ if } \tilde{n}_1 > L \end{aligned} \right) \right] + \left[\sum_k \left(\begin{aligned} & F_k \cdot Y_1 \left(\frac{L - a_k}{L_{eq}} \right) \\ & 0 \text{ if } a_k > L \end{aligned} \right) \right] \dots \\ & + L_{eq} \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_2 \left(\frac{L - \left(\begin{aligned} & i_e \\ & L \text{ if } i_e > L \end{aligned} \right)}{L_{eq}} \right) \right] - L_{eq} \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_2 \left(\frac{L - \left(\begin{aligned} & \hat{e}_e \\ & L \text{ if } \hat{e}_e > L \end{aligned} \right)}{L_{eq}} \right) \right] \end{aligned} \right] \\ \dots \\ \left[\begin{aligned} & - \left[\sum_i \left(\begin{aligned} & i_i \cdot Y_1 \left(\frac{L - \tilde{n}_1}{L_{eq}} \right) \\ & 0 \text{ if } \tilde{n}_1 > L \end{aligned} \right) \right] + L_{eq} \cdot \left[\sum_k \left(\begin{aligned} & F_k \cdot Y_2 \left(\frac{L - a_k}{L_{eq}} \right) \\ & 0 \text{ if } a_k > L \end{aligned} \right) \right] \dots \\ & + L_{eq}^2 \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_3 \left(\frac{L - \left(\begin{aligned} & i_e \\ & L \text{ if } i_e > L \end{aligned} \right)}{L_{eq}} \right) \right] - L_{eq}^2 \cdot \sum_e \left[q_e \cdot Y_3 \left(\frac{L - \left(\begin{aligned} & \hat{e}_e \\ & L \text{ if } \hat{e}_e > L \end{aligned} \right)}{L_{eq}} \right) \right] \end{aligned} \right] \end{bmatrix} \quad (9)$$

Решением будет следующее выражение:

$$X := A^{-1} \cdot B, \quad (10)$$

где $\omega_0 := X_0 \cdot m$; $\theta_0 := X_1$; $M_0 := X_2 \cdot kN \cdot m$; $Q_0 := X_3 \cdot kN$. (11)

Далее найденные значения подставляем в функцию (4).

Если на каком-либо (каких-либо) участке (участках) значения перемещений получили отрицательное значение, можно судить о том, что в координатах z должен произойти отрыв балки от упругого основания. Найдём индексы j участков, на которых произошёл отрыв балки от основания:

$$o_j = if(\omega_j \leq 0, j \leftarrow j, 0). \quad (12)$$

На этих участках жесткость основания примем стремящейся к 0.

Проведём первый цикл итерации.

Повторим расчёт по формулам (1)–(10). Найдём новые значения:

$$\omega_0 := X_0 \cdot m; \quad \theta_0 := X_1; \quad M_0 := X_2 \cdot kN \cdot m; \quad Q_0 := X_3 \cdot kN.$$

Найдём погрешность между их значениями.

Будем повторять цикл итерации (1)–(10) до тех пор, пока погрешность будет больше необходимой точности расчёта.

Численный пример решения задачи методом конечных элементов

Длина балки $L = 10$ м;

модуль упругости материала балки $E = 2 \cdot 10^5$ МПа;

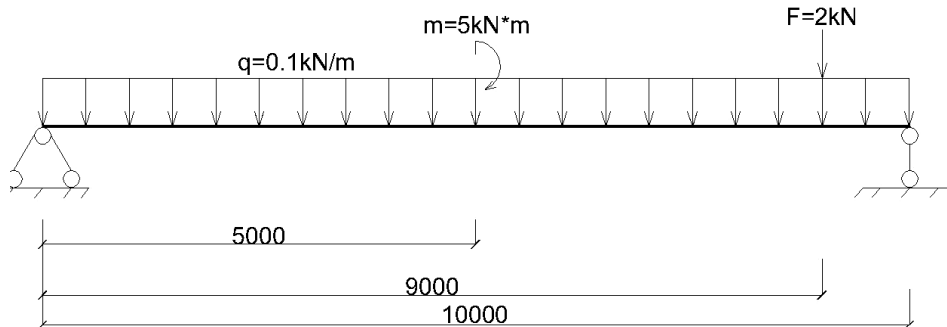
момент инерции сечения балки $I = 7780$ см⁴;

ширина балки $b = 145$ мм;

жёсткость упругого основания $c = 1 \cdot 10^6$ N / м³.

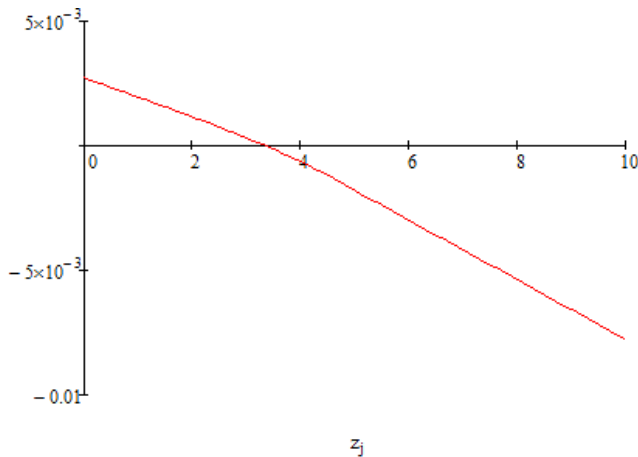
К балке приложены:

- сосредоточенный изгибающий момент $m = 5$ kN·m в точке с координатой $z = 5$ м;
- сосредоточенная сила $F = 2$ kN (вниз) в точке с координатой $z = 9$ м;
- равномерно-распределённая нагрузка $q = 0,1$ kN / m (вниз) по все длине балки.

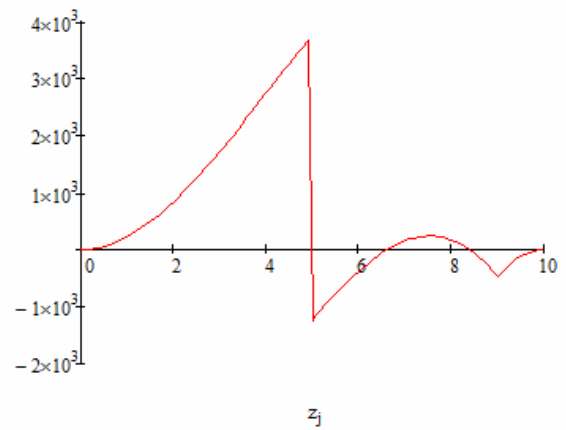


На первом этапе решения получены следующие результаты:

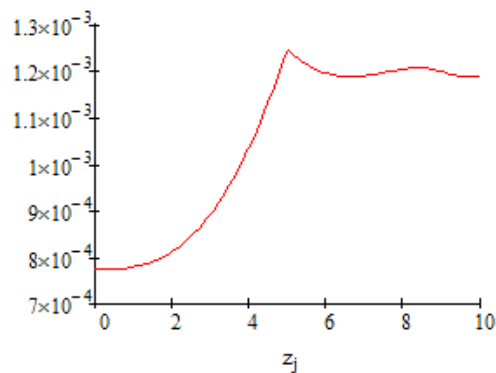
$$\theta_0 = 7,741 \cdot 10^{-4}; \quad \omega_0 = -2,721 \text{ mm}; \quad M_0 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}; \quad Q_0 = 0 \text{ kN}.$$



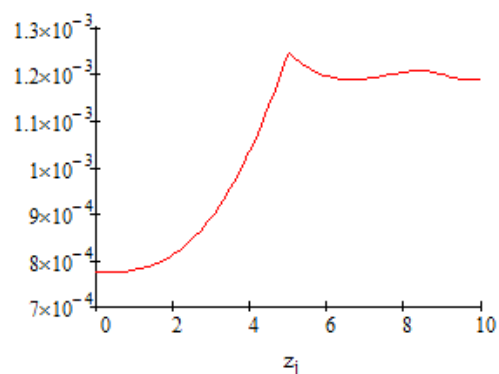
Эпюра прогибов (м)



Эпюра изгибающих моментов (кН·м)



Эпюра углов поворота сечения



Эпюра поперечных сил (кН)

Проведя 4 цикла итерации, получили следующие результаты:

$$\Delta\theta := \frac{\theta_0 - \theta_{1_0}}{\theta_0} \cdot 100 = -38,262$$

$$\Delta\omega := \frac{\omega_0 - \omega_{1_0}}{\omega_0} \cdot 100 = -64,169$$

$$\Delta 1\theta := \frac{\theta_{1_0} - \theta_{2_0}}{\theta_{1_0}} \cdot 100 = -20,905$$

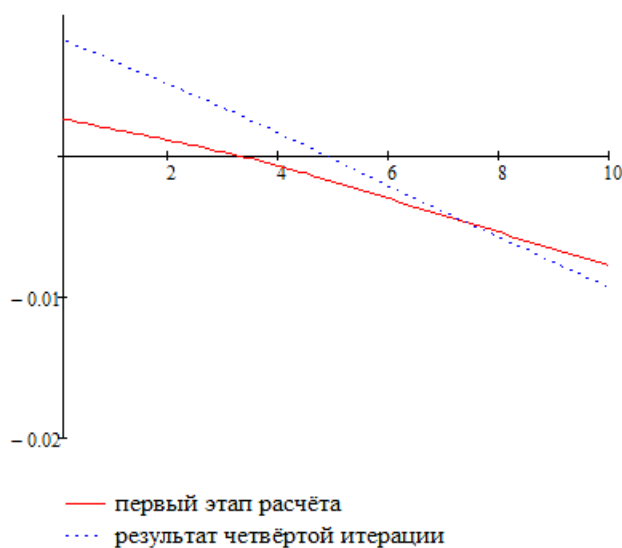
$$\Delta 1\omega := \frac{\omega_{1_0} - \omega_{2_0}}{\omega_{1_0}} \cdot 100 = -32,833$$

$$\Delta 2\theta := \frac{\theta_{2_0} - \theta_{3_0}}{\theta_{2_0}} \cdot 100 = -14,716$$

$$\Delta 2\omega := \frac{\omega_{2_0} - \omega_{3_0}}{\omega_{2_0}} \cdot 100 = -22,052$$

$$\Delta 3\theta := \frac{\theta_{3_0} - \theta_{4_0}}{\theta_{3_0}} \cdot 100 = -11,424$$

$$\Delta 3\omega := \frac{\omega_{3_0} - \omega_{4_0}}{\omega_{3_0}} \cdot 100 = -16,573$$



Эпюра прогибов (м)

Исходя из полученных результатов, можно сделать вывод, что предложенный метод за некоторое количество итерационных циклов позволяет получить результат с заданной точностью.

ЛИТЕРАТУРА

1. Афендульев, А.А. Применение метода сил при расчете балок на связном упругом основании / А.А. Афендульев, П.С. Скипский // Труды Г.И.С.И., 1956. – 25 с.
2. Афендульев, А.А. К вопросу расчета балок на упругом основании при односторонней связи» / А.А. Афендульев, П.С. Скипский // Труды Г.И.С.И., 1956. – 25 с.

УДК 666.97.031:693.542

К ВОПРОСУ ПРИМЕНЕНИЯ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В УСЛОВИЯХ НОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА И ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ

В.В. КАЛИТУХА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. Е.Г. КРЕМНЁВА)

Рассматривается актуальность применения составных железобетонных конструкций в современном строительстве. Это связано с вопросами прочности и надёжности контактных швов, которые образуются как при новом строительстве – монолитном, сборном, сборно-монолитном, так и при реконструкции.

В настоящее время во всём мире вопрос об использовании составных конструкций является весьма актуальным и перспективным в связи с тем, что эти конструкции используются и в деревянных, и в стальных, и пластмассовых конструкциях, а также находят своё применение и в других областях науки, таких как медицина, биология, машиностроение и другие. При этом основным вопросом выступает обеспечение надёжности контактного шва. На сегодняшний день в современном строительстве самым часто используемым материалом остаётся железобетон. Таким образом, исследование проблемы прочности и надёжности контактного шва в данном композитном и искусственном материале является весьма актуальным.

В Республике Беларусь составные конструкции используются и в новом строительстве, и при реконструкции зданий и сооружений. Современные железобетонные конструкции при новом строительстве по способу выполнения классифицируются на сборные, сборно-монолитные и монолитные. При реконструкции здания и сооружения часто подвергаются усилению намоноличиванием (наращивание, рубашка, обойма). Все виды этих конструкций как при новом строительстве, так и при реконструкции объединяет одна весомая задача – необходимость обеспечения монолитности составных конструкций, необходимость обеспечения совместной работы слоёв железобетонной составной конструкции, которые изначально могут отличаться по своим свойствам. От технологии и качества подготовки контактного шва, способов бетонирования, составов «старого» и «нового» бетонов и зависит совместная работа конструкции, а также её надёжная эксплуатация.

В общем случае контактные швы железобетонных составных конструкций в строительстве можно условно классифицировать по следующей схеме [1; 2].

Классификация контактных швов

<i>При сборно-монолитном строительстве</i>	<i>При монолитном строительстве</i>	<i>При реконструкции зданий и сооружений</i>
<ul style="list-style-type: none"> • Швы между сборными элементами, заполненные бетоном или раствором • Швы между бетоном намоноличивания и бетоном сборной части конструкции • Швы в бетонируемых монолитных конструкциях 	<ul style="list-style-type: none"> • Швы в бетонируемых монолитных конструкциях • Швы с несъёмной опалубкой • Швы после длительного перерыва в строительстве 	<ul style="list-style-type: none"> • Швы при усилении намоноличиванием железобетонных конструкций • Швы в бетоне намоноличивания

Сборно-монолитные железобетонные конструкции (рис. 1) представляют собой такое сочетание сборных элементов (железобетонных колонн, ригелей, плит и т.д.) с монолитным бетоном, при котором обеспечивается надёжная совместная работа всех составных частей.

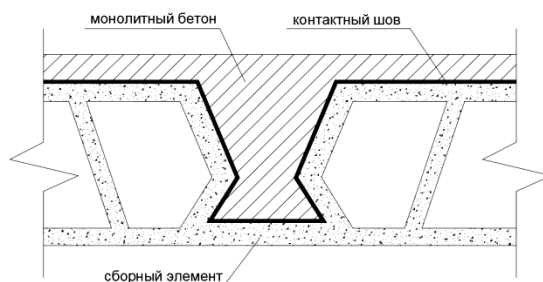


Рис. 1. Контактный шов при сборно-монолитном строительстве (на примере сборно-монолитного перекрытия «ДАХ»)

Эти конструкции применяются главным образом в перекрытиях многоэтажных зданий, при возведении некоторых видов оболочек и т.д. Основное достоинство сборно-монолитных конструкций – меньший по сравнению со сборными конструкциями расход стали и высокая пространственная жёсткость. Для того чтобы сборно-монолитная конструкция работала как единая, необходимо особое внимание уделять стыкам и соединениям элементов, обеспечивая тем самым прочность контактного шва.

Монолитные железобетонные конструкции (рис. 2), выполняемые непосредственно на строительных площадках, обычно применяются в зданиях и сооружениях, трудно поддающихся членению, при нестандартности и малой повторяемости элементов и при особенно больших нагрузках (фундаменты, каркасы и перекрытия многоэтажных промышленных зданий, гидротехнические, мелиоративные, транспортные и другие сооружения).

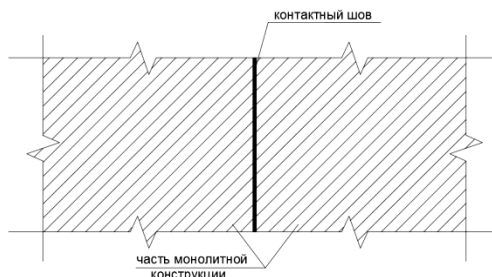


Рис. 2. Контактный шов при монолитном строительстве

В монолитном строительстве также может возникать вопрос о контактном шве. При возведении железобетонных конструкций стремятся, где это возможно, бетонную смесь укладывать непрерывно. В отдельных случаях это является неперенным технологическим условием. Однако в большинстве случаев при возведении железобетонных конструкций по организационным и технологическим причинам перерывы в бетонировании неизбежны и, следовательно, неизбежно устройство швов. Причем перерывы в строительстве могут быть от технологических (краткосрочных) до длительных (при долгострое). Именно тогда возникает вопрос о соединении конструкций друг с другом и необходимости обеспечения прочности контактного шва.

При реконструкции зданий и сооружений (рис. 3) внедряются новые технологии, обновляется производство, что влечет за собой изменение нагрузок на элементы, условий эксплуатации и функционального назначения. При реконструкции и техническом перевооружении наиболее часто встречаются способы усиления, связанные либо с увеличением размеров поперечного сечения конструкции, либо с изменением работы конструкции. Условно основные методов усиления, связанные с увеличением поперечного сечения намоноличиванием, можно классифицировать на наращивание (выполняется с одной или двух сторон), рубашку (выполняется с трёх сторон) и обойму (охватывает всё поперечное сечение) [3]. И здесь также необходимо обеспечить совместную работу усиленной конструкции и обеспечить надежность сцепления в зоне контактного шва.

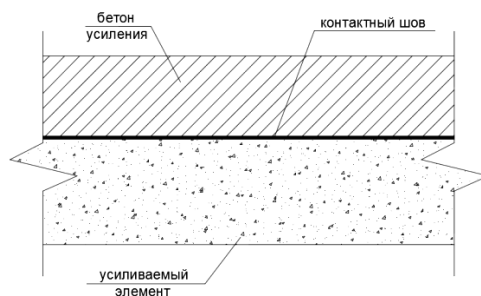


Рис. 3. Контактный шов при реконструкции

Совместная работа составной конструкции обеспечивается прочностью контактных швов, которая осуществляется с помощью технологических и конструктивных мероприятий.

Технологические мероприятия, обеспечивающие сцепление слоёв, в основном зависят от вида цемента, подвижности и формоустойчивости бетонной смеси, использование клеящих составов, прослоек между слоями или добавок в бетон омоноличивания. Немаловажными факторами сцепления слоёв являются и влажность бетона сборной части, бетона усиления или части монолитной конструкции, способ уплотнения бетонной смеси омоноличивания, состояние конструкции до производства работ, а также способ подготовки поверхности.

Конструктивные мероприятия заключаются в увеличении фактической площади контактного шва. Это достигается устройством отверстий и пазов, анкерующих выступов и змеек, а также за счет устройства шпонок, которые могут быть различной формы (треугольной, трапециевидной, прямоугольной).

Конструктивные мероприятия выполнить достаточно проблематично, поэтому наше внимание было обращено на технологические мероприятия, которые проще всего выполнить не только на заводе, но и непосредственно на строительной площадке. Эти мероприятия должны быть связаны с увеличением прочности контактного шва, так как не всегда удается в полной мере качественно выполнить подготовку контактного шва (своевременно полить, сделать шпонки или насечки одинаковыми и т.д.). Поэтому на сегодняшний день как в новом строительстве, так и при реконструкции часто используется большое количество добавок во всём мире. Это не только пластификаторы, но и гипер- и суперпластификаторы. Отсюда возникает вопрос, как поведут себя добавки, в каком процентном соотношении они должны быть добавлены в бетоны для обеспечения совместной работы составных конструкций.

В Полоцком государственном университете уже на протяжении 20 лет идёт поиск идеального сочетания добавок, имеющихся в Республике Беларусь (в частности в Витебской области), и влияния их на прочность контактного шва; проведены эксперименты с такими добавками, как С-3, СПБ, СПАС, СПС, БТБ, УТБ.

Однако на сегодняшний день в практику все шире внедряются комплексные добавки, изменяющие сразу несколько параметров. Такие комплексные добавки позволяют одновременно увеличить подвижность смеси, снизить водопотребность, увеличить сроки схватывания и живучесть смеси, получить «литой» бетон с повышенной влагонепроницаемостью, трещиностойкостью, морозостойкостью, увеличить конечные прочностные характеристики. Работы по подбору оптимальных дозировок добавок находятся на стадии исследования в лаборатории УО «ПГУ».

На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1) на сегодняшний день железобетон является наиболее часто применяемым материалом в строительстве по сравнению со сталью, деревом либо пластмассой;

2) в современном строительстве актуальным являются именно составные конструкции (сборно-монолитное и монолитное строительство, а также реконструкция зданий и сооружений). Основополагающую роль в составных конструкциях играет контактный шов, который обеспечивает совместную работу этих конструкций;

3) для обеспечения прочности контактного шва используются технологические и конструктивные мероприятия. Однако из-за сложности выполнения конструктивных мероприятий наше внимание было обращено на технологические мероприятия, а именно мероприятия с оптимальной дозировкой добавок в бетон.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кремнева, Е.Г. Прочность нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных намоноличиванием под нагрузкой: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Е.Г. Кремнева. – М., 1996.
2. Чикалина, О.П. Усиление железобетонных конструкций намоноличиванием с применением модифицированных бетонов: автореф. дис. ... магистра техн. наук: 05.23.01 / О.П. Чикалина. – Новополоцк, 2003.
3. Парфенова, Л.М. Проектирование реконструкции зданий и сооружений: учеб.-метод. компл.: в 3 ч. / Л.М. Парфенова, Е.Г. Кремнева. – Новополоцк, 2008. – Ч. 3: Технология и организация строительных работ при реконструкции зданий и сооружений.

УДК 624.014.2

АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ СТАЛЬНЫХ ФЕРМ С ВЕРХНИМ ОПИРАНИЕМ ПОЯСА

В.В. КАЛИТУХА, Е.В. АНТОНЕНКО

(Представлено: канд. техн. наук, доц. Е.Г. КРЕМНЕВА)

Анализируются фермы с нижним и верхним вариантом опирания поясов. Показан наиболее рациональный вариант опирания. Рассмотрены различные формы верхнего пояса ферм с верхним опиранием и одинаковой решеткой. Выполнен расчёт наиболее рационального варианта формы верхнего пояса.

Фермы являются основой многих стержневых систем и весьма разнообразны по назначению. Их используют в конструкции покрытий зданий, междуэтажных перекрытий, в качестве контурных диафрагм оболочек, складок и др. Таким образом, область применения ферм весьма многообразна – от мостов, спортивных сооружений до павильонов, сценических конструкций, тентов и подиумов.

Фермы покрытий могут иметь разнообразную форму, отвечающую архитектурным и функциональным требованиям проектируемого объекта. Геометрическая схема фермы определяется очертанием поясов и видом решетки. По очертанию поясов фермы делятся на трапециевидные, треугольные, параболические или сегментные, полигональные, фермы с параллельными поясами (рис. 1).

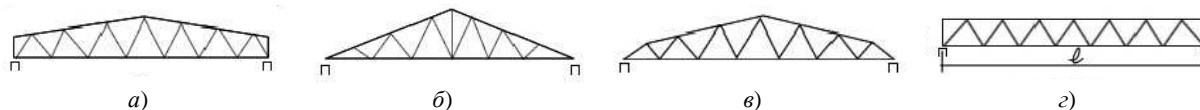


Рис. 1. Классификация ферм по очертанию поясов:
а – трапециевидные; б – треугольные; в – полигональные; г – с параллельными поясами

По типу решетки фермы подразделяются на балочные раскосные, треугольные, треугольные с дополнительными стойками, треугольные со шпренгелями, ромбические, крестовые (рис. 2).

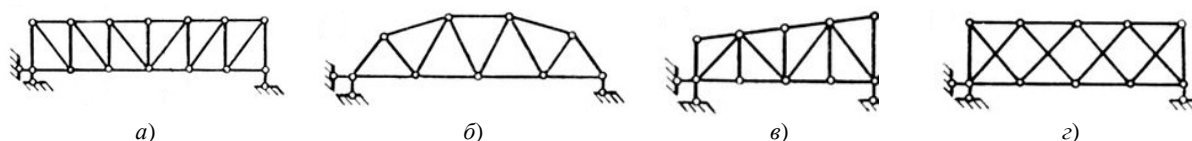


Рис. 2. Классификация ферм по типу решётки:
а – раскосные; б – треугольные; в – треугольные с дополнительными стойками; г – крестовые

Среди большого многообразия конструкций стальных ферм, существуют только два варианта опирания: на нижний и верхний пояс. Причём опирание на нижний пояс конструкции в большей степени использовалось в строительстве до конца XX столетия, а на верхний пояс – нашло применение в строительстве сравнительно недавно. При этом не ясно, какой вариант является предпочтительней с экономической и технической стороны. В то же время не понятно, почему применяется та или иная форма верхнего пояса, насколько она является рациональной.

В Полоцком государственном университете проводится исследование по выявлению оптимального варианта опирания ферм, а также рациональной формы очертания поясов.

Для проведения исследования по определению варианта опирания ферм были выбраны две фермы с трапециевидным очертанием поясов и раскосным типом решётки как наиболее часто встречающаяся в строительстве Республики Беларусь, пролетом 18 м каждая (рис. 3).

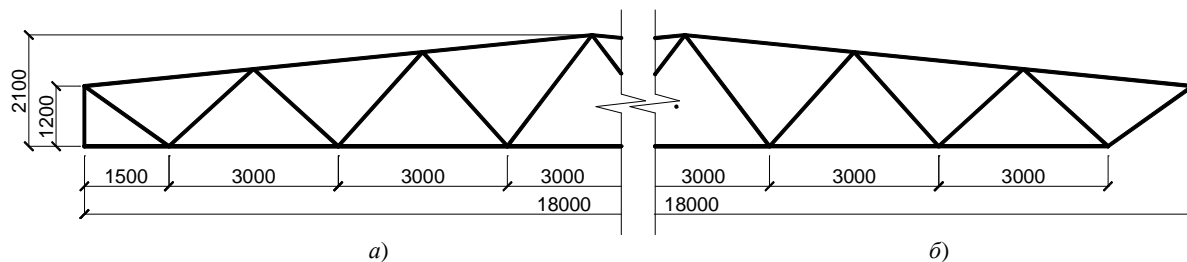


Рис. 3. Исследуемые фермы:
а – нижний вариант опирания; б – верхний вариант опирания

Размеры, очертание поясов и форма решетки принимаются одинаковыми. Для определения внутренних усилий прикладывается одинаковая единичная нагрузка. Усилия в стержнях представлены на рисунке 4.

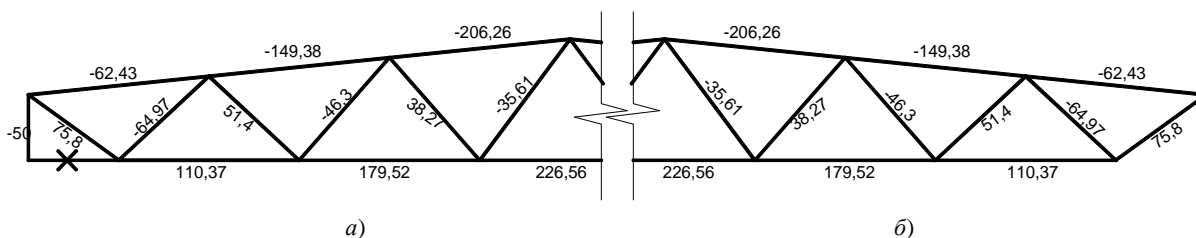


Рис. 4. Результаты усилий в стержнях ферм:
а – усилия в стержнях фермы с нижним вариантом опирания;
б – усилия в стержнях фермы с верхним вариантом опирания

По результатам расчётов можно сделать вывод, что усилия в стержнях – одинаковые. Таким образом, ферма с опиранием на верхний пояс – более экономично выгодный вариант благодаря уменьшению расхода материала в среднем на 10 % на одну ферму при пролёте 18 м. В связи с этим для дальнейшего исследования выбираем ферму с верхним вариантом опирания.

В то же время наиболее часто встречающимися формы очертания поясов ферм – это фермы с параллельными и трапециевидными поясами. Однако в последнее время широкое распространение получили линзообразные, вспарушенные фермы, которые в современном строительстве используются в основном во входных зонах зданий и сооружений.

Для определения наиболее рациональной формы очертания поясов произведем расчет четырех типов ферм: с трапециевидным, параллельным, линзообразным и вспарушенным очертанием поясов. Сравнив результаты, в качестве примера пролет ферм выбираем 24 м (рис. 5).

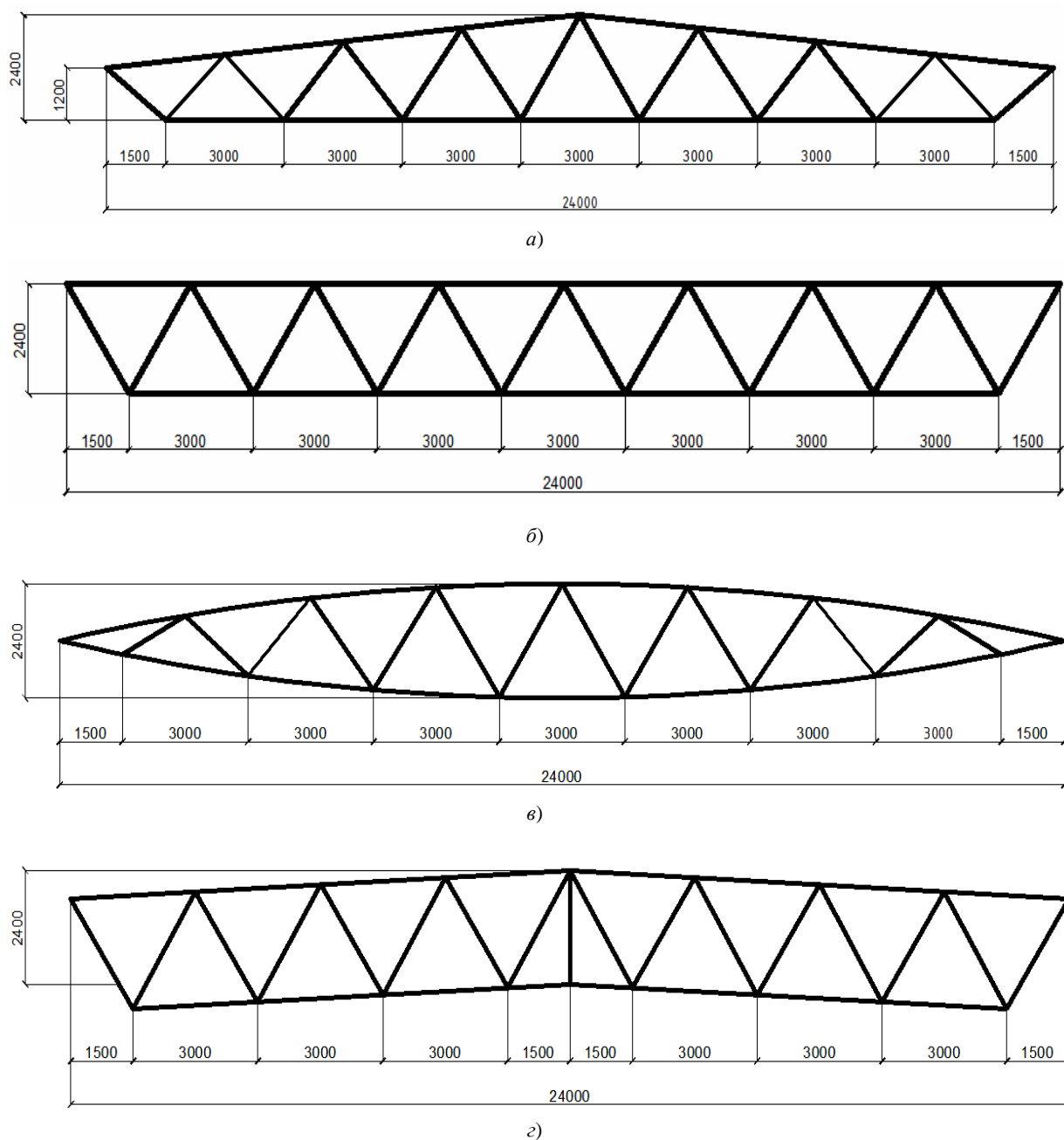


Рис. 5. Очертание поясов ферм:
а – трапециевидная ферма, общая длина стержней 82,81 м;
б – ферм с параллельными поясами, общая длина стержней 90,28 м;
в – линзообразная ферма, общая длина стержней 81,38 м; *г* – вспарушенная ферма, общая длина стержней 92,74 м

Для определения внутренних усилий прикладывается одинаковая единичная нагрузка. Усилия в стержнях представлены на рисунке 6.

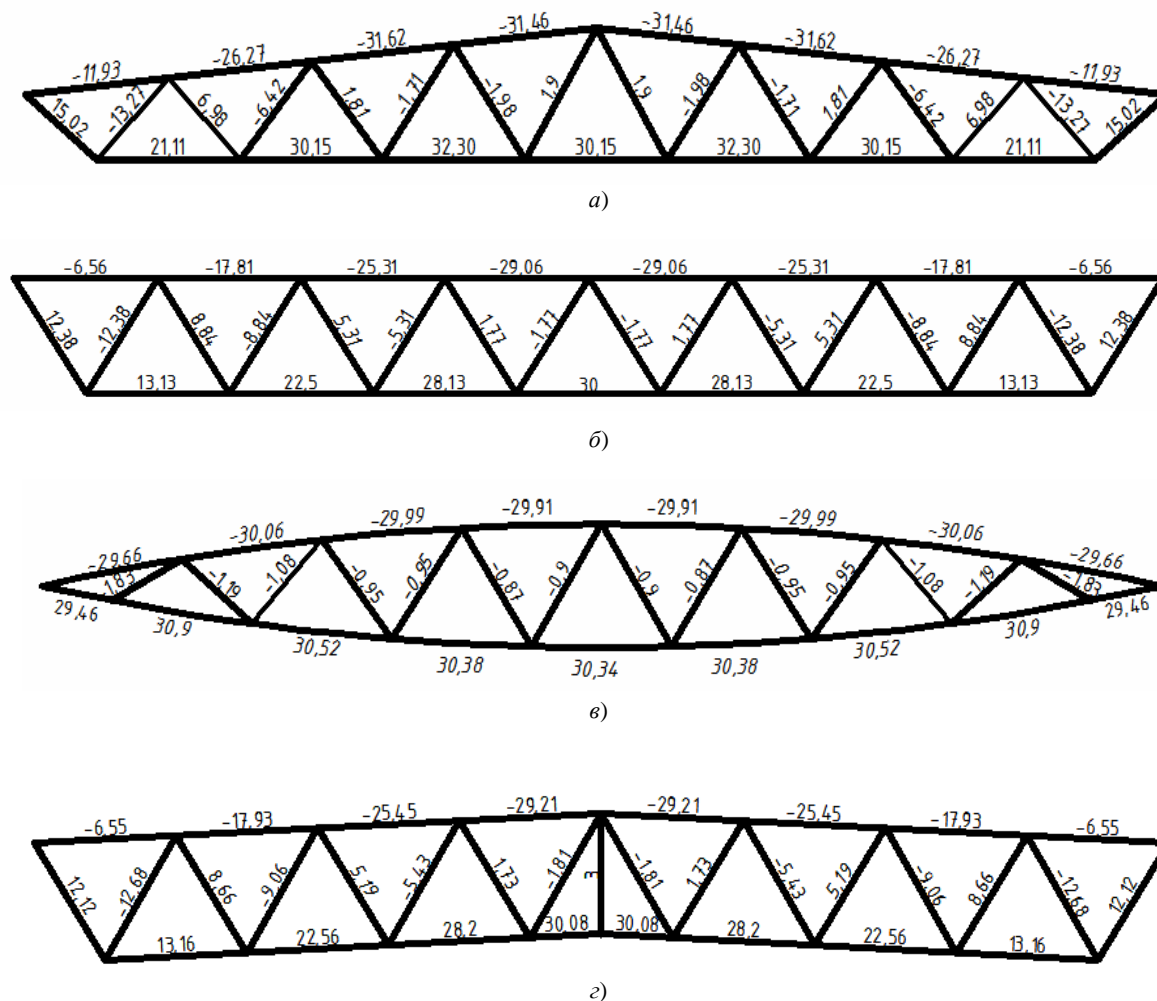


Рис. 6. Результаты усилий в стержнях ферм:

а – усилия в стержнях трапециевидной формы; *б* – усилия в стержнях фермы с параллельными поясами;
в – усилия в стержнях линзообразной фермы; *з* – усилия в стержнях впарушенной фермы

По результатам расчета видно, что при одинаковой нагрузке, усилия в стержнях фермы с трапециевидным очертанием поясов меньше, чем в остальных; также длина стержней в этом варианте меньше.

В соответствии с вышеизложенным можно сделать следующие выводы:

- ферма с опиранием на верхний пояс является более экономично выгодным вариантом благодаря уменьшению расхода материала в среднем на 10 % на одну ферму пролётом 18 м;
- трапециевидная форма очертания поясов является наиболее рациональным вариантом (из четырёх рассматриваемых) благодаря меньшим усилиям в стержнях и меньшей общей длиной стержней.

ЛИТЕРАТУРА

1. Типовая документация на конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений. Серия 1.460.3-23.98. Стальные конструкции покрытий производственных зданий пролётами 18, 24 и 30 м из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения с уклоном кровли 10 %. – Вып. 1.
2. Металлические конструкции. Общий курс: учебник для вузов / Е.И. Беленя [и др.]; под общ. ред. Е.И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
3. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.
4. Лебедева, Н.В. Фермы, арки, тонкостенные пространственные конструкции: учеб. пособие / Н.В. Лебедева. – М.: Архитектура-С. 2006. – 120 с.

УДК 72.036:624.072.32

АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ПОЛОГИХ АРОК

Я.П. ПАЧКОВСКАЯ

(Представлено: канд. техн. наук, доц. Е.Г. КРЕМНЕВА)

Анализируются пологие арки различных форм поверхности. Приводится обобщенная классификация арок. Дается анализ имеющихся их видов; показаны преимущества и недостатки. Представлены наиболее рациональные формы арок исходя из расчетных усилий.

Арка – уникальная конструкция, которая по форме поверхности может быть как криволинейного, так и ломаного очертания. Определяющий её признак – распор, вызванный несмещаемостью опор. В общем случае пролет арок от 30 до 60 м, а уникальных арочных покрытий – до 150 м.

Архитектурные особенности конструкций позволяют их использовать практически в любых зданиях и сооружениях. Классификация арок весьма разнообразна. В зависимости от величины стрелы подъема арки делятся на пологие $f = (1/8 \dots 1/6)l$ и подъемистые $f = (1/4 \dots 1/2)l$.

Часто встречаемые арки – это пологие арки, в связи с этим рассмотрим арки пологие, как наиболее массовые. Очертание оси арки может быть параболическим, эллиптическим, сферическим (круговым). В то же время встречаются арки коробовые (многоцентровые), «ползучие» (опоры расположены на разных уровнях), а также треугольные (рис. 2).

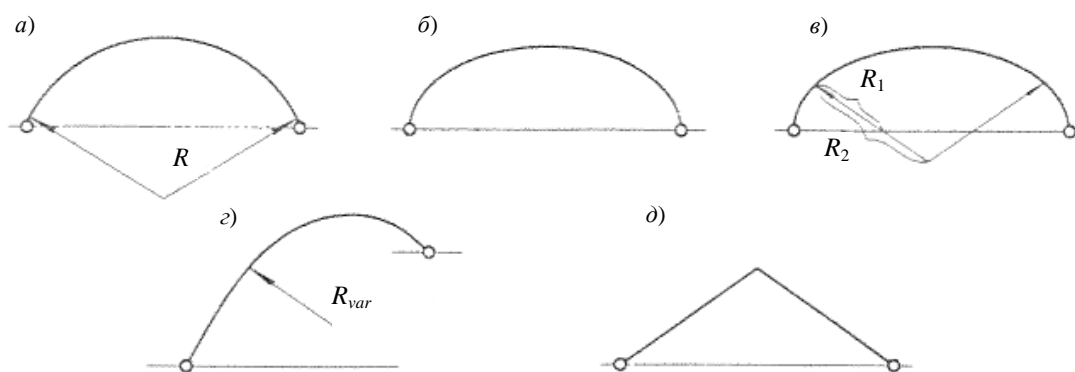


Рис. 1. Очертание осей арок:

a – круговая; *b* – эллиптическая; *в* – коробовая; *г* – «ползучая»; *д* – треугольная

По статической работе различают арки трёхшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные. Каждая из них имеет свои преимущества и недостатки (табл. 1).

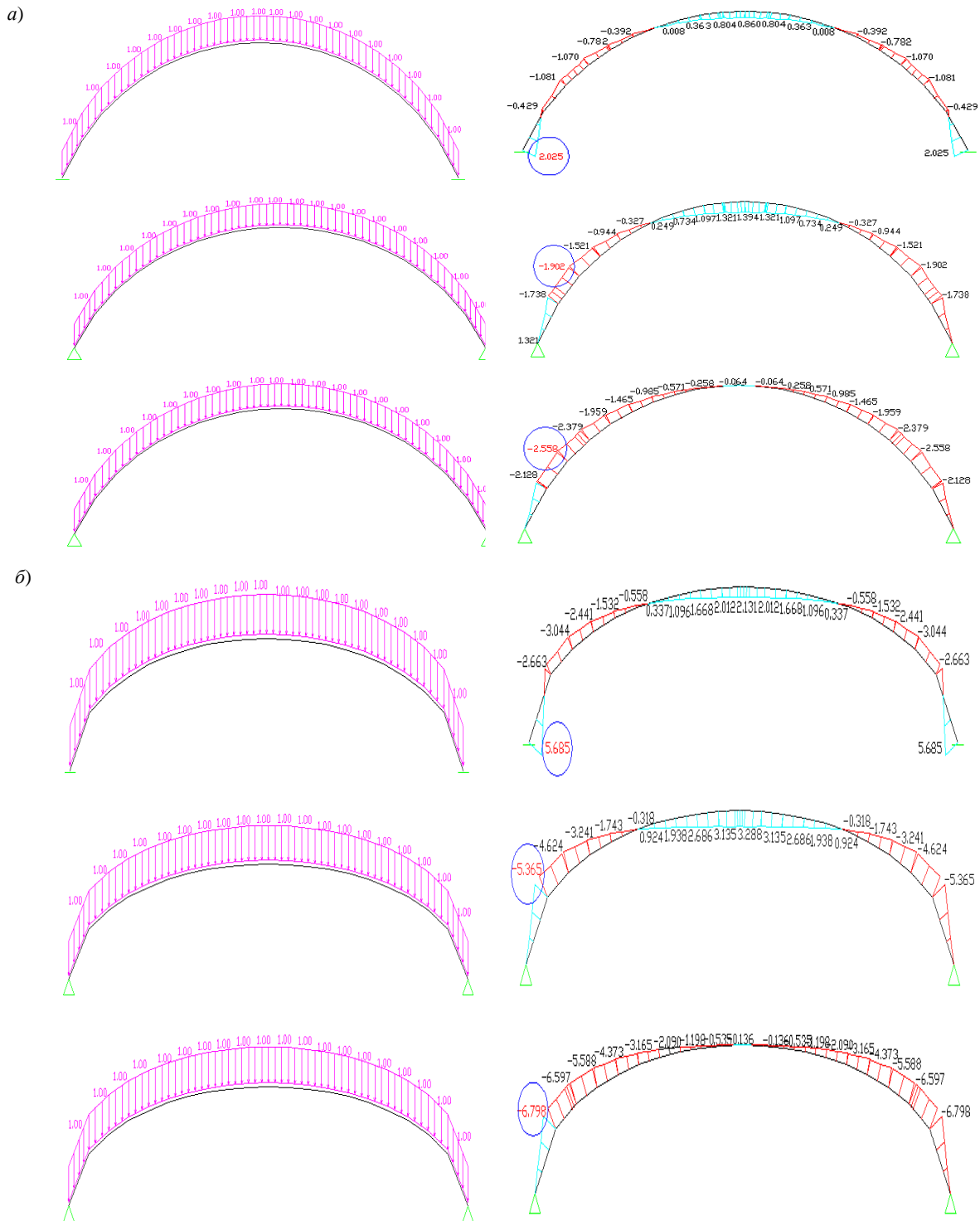
Таблица 1

Сравнение арок по статической работе

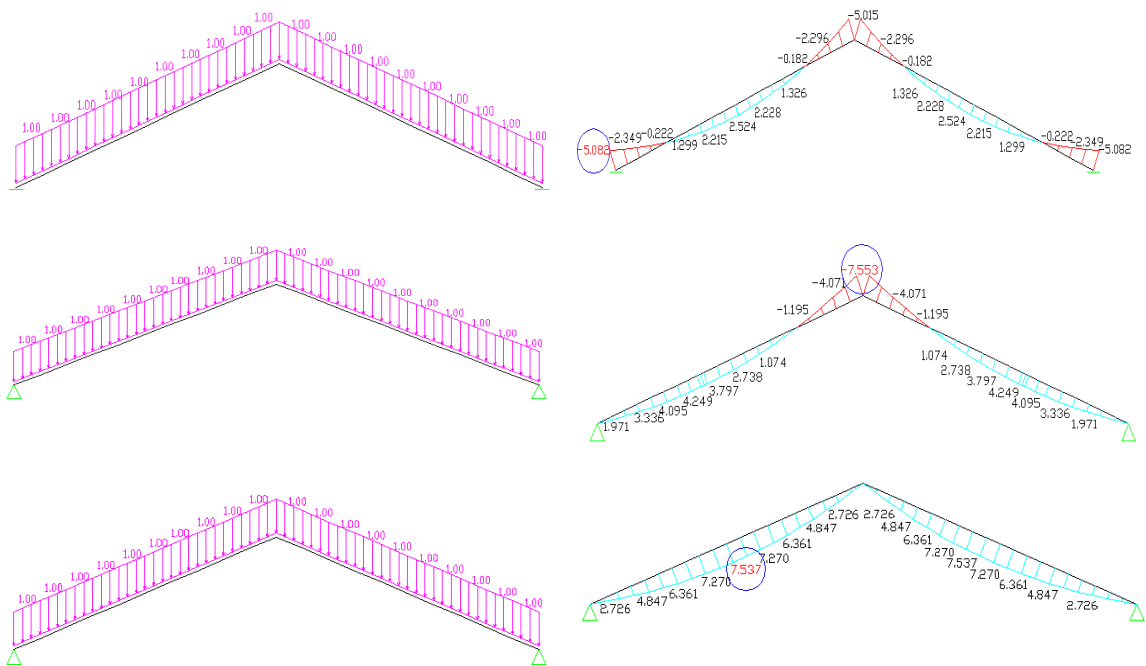
Виды арок по статической работе	Достоинства	Недостатки
Бесшарнирная арка	- защемление в опорах дает более равномерное распределение моментов по длине - конструкция отличается легкостью	- чувствительна к осадке опор - чувствительна к температурным воздействиям
Двухшарнирная арка	- распор меньше, чем у трехшарнирной арки - более благоприятное распределение изгибающих моментов по всей длине	- не делятся на наиболее транспортабельные элементы - усилия в сечениях зависят от осадки опор
Трёхшарнирная арка	- не чувствительна к смещению опор и колебаниям температур - не чувствительна к колебаниям температур - удобна в монтаже и перевозке в виде полуарок	- в силу неравномерного распределения изгибающих моментов по своей длине наиболее материалоемка

Большое многообразие форм поверхностей арок, их различная статическая работа определила направление исследований в Полоцком государственном университете, которые заключались в выборе наиболее рациональной арки по статической работе и по форме поверхности. Для проведения исследований были выбраны четыре вида арок: три часто встречающиеся в строительстве зданий и сооружений полугие арки – круговая, эллиптическая, треугольная; четвертая менее распространенная – «ползучая» арка.

Для выбранных арок определялась самая оптимальная арка по статической работе и форме очертания поверхности. В связи с этим к верхнему поясу арок прикладывались единичные нагрузки, затем определялись усилия. Загружение арок и эпюры моментов для каждого вида выбранных арок приведены на рисунке 2, а–г.



б)



г)

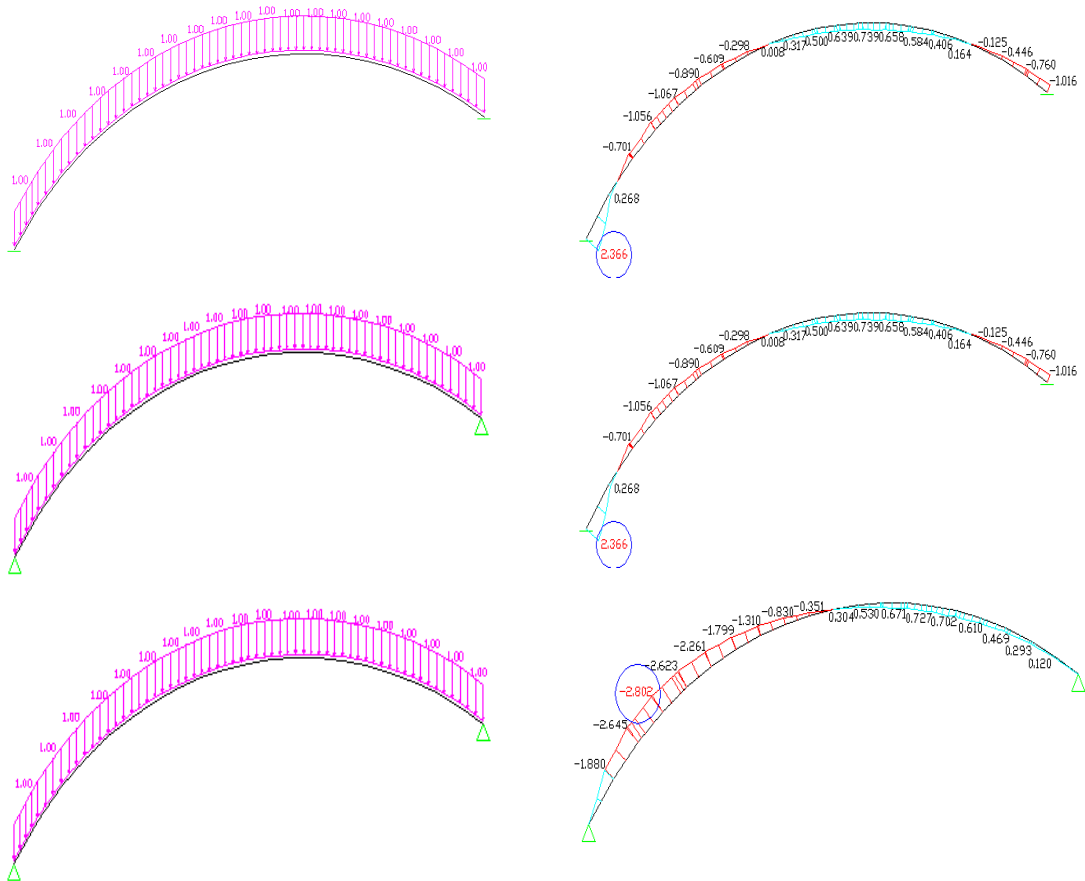


Рис. 2. Эпюры моментов в выбранных арках:
 а – круговая; б – эллиптическая; в – треугольная; г – «ползучая»

Для каждой формы поверхности арки определялись усилия и проводился анализ значений этих усилий. Общие результаты расчетов сведены в таблицу 2.

Результаты расчетов

Виды арок по статической работе	Максимальные усилия круговой арки	Максимальные усилия эллиптической арки	Максимальные усилия треугольной арки	Максимальные усилия «ползучей» арки
Бесшарнирная арка	2,025	5,685	5,082	2,366
Двухшарнирная арка	1,902	5,365	7,537	2,274
Трехшарнирная арка	2,558	6,798	7,553	2,802

По минимальным расчетным значениям определена наиболее рациональная арка. Так, для четырех рассматриваемых вариантов наиболее рациональными являются двухшарнирная арка кругового очертания (минимальные усилия – 1,902) и двухшарнирная «ползучая» арка (минимальные усилия – 2,274).

По проведенным исследованиям можно сделать следующие выводы:

1) определены рациональные формы очертания арок и определена наиболее рациональная арка по статической работе. По статической работе наиболее рациональна двухшарнирная арка;

2) по форме поверхности наиболее выгодны арка кругового очертания и «ползучая» арка. Следовательно, наиболее рациональными являются двухшарнирная арка кругового очертания и двухшарнирная «ползучая» арка. Минимальные усилия в двухшарнирной арке кругового очертания составляют 1,902, в двухшарнирной «ползучей» арке – 2,274.

ЛИТЕРАТУРА

1. Железобетонные конструкции: специальный курс / под ред. В.Н. Байкова. – 3-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1981. – 768 с.
2. Лебедева, Н.В. Фермы, арки, тонкостенные пространственные конструкции / Н.В. Лебедева. – М.: Изд-во лит. по строительству, 2006. – 119 с.

УДК 624.012.45:620.193.4

КОРРОЗИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

К.Д. НИКИФОРОВА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. А.С. АЛЬ НАХДИ)

Представлен краткий обзор отечественного и зарубежного опыта по выявлению причин возникновения коррозии в железобетонных конструкциях, изложенный в различных литературных источниках. Сформированы теоретические подходы по защите строительных конструкций, подвергшихся коррозионному повреждению, предполагающие их дальнейшую практическую реализацию.

Во всем мире в настоящее время проблема коррозии железобетонных конструкций (рис. 1) приобретает особую актуальность. Неблагоприятное сочетание постоянных и переменных нагрузок с воздействием различных физико-химических процессов среды вызывает коррозию бетона и арматуры, что может привести к разрушению конструкций. Вредными реагентами для бетона являются: вода, чистая или содержащая растворы солей и кислот, пары, влажные кислые газы, минеральные масла, раствор сахара, отходы по переработке мяса, продукты химических производств. Внешние нагрузки, вызывая образование трещин в бетоне железобетонных конструкций, ускоряют процесс коррозии бетона и арматуры.

Одно из преимуществ бетона и железобетона – *долговечность*, то есть срок, в течение которого они соответствуют своему назначению и могут безопасно эксплуатироваться.

Долговечность элементов зданий и сооружений зависит во многом от степени агрессивности окружающей среды по отношению к материалам, из которых изготовлены конструкции, то есть коррозионной стойкости этих материалов, проявляющейся в конкретных условиях эксплуатации.

Развитие коррозии приводит к уменьшению размеров и площадей поперечных сечений элементов конструкций, к снижению их несущей способности и жесткости. Именно поэтому коррозия может являться причиной аварийного состояния ЖБК (рис. 2).

Железобетонные конструкции постоянно подвергаются воздействию внешней среды, в результате которого возникает коррозия материала. По характеру воздействий различают химическую, электрохимическую и механическую коррозии.

Поскольку железобетон является композиционным материалом, разрушение железобетонных конструкций может быть результатом коррозии как *бетона*, так и *арматуры*. В первом случае окружающая

среда агрессивна по отношению к бетону, а потому он разрушается; при этом обнажается и разрушается арматура. Если же окружающая среда неагрессивна к бетону, но агрессивна к арматуре, то, проникая через поры и трещины защитного слоя к арматуре, она вызывает коррозию.



Рис. 1. Фрагмент коррозии железобетонной колонны



Рис. 2. Фрагмент железобетонной плиты перекрытия (отслаивание и разрушение защитного слоя)

Различаются три вида физико-химической коррозии бетона:

Коррозия I вида. Коррозия этого вида вызывается фильтрацией сквозь толщу бетона мягкой воды, вымывающей его составные части, в частности гидрат окиси кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – гашеную известь процесс называется выщелачиванием извести и весьма опасен для бетона, поскольку известь является составляющей почти всех цементов.

Внешним признаком коррозии I вида служит белый налет на поверхности конструкции в месте выхода воды, что и послужило основанием назвать данный вид коррозии «белой смертью» бетона. Налет – это результат выпадения в осадок растворенных в бетоне солей, в частности гидрата окиси кальция и карбоната кальция.

По мере выщелачивания извести из бетона его механическая прочность снижается; при этом первоначальная потеря извести сказывается на прочности меньше, чем последующая. Выщелачивание первых 16 % извести приводит к потере 20 % прочности, а последующих 14 % – уже 50 % прочности. Полное разрушение конструкций наступает при выщелачивании извести более 35...50 %.

Оценивая устойчивость бетонов к коррозии I вида, следует отметить, что главными факторами, противостоящими ей, являются плотность бетона и характеристика цемента (в частности, минимальное количество извести в нем).

Коррозия бетона II вида связана с развитием обменных реакций между кислотами или солями окружающей среды с одной стороны, и составными частями цементного камня – с другой. Чем энергичнее протекает реакция взаимодействия и чем более растворимы новообразования, тем скорее и полнее разрушается бетон.

Последовательность разрушения бетона при коррозии I вида, заключающаяся в постепенном выщелачивании продуктов гидролиза цемента, иная при коррозии II вида, когда разрушение цементного камня идет в поверхностных слоях бетона (рис. 3), соприкасающихся с агрессивной средой, и процесс разрушения этих слоев может достичь полного развития при сохранении в прилегающих слоях бетона почти без изменения всех элементов цементного камня.

Если новообразования, не обладающие вяжущими свойствами и достаточной плотностью, чтобы воспрепятствовать дальнейшему прониканию агрессивной среды, растворяются или смываются механически, то обнажаются, более глубокие слои бетона. Последние также разрушаются, и процесс коррозии протекает до полного разрушения всего бетона, однако скорость этого процесса может быть различной.

Если новообразования нерастворимы или после удаления растворимых продуктов реакции остается достаточно прочный слой продуктов реакции, который в конкретных условиях контакта агрессивной среды и бетона, например в подземных сооружениях, не удаляется, а сохраняется на месте, свойства этого слоя определяют интенсивность разрушения бетона при коррозии II вида.

К примеру, от действия кислот происходит разрушение бетонных и железобетонных сооружений. Большое разрушение бетонных и железобетонных элементов можно наблюдать на химических заводах и в некоторых цехах других заводов, где из-за утечки кислот из аппаратуры, неисправности канализации и т.д. кислоты попадают на поверхность бетона сооружений. Разрушение надземных конструкций промыш-

ленных зданий от действия кислот обычно начинается с полов, особенно если последние выполнены из некачественных и недостаточно стойких материалов. При попадании кислот на пол разрушается не только он сам, но и другие соприкасающиеся с ним элементы зданий – стены, лестницы и т.д.



Рис. 3. Коррозия железобетона
в зоне переменного уровня морской воды

Признаком **коррозии бетона III вида** является развитие процессов, в результате которых в порах и капиллярах бетона создается давление, вызывающее образование напряжений в структурных элементах материала. Это связано с увеличением объема твердой фазы. Соли либо образуются вследствие химических реакций взаимодействия агрессивной среды с составными частями цементного камня, либо приносятся извне и выделяются из раствора вследствие постепенного испарения из него воды.

Выделение твердой фазы и рост кристаллообразований могут вызвать на определенной ступени развития значительные растягивающие усилия в стенках пор и капилляров и разрушение структурных элементов бетона

При коррозии I и II вида разрушение цементного камня было связано с растворением составных частей и продуктов обменных реакций, при коррозии же III вида при накоплении солей в порах бетона на начальных стадиях он уплотняется. Если этот процесс развивается медленно, заполнение пор и пустот в бетоне кристаллическими новообразованиями и связанное с ним уплотнение бетона создает картину ложного благополучия. Прочность бетона при этом на какой-то период увеличивается и превышает такую для бетона, не подвергавшегося действию агрессивной среды. Из-за этого иногда не удается распознать начальные формы развивающейся коррозии III вида. Лишь после возникновения значительных растягивающих усилий в стенках пор и капилляров, вызванных продолжающимся ростом кристаллообразований, происходит разрушение структурных элементов цементного камня бетона и наблюдается быстрое снижение (сброс) прочности. К коррозии бетона II вида относят сульфатную коррозию, а также коррозию бетона при кристаллизации солей в его порах.

Однако на разрушение железобетонных конструкций и элементов может оказывать влияние не только коррозия бетона, но и арматуры.

Защитный слой бетона затрудняет доступ к арматуре влаги кислорода, воздуха или кислотообразующих газов, однако с увеличением пористости бетона и разрушений в нем, происходящих под действие агрессивных сред, его защитные свойства резко снижаются.

Коррозия арматуры (ржавление) происходит в результате химического и электролитического воздействия окружающей среды; обычно она протекает одновременно с коррозией бетона, но может

протекать и независимо от нее. Для развития процесса коррозии стали необходимы следующие условия: контакт стали с электролитом; наличие разности потенциалов (микроэлементов) на поверхности; возможность беспрепятственного перехода ионов металла в раствор на аноде; доступ кислорода к катоду микроэлемента.

Коррозия железобетона увеличивается в условиях влажной среды, при которых стальная арматура корродирует быстрее. В обычных условиях скорость коррозии арматуры составляет 0,1 мм в год, при неблагоприятных условиях до 1 мм. Объем проржавевшего металла в 2...3 раза больше, чем до коррозии, поэтому по периметру арматуры создается радиальное давление, вызывающее образование продольных трещин и откол защитного слоя бетона.

Следует отметить, что коррозия бетона и железобетона может привести к потере несущей способности конструкций и её жесткости, вследствие уменьшения поперечных сечений элементов конструкций. Следует помнить, что в чистом виде коррозия всех типов встречается редко: при действии агрессивной водной среды на бетон в последнем обычно происходят процессы разрушения, включающие элементы всех трех видов коррозии бетона, правда, не в равной степени. Для того чтобы коррозия не стала причиной аварийного состояния ЖБК, необходимо предусматривать определенные меры защиты.

Мерами защиты от коррозии железобетонных конструкций, находящихся в условиях агрессивной среды, в зависимости от степени агрессивности являются: снижение фильтрующей способности бетона введением специальных добавок, повышение плотности бетона, увеличение толщины защитного слоя бетона, а также применение лакокрасочных или мастичных покрытий, оклеенной изоляции, замена портландцемента глиноземистым цементом, применение специального кислотостойкого бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Калинин, В.М. Оценка технического состояния зданий: учебник. / В.М. Калинин, С.Д. Сокова. – М.: 2006. – 268 с.
2. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / Москвин В.М. [и др.]. – М.: Стройиздат, 1980. – 536 с.
3. Мальцев, Т.А. Анализ дефектов и повреждений строительных конструкций: учеб. пособие по курсу «Техническая эксплуатация строительных конструкций» для студ. спец. 2903 / Т.А. Мальцев. – Саратов: СГТУ, 1996. – 96 с.
4. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс: учебник для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 5-е изд. – М.: Стройиздат, 1971. – 767 с.

УДК 72.036:624.072.32

МУФТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ В МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ.

И.А. АВФЕРЁНОК

(Представлено: канд. техн. наук, доц. А.С. АЛЬ НАХДИ)

Рассматриваются варианты стыкового соединения стержней продольной арматуры колонн при проектировании монолитных многоэтажных зданий. Приведены рекомендации по выбору способа стыкования арматуры.

Быстрорастущие объемы строительства из монолитного железобетона требуют освоения более надежных и скоростных технологий возведения зданий и сооружений.

В Республике Беларусь перед строительной отраслью поставлена задача значительного увеличения объемов жилищного строительства многоэтажных зданий из монолитного железобетона. Обеспечить рост объемов строительства таких зданий возможно только при максимальном использовании новых технологий их возведения. Одной из главных проблем для монолитного железобетона является стыкование арматуры.

В строительном производстве при формировании арматурных каркасов, нормативными документами предусмотрена непрерывность арматурного стержня на всю длину конструкции. Как правило, максимальная непрерывная длина арматурных стержней ограничивается следующими параметрами:

- максимальной длиной арматурного стержня (из условий транспортировки 11,7 м);
- конструктивными соображениями (например, при формировании колонн длина устанавливаемого стержня не превышает высоту двух этажей).

Для обеспечения непрерывности армирования отдельными стержнями в построечных условиях применяются два вида соединений – **сварные и внахлестку без сварки**.

Применение сварных соединений приводит к удорожанию и усложнению арматурных работ за счет необходимости большого расхода электроэнергии, привлечения высококвалифицированных сварщиков, значительной трудоемкости этих работ и сложного контроля качества.

Надежность этих стыков проверена временем, но отстает от современных требований, прежде всего из-за невысоких темпов производства работ.

Наиболее простым способом соединения стержневой арматуры является соединение внахлестку без сварки, когда усилия с одного стыкуемого стержня на другой передаются за счет сил сцепления с

окружающим бетоном, и при разрушении защитного слоя прочность соединения внахлестку становится равной практически нулю, что может привести к разрушению конструкции (рис. 1).



Рис.1. Соединения внахлестку переносят нагрузку на бетон и по мере разрушения защитного слоя бетона выходят из строя

Нахлестка длиной от $20d$ до $40d$, в зависимости от условий работы арматуры и количества стыков в одном сечении, приводит к потере от 3,5 до 27 % арматуры при ее диаметрах от 10 до 40 мм и длине стыкуемых стержней 6,0 м. При этом наибольшие потери металла имеют место при стыковании стержней больших диаметров: 32...40 мм – соответственно до 22...27 % [1].

Однако проблема этим не ограничивается, для гарантии прочности такое соединение требует значительного расхода поперечной арматуры, а минимальные величины объемного армирования должны составлять, например, не менее 0,01...0,016 при прочности бетона 42,3 и 31,5 Н/мм².

В СНБ 5.03.0102 [2] не рекомендуется стыковать внахлестку стержни диаметром более 25 мм, а стыковка внахлестку стержней диаметром более 36 мм не допускаются.

Длина нахлестки в СНБ 5.03.01-02 достигает 40...50 диаметров стыкуемых стержней, что составляет около 40 % высоты этажа жилого здания. В связи с этим применение соединения стержней арматуры внахлестку также становится экономически невыгодным.

Кроме того, применение нахлестанных соединений для стыкования арматуры больших диаметров приводит к ограничению объема для бетона в месте стыка и опасности снижения реальной прочности железобетонного элемента, что особенно опасно в колоннах и других сжатых в стадии эксплуатации железобетонных элементах относительно небольшого сечения.

По этой причине стоимость стыкования здесь уходит на второй план. Главным является эксплуатационная безопасность здания. Поэтому в большинстве стран мира, в том числе в Великобритании, США, Германии, для стыкования арматуры диаметром 25...40 мм применяют механические соединения, гарантирующие надёжность сооружения.

Механические соединения представляют собой систему соединений с конической разбой, создающую надежное фиксирующее соединение, которое обеспечивает непрерывность и конструктивную целостность железобетонной конструкций (рис. 2).



Рис. 2. Общий вид стыкования арматурных стержней

После соединения арматурные стержни ведут себя как непрерывные участки арматурной стали, обеспечивая «полную прочность» при растяжении, сжатии и в случаях циклических переменных напряжений. Равнопрочное соединение арматурных стержней (**full-strength joint**) – это соединение арматуры, которое не ослабляет арматурный стержень, имея значение прочности не менее номинального значения прочности цельной арматуры. Этот качественный показатель является одним из ключевых для обеспечения долговечности и надежности в эксплуатации железобетонных сооружений, в особенности на объектах с повышенными требованиями к сейсмостойкости и усталостной прочности (такими объектами являются атомные, гидро - и теплоэлектростанции).

На сегодняшний день единственной методикой механического стержней посредством муфт резьбового соединения арматурных стержней, допущенной к применению на территории Республики Беларусь является система муфтового соединения. СТБ 2152-2010 «Муфты с конической резьбой для меха-

нического соединения арматуры для железобетонных конструкций [3]. Технические условия, предусматривающие применение стыковых соединений арматуры класса S500 диаметром от 16 до 40 мм.

Муфты с конической резьбой подразделяются на следующие виды:

- **Стандартные муфты** – используются для стыковки арматурных стержней одинакового диаметра, в том случае, когда один из них может свободно вращаться, и его перемещение в осевом направлении ничем не ограничено (рис. 3, а).

- **Переходные муфты** – используются для стыковки арматурных стержней разного диаметра, в том случае, когда один из них может свободно вращаться, и его перемещение в осевом направлении ничем не ограничено (рис. 3, б).

- **Позиционные муфты** – используются для быстрой стыковки двух криволинейных, изогнутых или прямых арматурных стержней в том случае, когда ни один из них не может свободно вращаться, и движения присоединяемого стержня арматуры в осевых направлениях ограничены. Муфты такой конфигурации применяются чаще всего в сборных каркасах. Для надёжной защиты внутренней резьбы муфт от коррозии они комплектуются пластмассовой резьбовой заглушкой (рис. 3, в).

- **Болтовые муфты** – гарантируют надёжное соединение с максимальной прочностью между арматурным стержнем и стандартным метрическим болтом. Эти муфты незаменимы при устройстве несущих стальных конструкций с болтовым креплением к бетонным фундаментам, колоннам или стенам. Примером могут служить основания пилонов, крепления подкрановых путей, крепления тяжёлых труб и переходных мостиков (рис. 3, г).

Болтовые муфты можно фиксировать при помощи прихваточного сварного шва, несмотря на то, что для их изготовления используются только несвариваемые марки стали. Муфта модели МБ обеспечивает удобный переход от арматурного стержня к резьбовой шпильке, сохраняя максимальную прочность и надёжность стержня. Такой переход необходим при устройстве стержней большой длины, например, в опалубке или деревянных шпунтинах, с целью их защиты от внутреннего давления и устройства неподвижного заземлённого анкера для грунтовых анкеров.

- **Сварные соединительные муфты** – используются для быстрого, простого и надёжного соединения стержня арматуры с прокатным профилем или пластиной из конструкционной стали. Внутри одного торца такой муфты, как и в муфте стандартной конфигурации, нарезана коническая резьба, другой же торец муфты специально подготовлен под сварку. Для изготовления сварных соединительных муфт используются только свариваемые марки стали (рис. 3, д).

- **Концевые анкеры** – представляет собой альтернативу арматурным стержням с крюком, анкерным болтам, контргайкам для арматурных стержней, проходящим через деревянную шпунтину, а также элементам из конструкционной стали. Лицевая часть муфты рассчитана с большим запасом устойчивости и должна выдерживать полную растягивающую нагрузку, действующую на арматурный стержень, когда анкер упирается в бетон или конструкционную сталь (рис. 3, е).

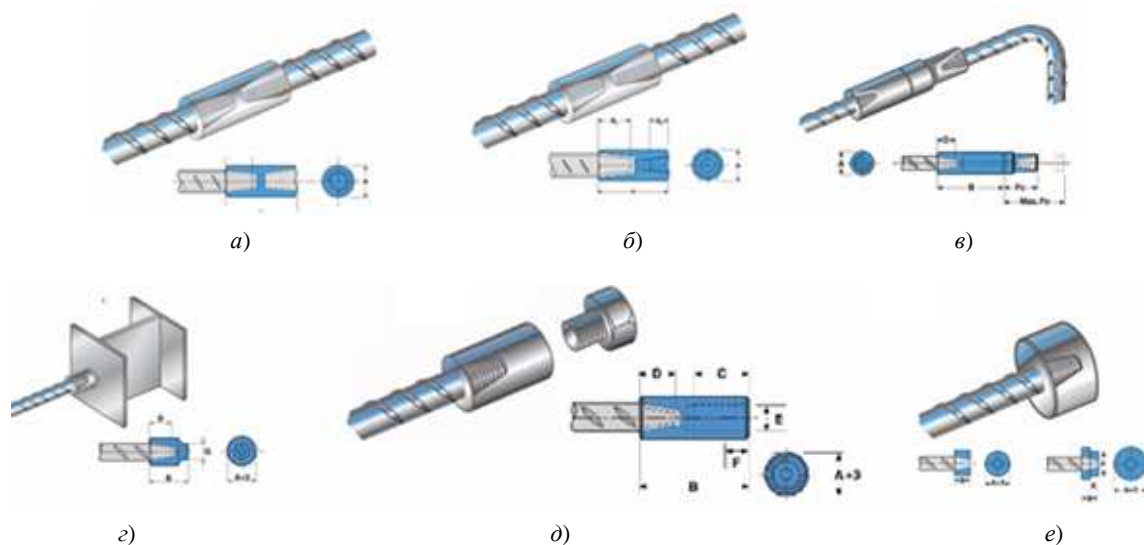


Рис. 3. Муфты с конической резьбой:

- а – муфты с конической резьбой (стандартные); б – муфты с конической резьбой переходные;
в – муфты с конической резьбой позиционные; г – сварные муфты с конической резьбой;
д – комбинированные муфты с коническо-цилиндрической резьбой; е – муфты с конической резьбой анкерные

Механические соединения арматуры по условиям работы в железобетонных конструкциях подразделяются на такие, как [4; 5]:

- сжатые контактные – применяются для сведения арматурных стержней, в которых в процессе эксплуатации не возникает усилий растяжения. Передача нагрузки с одного стержня на другой осуществляется оперением их торцов;

- растянутые – применяются для соединения как сжатых, так и растянутых в процессе эксплуатации арматурных стержней, усилия с одного стержня на другой передаются через соединительную муфту.

К растянутым механическим соединениям арматуры предъявляются следующие основные требования:

- прочность соединения должна быть не менее 60 % от нормативного значения временного сопротивления соединяемой арматуры;

- деформативность соединения (сдвиг стержней в муфте не должна превышать 0,1 мм при напряжениях, составляющих 60 % от нормативного значения временного сопротивления соединяемой арматуры;

- равномерное относительное удлинение арматуры после разрушения соединения должно быть не менее 2 %;

- для сжато-контактных соединений главным требованием является перпендикулярность обрезки торцов соединяемых стержней относительно их оси с предельным отклонением $+1,5^\circ$

Преимуществами механического соединения арматуры с использованием конусных муфт является то, что его прочность не зависит от качества бетона, обеспечиваются повышенная прочность и пластичность соединения, исключается сушение арматуры, улучшаются условия укладки и уплотнения бетона. Кроме того, обеспечивается более высокая гибкость при выборе проектных решений, не требуется особая квалификация рабочих, снижается трудоёмкость работ при затратах на оборудование и механизмы, а также на материалы за счет сокращения объемов использования арматуры.

В качестве успешного опыта применения муфт с конической резьбой в Беларуси можно привести ОАО «Гроднопромстрой», которое использовало данную технологию на строительстве Гродненской ГЭС. По мнению специалистов, применение муфт с конической резьбой [5] для соединения продольной арматуры позволило значительно сократить трудозатраты, упростить процедуру контроля стыков соединений, при этом не снижалась несущая способность конструкций. Применение соединения было согласовано в установленном порядке заказчиком и проектной организацией.

Использование механического соединения муфт с конической резьбой для соединения арматуры является реальным инструментом, при помощи которого заказчики и подрядные организации смогут начать процесс снижения на 5 % сметной стоимости строительства объектов, согласно распоряжению главы правительства № 67р от 12 марта 2013 года.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мадатян, С.А. Новые материалы и технологии арматурных работ в монолитном железобетоне / С.А. Мадатян // Технология бетона. – 2006. – № 3. – С. 52–54.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-2. – с 5-ю изм. / М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь. – Минск, 2003.
3. Муфты с конической резьбой для механического соединения арматуры для железобетонных конструкций: СТБ 2152-2010.
4. Рекомендации по механическим соединениям арматурой стали для железобетонных конструкций: РА-10-04. – М.: Ассоциация «Желеобетон», 2004. – 22 с.
5. Соединение арматуры механические «LENTON» производства фирмы ERICO. Технические условия: ТУ 4842-196-46854090-2005. – М.: НИИЖБ.