



Товариство з обмеженою відповідальністю
«Український інститут сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського



Під загальною редакцією
заслуженого діяча науки і техніки України,
члена-кореспондента НАН України,
доктора технічних наук,
професора О.В. Шимановського

Науковий збірник

Випуск 17

Видавництво «Сталь»
Київ – 2016

УДК 624.04(082)

ББК 38.112я43

3-41

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ:

Шимановський О.В., д.т.н. (відп. редактор); Адріанов В.П.;
Божко В.А., к.т.н.; Гайдайчук В.В., д.т.н.; Голоднов О.І., д.т.н. (відп. секретар);
Гордєєв В.М., д.т.н. (заст. відп. редактора); Гуляєв В.І., д.т.н.; Кириллов В.В.;
Кордун О.І., Корольов В.П., д.т.н.; Лисицин Б.М., д.т.н.; Лебедич І.М., к.т.н.;
Оглобля О.І., д.т.н.

3-41 Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського / Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, члена-кореспондента НАН України, д.т.н., професора О. В. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2016. – Вип. 17 – 156 с.

ISBN 978-617-676-108-2

У збірнику наведено статті з результатами досліджень у галузі розрахунку та проектування конструкцій, теоретичної та будівельної механіки, теорії пружності та пластичності. Особливу увагу приділено розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель та споруд, розробленню раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичним дослідженням роботи елементів і з'єднань, удосконаленню матеріалів, технології виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкцій будівель і споруд, розвитку та вдосконаленню нормативної бази в цих галузях будівництва, а також дослідженням напружено-деформованого стану тіл складної структури при постійних і змінних у часі навантаженнях, включаючи випадкові впливи. Для наукових працівників, аспірантів та інженерів, зайнятих у різних галузях науки і техніки.

УДК 624.04(082)

ББК 38.112я43

АДРЕСА РЕДАКЦІЙНОЇ КОЛЕГІЇ:

вул. В. Шимановського, 2/1,

Київ 02660,

ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»,

тел. 543-97-40, e-mail: icbmc@urdisc.com.ua

ISBN 978-617-676-108-2

© ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», 2016
© ТОВ «Видавництво «Сталь», 2016

ЗМІСТ

Шимановский А.В.

Подготовка и проведение обследований металлических конструкций.....	4
---	---

Нілов О.О., Лавріненко Л.І., Нілова Т.О., Семчук І.Ю.

Стійкість поперечно-гофрованих синусоїдних стінок двотаврових балок за межею пружності.....	15
---	----

Маладика І.Г., Шкарабура І.М.

Визначення технічного стану будівель зі сталевим каркасом після силових і високотемпературних впливів.....	27
--	----

Матченко Т.І., Матченко П.Т.

Основні положення з моніторингу сталевих конструкцій будівель і споруд АЕС, що знаходяться в експлуатації.....	34
--	----

Матченко Т.І., Шаміс Л.Б., Первушова Л.Ф., Матченко П.Т.

Методи оцінки технічного стану сталевих конструкцій АЕС, що знаходяться в експлуатації.....	67
---	----

Білик С.І., Шпинда В.З.

Узагальнений підхід до перевірки міцності та стійкості круглих сталевих двохшарнірних арок.....	85
---	----

Голоднов А.И., Иванов Б.В.

Остаточные напряжения в стальных двутавровых элементах после разгрузки и выравнивания.....	95
--	----

Голоднов А.И., Жарко Л.А., Кондратюк Е.В.

Экспериментальные исследования перекрытия из стальных балок при свободном опирании железобетонных плит.....	103
---	-----

Марутян А.С.

Конструкции покрытий из двойных систем перекрестных ферм и балок.....	111
---	-----

Марутян А.С.

Управляемые конструкции пространственных покрытий из перекрестных систем. Часть 1.....	124
--	-----

Гордеев В.Н., Перельмутер А.В.

КИЕВ, БАШНЯ, ШУМИЦКОМУ... (к 100-летию со дня рождения).....	135
---	-----

Вимоги до оформлення статей.....	151
----------------------------------	-----

УДК 624.074.04

Подготовка и проведение обследований металлических конструкций

Шимановский А.В., д.т.н.

ТОВ «Украинский институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского»,
Украина

Анотація. Викладені заходи з підготовки та проведення обстежень металевих конструкцій. Дана характеристика і зміст усіх етапів робіт із обстеження конструкцій, а саме: підготовчих робіт, аналізу технічної документації, складу натурного огляду конструкцій і техніки виявлення відхилень.

Аннотация. Изложены мероприятия по подготовке и проведению обследований металлических конструкций. Дана характеристика и содержание всех этапов работ по обследованию конструкций, а именно: подготовительных работ, анализа технической документации, состава натурного освидетельствования конструкций и техники выявления отклонений.

Abstract. Events are expounded on preparation and realization of inspections of metallic constructions. Description and maintenance of all work stages are given on the inspection of constructions, namely: preparatory works, analysis of technical documentation, composition of on-site examination of constructions and technique of rejections exposure.

Ключевые слова: конструкция, документация, обследование, отклонения, дефекты, повреждения, подготовительные работы, натурное освидетельствование, техника выявления отклонений.

Общие положения. Эксплуатацию металлических конструкций сооружений принято рассматривать как целый комплекс различных мероприятий, направленных, во-первых, на создание необходимых условий для поддержания сооружений в работоспособном состоянии и, во-вторых, на обеспечение их безотказной работы в течение нормативного срока эксплуатации по предусмотренному проектом технологическому назначению. И среди всех этих мероприятий, в первую очередь, следует выделить обследование конструкций, позволяющее своевременно не только выявить и оценить, но и принять проектные решения по устранению обнаруженных отклонений фактического состояния конструкций от предусмотренных проектом, стандартами и нормативными документами. Стоит отметить, что необходимость в проведении обследования возникает при длительных сроках эксплуатации сооружений, а также если: в процессе эксплуатации в конструкциях обнаружены существенные отклонения, оценку которых не может дать служба эксплуатации; при реконструкции предполагается изменение объемно-планировочного решения или повышение нагрузок и интенсивности эксплуатационных воздействий; имели место аварии аналогичных сооружений.

При обследовании выявляются отклонения (подразделяющиеся на дефекты и повреждения), уточняются конструктивная схема сооружения, сечения элементов и узлов, определяются нагрузки и воздействия и оценивается качество материалов. В общем случае обследование включает в себя следующие этапы: подготовительные работы; натурное освидетельствование; уточнение фактических и прогнозирование новых нагрузок и воздействий; оценка качества материалов.

Далее обратим внимание на то, что обследование может быть выборочным или полным. К примеру, если конструкции находятся в удовлетворительном состоянии и не имеют существенных отклонений, а при реконструкции не предполагается увеличение нагрузок, то, как свидетельствует строительная практика, вполне достаточно обследовать детально 20 % однотипных конструкций, находящихся в наиболее неблагоприятных условиях работы, а именно: в зонах повышенной вибрации, агрессивности среды и т. д. Если же при выборочном обследовании обнаружены существенные отклонения, снижающие несущую способность конструкций, или выявлены значительные отступления от проекта (замена сечений, марок стали, диаметров заклепок и болтов и т. д.), то тогда проводится полное обследование всех элементов.

Подготовительные работы. Подготовительные работы выполняются непосредственно на объекте после поступления заказа на обследование сооружения. При этом главная цель этих работ заключается в возможно более точном определении объемов предстоящего обследования конструкций, а также условий его проведения. В итоге подготовительных работ оформляются соответствующие документы, являющиеся юридическим основанием на выполнение работ, регламентирующим их объем, сроки проведения и взаимоотношения между заказчиком и исполнителем. А перед началом работ по обследованию необходимо оформить следующие документы:

- техническое задание на выполнение работы, выданное заказчиком в установленном порядке и содержащее необходимый перечень данных, достаточных для определения объема работ и их трудоемкости;
- договор на выполнение работы, заключенный между исполнителем и заказчиком, являющимся юридическим владельцем или пользователем объекта;
- акт-допуск на проведение работ с перечнем всех технических и организационных мероприятий, обеспечивающих доступ к обследуемым конструкциям с учетом требований техники безопасности;
- график выполнения работ.

Техническое задание на проведение обследования конструкций является основанием для заключения договора и последующего проведения работы, а также основанием для оценки ее полноты и качества, и должно включать: перечень, содержащий наименование и указывающий объем в листах всех документов, входящих в задание, пояснительную записку и чертежи.

В свою очередь, пояснительная записка к техническому заданию должна содержать следующие данные:

- название заказчика и местонахождение объекта;
- наименование работы (например, обследование сооружения или его части с указанием осей, отметок и иных данных, ограничивающих объект);
- время строительства объекта с указанием проекта (рабочих чертежей марок АР, КЖ, КМ и КМД), по которому выполнялось строительство, а также время ввода объекта в эксплуатацию;
- сведения о замене конструкций в процессе эксплуатации, их ремонте или усилении с указанием чертежей, по которым названные работы выполнялись, а также с указанием времени выполнения работ;
- эксплуатационный режим сооружения с указанием температурно-влажностных характеристик и степени агрессивности среды в зоне расположения конструкций, в том числе, данные о максимальных значениях температуры, категории пожарной опасности и взрывоопасности;
- сведения о предполагаемых изменениях эксплуатационного режима сооружения (например, в связи с его техническим перевооружением);
- данные о нагрузках на обследуемые конструкции от веса опирающихся на них конструкций, снега, ветра, сейсмических воздействиях и др.;
- схемы технологических нагрузок на обследуемые конструкции;
- сведения о предполагаемых изменениях величины или характера расположения на обследуемых конструкциях технологических нагрузок;
- характеристики металла, использованного при изготовлении обследуемых конструкций (на основании сертификатов заводов-изготовителей).

Что же касается комплекта чертежей, кроме указанных в пояснительной записке к техническому заданию, то в него должны быть включены:

- архитектурно-строительные чертежи комплектов АР и КЖ, в том числе, заглавные листы с перечнем чертежей проекта и основными данными по проекту, планы, разрезы, чертежи всех конструктивных элементов, нагрузка от которых передается на обследуемые конструкции и на которые обследуемые конструкции опираются;
- чертежи металлических конструкций марки КМ – полный комплект;
- чертежи металлических конструкций марки КМД – полный комплект;
- чертежи на замену конструкций в процессе эксплуатации, их ремонт или усиление (если ремонт, усиление или замена конструкций в процессе эксплуатации производились);
- чертежи со схемами существующих технологических нагрузок;
- чертежи со схемами технологических нагрузок, приложение которых к существующим конструкциям предполагается (в соответствии с данными, приведенными в составе пояснительной записки).

Важно помнить также о том, что техническое задание на выполнение обследования конструкции подписывается соответствующими должностными лицами заказчика и направляется исполнителю в установленном порядке. Кроме того нужно подчеркнуть, что все данные, подлежащие включению в состав технического задания на обследование эксплуатируемых зданий или сооружений, должны быть получены из документов, наличие которых у заказчика предусмотрено действующим законодательством.

Анализ технической документации. Вполне понятно, что анализ материалов, представленных в составе технического задания на проведение обследования, преследует цель обеспечить, в первую очередь, полноту и достоверность информации об объекте (чертежей, схем, паспортов, справок, актов, протоколов и т. д.) для определения состава и объема работ по обследованию.

На основании анализа технической документации определяются состав, объем работы по обследованию конструкций, ее трудоемкость и стоимость. С учетом трудоемкости работы составляется договор на ее выполнение, а также разрабатываются необходимые мероприятия по обеспечению доступа к обследуемым конструкциям и обеспечению безопасных условий проведения работ. Причем чертежи оснастки, необходимой для обеспечения доступа к конструкциям, выполняются специализированной организацией, проводящей обследование, а ее изготовление, как правило, – заказчиком работ. Следует здесь же отметить, что все мероприятия по обеспечению доступа к обследуемым конструкциям и безопасным условиям ведения работ включаются в состав акта-допуска на проведение работ в условиях действующего предприятия.

Далее укажем то, что на этом этапе работы целесообразно оценить степень соответствия проектной документации, относящейся к объекту обследования, требованиям норм строительного проектирования, действующим на момент выполнения обследования. Разумеется, что такая оценка должна производиться как для проектной документации, по которой объект строился, так и для проектной документации, разрабатывавшейся для реконструкции объекта, ремонта, усиления или замены его конструкций. Также представляется вполне понятным, что оценки степени соответствия проектной документации требованиям действующих норм, полученные на подготовительном этапе работы, на последующих ее этапах должны сопоставляться с оценками, полученным в процессе обмера, освидетельствования конструкций, испытания отобранных образцов металла и проверочного расчета. А сами отклонения от требований действующих норм, выявленные в проектной документации и обнаруженные затем при обследовании в конструкциях, фиксируются в выводах заключительной части работы.

Полезно здесь же заметить, что на основании рассмотрения и анализа технической документации, представленной в составе задания на проведение обследования, целесообразно дать оценку степени соответствия требованиям действующих норм системы надзора за состоянием конструкций в процессе эксплуатации. А уже окончательная оценка технического уровня системы надзора за состоянием конструкций и его соответствия требованиям действующих норм выполняется на основании данных обследования сооружения.

Кстати говоря, при проведении обследования, к сожалению, достаточно часто встречаются ситуации, когда по тем или иным причинам задание на обследование предоставляется в неполном объеме (например, вследствие отсутствия у заказчика необходимой технической документации). И в таких случаях весь объем данных и все оценки, получение которых обычно предусматривается на стадии подготовки работы, должны быть получены при непосредственном освидетельствовании и обмере конструкций. При этом следует однако учитывать, что трудоемкость работ по обследованию конструкций существенно возрастает, а сами эти работы значительно усложняются. Причем в тех случаях, когда здание или сооружение в течение времени эксплуатации подвергалось многократным ремонтам, усилениям, неоднократно реконструировалось и перестраивалось, отсутствие полного объема технической документации по такому объекту даже может обусловить невозможность обследования его конструкций на основе обычно применяемых статистических (выборочных) методов и потребовать сплошного обследования.

Состав натурного освидетельствования конструкций. Натурное освидетельствование включает в себя общий осмотр конструкций, геодезическую съемку положения конструкций, детальный осмотр с инструментальной проверкой состояния элементов и узлов, их обмер и фотографирование.

При общем осмотре уточняется конструктивная схема элементов и узлов и устанавливается ее соответствие проекту, определяется общее качественное состояние конструкций, характер повреждений и зоны наибольшей повреждаемости конструкций, а также выявляются отличные от принятых в проекте нагрузки и воздействия. Кроме того, по результатам общего осмотра намечаются места для детальной проверки состояния конструкций и уточняется рабочая программа обследования.

При натурном освидетельствовании конструкций определяются их следующие характеристики:

- отклонения размеров между осями основных конструктивных элементов, отметок характерных узлов конструкций, расстояний между узлами и т. д.;
- отклонения фактических осей элементов от проектных;
- отклонения габаритных размеров и длин конструктивных элементов;
- отклонения размеров поперечных сечений элементов и соответствие примененных профилей принятым в проекте;
- наличие и местоположение стыков, мест изменения сечений, ребер жесткости, соединительных элементов, связей, опорных частей;
- отклонения в длине, высоте и качестве сварных швов, размещении, количестве и диаметре заклепок и болтов;
- наличие специальной обработки и пригонки кромок и торцов;
- отклонения фактического состояния элементов и узлов и т. п.

А особое внимание при освидетельствовании должно быть обращено на элементы и узлы, разрушение которых может привести к обрушению конструкции (например, пояса и опорные раскосы ферм, пояса балок, укрупнительные стыки и др.), и на участки, где после реконструкции предполагается возрастание величины или интенсивности технологических нагрузок и воздействий.

Следует сказать, что для доступа к конструкциям при освидетельствовании следует по возможности использовать уже имеющиеся средства: переходные площадки, технологическое оборудование и др. Причем устройство специальных подмостей, лесов, площадок, настилов, люлек и т. д. требуется только тогда, когда нет возможности использовать вышеперечисленные средства. В отдельных же случаях можно пользоваться легкими приставными или навесными лестницами, стремянками, если это не противоречит правилам техники безопасности.

Техника выявления отклонений. Выявление отклонений и измерение их величин производится путем осмотра и обмера конструкций с использованием различного измерительного инструмента, обеспечивающего требуемую точность измерений и отвечающего требованиям техники безопасности. А для определения расстояний между характерными точками конструкций выполняется геодезическая съемка, которая осуществляется преимущественно геодезической службой предприятия или специализированной организацией.

Рассмотрим теперь, останавливаясь только на характерных моментах, наиболее часто применяемые технические приемы выявления различного рода отклонений. Так, отклонения элементов от вертикали измеряются при помощи отвеса из стальной проволоки с грузом 1–10 кг, демпфированного путем погружения его в сосуд с водой или маслом, а измерения угловых отклонений элементов от горизонтали и вертикали производятся при помощи геодезических инструментов, точных уровней и оптических квадрантов.

Что же касается измерения искривлений элементов конструкции, то в этом случае определяется их длина, форма и наибольшая стрела искривления. Причем для местных погнутостей и вмятин, кроме того, измеряется длина искривленной части и осуществляется ее привязка по длине элемента. А для измерений искривлений элементов большой длины (пояса ферм, балок, прогонов и др.) применяется теодолит в комплекте с освещенной рейкой.

В свою очередь, определение степени коррозионного повреждения стальных конструкций производится в соответствии с требованиями норм [1].

Контроль состояния заклепок и болтов нормальной и повышенной точности выполняется путем простукивания молотком массой 0,2–0,5 кг. При этом только необходимо иметь в виду, что при ударе ослабленные заклепки и незатянутые болты издают глухой дребезжащий звук и приложенный к ним палец ощущает дрожание, а наиболее ослабленные заклепки и болты проворачиваются от руки и смещаются от удара молотком. Также нужно помнить, что неплотности прилегания головок к пакету и зазоры между листами в пакете проверяются с помощью набора щупов толщиной от 0,1 до 0,5 мм. А усилие натяжения высокопрочных болтов проверяется при помощи динамометрического ключа.

Теперь скажем несколько слов об отклонениях в качестве сварных швов. К ним чаще всего относятся: хрупкие трещины, несплавления кромок, непровары, газовые поры, незаваренные кратеры, неподваренный корень шва, подрезы и, к сожалению, многое другое, более подробный перечень которых содержится в справочнике [2] и монографии [3]. В этих книгах

также показано, что наиболее часто отклонения в качестве сварных швов встречаются в конструкциях из кипящей стали в швах, выполненных электродами с ионизирующей (меловой) обмазкой. А сами эти швы отличаются тем, что имеют неровную, бугристую и сильно окисленную поверхность.

И только поэтому сварные швы вначале подвергаются тщательной очистке, а уже затем осматривается вся их поверхность и выявляются внешние отклонения сварки (подрезы, кратеры, переменное по длине сечение, наружные трещины, поры и т. д.). А измерение катета шва проводится с использованием универсальных шаблонов конструкции Красовского или Ушерева-Маршака, а также набора шаблонов не менее чем в трех местах по длине шва.

Далее также следует упомянуть о том, что для конструкций, работающих в условиях повышенных динамических нагрузок, низкой температуры эксплуатации, а также в конструкциях из кипящей стали и в случае обнаружения трещин и других отклонений в швах аналогичных конструкций следует определять степень провара угловых швов. При этом для этого применяется следующий прием: по оси шва засверливается отверстие диаметром на 6 мм больше ширины наружной поверхности шва, после чего его стенки протравливаются 20 % спиртовым раствором азотной кислоты и осматриваются через лупу. А уже после проведения исследования отверстие заваривается с применением электродов, соответствующих металлу конструкции и условиям эксплуатации, и зачищается наждачным кругом заподлицо с поверхностью шва.

Если же трещины не выходят на поверхность или имеются другие скрытые отклонения стыковых сварных швов, то их обнаружение производится при помощи физических методов контроля, а именно: ультразвукового, магнитного, порошкового, электромагнитного, гамма- и рентгенографии.

Касательно особенностей техники выявления хрупких трещин, то обычно сначала обследуются сварные швы и прилегающие к ним зоны. При этом сплошному контролю подвергаются сварные швы в тех случаях, когда:

- сталь, примененная в конструкциях, не обладает удовлетворительной свариваемостью, что устанавливается либо на основании данных сертификата, либо по результатам ее химического анализа;
- отсутствуют сертификаты на сварочные материалы и номера паспортов сварщиков, а при обследовании обнаруживаются отклонения и трещины в швах и околошовной зоне;

- примененные типы электродов не соответствуют маркам стали или группам конструкций для соответствующих климатических районов;
- при сварке применены электроды типа Э-38 с тонкой ионизирующей обмазкой (типа меловой);
- сварка применена в весьма ответственных конструкциях, разрушение которых может повлечь за собой человеческие жертвы, большой экономический, экологический и другие виды ущерба;
- проектом или действующими нормами предусмотрен контроль качества сварных швов при изготовлении и монтаже физическими методами, но документы о проведении такого контроля отсутствуют.

Перейдем теперь к рассмотрению выборочного контроля сварных швов. И прежде всего заметим, что этот контроль производится в тех случаях, когда высокое качество конструкций подтверждается соответствующей технической документацией. При этом проверке подвергаются сварные швы, в которых трещины визуально не обнаружены, но на возможность их наличия указывают перечисленные выше внешние признаки. Относительно непосредственной техники проведения контроля, то после выявления мест возможного расположения трещин в сварных швах, прилегающих к ним зонах и других участках конструкций эти места отмечаются, маркируются и очищаются от грязи и пыли. При этом необходимо иметь в виду, что крупные трещины (с раскрытием более 0,5 мм) легко обнаруживаются визуально, а более мелкие выявляются по потекам ржавчины на поверхности металла, растрескиванию и шелушению краски. Далее обратим внимание на то, что для определения ширины раскрытия и протяженности трещины участок металла или сварного шва зачищается напильником, шабером или наждачным кругом и протравливается 20 % спиртовым раствором азотной кислоты, после чего легко обнаруживаются трещины с раскрытием от 0,05 до 0,2 мм. Если же дополнительно необходимо обнаружить геометрию трещины, то, начиная с ее вершины, острым зубилом снимается стружка вдоль всей ее длины, причем разделение стружки будет свидетельствовать, во-первых, о наличии самой трещины и, во-вторых, позволит легко установить ее вершину и окончание.

Выявление трещин малого раскрытия также можно провести при помощи индикаторного пенетранта. Для этого на тщательно очищенную поверхность металла в месте предполагаемой трещины кистью наносятся три тонких слоя индикаторного пенетранта с интервалом в три минуты каждый, просушиваются на воздухе до потери влажности, а затем наносится еще один слой. После этого остатки пенетранта с поверхности удаляются очистителем, представляющим собой смесь керосина (30 %) и

трансформаторного масла (70 %). Затем на поверхность краскораспылителем наносится проявитель тонким равномерным без подтеков слоем, на котором после его высыхания и проявляется искомая трещина. Через один час поверхность осматривается через четырехкратную лупу, в результате чего легко устанавливается очертание трещины.

Полезно здесь же будет отметить, что менее чувствительный, но более доступный так называемый метод «керосиновой пробы» состоит в том, что зачищенную до металлического блеска и протравленную 20 % спиртовым раствором азотной кислоты поверхность металла промывают водой, просушивают и смазывают керосином. Через 30–40 секунд ветошью удаляют излишки керосина и протирают поверхность досуха. Затем поверхность равномерно зачерчивают мелом и наносят рядом с местом предполагаемой трещины 3–4 удара молотком массой 1 кг. При этом на меловой поверхности возникают отпечатки трещин темного или красно-бурого цвета, что и позволяет получить о них всю необходимую информацию.

Что же касается не выходящих на поверхность трещин и других скрытых отклонений стыковых швов, то они, как об этом уже было сказано ранее, обнаруживаются при помощи физических методов контроля: ультразвукового, магнитного, порошкового, электромагнитного, а также при помощи гамма- и рентгенографии. Также наряду с физическими методами контроля для обнаружения трещин, несплавлений и других отклонений сварных швов можно использовать описанный выше метод засверливания.

Далее обратим особое внимание на то, что если при выборочном контроле сварных швов обнаруживаются трещины или любые другие отклонения, то необходимо переходить к их сплошному контролю.

А в случае возникновения необходимости наблюдения за «дыханием» и динамикой развития обнаруженной трещины, поверх нее наносят марки на основе канифольных тензочувствительных (хрупких) лаков. Причем упрощенным методом наблюдения за скоростью развития усталостных трещин является нанесение рисок рядом с видимой вершиной трещины через определенный интервал времени.

Література

- [1] Захист металевих конструкцій від корозії. Вимоги до проектування : ДСТУ Б В.2.6-193:2013. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – 70 с. – (Національний стандарт України).
- [2] Металлические конструкции : справочник проектировщика : [в 3 т.] / [под общ. ред. В. В. Кузнецова]. – М. : АСВ, 199*–1999. – (Справочник проектировщика).
Т. 3 : Стальные сооружения, конструкции из алюминиевых сплавов. Реконструкция, обследование, усиление и испытание конструкций зданий и сооружений. – 1999. – 528 с. : ил.
- [3] Шимановский А. В. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений / [А. В. Шимановский, В. Н. Гордеев, В. П. Королев и др.] – Киев : Сталь, 2008. – 463 с.

Надійшла до редколегії 24.03.2016 р.

УДК 624.072.2.014.2-415:624.075.4

Стійкість поперечно-гофрованих синусоїдних стінок двотаврових балок за межею пружності

**Нілов О.О., к.т.н., Лавріненко Л.І., к.т.н., Нілова Т.О., к.т.н.,
Семчук І.Ю.**

Київський національний університет будівництва і архітектури,
Україна

Анотація. Викладається аналітичний метод розрахунку поперечно-гофрованих синусоїдних стінок сталевих двотаврових балок при зсуві в зоні пружно-пластичних деформацій. Стінка розглядається як ортотропна нескінченно довга пластина, що шарнірно оперта по чотирьох сторонах. Отримана аналітична формула для визначення критичних напружень зсуву стінки з урахуванням її параметрів і розрахункового опору сталі. Теоретичні результати розрахунку порівнюються з експериментальними, відомими з різноманітних наукових джерел.

Аннотация. Излагается аналитический метод расчета поперечно-гофрированных синусоидных стенок стальных двутавровых балок при сдвиге в области упруго-пластических деформаций. Стенка рассматривается как ортотропная бесконечно длинная пластина, шарнирно опертая по четырем сторонам. Получена аналитическая формула для определения критических напряжений сдвига стенки с учетом ее параметров и расчетного сопротивления стали. Теоретические результаты расчета сопоставляются с экспериментальными, известными из различных научных источников.

Abstract. The analytical method is described concerning calculation of the transversely corrugated sinusoidal webs of steel I-beams under the shear in the region of elastic-plastic deformations. The web is considered as an infinitely long orthotropic plate simply supported pivotally on the four sides. The analytical formula for determining the critical shear stress of the web subject to its parameters and the design steel resistance is obtained. Theoretical analysis results are compared with experimental ones known from various scientific sources.

Ключові слова: гофрована синусоїдна стінка, стійкість стінки при зсуві, пружно-пластичні деформації, порівняння теоретичних і експериментальних результатів.

Успішне поширення досвіду застосування балок з синусоїдними поперечно-гофрованими стінками вимагає подальшого обговорення та удосконалення методів їх розрахунку для ефективного використання у практиці будівництва легких металевих конструкцій [1–4].

Ефективність такого виду профілів доведена досвідом їх застосування: гофрування стінки дозволяє збільшити її стійкість при зсуві та, як наслідок, – без додаткових ребер зменшити товщину стінки та знизити витрати сталі порівняно з двотаврами з плоскими стінками; елементи з гофрованими стінками є більш жорсткими в поперечному напрямку, що важливо при їх перевезенні та монтажі, а також більш естетичними.

Балки з поперечно-гофрованими стінками на теренах колишнього СРСР вперше з'явилися у 80–90-х роках минулого сторіччя, було налагоджене виробництво та розроблена методика їх розрахунку, а проектування балок з поперечними гофрами трикутної форми вперше було введено до державних норм Республіки Казахстан [2]. Такий вид гофрування в подальшому не набув значного поширення та використовується переважно для конструкцій регіонального застосування. В подальшому впроваджуються технології виготовлення та розробляються методи розрахунку двотаврів із стінкою, вигнутою по хвилі синусоїди (Sin-балки), та з трапецеїдально-гофрованою стінкою. В європейській практиці проектування балок з гофрованими стінками розглядаються всі види гофрування, при цьому надається перевага трапецеїдальному гофруванню як такому, що дозволяє застосовувати балки високої несучої спроможності та двостінчасті [4]. Відоме конструктивне рішення віадук з центральним прогоном 115 м в Ільменау (Німеччина), побудованого із застосуванням балок змінної висоти з трапецеїдально-гофрованими стінками заввишки 2,8...6,0 м.

Актуальність проблеми. В Україні широкого застосування набули Sin-балки завдяки впровадженню технології фірми «Zeman» (Австрія), яка передбачає високотехнологічне виготовлення балок відносно неширокого сортаменту, в усякому разі, стосовно стінок: безвідходне використання листових заготовок шириною 1500 мм дозволяє отримувати стінки з висотою, кратною до вихідної. Крок гофрування $m = 155$ мм при розгорнутій довжині напівхвилі гофру $s \approx 90$ мм зберігається сталим. Гофрування для товщини стінки $t_w = 2$ мм та 2,5 мм виконується з амплітудою $f = 40$ мм, а для $t_w = 3$ мм – з амплітудою $f = 43$ мм. При такому звуженні конструктивних параметрів виникає можливість певного спрощення робочих формул за рахунок обмеження області їх застосування, що й було реалізовано в деяких випадках в [4], та про що згадаємо далі.

Багато робіт, представлених у науковій літературі з питань роботи елементів з поперечно-гофрованими синусоїдними стінками, присвячено дослідженню гофрованих стінок на стійкість при зсуві. Серед таких роботи Peterson та Cord (1960), Rothrell (1968), Sherman та Fisher (1971), Easley (1975), Libove (1977), Lindner (1988), Elgaaly (1990), Abbas (2006) та інші. Були отримані теоретичні або ж напівемпіричні формули для визначення критичного навантаження, що спричиняє втрату стійкості стінки при зсуві в пружній області роботи. Цій же проблематиці присвячені роботи Г. А. Ажермачова, В. В. Бирюльова, А. М. Степаненка, І. С. Рибкіна, П. І. Єгорова, О. О. Лукіна, М. В. Лазнюка.

Подальше дослідження балкових елементів з поперечним гофруванням тонкої стінки для пошуку резервів несучої здатності вбачається в уточненні розрахункового апарату стосовно роботи стінки з врахуванням її стійкості при зсуві. Цьому сприяє введення в державні норми проектування України глави 24 ДБН В.2.6-198:2015 [1], в якій містяться основні вимоги до проектування і розрахунку несучих двотаврових елементів з поперечно-гофрованими синусоїдними стінками.

Мета дослідження. В цій роботі ми ставимо за мету уточнити роботу поперечно-гофрованої синусоїдної стінки з врахуванням втрати стійкості в пружно-пластичній області, оскільки у згаданому вище нормативному документі [1] розрахунок стінки на стійкість при зсуві розглядається в межах пружної роботи сталі, або ж певним чином враховуються деякі нелінійні фактори [3].

Далі також буде наведене порівняння отриманих теоретичних даних з даними експериментальних досліджень інших авторів, наявними у відкритих джерелах, що, на нашу думку, є важливим для більш впевненого аналізу проблеми.

Балкові профілі з поперечно-гофрованою стінкою є різновидом тонкостінних зварних двотаврів, проте, на відміну від них, для цього виду профілів характерним є розмежування роботи стінки та полиць, при якому стінка вважається такою, що працює переважно на зсув, та згідно з чинними нормами [1] при $\sigma_{loc} = 0$ загальна стійкість стінки вважається забезпеченою при виконанні умови:

$$\tau_{xy} / \tau_{cr} \leq \gamma_c, \quad (1)$$

де τ_{cr} – найменше критичне значення дотичних напружень втрати стійкості стінки.

Слід розрізняти дві форми втрати стійкості стінки при зсуві:

- загальну форму втрати стійкості при напруженнях $\tau_{g,cr}$ з утворенням похилої складки, що перетинає декілька гофрів, а випинання концентруються по вершинах гофрів (рис. 1);
- місцеву форму втрати стійкості при напруженнях $\tau_{l,cr}$ з випинанням лише на деяких ділянках гофрів.



Рис. 1. Загальна втрата стійкості синусоїдно-гофрованої стінки при зсуві.
Експериментальні дослідження на кафедрі металевих та дерев'яних конструкцій
КНУБА (м. Київ)

Так само, як і у чинних нормах України [1], де рекомендується дотримання вимоги:

$$\tau_{l,cr} > \tau_{g,cr}, \quad (2)$$

коментарями до Європейських норм EN 1993-1-5 [4] таке співвідношення для синусоїдно-гофрованих стінок також вважається щонайбільш імовірним, і тому подальші міркування будуть викладені стосовно $\tau_{g,cr}$.

Існує декілька методик визначення критичних дотичних напружень у поперечно гофрованих стінках. Для аналітичного опису напруженого стану синусоїдної стінки найбільш придатною вважається теорія ортотропних пластин, згідно з якою стінка розглядається як нескінченно довга ортотропна смуга з головними напрямками, паралельними до сторін смуги, завантаженої по сторонах дотичними напруженнями [5]. За таких припущень використовується рішення Зейделя для випадку пластини, вільно обпертої або защемленої по краях:

$$\tau_{cr} = \frac{4C}{h_w^2 t_w} \sqrt[4]{D_1 D_2^3},$$

де D_1 та D_2 – жорсткості ортотропної пластини при згині по головних напрямках.

Коефіцієнт C залежить від граничних умов спирання пластини. В роботі [5] вказується, що жорстке спирання пластини по поздовжніх краях практично не впливає на величину критичних напружень, і при шарнірному спиранні $C = 8,125$. Тому в області пружної роботи сталі критичні дотичні напруження $\tau_{g,cr}$ втрати загальної стійкості синусоїдно-гофрованої стінки визначаються за формулою:

$$\tau_{g,cr} = \frac{32,4}{h_w^2 t_w} \sqrt[4]{D_1 D_2^3}, \quad (3)$$

де жорсткості ортотропної пластини D_1 та D_2 обчислюються як:

$$D_1 = \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{m}{2s}; \quad D_2 = \frac{EI}{m}. \quad (4)$$

Тут I – момент інерції однієї хвилі гофру довжиною m при розгорнутій довжині напівхвилі s відносно поздовжньої осі стінки. Для стінок Zemaп при $f = 40$ мм моменти інерції показані в табл. 1.

Таблиця 1

Моменти інерції синусоїдно-гофрованих стінок

t_w , мм	2,0	2,5	3,0
I , см ⁴	6,674	8,347	10,012

Якщо загальна втрата стійкості стінки відбувається при $\tau_e < \tau_{cr} < \tau_y$, то формула (3) має бути відкоригована з урахуванням впливу пластичних деформацій.

Постановка задачі. Виходимо з того, що згідно з умовою пластичності Губера-Мізеса-Генки вираз для інтенсивності напружень для плоского напруженого стану при чистому зсуві ($\sigma_x = \sigma_y = 0$) має вигляд $\sigma_i = \tau_{xy} \sqrt{3}$, а також $\sigma_i = \tau_{cr} \sqrt{3}$, у припущенні ізотропної поведінки ортотропної пластини в пружній області випинання, що означає допустимість застосування формули (3) як у пружній, так і в пружно-пластичній областях за умови використання в непружній області деякого приведенного модуля [5], тобто $\tau_{cr} = \eta \tau_{g,cr}$.

В якості хорошої апроксимації в [5] пропонується коефіцієнт впливу пластичних деформацій в області пружно-пластичної роботи

$\eta = \sqrt{\tau_E} = \sqrt{\frac{E_t}{E}}$, де E_t – дотичний модуль. У цитованій роботі показано,

що доречність використання саме коефіцієнта $\sqrt{\tau_E}$ полягає в тому, що один і той самий коефіцієнт використовується для пластин як при дії нормальних напружень, так і при дії зсуву. Після підстановки вказаних співвідношень маємо:

$$\sigma_i = \tau_{g,cr} \sqrt{3} \cdot \sqrt{\tau_E}, \quad \text{або} \quad \frac{\sigma_i}{\sqrt{\tau_E}} = \tau_{g,cr} \sqrt{3}, \quad (5)$$

де $\tau_{g,cr}$ – критичне дотичне напруження за (3).

При цьому коефіцієнт набуває значень $\sqrt{\tau_E} = 1,0$ на межі пропорційності, а його значення при пружно-пластичному випинанні добре апроксимуються таким чином [5]:

$$\tau_E = \frac{(\sigma_y - \sigma_{cr})\sigma_{cr}}{(\sigma_y - \sigma_e)\sigma_e}, \quad (6)$$

де σ_y , σ_e та σ_{cr} – відповідно, нормальні напруження на границі текучості, на межі пропорційності та критичні в пружно-пластичній області випинання.

Для практичних розрахунків з уведенням позначення $\sigma_y = R_{yw}$ (де R_{yw} – розрахунковий опір на границі текучості стінки), а також вважаючи відношення межі пропорційності до границі текучості $\sigma_e / \sigma_y = 0,8$ та $\tau_e / \tau_y = 0,8$ сталим [1], значення коефіцієнта τ_E можемо записати як [6]:

$$\tau_E = \frac{(R_{yw} - \sigma_i)\sigma_i}{0,2R_{yw} \cdot 0,8R_{yw}} = \frac{(R_{yw} - \sigma_i)\sigma_i}{0,16R_{yw}^2}. \quad (7)$$

Таким чином, задача полягає у визначенні рівня напружень випинання стінки σ_i та переході до критичних дотичних напружень в пружно-пластичній області:

$$\tau_{cr} = \frac{\sigma_i}{\sqrt{3}}. \quad (8)$$

Для запису рішення вводимо позначення:

$$c = \frac{\sigma_i}{\sqrt{\tau_E}}, \quad (9)$$

та для спрощення запису позначимо:

$$D = \frac{c^2}{0,16R_{yw}^2}, \quad (10)$$

після деяких перетворень:

$$\sigma_i = \frac{DR_{yw}}{1 + D}. \quad (11)$$

Практично задача вирішується таким чином: беручи до уваги, що за (5)

$\sigma_i = \tau_{g,cr} \sqrt{3} \cdot \sqrt{\tau_E}$, де $\tau_{g,cr}$ – критичні дотичні напруження за (3),

підставляємо це значення у (9) та обчислюємо $c = \frac{\sigma_i}{\sqrt{\tau_E}} = \tau_{g,cr} \sqrt{3}$. Далі

визначаємо D за (10), σ_i – за (11) та критичні дотичні напруження

стілки з урахуванням пружно-пластичної роботи – за (8): $\tau_{cr} = \frac{\sigma_i}{\sqrt{3}}$.

Отримане рішення дозволяє виконати перевірку стійкості стінки в пружно-пластичній області за (1), а також визначити несучу спроможність стінки при зсуві:

$$Q = \tau_{cr} A_w, \quad (12)$$

де τ_{cr} – менше критичне напруження за (1) або (8), $A_w = h_w t_w$ – площа стінки.

Ефективною перевіркою теоретичних результатів за запропонованою методикою є порівняння їх з експериментальними результатами, отриманими різними авторами та існуючими даними інших досліджень. Така перевірка дозволяє неупереджено оцінити отримані результати. Для зручності порівняння результатів будемо використовувати понижувальний коефіцієнт втрати стійкості при зсуві для відповідного значення поперечної сили

$$\chi_i = \frac{Q_i}{A_w R_{sw}} = \frac{\tau_{i,cr}}{R_{sw}}, \quad (13)$$

а також несучу спроможність стінки за (12).

Методикою Єврокоду 3 при зсуві передбачається визначення коефіцієнта зниження дотичних напружень загальної втрати стійкості стінки χ_{EN} для $\tau_{g,cr} \leq R_{sw}$ таким чином:

$$\chi_{g,EN} = \frac{1,5}{0,5 + \lambda_g^2} \leq 1,0, \quad (14)$$

де

$$\lambda_g = \sqrt{\frac{R_{yw}}{\tau_{g,cr} \sqrt{3}}} = \sqrt{\frac{R_{sw}}{\tau_{g,cr}}}, \quad (15)$$

де $\tau_{g,cr}$ – значення критичних напружень за (3). Хоча у [4] зазначено, що формула не є достатньо загальною та може давати деяку похибку при параметрах гофрування, відмінних від австрійських, через що рекомендується визначати критичні напруження із застосуванням МСЕ

Критична перерізувальна сила при цьому становить

$$Q_{EN} = \chi_{EN} \frac{R_{yw}}{\sqrt{3}} h_w t_w, \quad (16)$$

де χ_{EN} – за (14).

Апробація результатів. У даній роботі для перевірки результатів запропонованої методики розрахунку синусоїдних стінок за сортаментом технології Zeman на загальну стійкість при зсуві були використані експериментальні результати ряду робіт, опублікованих в зарубіжних наукових виданнях.

Значення критичних дотичних напружень та понижувальних коефіцієнтів $1,0 > \chi > 0,8$, що отримані експериментально та наведені в таблиці 2, свідчать про пружно-пластичне випинання стінки практично в кожному наведеному випадку, бо, вважаючи відношення межі пропорційності до границі текучості $\sigma_e / \sigma_y = 0,8$ сталим та $\tau_e / \tau_y = 0,8$ [1], а напруження на

межі пропорційності $\tau_e = \frac{R_y \cdot 0,8}{\sqrt{3}} = 0,462 R_y$, можна показати, що в наведених експериментах теоретичні критичні дотичні напруження $\tau_{g,cr}$ вищі за межу пропорційності, та при $\tau_e < \tau_{cr} < \tau_y$ мають коригуватися понижувальним коефіцієнтом за (13).

Дані експериментів, наведені в таблиці 2, включають три серії експериментів. Нами розглянуті й проаналізовані результати експериментальних досліджень серії коротких моделей з 6 зразків (моделі 1–6), виготовлені фірмою «Zeman» та досліджені в університеті Tsinghua (Китай) [7]. Матеріали для стінок і поясів прийняті зі сталі S295SR згідно з EN 10025 з границею текучості $R_y = 300$ МПа, незалежно від товщини сталі. Стінки були з'єднані з поясами однобічними кутовими швами, які виконувалися роботами. Експериментально досліджені недовгі та невисокі двотаврові балки з переважно невисокими гнучкостями стінок $\lambda_w \leq 400$ бісиметричного перерізу з хвилястими стінками товщиною від 2,0 до 3,0 мм. Ті самі моделі були розраховані за МСЕ, результати їх теоретичних розрахунків та експериментальних випробувань при навантаженні однією поперечною силою наведені в [7].

Моделі 7–9 прийняті за роботою [4], ілюструють використання методики розрахунку за Єврокодом 3 і дозволяють визначити вплив збільшення гнучкості стінки до $\lambda_w = h_w / t_w = 1505/2,1 = 716$.

Моделі 10–11 взяті за роботою [8], де наводяться результати випробувань балок з синусоїдно-гофрованими стінками. Мета цього експерименту була дещо іншою і полягала у вивченні впливу довжини балки на критичні зусилля, проте стінки балок зруйнувалися за механізмом втрати загальної стійкості, і тому ці результати взяті нами до уваги.

В таблиці 2 наведені також теоретичні результати (моделі 12–15), опрацьовані нами згідно з Єврокодом 3, а також за запропонованою методикою.

Таблиця містить значення несучої спроможності стінки та деякі інші параметри для кожної з моделей, що аналізуються: Q_{test} – експериментальні значення критичної поперечної сили; Q_{FE} – критичні значення поперечної сили, отримані авторами експерименту шляхом розрахунку методом скінченних елементів (МСЕ) з використанням комплексу ANSYS; Q_{EN} – розрахункові значення поперечної сили, отримані за формулами EN; Q_{cal} – теоретичні значення, отримані за методикою, що обговорюється.

Таблиця 2

Експериментальні дані та результати тестових розрахунків

Джерело	№ моделі	Довжина балки L_m , м	Розміри моделі, мм	R_{yw} кН/см ²	A_w см ²	λ_w	τ_{gr} за (3) кН/см ²	Дані про несучу спроможність (кН) та коефіцієнти стійкості при пружно-пластичному вигинанні									
								експериментальні		MSE		за нормами Єврокоду 3		за обговореною методикою			
								Q_{exp}	χ_{exp}	Q_{FE}	χ_{FE}	Q_{EN}	χ_{EN}	τ_{gr} кН/см ²	Q_{cal}	χ_{cal}	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
[7]	1	1,5	WTA 500x200x10	30,0	10,0	250	109,83	190,5	1,095	171,5	0,986	173,2	1,0	17,25	172,5	0,991	
	2	1,5	WTB 500x200x10	30,0	12,5	200	122,84	238,5	1,097	215,5	0,991	216,5	1,0	17,27	215,9	0,992	
	3	1,5	WTB 750x220x12	30,0	18,75	300	54,60	324,0	0,993	321,5	0,985	324,75	1,0	17,05	319,5	0,979	
	4	1,5	WTC 750x250x12	30,0	22,5	250	59,79	388,5	0,992	383,0	0,978	387,70	1,0	17,09	384,5	0,982	
	5	2,0	WTB 1000x300x12	30,0	25,0	400	30,71	428,5	0,985	420,5	0,967	433,00	1,0	16,50	412,5	0,948	
	6	2,0	WTC 1000x300x12	30,0	30,0	333	33,63	494,0	0,946	504,0	0,966	519,60	1,0	16,62	498,5	0,955	
[4]	7		$t_w=2,1$ $t_h=1502$	22,5	31,542	715	12,46	370,0	0,893	–	–	398,57	0,972	11,128	351,0	0,853	
	8		$t_w=2,1$ $t_h=1501$	22,5	31,152	715	12,46	365,0	0,887	–	–	393,64	0,972	11,145	351,3	0,854	
	9		$t_w=2,1$ $t_h=1505$	22,5	31,605	717	12,46	353,0	0,856	–	–	399,36	0,972	11,144	352,2	0,854	
[8]	10	1,9	$t_w=2,1$ $t_h=500$	31,1	10,5	238	121,18	180,0	0,949	–	–	188,48	1,0	17,88	187,74	0,991	
	11	5,0	$t_w=2,5$ $t_h=500$	26,2	12,5	200	122,84	180,0	0,948	–	–	189,13	1,0	15,08	188,5	0,992	
	12		WTB 1250x300x12	30,0	31,25	500	19,65	–	–	–	–	541,25	1,0	15,40	481,25	0,885	
Розрахункові дані	13		WTC 1250x300x12	30,0	37,50	417	212,52	–	–	–	–	649,50	1,0	15,695	588,56	0,902	
	14		WTB 1500x300x12	30,0	37,50	600	13,65	–	–	–	–	550,78	0,848	13,77	516,37	0,751	
	15		WTC 1500x300x12	30,0	45,0	500	14,95	–	–	–	–	704,58	0,904	14,257	641,56	0,819	

Примітки: 1. Маркування балок Zelman за товщиною стінки: WTA – 2,0 мм, WTB – 2,5 мм, WTC – 3,0 мм. Інші розміри стосуються позич.

Примітки: 1. Маркування балок Zelman за товщиною стінки: WTA – 2,0 мм, WTB – 2,5 мм, WTC – 3,0 мм, інші розміри стосуються поліпш.

Відзначимо, що в перших шести моделях [7] розрахунковий опір сталі вказаний однаковим для стінки і поясів і становить $R_y=300$ МПа, товщина стінок t_w становить 2,0; 2,5 і 3,0 мм, тобто точно відповідає сортаменту Zeman. Як показує практика, розрахунковий опір сталі в стінках і поясах завжди відрізняється внаслідок різниці товщин і марок сталі, що може певною мірою впливати на результати розрахунку. Необхідно також більш точно вказувати товщини поясів, які, як правило, мають відхилення від номінальних згідно з допусками за стандартами прокату. На це явно вказують товщини стінок і механічні характеристики в моделях [4, 8].

Як найбільш достовірні для порівняння прийняті значення χ_{test} , які враховують всі особливості роботи реальної моделі і умови навантаження, проте не слід забувати про вплив залишкових напружень від зварювання і наклепування матеріалу стінки, геометричних недосконалостей форми тощо.

Аналіз таблиці 2 свідчить про збіг наших результатів з тими даними, що отримані не тільки в результаті експерименту, а й тими, що обчислені при моделюванні хвилястої стінки МСЕ. При цьому значення коефіцієнтів χ_{EN} за нормами Єврокоду [3] наближаються до експериментальних даних переважно в області невисоких гнучкостей стінки $\lambda_w \leq 500$ і є найвищими. Отримані теоретичні результати підтверджені експериментальними даними та свідчать, що у більшості випадків при гнучкостях $\lambda_w \leq 700$ втрата загальної стійкості стінки при зсуві відбувається в пружно-пластичній стадії при напруженнях $\tau_{cr} > \tau_e$, що створює необхідність використання редукованого значення $\tau_{g,cr}$, замість значення (3), наведеного в нормах проектування, а й про дещо завищені (на 5...10 % порівняно з експериментальними) значення коефіцієнта редукції за нормами Єврокоду 3.

Висновки

Розроблено аналітичний метод визначення критичних дотичних напружень в синусоїдно-гофрованих стінках двотаврових балок, що показав впевнений збіг з результатами натурних експериментів, проведених різними авторами, а також числовими дослідженнями із застосуванням комплексу ANSYS. Він є простим і лаконічним, що дає змогу застосовувати такий метод в практичних розрахунках в широкому діапазоні гнучкостей стінки. Отримані значення критичного дотичного напруження в ряді випадків є нижчими, ніж за методикою Єврокоду 3, що є додатковою підставою для виконання перевірки стійкості стінки за (1) з урахуванням критичних напружень при пружно-пластичній роботі за (8).

Література

- [1] Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України Київ, 2014. – 199 с. – (Державні будівельні норми України).
- [2] Строительные нормы и правила РК. Стальные конструкции. Нормы проектирования : СНиП РК 5.04-23-2002 . – Изд. офиц. – Взамен СНиП П-23-81 ; введ. с 01.04.03. – Астана : [б. и.], 2003. – 118 с. – (Гос. нормативы в обл. архитектуры, градостроительства и стр-ва).
- [3] Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5. Пластинчасті конструктивні елементи (EN 1993-1-5:2006, IDT) : ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:2012 : проект / ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського»; ТК 301 «Металобудівництво». – Електронні дані. – К. : «НОРМАТИВ™ PRO». – (Нормативно-правове забезпечення діяльності проектних і будівельних організацій України).
- [4] Johansson B. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 Plated Structural Elements / [B. Johansson, R. Maquoi, G. Seldasek, C. Muller, D. Beg] // JRS Scientific and Technical Reports. – 2007. – Р. 152–167.
- [5] Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций / Ф. Блейх. – М. : Физматгиз, 1959. – 544 с.
- [6] Нілова Т. О. Аналітичний метод розрахунку на місцеву стійкість поясів елементів з поперечно-гофрованими стінками / Т. О. Нілова // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. – 2014. – Випуск 13. – С. 68–75.
- [7] Guo Yan-lin. Flange buckling behavior or the H-shaped member with sinusoidal webs / [Guo Yan-lin, Zhang Qing-lin, Siokola, W., Hofer, A.] // Fifth International Conference on Thin-Walled Structures. – Brisbane, Australia, 2008. – 8 p.
- [8] Krzysztof Kuchta. Zum Einfluß der Interaktion von Biegemoment und Querkraft auf das Tragverhalten von Wellstegtragern // Stahlbau. – 2006. – № 7. – S. 573–578.

Надійшла до редколегії 09.09.2016 р.

УДК 69.059.22:699.8

Визначення технічного стану будівель зі сталевим каркасом після силових і високотемпературних впливів

Маладика І.Г., к.т.н., Шкарабура І.М.

Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля
Національного університету цивільного захисту України, Україна

Анотація. Викладено методичні підходи щодо визначення технічного стану сталевих конструкцій після силових і високотемпературних впливів. Наведено важливість вирішення цього питання стосовно будівель та споруд для оцінки можливості їхньої подальшої експлуатації після пожежі.

Аннотация. Изложены методические подходы к определению технического состояния стальных конструкций после силовых и высокотемпературных воздействий. Показана важность решения этого вопроса применительно к зданиям и сооружениям для оценки возможности их дальнейшей эксплуатации после пожара.

Abstract. Methodical approach to determination of technical condition of steel structures after impact and high temperature influences is expounded. Importance of solving this problem is shown with regard to buildings and constructions to estimate the possibility of their further exploitation after a fire.

Ключові слова: сталевий каркас, вогнестійкість, високотемпературні впливи, технічний стан.

Вступ. Постановка проблеми. Конструкції будівель та споруд повинні проектуватися для надійного сприйняття всіх можливих навантажень і впливів з метою подальшої передачі їх на ґрунтову основу. Довговічність будівель в процесі зведення забезпечується шляхом використання якісних матеріалів, дотримання технології робіт і повної відповідності проекту. В процесі експлуатації довговічність будівель під впливом різних чинників знижується. Оскільки більшість чинників, що впливають на довговічність, носять випадковий характер, надійність і довговічність будівельних конструкцій визначаються законами теорії ймовірності.

В сучасній практиці будівництва сталеві конструкції мають широке використання. Це пояснюється тією обставиною, що сталь має високу міцність, надійно працює при різних видах навантаження, відповідає вимогам довговічності (за умов використання надійних засобів захисту). Сталеві конструкції – індустріальні, тобто виготовляються на спеціалізованих заводах. Окремі елементи, конструкції (відправні марки) транспортуються до місця будівництва, монтуються та встановлюються у проектне положення з використанням підйомно-транспортних засобів.

Непроникливість для рідин і газів матеріалів конструкцій та вузлів дозволяє виконувати водонепроникні та газонепроникні конструкції.

Висока міцність, надійність, індустріальність виготовлення з урахуванням принципів уніфікації, стандартизації їхніх елементів, можливість транспортування на великі відстані, малі строки монтажу, відносна легкість, у порівнянні із залізобетонними конструкціями, складають економічність використання сталевих конструкцій у будівництві.

Крім того, сталеві конструкції зручні в експлуатації, оскільки легко ремонтуються та можуть бути підсилені під час проведення робіт з реконструкції при збільшенні навантажень. Але сталеві конструкції мають і недоліки: схильність до корозії, що потребує спеціальних заходів щодо захисту; мала вогнестійкість при температурах, які перевищують 400 °С, що також потребує проведення відповідних заходів щодо їхнього захисту від впливу високих температур.

Аналіз останніх досягнень і публікацій. Широке застосування сталеві конструкції отримали при будівництві одноповерхових виробничих будівель, несучих каркасів висотних будівель, великопрогонових будівель громадського призначення, будівель спеціального призначення тощо.

Досвід експлуатації сталевих конструкцій свідчить про їхній достатній запас несучої здатності за умов відсутності непередбачуваних силових і високотемпературних впливів. Суттєвими причинами підвищеної небезпеки для конструкцій за таких умов розглядаються перерозподіл внутрішніх зусиль в елементах, нерівномірний нагрів і зміна характеристик міцності та деформативності матеріалу конструкцій (сталі) під час і після пожежі за умови руйнування вогнезахисних покриттів. У зв'язку з цим виникає необхідність у проведенні робіт з обстеження, визначення та регулювання технічного стану для відновлення експлуатаційної придатності конструкцій з урахуванням прогнозу можливої зміни визначальних параметрів технічного стану і можливого руйнування конструкцій після високотемпературних впливів. При цьому необхідно вирішувати питання, які пов'язані із забезпеченням тривалої та надійної експлуатації конструкцій за рахунок прийняття відповідних матеріалів або захисних заходів, а також визначення напружено-деформованого стану конструкцій при різних впливах і з виконанням робіт із продовження терміну експлуатації як окремих конструкцій, так і будівель в цілому.

У ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016 [1] наведено настанови щодо розрахунку та прийняття заходів для забезпечення вогнестійкості проєктованих конструкцій, але не наведено вимог щодо визначення технічного стану експлуатованих сталевих конструкцій будівель та споруд і необхідності його регулювання після впливу високих температур при пожежі.

Мета роботи. Метою цієї роботи є розробка взаємопов'язаних заходів щодо визначення технічного стану сталевих конструкцій будівель та споруд після силових і високотемпературних впливів, визначення можливості продовження терміну експлуатації або необхідності регулювання технічного стану шляхом ремонту, підсилення або заміни конструкцій.

Основна частина. До чинників, що визначають поведінку будівельних конструкцій в умовах пожежі, відносять:

- ступінь навантаження конструкцій та окремих елементів;
- вигляд і кількість пожежного навантаження, що визначає температурний режим, а також теплоту пожежі;
- теплове навантаження на конструкцію;
- теплофізичні та фізико-механічні характеристики матеріалів, з яких виконано будівельні конструкції;
- умови нагріву та способи з'єднання конструкцій.

Згідно з ДСТУ Б В.1.1–4–98* [2], фактичні межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначаються при дії нормативних навантажень (приймаються характеристичні значення величин навантажень згідно з ДБН В.1.2-2:2006 [3]). Величини нормативних навантажень встановлюються залежно від призначення конструкцій і умов їх експлуатації.

Класифікація навантажень, що використовується в ДБН В.1.2-2:2006 [3], дозволяє віднести випадок пожежі до особливих впливів. У відповідності з цим, для оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій використовуються постійні та тривалі навантаження.

Межею вогнестійкості будівельних конструкцій називають показник вогнестійкості конструкцій, який визначається часом від початку вогневого випробування за стандартним температурним режимом до настання одного з нормованих для даної конструкції граничних станів з вогнестійкості [2]. Межа вогнестійкості знижується зі збільшенням навантажень, що діють на конструкції.

На несучу здатність і деформативність будівельних конструкцій, що знаходяться в умовах пожежі, впливають фізико-механічні властивості матеріалу конструкції, які змінюються залежно від температури нагріву. Зокрема, такі властивості визначаються межею міцності (R) і модулем пружності (E) матеріалу, з якого виконані конструкції.

При зміні температури від 20 °С до 200...300 °С межа міцності деяких марок сталей і бетону збільшується: в першому випадку за рахунок зниження технологічних напружень, а в другому – за рахунок зменшення вільної вологи в порах бетону.

Збільшення температури матеріалу сприяє зниженню його модуля пружності, тобто деформативність конструкції при цьому збільшується. Модуль пружності конструкційних матеріалів при збільшенні температури знижується. Деформації температурного розширення арматурних сталей зростають із зростанням температури до 700 °С.

Розрахунок будівельних конструкцій на вогнестійкість (окремої конструкції, частини конструкційної системи або конструкційної системи в цілому) у відповідності з вимогами ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016 [1] враховує такі етапи:

- вибір проектних сценаріїв пожежі;
- визначення відповідних температурних режимів пожежі;
- розрахунок підвищення температури в будівельних конструкціях;
- розрахунок механічної роботи будівельних конструкцій в умовах пожежі.

Граничним станом за ознакою втрати несучої здатності для сталевих конструкцій, які випробовуються під навантаженням, є обвалення зразка або виникнення граничних значень температур для арматури і сталі сталевих колон із вогнезахисним облицюванням. При цьому, за температуру, при якій арматура (сталь конструкцій) не може виконувати свої функції, приймають температуру 500 °С.

Для колон, які випробовуються без навантаження, час досягнення граничного стану за ознакою втрати несучої здатності визначають за даними вимірювань температури по товщині зразка розрахунковим методом, який має відповідати вимогам ДБН В.1.1-7-2002 [4].

Розрахунок будівельних конструкцій на вогнестійкість включає прикладання впливів для теплового аналізу та впливів для механічного аналізу.

Все, що було наведено вище, стосувалось проектування нових конструкцій. Для конструкцій, які зазнали пошкоджень внаслідок пожежі, необхідно провести обстеження з метою визначення технічного стану та обґрунтувати можливість подальшої експлуатації за умови їх ремонту, підсилення або заміни.

Для проведення обстеження конструкцій, які отримали пошкодження внаслідок пожежі, необхідно встановити наступні відомості про пожежу:

- час виявлення пожежі, початку інтенсивного горіння;
- тривалість інтенсивного горіння під час пожежі;
- засоби гасіння пожежі;
- місце знаходження осередку займання;
- максимальну температуру середовища під час пожежі.

Детальне обстеження сталевих конструкцій необхідно провести в такій послідовності:

- вивчити наявну документацію по конструкціям і будівлі в цілому;
- ознайомитись з пошкодженням пожежею об'єктом;
- розробити методику проведення обстежень;
- обмежити доступ сторонніх осіб в зону ведення робіт;
- конструкції, які знаходяться в аварійному стані (можуть бути обвалені під час проведення робіт з обстеження), необхідно тимчасово розкріпити або підсилити;
- виконати візуальне та інструментальне обстеження конструкцій, які залишились в проектному положенні, з метою з'ясування їхнього технічного стану після пожежі;
- виконати візуальне обстеження конструкцій, які найбільш постраждали від високотемпературного впливу під час пожежі;
- виконати необхідні розрахунки, підготувати висновок про технічний стан сталевих конструкцій і можливість подальшої експлуатації будівлі;
- розробити проект підсилення конструкцій.

Оскільки розвиток пожежі призводить до нерівномірного нагрівання та руйнування конструкцій, стінового огороження, складованих матеріалів, обладнання, необхідно визначити характеристики матеріалів конструкцій шляхом лабораторних випробувань зразків які вилучено з елементів (які піддано впливу високих температур), а також їхній деформований стан шляхом проведення обмірювальних робіт із залученням сучасних приладів та обладнання).

Розрахунки конструкцій необхідно проводити з урахуванням встановленого (за результатами обстеження) деформованого стану та фізико-механічних характеристик матеріалів елементів конструкцій.

Відповідно до вимог чинних нормативних документів [1, 2, 3, 4 та ін.] елемент (конструкція) вважаються працездатними, а їх технічний стан нормальним або задовільним, якщо не виконуються [10]:

- умова відмови конструкцій (досягнення граничних станів першої групи)

$$F \geq F_u, \quad (1)$$

- умова досягнення конструкцією граничних станів другої групи

$$f \geq f_u \quad a_{crc} \geq a_{crc,u}. \quad (2)$$

З огляду на те, що в усіх конструкціях відбуваються зміни в часі, деякі (чи усе) компоненти нерівностей, приведені вище, є функціями часу. Кожна з нерівностей (1), (2) можна перетворити до виду:

$$\Phi_u[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t), y_1, y_2, \dots, y_n] < \Phi(t), \quad (3)$$

де $\Phi_u[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t), y_1, y_2, \dots, y_n]$ – функція несучої здатності (деформативності) елементів (конструкцій), яка встановлюється згідно рекомендацій нормативних документів з урахуванням зміни параметрів в часі; $\Phi(t)$ – чинне максимальне зусилля (деформація) в елементі (конструкції).

Вид функціональної залежності можна визначити після алгебраїчних перетворень алгебри нерівностей виду (3) з включенням до складу аргументів усіх величин, залежних від часу, якщо це представляється можливим.

Таким чином, для розроблення методики визначення технічного стану конструкцій будівель після високотемпературних впливів з метою доповнення положень чинних нормативних документів необхідно вирішити наступні задачі [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7]:

- узагальнити результати досліджень в області визначення напружено-деформованого стану сталевих конструкцій будівель та споруд після силових і температурних впливів;
- розробити методи визначення параметрів вогнезахисних заходів для забезпечення тривалої та надійної експлуатації сталевих конструкцій;
- для сталевих конструкцій будівель та споруд розробити комплекс взаємозв'язаних заходів щодо визначення параметрів напружено-деформованого технічного стану після силових і температурних впливів;
- встановити параметри та критерії технічного стану, які були б придатні для розрахунків напружено-деформованого стану і визначення технічного стану сталевих конструкцій, будинків та споруд в цілому;
- розробити розрахункові моделі та методи розрахунку напружено-деформованого стану, які найбільш повно враховують специфіку деформування конструкцій, які отримали пошкодження під час пожежі;
- розробити методи оцінки технічного стану та можливості його регулювання для подальшої експлуатації конструкцій будівель та споруд після силових і високотемпературних впливів шляхом ремонту, підсилення або заміни.

Висновки

1. У ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016 [1] наведено настанови щодо розрахунку та прийняття заходів для забезпечення вогнестійкості конструкцій, але не наведено вимог щодо визначення технічного стану сталевих конструкцій будівель та споруд і необхідності його регулювання після впливу високих температур при пожежі.
2. У зв'язку з цим необхідно розробити методи оцінки технічного стану та можливості його регулювання для подальшої експлуатації конструкцій будівель та споруд після силових і високотемпературних впливів шляхом ремонту, підсилення або заміни.

Література

- [1] Розрахунок конструкцій на вогнестійкість : ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2016. – 147 с. – (Пректування сталевих конструкцій. Державний стандарт України).
- [2] Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги : ДСТУ Б В.1.1-4-98*. – Офіц. вид. – К. : Держбуд України, 2005. – 19 с. – (Будівельні конструкції. Державний стандарт України).
- [3] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 60 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [4] Пожежна безпека об'єктів будівництва : ДБН В.1.1-7-2002. – Офіц. вид. – К. : Держбуд України, 2003. – 41 с. – (Захист від пожежі. Державні будівельні норми України).
- [5] ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. – Надано чинності 11.12.2006. К. : Держспожив-стандарт України, 2007. – 26 с.
- [6] ДБН В.2.6-198:2014. Державні будівельні норми України. Сталеві конструкції. Норми проектування / Мінрегіон України. – К. : Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
- [7] Голоднов О.І. Визначення характеристик міцності бетону й арматури при проведенні досліджень вогнестійкості залізобетонних колон / [О.І. Голоднов, Ю.А. Отрош, І.А.Ткачук, М.М. Семиног] / Пожежна безпека: теорія і практика: Збірник наукових праць. – Черкаси; АПБ ім. Героїв Чорнобиля, 2011. – С. 37–43.

Надійшла до редколегії 30.11.2016 р.

УДК 624.015:620.197

Основні положення з моніторингу сталевих конструкцій будівель і споруд АЕС, що знаходяться в експлуатації

¹Матченко Т.І., к.т.н, ²Матченко П.Т.

¹ПАТ «Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут
«Енергопроект», Україна

²ДНТЦ ЯРБ ДП Держатомрегулювання України

Анотація. Викладені основні положення з моніторингу та визначення технічного стану, залишкової довговічності та перепризначеного ресурсу будівельних сталевих конструкцій АЕС, що містять новітні методи розрахунків витривалості, втоми, опору крихкому руйнуванню металевих конструкцій, а також методи визначення залишкового ресурсу та запасів міцності металевих конструкцій, що експлуатуються.

Аннотация. Изложены основные положения по мониторингу и определению технического состояния, остаточной долговечности и переназначенного ресурса строительных стальных конструкций АЭС, которые содержат новые методы расчетов выносливости, усталости, сопротивления хрупкому разрушению металлических конструкций, а также методы определения остаточного ресурса и запасов прочности металлических конструкций, находящихся в эксплуатации.

Abstract. The basic provisions on the monitoring methods for determination of technical condition, residual and resource reassignment of steel structures are presented, that include new calculation methods for endurance, fatigue, brittle fracture resistance of metal structures, as well as methods of determining residual life and safety margins of metal structures in operation.

Ключові слова: металеві конструкції, моніторинг, обстеження, технічний стан, ресурс.

Вступ. Сьогодні в Україні знаходяться в експлуатації 15 енергетичних блоків атомних електричних станцій (АЕС). Проектний ресурс деяких з них закінчився, а інших збігає. В цих умовах актуальним є виконати необхідні заходи з перепризначення і подовження ресурсу енергетичних блоків АЕС на основі оцінки технічного стану, залишкової довговічності та елементів АЕС, відповідальних за ядерну та радіаційну безпеку. В перелік таких елементів входять деякі несучі і локалізуючі будівельні конструкції будівель і споруд АЕС, а також елементи розкріплення обладнання і трубопроводів.

Основні положення з моніторингу будівельних конструкцій АЕС викладені в [1, 12]. Основні положення з визначення технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації, містяться в [2] та увійдуть до [11].

В документах [1, 2, 11, 12] не викладені методи перепризначення ресурсу, відсутня класифікація механізмів деградації сталевих конструкцій і параметрів, за якими вона контролюється, відсутні методи розрахунку циклічної тріщиностійкості сталевих конструкцій з тріщинами та методи розрахунку на опір крихкому руйнуванню сталевих конструкцій з тріщинами.

Одна з умов Держатомрегулювання України з застосування на АЕС будь-якої системи моніторингу, методів визначення довговічності та обґрунтованого перепризначення ресурсу елементів АЕС полягає в тому, що системи, методи і програми повинні спиратися на державні нормативні документи України.

Однак станом на сьогодні накопичені методи з моделювання зміни в часі впливів, агресивності середовища експлуатації, моделювання механізмів деградації, розрахунків із визначення величини пошкоджень матеріалів будівельних конструкцій, розрахунків із визначення довговічності, ресурсу та залишкового ресурсу будівельних конструкцій АЕС.

Про необхідність розвитку і вдосконалення нормативних документів із визначення і перепризначення ресурсу сталевих конструкцій вказано в [22].

Ціль цієї роботи – викласти основні положення з моніторингу, методів визначення технічного стану, залишкової довговічності та перепризначеного ресурсу будівельних сталевих конструкцій АЕС, що містять новітні методи розрахунків витривалості, втоми, опору крихкому руйнуванню металевих конструкцій, а також методи визначення залишкового ресурсу та запасів міцності металевих конструкцій, що експлуатуються.

У цій роботі встановлені загальні правила оцінювання технічного стану та визначення залишкового ресурсу сталевих конструкцій каркасів експлуатованих виробничих будівель і споруд, що працюють за температури навколишнього середовища не вище ніж 100 °С і можливого короткочасного підвищення температури до 150 °С без ознак надзвичайної ситуації. Вказівок норм необхідно дотримуватися безпосередньо при оцінюванні технічного стану сталевих конструкцій, з урахуванням нерівномірної осадки фундаментів будівель і споруд із сталевим каркасом, визначенні залишкового ресурсу або перепризначені (подовжені) ресурсу будівель і споруд із сталевим каркасом, а також керуватися ними при розробленні інших нормативних документів з проектування, технічної експлуатації і ремонту конструкцій.

Норми стосуються тільки конструкцій, проектування яких здійснювалося за регламентуванням СНиП II-И.9-62; СН 376-67; СНиП II-B.3-72; СНиП II-23-81*; ДБН В.2.6-163:2010; ДБН В.2.6-198:2014, а також експлуатованих конструкцій, і не поширюються на ті частини будівель і споруд та їх конструкційні елементи, що споруджуються знову (прибудовуються), не поширюються на визначення технічного стану і залишкового ресурсу сталевих конструкцій мостів, транспортних тунелів і труб під насипами.

Загальні положення. Оцінка технічного стану є однією із регламентованих процедур, які виконуються з метою перевірки рівня надійності (безвідмовності) і довговічності конструкцій і встановлення можливості їх використання за призначенням у передбачених проектом умовах і на певний строк експлуатації (залишковий або перепризначений ресурс), що прогнозується.

Залежно від здатності конструкцій виконувати протягом прогнозованого строку (залишкового ресурсу) усі функції, передбачені нормативною і проектною документацією, визначається технічний стан будівлі, споруди або конструкції.

Технічний стан конструкцій можна класифікувати як згадані вище граничні стани першої і другої груп, що визначаються відповідно до ДБН В.1.2-14-2009.

На відміну від проектування нових конструкцій, коли їх надійність підтверджується тільки шляхом розрахунку, для характеристики надійності існуючих конструкцій за значеннями технічного стану можна застосовувати наступні методи:

- Оцінка технічного стану на підставі досвіду експлуатації.
- Оцінка технічного стану конструкції пробним навантаженням.
- Параметричні методи оцінки станів будівельних конструкцій на підставі уточнення властивостей металу в конструкціях і з'єднаннях і уточнення навантажень, впливів і показника ступеня агресивності середовища експлуатації.
- Оцінка технічного стану будівель і споруд в цілому за економічними показниками.
- Оцінка технічного стану несучих конструкцій за розрахунковим визначенням запасів міцності екстремальним навантаженням.

Ці способи можна використовувати і в комбінації, а саме:

- різні конструкційні елементи будівлі чи споруди можна обстежувати різноманітними способами;
- один і той самий конструкційний елемент можна обстежити декількома способами, і якщо виникають різні результати, то приймається найбільш обережна оцінка.

Прогнозований строк експлуатації (залишковий ресурс), який визначається на підставі оцінки технічного стану, приймається за одним із таких варіантів:

- до вичерпання встановленого нормативного строку функціонування будівлі чи споруди;
- до найближчого запланованого капітального ремонту;
- до встановлюваного під час оцінки строку, після закінчення якого конструкція знову підлягає оцінці з метою перевірки можливості продовження допустимого строку експлуатації.

Оцінка залишкового ресурсу сталевих конструкцій, основ будівель і споруд може визначатися наступними методами:

- Визначення залишкового ресурсу за технічним станом конструкцій і агресивністю середовища експлуатації.
 - Визначення залишкового ресурсу сталевих конструкцій, фундаментів і основ методом лінійної екстраполяції параметрів, що контролюються.
 - Визначення залишкового ресурсу сталевих конструкцій, фундаментів і основ методом нелінійної екстраполяції параметрів, що контролюються.
 - Визначення залишкового ресурсу за технічним станом конструкцій і агресивністю середовища експлуатації.
 - Визначення залишкового ресурсу за запасами стійкості до техногенних дій, впливів і навантажень, а саме:
1. Визначення залишкового ресурсу елементів сталевих конструкцій при центральному розтягу і стиску.
 2. Визначення залишкового ресурсу елементів сталевих конструкцій при згині.
 3. Визначення залишкового ресурсу елементів сталевих конструкцій при дії поздовжньої сили та згинального моменту.
 4. Визначення залишкового ресурсу зварних з'єднань.
 5. Визначення залишкового ресурсу фрикційних з'єднань.
 6. Визначення залишкового ресурсу болтових з'єднань.
- Оцінка залишкового ресурсу імовірнісним методом.

В усіх випадках оцінювання технічного стану слід виконувати на підставі результатів поточних і періодичних оглядів або спеціального візуального та інструментального обстеження, під час якого збираються дані про фактичний знос конструкцій, уточнюються відомості дослідження властивостей матеріалів, збирається технічна документація, яка збереглася, проводяться необхідні розрахунки тощо.

В усіх випадках обстеження сталевих конструкцій, що експлуатуються, виконують за заздалегідь розробленою та узгодженою програмою візуального та інструментального обстеження будівельних конструкцій та середовищ їх експлуатації.

За спорудами, що відносяться до класу наслідків ССЗ, повинен вестися постійний моніторинг, який включає:

- моніторинг деформацій, пошкоджень і деградації конструкцій;
- моніторинг метеорологічних і аерологічних умов будівельного майданчика;
- динамічний моніторинг будівельних конструкцій;
- моніторинг основ та рівня ґрунтових вод.

Структура моніторингу, оглядів і обстежень сталевих конструкцій і середовища експлуатації будівель і споруд АЕС.

Об'єкти моніторингу і їх класифікація наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Найменування елементів та конструкцій	Найменування будівель та споруд	Клас безпечності	Класифікаційне позначення	Категорія за Пін АЭ-5.6	Сейсмостійкість за ПНАЭ Г-5-006-87	Клас відповідальності за ДБН В.1.2-14:2009
Код НП 306.2.141-2008						
1 Головний корпус. Реакторне відділення	Елементи нормальної експлуатації (НЕ) важливі для безпеки	2	2Н	I	I	СС3
1.1 Основа будівлі						
1.2 Фундаментна плита з усіма елементами	Елементи нормальної експлуатації (НЕ) важливі для безпеки	2	2Н	I	I	СС3
1.3 Гідроізоляція перекриття під електротехнічними приміщеннями	Елементи нормальної експлуатації (НЕ) важливі для безпеки	2	2Н	I	I	СС3
1.4 Конструкції всередині гермо технічного об'єму:	Елементи нормальної експлуатації (НЕ) важливі для безпеки					
1.4.1 Шахта реактору з усіма елементами	Елементи нормальної експлуатації (НЕ) важливі для безпеки	2	2Н	I	I	СС3
1.4.2 Басейн витримки відпрацьованого палива з усіма елементами	Елементи нормальної експлуатації (НЕ) важливі для безпеки	2	2Н	I	I	СС3
1.4.3 Шахта ревізії блоку захисних труб, мокрого перевантаження з усіма елементами	Елементи нормальної експлуатації (НЕ) важливі для безпеки	2	2Н	I	I	СС3
1.4.4 Закладні деталі і металоконструкції розкріплення обладнання і трубопроводів реакторної установки	Елементи нормальної експлуатації (НЕ) важливі для безпеки	2	2Н	I	I	СС3

Продовження таблиці 1

Найменування елементів та конструкцій	Найменування будівель та споруд	Клас безпечності	Класифікаційне позначення	Категорія за Пін АЭ-5.6	Сейсмостійкість за ПНАЭ Г-5-006-87	Клас відповідальності за ДБН В.1.2-14:2009
Код НП 306.2.141-2008						
1.5 Конструкції системи герметичного огороження:						
1.5.1 Захисна попередньо-напружена оболонка з усіма елементами	Елементи локалізуючої системи безпеки, поєднуючи функції елементів НЕ, важливих для безпеки	2	2ЛН	I	I	СС3
1.5.1. Арматурні канати (як одиничний елемент) системи попереднього напруження захисної оболонки	Елементи локалізуючої системи безпеки, поєднуючи функції елементів НЕ, важливих для безпеки	3	3Лн	I	I	СС3
1.5.2 Опорна плита оболонки з усіма елементами	Елементи локалізуючої системи безпеки, поєднуючи функції елементів нормальної експлуатації, важливих для безпеки	2	2ЛН	I	I	СС3
1.5.3 Бак аварійного запасу бора з усіма елементами, герметичні шлюзи і двері	Елементи захисної і локалізуючої систем безпеки	2	23Л	I	I	СС3
1.5.4 Будівельні конструкції, які не відносяться до ЛСБ	Елементи нормальної експлуатації (НЕ), важливі для безпеки	2	2Н	I	I	СС3

Закінчення таблиці 1

Найменування елементів та конструкцій	Найменування будівель та споруд	Клас безпечності	Класифікаційне позначення	Категорія за ПнН АЭ-5.6	Сейсмостійкість за ПНАЭ Г-5-006-87	Клас відповідальності за ДБН В.1.2-14:2009
Код НП 306.2.141-2008						
2 Головний корпус. Турбінне відділення.						
2.1 Несучі конструкції фундаментів і каркасу машинного і деаераторних відділень і етажерки електричних пристроїв	Елементи нормальної експлуатації (НЕ), важливі для безпеки	3	3Н	II	IIб	СС3
2.2 Будівельні конструкції кабельного тунелю II системи безпеки	Елементи забезпечення системи безпеки	3	3О	I	I	СС3
3 РДЕС						
Будівельні конструкції і елементи будівель резервної дизель електричної станції з насосами технічного водопостачання відповідальних споживачів, компресорними пневмо приводами і каналами зв'язку з будівлею реакторного відділення	Елементи забезпечення системи безпеки	3	3О	I	I	СС3
Примітка: Класифікація за ДБН В.1.2-14-2009 наведена на підставі експертної оцінки						

Класифікація цілей і експлуатаційних якостей конструкцій, будівель і споруд

Цілями моніторингу та обстеження несучих будівельних конструкцій будівель і споруд АЕС є:

- визначення технічного стану несучих конструкцій;
- визначення технічного стану будівель і споруд;
- визначення запасів міцності (стійкості) конструкцій щодо техногенних дій;
- визначення довговічності несучих конструкцій;
- визначення залишкового ресурсу несучих конструкцій;
- визначення можливості перепризначення нового ресурсу несучих конструкцій за їх запасами стійкості.

Експлуатаційні якості

Будівлі і споруди у відповідності до визначаючих експлуатаційних вимог повинні:

- бути високонадійними, а саме, виконувати задані їм функції у визначених умовах експлуатації протягом заданого терміну, при збереженні значень своїх основних параметрів у встановлених межах;
- бути зручними і безпечними в експлуатації, що досягається раціональними плануваннями приміщень і розташуванням входів, сходів, ліфтів, засобів пожежогасіння, при цьому для ремонту і заміни великогабаритного технологічного обладнання в будівлях повинні бути передбачені люки, отвори і кріплення;
- бути зручними і простими в технічному обслуговуванні і ремонті, а саме, дозволяти виконувати його на можливо більшій кількості ділянок; мати зручні підходи до конструкцій, внаслідок введення інженерних мереж без демонтажу конструкцій для оглядів і обстежень з як найменшими витратами на допоміжні операції, повинні застосовувати передові методи праці, сучасні засоби механізації, а також мати засоби для кріплення кошиків, джерела електричного току і таке інше;
- бути ремонтпридатними, а саме, їх конструкція повинна бути прилаштована до виконання усіх видів технічного обслуговування і ремонту без руйнування суміжних елементів і з мінімальними втратами труда, часу і матеріалів;
- мати максимально можливий і близький еквівалентний для усіх конструкцій міжремонтний строк служби;
- бути екологічними протягом експлуатації, що досягається застосуванням матеріалів і конструкцій з підвищеним строком служби (довговічністю), а також мінімальними втратами на опалення, вентиляцію, кондиціонування, освітлення і водопостачання;
- мати зовнішній архітектурний вигляд, який відповідає їх призначенню, розташуванню в забудові, а також приємний для споглядання.

Класифікація механізмів деградації сталевих конструкцій та параметрів, за якими вони контролюються, наведена в [19].

Класифікація дефектів, пошкоджень сталевих конструкцій наведена в [2].

Класифікація середовищ експлуатації, дій і навантажень за їх впливом на деградацію сталевих конструкцій, контрольованих параметрів середовища експлуатації сталевих конструкцій наведена в [19].

Структура моніторингу

Методи, які використовуються при моніторингу, і програмні засоби, за допомогою яких реалізуються методи оцінки параметрів моніторингу, повинні бути атестовані у встановленому порядку. Моніторинг слід виконувати у відповідності з програмою моніторингу на усіх етапах життєвого циклу споруди. При цьому перший цикл кожного виду інструментальних обстежень, включений в програму моніторингу, проводиться в складі інженерних вишукувань на стадії ТЕО проекту і в період будівництва, наступні цикли інструментальних обстежень з указаною в програмі моніторингу періодичністю проводяться в період експлуатації і виводу з експлуатації споруди.

В період розробки проекту споруди в повному обсязі відтворюється мережа пунктів спостереження за агресивністю зовнішнього середовища експлуатації (повітря, ґрунту та ґрунтових вод, водоймищ) та агресивністю технологічного середовища експлуатації (газів, рідин, твердих сипучих речовин).

Організація і склад робіт з моніторингу

Мережа пунктів спостереження системи моніторингу може корегуватися в обґрунтованих випадках за результатами перших етапів моніторингу. При цьому рекомендується враховувати елементи існуючих пунктів спостереження, якщо такі є.

Мережа пунктів спостереження системи моніторингу (рис. 1) рекомендується розробити з урахуванням розміщення на будівельному майданчику будівель (споруд) та інших об'єктів.

Порівнюватися повинні параметри, визначені з однаковою довірчою імовірністю.

Після отримання ліцензії на вихід споруди з експлуатації рекомендується розробити нову програму моніторингу об'єкта.

Програму моніторингу рекомендується розробити з урахуванням блок-схеми системи моніторингу, яка приведена на рис. 1.

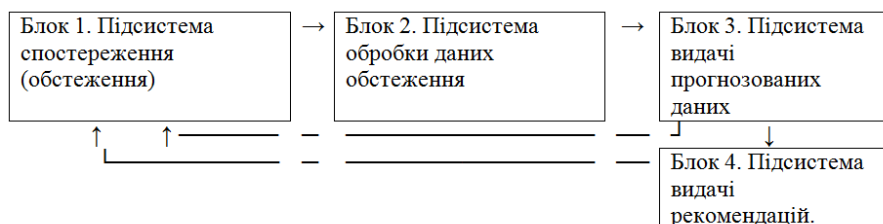


Рис. 1. Блок-схема системи моніторингу

В системі моніторингу слід передбачати облаштування підсистеми спостереження (Блок 1), яка включає:

- визначення параметрів матеріалів, конструкцій, будівель і споруд, що контролюються;
- пункт спостереження за параметрами, що контролюються;
- пункт спостереження за гідрогеологічними характеристиками та агресивністю ґрунту та ґрунтових вод;
- пункт спостереження за технологічними процесами та агресивністю середовища в приміщеннях.

Блок 2 – підсистема обробки даних обстежень з заданою імовірністю забезпечення. В блоці передбачається створення банку методик, розрахункових комплексів і програмних засобів для оброблення вимірних параметрів, що контролюються. Для обробки даних моніторингу і виконання прогностичних розрахунків агресивності середовища експлуатації, механізмів деградації матеріалів і конструкцій слід застосовувати стандартні методики розрахунків і атестовані програмні засоби.

Блок 3 – підсистема видачі прогностичних даних, яка містить моделі і програми моделювання змін середовища, за допомогою яких проводяться прогностичні розрахунки й аналізи.

Блок 4 – підсистема видачі рекомендацій, яка включає базу даних рекомендацій, які слід виконувати, якщо контрольовані параметри перевищили або можуть перевищити критично допустимі значення.

Забезпечення постійного рівня надійності та довговічності експлуатованих конструкцій пов'язане з організацією справної служби технічної експлуатації, що здійснює нагляд (моніторинг) і догляд за конструкціями власними силами або шляхом залучення спеціалізованих організацій.

Метою нагляду є своєчасний вияв і правильна оцінка наявних дефектів і пошкоджень сталевих конструкцій. Огляд містить поточні і періодичні (весняні і осінні) огляди конструкцій, а також їх спеціальні обстеження.

Моніторинг включає:

- моніторинг деформацій і пошкоджень конструкцій;
- моніторинг середовища експлуатації, впливів і навантажень;
- сейсмічний моніторинг будівельного майданчика і споруд;
- динамічний моніторинг будівельних конструкцій (за необхідністю);
- моніторинг основ, ґрунтів та ґрунтових вод;
- поточні огляди;
- візуальне обстеження конструкцій;
- інструментальне обстеження конструкцій;

- он-лайн моніторинг переміщень, напружень в конструкціях, температур, вологості, сейсмічних коливань конструкцій в спорудах, які не відвідуються у зв'язку з підвищеною радіацією;
- вібраційний моніторинг фундаментів турбін і насосів;
- спеціалізований моніторинг захисної оболонки (ЗО) реакторного відділення (РВ) АЕС;
- моніторинг циркуляційного крану РВ;
- моніторинг опорних конструкцій реактора;
- моніторинг конструкцій і облицювання шахти реактора;
- моніторинг конструкцій і облицювання басейну витримки;
- моніторинг розкріплення обладнання і трубопроводів.

Моніторинг технічного стану будівель і споруд не відповідальних за ядерну та радіаційну безпеку

Моніторинг технічного стану будівель і споруд виконують для:

- контролю технічного стану будівель і споруд і своєчасного вживання заходів з усунення негативних факторів, які призводять до погіршення цього стану;
- виявлення об'єктів, на яких відбулися зміни напружено-деформованого стану несучих конструкцій і для яких необхідне обстеження їх технічного стану;
- забезпечення безпечного функціонування будівель і споруд за рахунок своєчасного виявлення на ранній стадії негативної зміни напружено-деформованого стану конструкцій і ґрунтів основи, яку можуть спричинити перехід об'єктів в обмежено працездатний або в аварійний стан;
- відстеження ступеня і швидкості зміни технічного стану об'єкта і прийняття, за необхідністю, екстрених заходів із запобігання його обрушення.

Блок-схема виконання робіт з моніторингу та обстеження сталевих конструкцій наведена на рис. 2.

Для визначення задач моніторингу технічного стану конкретної будівлі (споруди) розробляють програму проведення моніторингу, в якій поряд із перерахуванням видів робіт встановлюють систему і періодичність спостереження з урахуванням технічного стану об'єкта, а також загальну тривалість моніторингу. Програму моніторингу погоджують із замовником.

При виборі системи спостереження враховують ціль проведення моніторингу, а також швидкість протікання процесів і їх зміна в часі, тривалість вимірювань, похибки вимірювань, в тому числі, за рахунок зміни стану оточуючого середовища, а також впливу перешкод і аномалій природно-техногенного характеру.

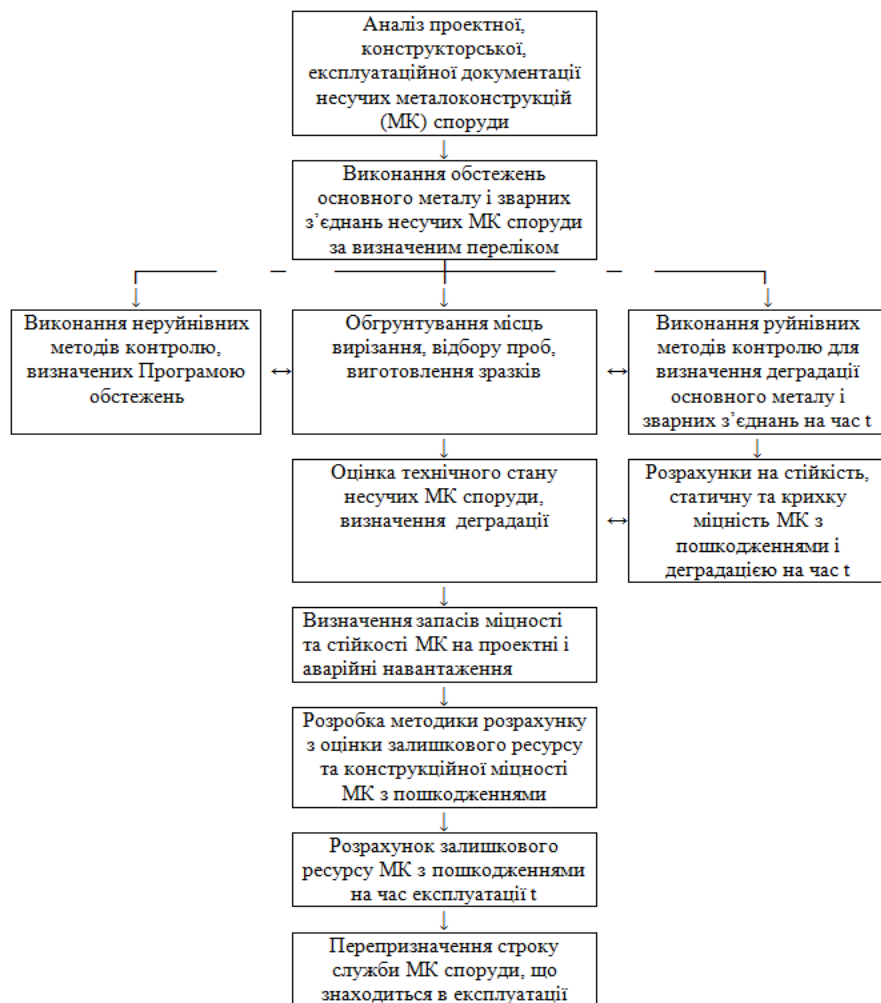


Рис. 2. Блок-схема виконання робіт із моніторингу та обстеження сталевих конструкцій

Методика і обсяг системи спостереження при моніторингу, включаючи вимірювання, повинні забезпечувати достовірність і повноту одержуваної інформації для підготовки виконавцем обґрунтованого висновку про поточний стан об'єкта.

Протягом довготривалих спостережень і при зміні зовнішніх умов необхідно забезпечити облік зміни умов і компенсаційних поправок (температура, вологість тощо) для пристроїв вимірювання.

Внаслідок проведення кожного з типів моніторингу повинна бути отримана інформація, достатня для підготовки обґрунтованого висновку про поточний технічний стан будівель або споруд і видача короткочасного прогнозу про його стан на найближчий період.

Початковим етапом моніторингу технічного стану будівель (споруд), за виключенням загального моніторингу, є обстеження їх технічного стану. На цьому етапі встановлюють категорії технічного стану будівель (споруд), фіксують пошкодження конструкцій, за зміною стану яких (а також за виникненням нових пошкоджень) буде здійснюватися спостереження при моніторингу.

У випадку отримання на будь-якому етапі моніторингу даних, що вказують на погіршення технічного стану усієї конструкції або її елементів, яке може призвести до обрушення будівлі (споруди), підприємство, яке здійснює моніторинг, повинно негайно інформувати про ситуацію, що склалася, в тому числі, в письмовому вигляді, власника об'єкта, експлуатуючу організацію, місцеві органи виконавчої влади, територіальні органи, відомства у справах цивільної оборони, надзвичайних ситуацій і ліквідації наслідків стихійних лих.

Загальний моніторинг технічного стану будівель (споруд) здійснюють для виявлення об'єктів, зміна пружно-деформованого стану яких потребує обстеження їх технічного стану.

При загальному моніторингу, як правило, замість здійснення обстеження технічного стану будівель (споруд) у повному обсязі, здійснюють візуальний огляд конструкцій з ціллю приблизної оцінки категорій технічного стану, вимірюють геодезичні параметри конкретних будівель (споруд) і складають паспорт будівлі (споруди).

Геодезичними методами і приборами за спостережними реперами вимірюють вертикальні і горизонтальні переміщення геодезичних марок, вбудованих у фундаменти споруд. Спостереження за деформаціями основи будівель (споруд) здійснюють за ГОСТ 24846. При спостереженні за будівлями визначають нерівномірність осідань фундаментів. Фіксують тріщини та інші пошкодження конструкцій, надійність вузлів їх спирання, наявність необхідних зазорів у швах і шарнірних опорах; відносні горизонтальні переміщення окремих фундаментів колон, крен фундаментів технологічного обладнання, а при наявності мостових кранів – відхилення від проектного положення підкранових шляхів: поперечні і поздовжні ухили, зміна ширини колії і приближення крану до будов.

Необхідно періодично візуально перевіряти стан зварних швів, болтових з'єднань металоконструкцій, особливо у відповідальних вузлах на опорах ферм, у вузлах з'єднання решітки з нижнім і верхнім поясами ферм і кріплення підкранових балок до консолей колон анкерними болтами, а також стан кріплень рейок до балок.

Виявлені при оглядах дефекти в металоконструкціях, такі як невідповідність геометричних розмірів зварних швів проектних розмірах, непровари, підрізи, перевитрата й видима значна пористість швів, кратери, відриви, волосяні тріщини, значна корозія, відсутність швів у місцях, визначених проектом; відсутність необхідного за проектом числа болтів у болтових з'єднаннях або анкерних болтів в опорних вузлах ферм і балок, відсутність гайок, контргайок і враження їх корозією, слабке затягування болтів у болтових з'єднаннях при відсутності пружинних шайб, деформації болтів у результаті механічних пошкоджень, значні пошкодження перетинів болтів і елементів конструкцій корозією (ослаблення більше 10 відсотків); наявність великих зазорів (більше 1 мм) між колонами і опорними вертикальними плитами вузлів ферм (при болтових з'єднаннях) – повинні фіксуватися в дефектній відомості.

Якщо за результатами приблизної оцінки категорія технічного стану будівлі (споруди) відповідає нормативній або працездатному технічному стану, тоді наступні вимірювання параметрів здійснюють за графіком обстежень у відповідності з таблицями 2–4.

Періодичність поточних оглядів конструкцій визначається умовами експлуатації і може бути встановлена вказівками, наведеними, як це зазначено у таблицях 2–4, якщо в проекті чи в іншій експлуатаційно-технічній документації не задані інші вимоги.

Метою проведення спеціальних обстежень, які здійснюються, як правило, силами залучених спеціалізованих організацій, є встановлення фактичних даних про стан і параметри конструкцій щодо розробки рекомендацій подальшої експлуатації.

Обстеження конструкцій необхідно проводити:

- якщо під час поточного або періодичного огляду знайдені дефекти і пошкодження категорії А за класифікацією [2], які є наслідком механізмів деградації за класифікацією [19], або такі дефекти і пошкодження, оцінка безпеки яких ускладнена для служби технічної експлуатації підприємства;
- при аварії аналогічних конструкцій, що експлуатуються в аналогічних умовах на інших об'єктах;
- при необхідності реконструкції або технічного переозброєння, пов'язаних із зміною навантажень або умов експлуатації.

Обстеження конструкцій повинно виконуватися на підставі робочої програми, яка повинна містити:

- підготовчі роботи (одержання і аналіз завдання на проведення обстеження, ознайомлення з об'єктом обстеження в натурі, добір і аналіз технічної документації, складання робочої програми з обстежень тощо);
- огляд конструкцій в натурі (обмір конструкцій, визначення відхилень положення конструкцій та їх геометричних розмірів від проектних, визначення відхилень від проектів конструктивного виконання елементів і їх з'єднань, виявлення пошкоджень елементів і з'єднань, складання виконавчої документації, відомостей дефектів і пошкоджень, обмірювальних креслень);
- визначення властивостей сталі конструкції [2];
- уточнення фактичних і прогнозування майбутніх навантажень, впливів і умов експлуатації, включаючи температурно-вологісний режим і ступень агресивності зовнішнього середовища в відповідності до програми моніторингу середовища експлуатації;
- складання висновків про фактичний стан обстежених конструкцій, їх навантаження і умови експлуатації.

Обсяг і ступінь деталізації даних обстеження залежить від наявності технічної та експлуатаційної документації, стану і ступеня пошкодження конструкцій – вони повинні відповідати комплексу реконструкційних чи ремонтних робіт, які передбачаються.

Усі роботи щодо обстеження конструкцій у натурі слід виконувати, обов'язково й повно дотримуючись діючих правил і норм охорони праці й техніки безпеки. При цьому треба керуватися вказівками п. 12 «Техніка безпеки при виконанні робіт з обстеження конструкцій».

Залежно від мети (загальне ознайомлення, обстеження тощо) обстеження може бути вибірковим або повним. Обсяг вибіркового обстеження визначається з урахуванням досвіду експлуатації аналогічних конструкцій у подібних умовах. При цьому обстеженню підлягають всі елементи, що знаходяться у найбільш несприятливих умовах за рівнем напружень, особливо в зоні можливих механічних пошкоджень, агресивної дії середовища експлуатації, в зоні підвищеної вібрації тощо, але не менше 20 % однотипних конструкцій.

Вибіркове обстеження слід замінити повним, якщо в процесі його виконання виявлено:

- різку нерівномірність вимірюваних параметрів технічного стану однотипних конструкцій, властивостей матеріалів, ступеня агресивності середовища експлуатації, умов навантаження;
- дефекти і пошкодження, які істотно знижують несучу здатність і експлуатаційну придатність (тріщини, великі вигини, істотний корозійний знос, відсутність елементів або з'єднань тощо).

Приблизні строки оглядів і обстежень

Періодичність поточних оглядів, що здійснюють служби технічної експлуатації будівель і споруд, і періодичність обстежень, які здійснюють спеціалізовані організації, залежать від умов експлуатації (режиму роботи) і визначаються у кожному конкретному випадку стандартами підприємств чи іншими експлуатаційно-технічними документами.

Для сталевих конструкцій одноповерхових виробничих будинків рекомендуються орієнтовні строки поточних оглядів відповідно до даних табл. 2, при цьому режим роботи несучих конструкцій визначається режимом роботи кранового обладнання (режимною групою за ГОСТ 25546-82) і характером цього використання, а ступень агресивності газоповітряного середовища, проливів рідини і відкладень пилу – за даними ДСТУ Б В.2.6-193:2013 та [3].

Таблиця 2

Періодичність поточних оглядів (не рідше)	Умови експлуатації та інтенсивність впливів	Орієнтовний обсяг обстежуваних конструкцій
Два рази на місяць	Особливо важкий режим роботи	Усі підкранові конструкції і 10 % конструкційних елементів, вузлів, з'єднань по кожному виду конструкцій іншого типу
	Сильноагресивне середовище	20% конструктивних елементів, вузлів і з'єднань
Один раз на місяць	Важкий режим роботи	Те саме
	Середньоагресивне середовище	Те саме
	Інтенсивний рух наземного транспорту	Усі колони у робочій зоні і 10 % решти елементів, вузлів і з'єднань
	Нагрівання конструкцій більше 200 °С	Усі колони у робочій зоні і 10 % решти елементів, вузлів і з'єднань
Один раз на три місяці	-	10 % конструкцій кожного виду

Спеціальні обстеження вперше проводяться не пізніше як через строк (після введення в експлуатацію), зазначений у табл. 3, а в подальшому – за вказівками, наведеними у висновку про технічний стан конструкцій. При відсутності таких вказівок періодичність наступних обстежень дорівнює приблизно половині строку, наведеному у таблиці 3, для будівельних конструкцій будинків і споруд (БКБіС) класу наслідків СС3, в яких відсутні крани або їх робота не є визначальною, ресурс споруди – за табл. 4

Примітка. Організація вибіркового огляду повинна бути такою, щоб кожний конструктивний елемент був оглянутий не рідше одного разу за три роки.

Таблиця 3

Конструкції та їх елементи	Строк до першого обстеження, роки			
	У будівлях з режимом роботи конструкцій	В умовах навколишнього середовища		
		Неагресивного і слабоагресивного	Середньоагресивного	Сильноагресивного
Кроквяні і підкроквяні ферми і в'язі по них	Легким і середнім	15	12	10
	Важким і особливо важким	12	10	7
Колони і в'язі по колонах	Легким і середнім	25	20	18
	Важким і особливо важким	18	15	12
	Легким і середнім	18	12	12
	Важким	12	8	8
	Особливо важким	8	5	5
Сталева покрівля	Особливо важким	10	5	3
Інші елементи виробничих будівель	Особливо важким	30	25	20
Транспортні галереї	Особливо важким	15	10	8
Витяжні труби	Особливо важким	15	10	5

Періодичність проведення робіт із спостереження і обстеження для будівельних конструкцій будинків і споруд (БКБіС) класу наслідків СС3, в яких відсутні крани або їх робота не є визначною, ресурс споруди.

Таблиця 4

Тип спостереження і обстеження для споруд класу наслідків СС3	Категорія відповідальності конструкцій за ДБН В.1.2-14		
	А	Б	В
Моніторинг агресивності зовнішнього середовища експлуатації	На усіх етапах проектування, будівництва, експлуатації відповідно до робочої програми моніторингу	На всіх етапах проектування, будівництва, експлуатації відповідно до робочої програми моніторингу	За необхідністю
Динамічний моніторинг для сейсмічних районів	На всіх етапах проектування, будівництва, експлуатації відповідно до робочої програми моніторингу	За необхідністю	За необхідністю
Технічний огляд	Приймається за ТИ 34-70-049-86	Приймається за ТИ 34-70-049-86	Приймається за ТИ 34-70-049-86
Інструментальні обстеження	Для БКБіС, які не відносяться до СГО ЛСБ з %%-ним напрацюванням від проектного ресурсу: ≤50%- не рідше 1 разу на 8 років; >50%- не рідше 1 разу на 4 роки. Для інших БКБіС – 1 раз на 5 років	1 раз на 10 років	1 раз при складанні паспорта

Продовження таблиці 4

Тип спостереження і обстеження для споруд класу наслідків ССЗ	Категорія відповідальності конструкцій за ДБН В.1.2-14		
	А	Б	В
Спеціалізовані інструментальні обстеження і визначення технічного стану БКБіС, які відносяться до систем герметичного огороження локалізуючих систем безпеки (СГО ЛСБ)	Для БКБіС, які не відносяться до СГО ЛСБ з %%-ним напрацюванням від проектного ресурсу: ≤50% – не рідше 1 разу на 8 років; >50% – не рідше 1 разу на 4 роки. Для інших БКБіС – 1 раз на 5 років. Мінімальний період не регламентується	Для БКБіС, які не відносяться до СГО ЛСБ з %%-ним напрацюванням від проектного ресурсу: ≤50% – не рідше 1 разу на 8 років; >50% – не рідше 1 разу на 4 років. Для інших БКБіС – 1 раз на 5 років Мінімальний період не регламентується	Для БКБіС, які не відносяться до СГО ЛСБ з %%-ним напрацюванням від проектного ресурсу: ≤50% – не рідше 1 разу на 8 років; >50% - не рідше 1 разу на 4 роки. Для інших БКБіС – 1 раз на 5 років. Мінімальний період не регламентується
Позачергові інструментальні обстеження	Після аварійних ситуацій, техногенно-природних, техногенно-експлуатаційних і інших екстремальних випадків	Після аварійних ситуацій, техногенно-природних, техногенно-експлуатаційних і інших екстремальних випадків	Після аварійних ситуацій, техногенно-природних, техногенно-експлуатаційних і інших екстремальних випадків
Інструментальні обстеження системи «основа-фундамент-споруда» за деформаціями: - у перший рік експлуатації; - до стабілізації деформацій; - після стабілізації деформацій	4 рази на рік 2 рази на рік 1 раз на 2 роки	2 рази на рік 1 раз на рік 1 раз на 3 роки	1 раз на рік 1 раз на рік 1 раз на 5 років
Контроль деформацій автоматизованими системами (крен, ухил, розкриття тріщин)	Постійно	За необхідністю	За необхідністю

Закінчення таблиці 4

Тип спостереження і обстеження для споруд класу наслідків ССЗ	Категорія відповідальності конструкцій за ДБН В.1.2-14		
	А	Б	В
Контроль параметрів будівельних конструкцій	Відповідно до робочої програми моніторингу	Відповідно до робочої програми моніторингу	Відповідно до робочої програми моніторингу
Контроль агресивності середовища автоматизованими системами в невідвідуваних приміщеннях	Постійно	Постійно	За необхідністю
Контроль режимів експлуатації, навантажень і впливів, агресивності середовища експлуатації у відвідуваних приміщеннях	Відповідно до робочої програми моніторингу	Відповідно до робочої програми моніторингу	Відповідно до робочої програми моніторингу

Примітка:

1. Рішення щодо періодичності проведення робіт встановлюється в робочій програмі моніторингу в залежності від стану БКБіС, а також рівня повної інформаційної бази.
2. Деформація включає:
 - прогини, вигини, вертикальні і горизонтальні переміщення, крени, ухили, тріщини;
 - зміст типових програм виконання робіт з моніторингу і обстеження сталевих конструкцій і середовища експлуатації.

Моніторинг метеорологічних і аерологічних умов будівельного майданчика наведено в [7].

Динамічний моніторинг будівельних конструкцій наведено в [6].

Моніторинг основ, ґрунтів та ґрунтових вод наведено в [8] .

Перевірка стану металоконструкцій

Перевірка стану металевих конструкцій – основний за об'ємом і значимістю вид робіт при експертному обстеженні конструкцій. Перевірка включає:

- зовнішній огляд несучих елементів металевих конструкцій;
- перевірку елементів металевих конструкцій одним із видів неруйнівного контролю;
- перевірку якості з'єднань елементів металевих конструкцій (зварних, болтових, фрикційних, шарнірних тощо);
- вимір залишкових деформацій балок, ферм і окремих пошкоджених елементів;
- оцінку ступеня корозії несучих елементів металевих конструкцій;
- оцінку втоми металу;
- оцінку наявних тріщин та стійкості до крихкого руйнування;
- оцінку стійкості і міцності.

На початку обстеження металеві конструкції, особливо місця їх можливого пошкодження, повинні бути очищені від сміття бруду, корозії, снігу, надлишку вологи і мастил. Зовнішній огляд слід виконувати із застосуванням простих оптичних засобів, фотоапаратів і переносних джерел світла, при цьому особлива увага повинна приділятися наступним місцям можливого виникнення пошкоджень:

- ділянкам зміни перерізу;
- ділянкам, переріzanим шпонковими або шліцевими канавками, а також тим, які мають нарізну різьбу;
- місцям, які піддавалися пошкодженням або ударам під час монтажу та перевезення;
- місцям, в яких виникають значні напруження, корозія, знос, втома;
- ділянкам, які мають ремонтні зварні шви.

При проведенні зовнішнього огляду необхідно звертати особливу увагу на наявність наступних дефектів та пошкоджень:

- тріщини в основному металі, зварних з'єднаннях і зоні навколо шва (зоні термічного впливу), признаками наявності яких є лущення фарби, місцева корозія, підтікання іржі тощо;
- механічні пошкодження;
- розшарування основного металу;
- неякісне здійснення ремонтно-зварних з'єднань;
- люфтів шарнірних з'єднань, послаблених болтовими і клешковими з'єднаннями.

При виявленні механічних пошкоджень металевих конструкцій (вм'ятин, викривлення, розриву і т.і.) вимірюють їх розміри (довжину, ширину, висоту і глибину). Потім розміри пошкодження слід порівняти з критичними значеннями розмірів подібного пошкодження для металевих конструкцій даного типу [2] і, у випадку перевищення нормативних значень, пошкодження зафіксувати в відомості пошкоджень, форма якої наведена в [4].

Контроль стану болтових і клепоквих з'єднань металевих конструкцій рекомендується виконувати в відповідності до Інструкції з оцінки технічного стану болтових і клепоквих з'єднань вантажопідйомних кранів [2].

При обстеженні металоконструкцій слід враховувати, що втомні тріщини виникають, у першу чергу, в зонах концентрацій місцевих напружень, а саме:

- у вузлах кріплення розкосів, стояків, косинок до поясів;
- в елементах з перепадом поперечних перерізів;
- у місцях закінчення накладок, ребер;
- у зонах отворів з необробленими, пропаленими або завареними кромками;
- у місцях перетину зварних швів;
- у зонах перепаду товщини з'єднувальних листів (з'єднань);
- у місцях повторної заварки тріщин в зварних швах і т.і.

При виявленні тріщин в металоконструкціях або у зварному шві зони їх виникнення підлягають додатковій перевірці одним із видів неруйнівного контролю відповідно до вимог НД.

Вибір виду неруйнівного контролю для конкретної конструкції визначає експертна комісія.

При оцінюванні деформацій металоконструкцій необхідно звертати увагу на дефекти, які призводять до зниження несучої здатності конструкції:

- відхил від прямолінійності;
- кручення прогонових конструкцій;
- неспіввісність з'єднань;
- наявність залишкових прогинів прогонових балок, кронштейнів, консолей тощо;
- викривлення форми елемента.

Можливими місцями виникнення корозії є:

- замкнуті простори;
- опорні вузли;

- зазори і щілини, які утворилися внаслідок нещільного кріплення елементів;
- зварні з'єднання, які виконані переривчастим швом.

Ступінь корозійного зносу визначається за допомогою вимірювального інструмента або методами неруйнівного контролю.

Дефектоскопія металоконструкцій виконується ультразвуковими, акусто-емісійними, магніто-емісійними, капілярними і іншими методами неруйнівного контролю.

Зони корозії наносяться на схеми металоконструкцій з вказівкою розмірів пошкоджень і координат місцезнаходження.

Особливу увагу слід звертати на відповідність паспортних значень марок сталей, з яких виготовляють несучі металеві конструкції, фактичним (особливо, якщо були ремонти металоконструкцій) відповідно до вимог нормативних документів (НД) за температурними можливостями їх використання.

Визначення на підставі обстежень характеристик матеріалів металевих конструкцій, що знаходяться в експлуатації

У відповідності до [10] при обстеженні металоконструкцій необхідно визначити якість сталі, з якої виготовлені конструкції, а саме, встановити марку сталі, відповідність властивостей сталі стандарту на сталь цієї марки і її розрахунковим характеристикам. Для цього, за необхідністю, визначають її наступні характеристики:

- марку сталі або її аналог в відповідності з діючими (або з тими, що діяли на момент будівництва) ГОСТ, ДСТУ і ТУ на поставку металу;
- характеристики міцності для статичного навантаження – границя текучості, тимчасовий опір;
- пластичність – відносне видовження і відносне звуження зразка після його розриву;
- схильність до крихкого руйнування – величину ударної в'язкості при різних температурах і внаслідок старіння, величини критичних коефіцієнтів інтенсивності напружень нормального відриву, поперечного і поздовжнього зсуву берегів тріщин;
- зварюваність (в необхідних випадках);
- корозійну стійкість;
- витривалість та стійкість до втоми;
- циклічну тріщиностійкість;
- стійкість до зносу;
- стійкість до старіння.

Регламентний комплекс властивостей сталей, який потрібен для групи конструкцій і умов їх експлуатації, встановлюється в відповідності до СНиП II-23 (таблиці 50, 53), СП 16.13330.2011, ДБН В.2.6-168:2010 або ДБН В.2.6-198:2014.

Вхідними матеріалами для оцінки якості сталі є робочі креслення і сертифікати на метал, електроди, дроти для зварювання, метвироби, а також нормативні документи, які діяли в період будівництва споруди.

При відсутності робочих креслень або сертифікатів, а також за недостатності повідомлень, що в них містяться, при виявленні в конструкції пошкоджень, які могли бути утворені внаслідок низької якості сталі (розшарування, крихкі тріщини, і т. і.) а також при пошуку резервів несучої здатності конструкцій визначення якості сталі здійснюються шляхом лабораторних досліджень зразків, виготовлених з проб, які були відібрані з конструкцій, що досліджуються.

При лабораторному дослідженні зразків сталі, за необхідності, визначають хімічний склад, механічні характеристики та інші показники для оцінки стану металу конструкції, що досліджується.

З елементів конструкцій проби відбираються в місцях з найменшим напруженням – з неприкріплених полиць кутів, полиць на кінцевих ділянках балок тощо. При відборі проби повинна бути забезпечена міцність даного елемента конструкції, в необхідних випадках місця відбору повинні бути посилені або влаштовані страхувальні засоби.

Відбір проб металу з металевих конструкцій, виготовлених і випробуваних зразків сталі з ціллю визначення їх характеристик здійснюють у відповідності до технічного завдання або програми робіт з урахуванням вимог стандартів.

Порядок відбору проб (зразків) для визначення хімічного складу здійснюють у відповідності до ГОСТ 7565.

Хімічний аналіз сталі здійснюють за ГОСТ 22536.0.

Допускається здійснювати визначення хімічного складу сталі методом фотоелектричного спектрального аналізу за ГОСТ 18895 і методом спектрографічного аналізу за ГОСТ 27809.

Порядок відбору проб для механічних випробувань зразків здійснюється в відповідності до ГОСТ 7564.

Виготовлення зразків і їх випробування на розтягнення здійснюється за ГОСТ 1497 або ДСТУ.

Нормативні значення границі текучості або тимчасового опору сталі визначають на підставі зразків, відібраних з конструкцій і випробуваних у відповідності до ГОСТ 1497, або призначаються в відповідності до марок сталей конструкцій, що досліджуються, в відповідності до норм, які діяли в період виплавки сталі, що досліджується.

Марку сталі встановлюють на підставі хімічного або спектрального аналізу шляхом порівняння з нормами діючих стандартів.

Розрахункові опори сталі R_y знаходять шляхом ділення нормативних значень границі текучості R_{yn} на коефіцієнт надійності за матеріалом γ_m , який приймають: для конструкцій виготовлених до 1932 р., і для сталей, у яких отримані при випробуванні значення границі текучості нижче 215 МПа, – 1,2; для конструкцій, виготовлених в 1932–1982 рр., і для сталей з границею текучості нижче 380 МПа – 1,1; для сталей з границею текучості вище 380 МПа – 1,15; для конструкцій, виготовлених після 1982 р., – за СНиП II-23, СП 16.13330.2011, ДБН В.2.6-168:2010 або ДБН В.2.6-198:2014.

Розрахункові опори сталі не повинні перевищувати значень, які встановлені ГОСТами, що діяли в період виплавки сталі, яка досліджується (див. таблицю В.3 Додатка В СП-13-102).

Для елементів конструкцій, які мають корозійний знос із втратою, більшою за 25 % площі поперечного перерізу або залишкову після корозії товщину 5 мм і менше, розрахункові опори повинні помножуватися на коефіцієнт γ_w , який приймається таким, що дорівнює 0,95 для слабоагресивних, 0,9 – для середньоагресивних і 0,85 – для сильноагресивних середовищ експлуатації.

Для визначення якості сталі заклепок в заклепкових з'єднаннях визначають хімічний склад металу заклепок і його тимчасовий опір зрізу. Хімічний склад сталі заклепок визначають за ГОСТ 22536.0.

Тимчасовий опір зрізу металу заклепок допускається визначати за результатами випробувань на розтягнення за ГОСТ 1497 стандартних циліндричних зразків діаметром 10 мм, вирізаних з цих заклепок (якщо діаметр заклепок більше 10 мм). При цьому значення тимчасового опору зрізу приймають таким, що дорівнює добутку тимчасового опору на коефіцієнт 0,58.

При визначенні механічних властивостей сталей болтів здійснюють випробування болтів на розрив, випробування зразків на розтягнення, вимірювання твердості, а в необхідних випадках визначають ударну в'язкість і величини критичних коефіцієнтів інтенсивності напружень нормального відриву на зразках з тріщинами. Для гайок вимірюють твердість. Випробування болтів на розрив здійснюють з навертанням гайки за ГОСТ 1759.0.

Хімічний склад сталі болтів визначають за ГОСТ 22536.0.

Розрахунковий опір зрізу R_{bs} і розтягненню R_{bt} болтів, а також стисненню елементів, з'єднаних болтами, R_{bp} визначають за СНиП II-23, СП 16.13330.2011, ДБН В.2.6-168:2010 або ДБН В.2.6-198:2014. Якщо клас міцності болтів встановити неможливо, тоді розрахунковий опір приймають як для болтів класу міцності 4,6 при розрахунку на зріз і класу міцності 4,8 при розрахунку на розтягання.

Контроль якості зварних з'єднань металевих конструкцій необхідно здійснювати методом, вказаним в таблиці 40 СНиП 3.03.01 або СП 70.13330.

При оцінці якості сталі зварних з'єднань, за необхідністю, визначають механічні властивості металу шва випробуванням на розтягнення циліндричних зразків із зварного шва, ударну в'язкість металу шва і зони біля шва (зони термічного впливу) при одній з негативних температур – мінус 20 °С або мінус 40 °С; міцність і пластичність стикових зварних з'єднань – випробуванням на розтягнення та згин в холодному стані плоских зразків зварних з'єднань; твердість металу шва і зони біля шва; опір крихкому руйнуванню, величини критичних коефіцієнтів інтенсивності напружень нормального відриву металу шва – випробуванням на розтягнення компактних зразків із зварного шва з тріщиною і те саме – зони біля шва. Вимоги до зразків, їх відбору і до методів випробувань повинні відповідати ГОСТ 6996 і ГОСТ 215.506.85.

Розрахунковий опір зварних з'єднань призначають з урахуванням марок сталей, зварювальних матеріалів, видів зварювання, положення швів і засобів контролю, використовуючи вказівки СНиП II-23, СП 16.13330.2011, ДБН В.2.6-168:2010 або ДБН В.2.6-198:2014. При відсутності таких даних для кутових швів можна прийняти, що нормативне значення тимчасового опору металу швів R_{wun} дорівнює нормативному значенню тимчасового опору сталі елемента R_{un} , $\gamma_{wm} = 1,25$, коефіцієнт $\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1,0$, коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,8$; для розтягнутих стикових швів розрахунковий опір металу шва за границею текучості $R_{wy} = 0,55R_y$ для конструкцій, виготовлених до 1972 р., і $R_{wy} = 0,85R_y$ для конструкцій, виготовлених після 1972 р.

За необхідністю, умови конструкцій із застосуванням електрозварювання визначаються здатністю до зварювання сталі елементів, на які посилюються шляхом порівняння їх вуглецевого еквівалента, який не повинен бути більше 0,62.

В чавунних конструкціях або їх елементах визначення якості чавуну здійснюють шляхом лабораторного дослідження його хімічного складу. Приблизний хімічний склад відливок із сірого чавуну наведений в таблиці В.4. Додатка В. СП-13-102. Хімічний аналіз здійснюють за ГОСТ 22536.0.

Розрахункові опори чавуну за результатами хімічного аналізу приймають:

- для конструкцій, збудованих до 1981 р. – за таблицею В.5 Додатка В. СП-13-102;
- для конструкцій, збудованих пізніше – за таблицею 54 СНиП II-23.

Перевірочні розрахунки

Перевірочний розрахунок виконується для будівель і споруд в цілому та для окремих сталевих конструкцій та їх елементів, в яких виявлені дефекти, що впливають на зниження несучої здатності (зменшення площі робочих перерізів, недопустимі вигини); зниження характеристик міцності матеріалів у порівнянні з проектними; збільшення фактичних експлуатаційних навантажень у порівнянні з проектними значеннями; сполучення перелічених факторів при зміні інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика з розвитком нерівномірних деформацій основи.

У разі необхідності, перевірочні розрахунки сталевих конструкцій з пошкодженнями і зміненими механічними властивостями виконуються на:

- статичну міцність;
- стійкість форми та положення;
- циклічну міцність (витривалість, втому);
- довготривалу циклічну міцність (вібрацію);
- циклічну тріщиностійкість;
- опір крихкому руйнуванню;
- довготривалу статичну міцність (повзучість);
- прогресуючу зміну форми;
- сейсмостійкість;
- стійкість до смерчу;
- стійкість до пожежі;
- стійкість до вибухів;
- стійкість до ударів предметів;
- стійкість до інших техногенних впливів і навантажень.

Блок схема розрахунку металевих конструкцій, що знаходяться в експлуатації наведена на рисунку 3.

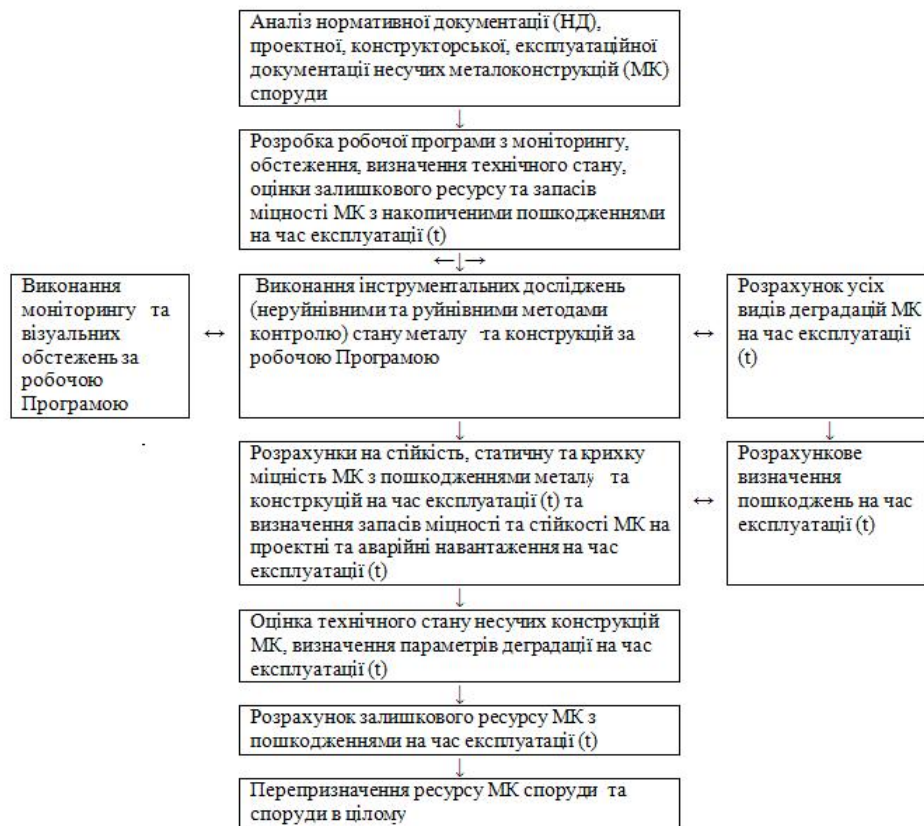


Рис. 3. Блок схема розрахунку металевих конструкцій, що знаходяться в експлуатації

Методика перевірконого розрахунку сталевих стрижневих конструкцій з пошкодженнями на статичну міцність, на опір крихкому руйнуванню викладена в [13]; зварних з'єднань на витривалість (циклічну міцність), на циклїчну тріщиностійкість – в [17]; фрикційних з'єднань на довговічність – в [16]; болтових з'єднань на циклїчну тріщиностійкість і опір крихкому руйнуванню – в [15]; зварних з'єднань ферм на опір крихкому руйнуванню – в [14]; сталевих конструкцій на сейсмостійкість – в [20]; оцінка небезпечності смерчу для металевих конструкцій, що знаходяться в експлуатації – в [21]; категорії небезпек металевих конструкцій АЕС, ресурс яких збігає, визначається за [23]; методи оцінки корозійного і деформаційного ресурсу сталей, герметиків приведені в [24–30].

Висновки

1. Викладені основні положення з моніторингу металевих конструкцій АЕС, що знаходяться в експлуатації. Моніторинг металевих конструкцій є частиною більш загальної задачі з управління надійністю будівель і споруд АЕС, що експлуатуються і проектний ресурс яких закінчився або закінчується.

2. Отримані результати цієї роботи дозволять розробляти робочі програми з моніторингу будівель і споруд АЕС України, а також нові редакції нормативних документів з визначення технічного стану та залишкового ресурсу сталевих конструкцій. Ці документи можуть містити методи визначення деградації, дефектів і пошкоджень металевих конструкцій, методи визначення технічного стану, залишкової довговічності, залишкового ресурсу металевих конструкцій будівель і споруд, що експлуатуються.

Література

- [1] Мониторинг строительных конструкций АЭС. Основные положения : РД ЭО 0624-2005. – Киев : ГП НАЭК «Энергоатом», 2005, –52 с. – (Депонирован в отделе стандартизации департамента по управлению документацией и стандартизации исполнительной дирекции по качеству и управлению НАЭК«Энергоатом», № 257).
- [2] Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації : ДБН 362-92. – Офіц. вид. – К. : Державний комітет України в справах архітектури, будівництва та охорони історичного середовища, 1995. – 48 с. – (Державні будівельні норми України).
- [3] Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України Київ, 2014. – 199 с. – (Державні будівельні норми України).
- [4] Рекомендации по обследованию стальных конструкций производственных зданий / Госстрой СССР, СОЮЗМЕТАЛЛОСТРОЙНИИПРОЕКТ. – Москва, 1988. – 104 с.
- [5] Диагностирование стальных конструкций. Методическая документация в строительстве : МДС 53-2.2004 / ООО «Институт проблем технической диагностики и неразрушающих методов испытаний «ДИМЕНС-тест» и Федеральное государственное унитарное предприятие «Конструкторско-технологическое бюро бетона и железобетона» . М., 2005. – 16 с.

- [6] Динамический мониторинг строительных конструкций объектов использования атомной энергетики. Руководство по безопасности : РБ-045-08 / Министерство природных ресурсов и экологии Российской Федерации. – Москва, 2008. – 3 с.
- [7] Мониторинг метеорологических и аэрологических условий в районах размещения объектов использования атомной энергии : РБ-046-08 / Федеральная служба по экологическому, технологическому и атомному надзору. – Москва, 2008. – 4 с.
- [8] Методические указания по наблюдению за осадками фундаментов, деформациями конструкций зданий и сооружений и режимом грунтовых вод на тепловых и атомных электростанциях : РД 34.21.322 (МУ 34-70-084-84) / Союзтехэнерго. – М., 1985. – 73 с.
- [9] Методические рекомендации по экспертному обследованию грузоподъемных машин. Часть 2. Краны стреловые общего назначения и краны-манипуляторы грузоподъемные : РД 10-112-2-09. – Изд. Офиц. – Введены в действие с 1.05.2009. – М. : Союзтехэнерго, 2009. – 86 с.
- [10] Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений : СП-13-102-2003. – Изд. офиц. – Москва : Минрегион России. 2003, – 31 с. – (Свод правил по проектированию и строительству. Система нормирования документов в строительстве).
- [11] Оцінка технічного стану будівельних сталевих конструкцій, що експлуатуються : ДСТУ-Н Б В.2.6-XXX:201X [Електронний ресурс] – Київ : Мінрегіон України, 201X. – 80 с. – Електронні дані. – Режим доступу: <http://www.urdisc.com.ua/rl/info/dstu-n%20b.v.2.6-xxx.pdf> – Назва з екрана.
- [12] Эксплуатация технологического комплекса. Мониторинг строительных конструкций АЭС. Общие положения : СОУ НАЕК 109:2016. – Киев : НАЭК, 2016. – 48 с. – (Стандарт государственного предприятия «Национальная атомная энергогенерирующая компания «Энергоатом»).
- [13] Матченко Т. І. Розрахунок елементів сталевих конструкцій, що знаходяться в експлуатації, на статичну міцність і опір крихкому руйнуванню / Т. І. Матченко // Наука та будівництво. – 2016. – № 2(8). – С. 28–34.
- [14] Матченко Т. І. Розрахунок вузлів ферм на опір крихкому руйнуванню / Т. І. Матченко // Будівництво України. – 2016. – № 4. – С. 33–41.
- [15] Шаміс Л. Б. Розрахунок болтових з'єднань на циклічну тріщиностійкість і крихку міцність / Л. Б. Шаміс // Будівництво України. – 2016. – № 1. – С. 27–34.

- [16] Матченко Т. І. Методика розрахунку довговічності фрикційних з'єднань сталевих конструкцій / Т. І. Матченко, Л. Б. Шаміс, П. Т. Матченко // Будівництво України. – 2015. – № 2–3. – С. 44–51.
- [17] Матченко Т. І. Розрахунок зварних елементів сталевих конструкцій на витривалість і циклічну тріщиностійкість / Т. І. Матченко, Л. Б. Шаміс, П. Т. Матченко // Будівництво України. – 2015. – № 1. – С. 37–44.
- [18] Матченко Т. І. Розрахунок на статичну міцність, опір крихкому руйнуванню та циклічну тріщиностійкість сталевих трубопроводів АЕС, не важливих для безпеки / Т. І. Матченко, Л. Б. Шаміс, Л.Ф. Первушова // Проблеми безпеки атомних електростанцій і Чорнобиля. – 2015. – Вип. 25. – С. 15–24.
- [19] Матченко Т. І. Класифікація механізмів деградації і середовищ експлуатації конструкційних сталей будівельних конструкцій / Т.І. Матченко // Будівництво України, – 2016. – № 5. – С. 10–18.
- [20] Матченко Т. І. Оцінка запасів сейсмостійкості сталевих конструкцій будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації, та визначення їх залишкового ресурсу / Т.І. Матченко, Л.Б. Шаміс, П.Т. Матченко // Будівництво України. – 2015. – № 6. – С. 33–41.
- [21] Матченко П. Т. Оцінка смерч-небезпечності металевих конструкцій АЕС, що знаходяться в експлуатації / П. Т. Матченко // Наука та будівництво. – 2016. – № 3(9). – С. 40–48.
- [22] Матченко Т. І. Визначення і вдосконалення правил і норм в атомній енергетиці з продовження залишкового ресурсу будівельних металевих конструкцій / Т. І. Матченко // Збірник наукових праць УкрНДІпроектстальконструкція ім. В. М. Шимановського. – 2008. – Вип. 2. – С. 110–128.
- [23] Матченко П. Т. Визначення категорій небезпек металевих конструкцій АЕС, ресурс яких збігає / П. Т. Матченко // Будівництво України. – 2016. – № 4. – С. 9–15.
- [24] Матченко Т. І. Методика оцінки корозійного ресурсу зварних з'єднань конструкційних сталей / [Т. І. Матченко, Л. Б. Шаміс, П. Т. Матченко, Л. Ф. Первушова] // Проблеми безпеки атомних електростанцій і Чорнобиля. – Чорнобиль, 2010. – Вип. 14. – С. 78–84.
- [25] Матченко Т. І. Методика оцінки корозійного ресурсу зварних з'єднань конструкційних сталей / [Т. І. Матченко, Л. Б. Шаміс, П. Т. Матченко, Л. Ф. Первушова] // Нові технології в будівництві. – 2010. – № 1. – С. 71–75.
- [26] Матченко Т. І. Методика оцінки деформаційного ресурсу зварних з'єднань конструкційних сталей / [Т. І. Матченко, Л. Б. Шаміс, П. Т. Матченко, Л. Ф. Первушова] // Проблеми безпеки атомних електростанцій і Чорнобиля. – Чорнобиль, 2011. – Вип. 15.

- [27] Шаміс Л. Б. Моделювання старіння сталей при визначенні ресурсу металевих конструкцій АЕС / Л. Б. Шаміс, Т. І. Матченко, Л. Ф. Первушова // Проблеми безпеки атомних електростанцій і Чорнобиля. – Чорнобиль. 2010. – Вип. 13. – С. 94–102.
- [28] Матченко Т. І. Методика оцінки залишкового ресурсу елементів сталевих ферм машинних залів АЕС / [Т. І. Матченко, Л. Б. Шаміс, П. Т. Матченко, Л. Ф. Первушова] // Проблеми безпеки атомних електростанцій і Чорнобиля. – Чорнобиль, 2011. – Вип. 15.
- [29] Матченко Т. І. Методика оцінки ресурсу ущільнювачів і герметиків будівельних конструкцій / [Т. І. Матченко, Л. Б. Шаміс, П. Т. Матченко, Л. Ф. Первушова] // Проблеми безпеки атомних електростанцій і Чорнобиля. – Чорнобиль, 2011. – Вип. 15.
- [30] Шаміс Л. Б. Методика визначення залишкового ресурсу облицювання сховища відпрацьованого ядерного палива за результатами випробувань зразків / Л. Б. Шаміс, Т. І. Матченко, Л. Ф. Первушова // Проблеми безпеки атомних електростанцій і Чорнобиля. – Чорнобиль. 2010. – Вип. 14. – С. 69–77.

Надійшла до редколегії 18.11.2016 р.

УДК 620.197:621.039

Методи оцінки технічного стану сталевих конструкцій АЕС, що знаходяться в експлуатації

¹Матченко Т.І., к.т.н., ¹Шаміс Л.Б., ¹Первушова Л.Ф., ²Матченко П.Т.

¹ПАТ «Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут
«Енергопроект», Україна

²ДНТЦ ЯРБ ДП Держатомрегулювання України, Україна

Анотація. Викладені методи оцінки технічного стану металевих конструкцій АЕС за результатами візуальних та інструментальних обстежень. Результати оцінювання мають лягти в основу заходів з перепризначення і подовження ресурсу енергоблоків АЕС, що знаходяться в експлуатації, для забезпечення ядерної та радіаційної безпеки.

Аннотация. Изложены методы оценки технического состояния металлических конструкций АЭС по результатам визуальных и инструментальных обследований. Результаты оценки должны лечь в основу мероприятий по переназначению и продлению ресурса энергоблоков АЭС, находящихся в эксплуатации, для обеспечения ядерной и радиационной безопасности.

Abstract. Methods of evaluation of the NPP technical condition on the results of visual and instrumental examination are presented. The evaluation results should form the basis of measures to remap and extend the life of NPP units in operation, to ensure nuclear and radiation safety.

Ключові слова: металеві конструкції, технічний стан, моніторинг, пошкодження.

Вступ. Сьогодні в Україні знаходяться в експлуатації 15 енергетичних блоків атомних електричних станцій (АЕС). Проектний ресурс деяких з них закінчився, а інших збігає. В цих умовах актуальним є виконати необхідні заходи з перепризначення і подовження ресурсу енергетичних блоків АЕС на основі оцінки технічного стану та залишкового ресурсу елементів АЕС, відповідальних за ядерну та радіаційну безпеку. В перелік таких елементів входять деякі несучі і локалізуючі будівельні конструкції будівель і споруд АЕС. Для комплексного вирішення задачі з перепризначення ресурсу елементів АЕС розроблений і виконується міжнародний проект «Программа сотрудничества в целях повышения безопасности и стойкости АЭС НАЭКУ Энергоатом к внешним экстремальным воздействиям. Создание системы мониторинга технического состояния зданий и сооружений АЭС на основе современных методов и технологий» [1].

Одна з умов Держатомрегулювання України з застосування на АЕС будь-якої системи моніторингу, в тому числі й міжнародної, полягає в тому, що вона повинна спиратися на державні нормативні документи України. Ця

вимога стосується також будівельних залізобетонних і металевих конструкцій. Сьогодні в Україні йде процес заміни нормативного документа ДБН 362-92 [2] на ДСТУ-Н Б В.2.6-XXX:201X [3].

В документах [2, 3] перелічені методи з визначення технічного стану сталевих конструкцій, але не викладений зміст цих методів, не викладені методи перепризначення ресурсу, відсутня класифікація механізмів деградації сталевих конструкцій і параметрів, за якими вона контролюється, відсутні методи розрахунку циклічної тріщиностійкості конструкцій з тріщинами та методи розрахунку на опір крихкому руйнуванню конструкцій з тріщинами. Зміст цих методів частково викладений в нормативних документах (НД) СРСР [8, 9], які втратили чинність на Україні. В документах [5, 6] викладені основні положення з визначення технічного стану сталевих конструкцій АЕС, що знаходяться в експлуатації, але не викладені методи кількісного оцінювання накопичених пошкоджень конструкцій і методи розрахунку технічного стану конструкцій.

Перелічені недоліки нових документів і тих, що розробляються [3, 6], не дозволяють в процесі розроблення міжнародного проекту [1] надавати посилання на НД України [3, 6] при обґрунтованому розрахунком визначенні технічного стану, залишкового і перепризначеного ресурсу сталевих конструкцій з тріщинами. Розрахунок сталевих конструкцій з тріщинами відсутній також в [7].

Ціль роботи – викласти і актуалізувати в Україні методи визначення розрахунком технічного стану сталевих конструкцій за результатами моніторингу, візуальних і інструментальних обстежень і аналізу не тільки параметрів дефектів і пошкоджень, але і параметрів усіх механізмів деградації металів і металевих конструкцій, включаючи тріщини.

Основний зміст. Класифікація технічних станів сталевих конструкцій наведена в [2, 3].

Технічний стан конструкцій можна визначати за величиною накопичених пошкоджень характеристик матеріалів і конструкцій, що характеризують першу групу критичних станів за таблицею 1.

Уточнення властивостей металу в конструкціях і з'єднаннях та уточнення навантажень, впливів і показників ступеня агресивності середовища експлуатації

Уточнення властивостей металу в конструкціях і з'єднаннях слід виконувати у відповідності до типової або робочої програми «Оцінка технічного стану та залишкового ресурсу сталевих конструкцій».

Уточнення навантажень, впливів і показників ступеня агресивності середовища експлуатації слід виконувати у відповідності до типової або робочої програми «Моніторинг середовища експлуатації».

Таблиця 1

Клас наслідків відповідальності споруд	Категорія відповідальності конструкцій	Допустимий відсоток пошкодження [ω]				
		Технічні стани				
		1	2	3	4	5
CC3	A	0–5	5–10	10–15	–	15 і більше
	B	0–5	5–10	10–15	–	20 і більше
	B	0–5	5–15	15–25	–	25 і більше
CC2	A	0–5	5–10	10–20	–	20 і більше
	B	0–5	5–15	15–25	–	25 і більше
	B	0–5	5–15	15–25	25–50	50 і більше
CC1	A	0–5	5–10	10–20	20–25	25 і більше
	B	0–5	5–10	10–20	20–30	30 і більше
	B	0–5	5–15	15–25	25–75	75 і більше

Оцінка технічного стану сталевих конструкцій на підставі досвіду експлуатації [2, 3]

Проводити оцінку тільки на підставі досвіду експлуатації допускається, якщо одночасно виконуються такі умови:

- конструкція експлуатується не менше 25 років;
- у подальшому не передбачається зміна режиму роботи і методів експлуатації.

Зазначений 25-річний строк може бути скорочений (але не менш ніж до 10 років), якщо відносна частка снігового навантаження в розрахунковій комбінації менше 25 % і строк дії рішення, що приймається, не перевищує третини строку фактичної експлуатації конструкції.

Технічний стан конструкції може бути визначено працездатним, якщо при виконанні перелічених вимог за результатами обстеження не виявлені дефекти і пошкодження категорій А і В. Інакше для прийняття рішення треба буде виконати розрахункове або експериментальне оцінювання технічного стану конструкцій.

Оцінка технічного стану конструкцій пробним навантаженням [2, 3]

Пробне навантаження здійснюється з метою експериментальної перевірки працездатності конструкцій.

Перед реалізацією пробного навантаження треба провести необхідні перевірки для складання робочої програми, яка повинна містити:

- опис мети експерименту;
- виділення окремих елементів або інших частин конструкцій, що підлягають навантаженню;
- спосіб створення пробного навантаження;
- опис процесу навантаження, його етапів і послідовності робіт;
- визначення вимірювальних параметрів і місць замірів, вказівку на необхідну точність вимірювань;
- величину максимального пробного навантаження;
- заходи з техніки безпеки і щодо збереження матеріальних цінностей.

Пробне навантаження можна здійснювати завантаженням всієї конструкції, для якої виконується оцінювання технічного стану (наприклад, одного міжповерхового перекриття) або декількох заздалегідь обраних конструкційних елементів. В останньому випадку треба відібрати не менш як $n \geq 0,3\sqrt{N}$ конструкційних елементів з їх загальної кількості N , однакових за конструкційним оформленням, призначенням і умовами роботи.

Для зв'язаних у єдину спільну працюючу систему конструкцій рекомендується таким чином виділити навантажену частину, щоб вона, за можливості, була мало пов'язана з ненавантаженою частиною конструкції.

В усіх випадках треба ретельно оцінити постійне навантаження або ту його частину G_0 , яка буде діяти на контрольовану конструкцію під час пробного навантаження.

Для пробного навантаження встановлюють два характеристичні значення:

Перше – P_{set} , що відповідає такому поєднанню пробного і постійного навантаження G_0 , коли внутрішні зусилля (напруження) у розрахунковому елементі (перерізі) відповідають впливу розрахункових значень навантажень на конструкцію.

Множенням вказаних характеристичних значень на коефіцієнт безпеки $\gamma_n = 1 + \alpha$ визначається перше й друге контрольні значення пробного навантаження:

$$P_{1k} = (1 + \alpha) \times P_{ser}, \quad P_{2k} = (1 + \alpha) \times P_u. \quad (1)$$

$$\alpha = 0,4 \times \beta_{\min} [(1 - n / (2\sqrt{N})) \times (0,2 + \gamma_0) + 0,4\gamma_0]. \quad (2)$$

Тут

$$\gamma_0 = G_0 / (G_0 + P_u). \quad (3)$$

Коефіцієнт $\beta_{\min} = 1,5$, якщо очікуваний характер відмови має раптовий характер (втрата стійкості, крихке руйнування тощо) та $\beta_{\min} = 1$ при відмові типу пластичної течії матеріалу.

Якщо $n \geq 0,3\sqrt{N}$, то в формулі (2) приймаємо $n = 2\sqrt{N}$. Таке саме значення треба приймати і тоді, коли взяті для пробного навантаження конструкції свідомо відбиралися з числа найслабших частин усієї сукупності конструкцій (з найбільшими значеннями дефектів і пошкоджень тощо).

При утворенні пробного навантаження слід вибирати такі способи (наприклад, за допомогою гідравлічних домкратів), які дозволяють контролювати величину навантаження з точністю $\pm 5\%$.

Процес навантаження треба передбачати так, щоб, спостерігаючи за тим, як поводить себе навантажений конструкційний елемент, можна було б судити про очікуване поведіння усієї конструкції. Для цього заздалегідь треба визначити ступені навантаження, час витримки і спостереження, вимірювальні параметри (наприклад, переміщення або кути повороту), місця проведення замірів, застосовані прилади.

Вимірювання переміщень треба виконувати приладами, які забезпечують точність $\pm 2\%$ від очікуваних експериментальних значень.

Навантаження слід проводити ступенями. До того, як пробне навантаження досягне першого контрольного значення, треба передбачити не менше трьох ступенів, подальше навантаження реалізується зменшеними ступенями. На кожному ступені проводять витримку, яка дозволяє стабілізувати зміни переміщень. Після досягнення навантаженням першого контрольного значення треба передбачити тригодинну, а після досягнення другого контрольного значення – півторагодинну витримку під навантаженням.

При виявленні (на будь-якому ступені) явищ, які свідчать про можливе руйнування, навантаження необхідно негайно припинити. До таких явищ належить усяке руйнування елемента, втрата місцевої стійкості, розкриття тріщин на ширину більше як на 0,2 мм або зростання їх довжини, зміна форми поперечного перерізу більш ніж на двадцяту частину первинного габариту поперечного перерізу елемента, зріз болтів або заклепок та інші руйнування з'єднань.

Технічний стан конструкцій вважається придатним до експлуатації, якщо:

- не відбулося руйнування;
- виміряне повне переміщення під пробним навантаженням із першим контрольним значенням є допустимим щодо експлуатації і не призводить до залишкових деформацій;
- відношення залишкового і повного значень переміщень, отриманих при навантаженні з другим контрольним значенням пробного навантаження, не перевищує граничних величин, зазначених у табл. 1.

Якщо порушено остаточно вимогу, то допускається повторне прикладення навантаження і конструкція визначається працездатною, якщо нове відношення залишкового і повного переміщення не перевищують половини зазначеного у таблиці 2.

Таблиця 2

**Граничне відношення залишкового переміщення до повного (%)
для контрольних значень пробного навантаження**

Вид конструкції	Для P_{1k}	Для P_{2k}
Зварна	12	15
Клепана	15	20
З болтовими з'єднаннями	20	25

Для безпеки пробне навантаження, як правило, треба здійснювати з використанням обмежувачів переміщень (страхуючих опор і пристроїв). Від їх використання можна відмовитися тільки тоді, коли спосіб навантаження гарантуватиме скидання навантаження при руйнуванні конструкцій.

Рекомендації з оцінювання основних результатів пробних навантажень

Підходи, аналогічні Додатку В [10].

1. Основним критерієм задовільної роботи конструкцій за результатами пробних навантажень є відповідність пружних факторів (зусиль, напружень, деформацій, переміщень тощо), виміряних при дії навантаження під час випробування, і значень, отриманих розрахунковим шляхом з урахуванням фактичного стану конструкцій.

2. Робота споруди при статичних випробуваннях оцінюється за допомогою конструкційного коефіцієнта K , який розраховується за формулою:

$$K = S_e / S_{cal} , \quad (4)$$

де S_e – фактор, виміряний під впливом навантаження випробування;
 S_{cal} – теж фактор, отриманий шляхом розрахунку від навантаження випробування з урахуванням фактичного стану конструкцій.

Конструкційний коефіцієнт слід визначати для найбільше завантажених елементів для кожного положення випробного навантаження.

3. За даними численних статичних випробувань значення коефіцієнта K для основних несучих конструкцій і їх елементів складають 0,7–1,0, а для елементів прогонових споруд, в яких розрахунками не враховується сумісна робота головних балок (ферм) з елементами перекриття та другорядних балок, в'язей, зазвичай 0,5–0,7. Відхилення результатів вимірювання від розрахункових величин повинні аналізуватися з визначенням причин їх виникнення.

4. Значення коефіцієнта K більше одиниці вказує на суттєву відмінність роботи елементів споруди від прийнятих в розрахунках передумов. В таких випадках необхідно розробити заходи з забезпечення надійності роботи елементів. Значення коефіцієнта K , які розраховані за величинами максимальних фібрових напружень, можуть в окремих випадках перевищувати одиницю в зв'язку з наявністю концентраторів напружень, ексцентриситетів дії сил, фізичною неоднорідністю з'єднань, кріплення елементів та іншими обставинами. Нижні значення коефіцієнта K можуть вказувати на наявність в споруді або її елементах резервів несучої здатності. Можливість використання таких резервів може бути розглянута після з'ясування причин отримання низьких значень коефіцієнта K .

5. Відповідність фактичної просторової роботи прогонових споруд теоретичним передумовам, які були використані в розрахунках, допускається оцінювати за допомогою коефіцієнта адекватності K_a :

$$K_a = \frac{f_{\max} / \sum_{i=1}^n f_i}{w_{\max} / \sum_{i=1}^n w_i} , \quad (5)$$

де f_i , w_i – відповідно, фактичні (виміряні) і теоретичні (розраховані) прогини i -ї балки; $f_{\max}$, $w_{\max}$ – відповідно, максимальні (за абсолютним значенням) фактичні і теоретичні прогини балки; n – кількість балок (ферм, арок) або будь-яких інших точок в поперечному перерізі прогонової споруди, прогини якої вимірюються при випробуваннях.

Близькість значення коефіцієнта адекватності K_a до одиниці характеризує відповідність фактичної і теоретичної просторової роботи прогонових споруд.

6. В якості одного з критеріїв фактичного стану споруди за результатами статичних випробувань може слугувати співвідношення виміряних пружних і залишкових деформацій (здебільшого прогинів), яке характеризується показником роботи конструкції α , що дорівнює:

$$\alpha = f_r / f_{el}, \quad (6)$$

де f_r – величина залишкового прогину, визначеного після стабілізації деформацій; f_{el} – величина пружного прогину, визначеного за тих самих умов.

Оцінку роботи заново збудованих (реконструйованих або відремонтованих) споруд за співвідношенням пружних і залишкових деформацій слід здійснювати за результатами першого завантаження конструкцій навантаженням випробування, близького за величиною до нормативного значення.

Показники роботи конструкцій α можуть досягнути наступних значень:

- а) для заново збудованих споруд:
 - з деревини – 0,3;
 - з інших матеріалів – 0,15;
- б) для споруд, що знаходяться в експлуатації:
 - з деревини – 0,1;
 - з інших матеріалів – 0,05.

Для заново збудованих споруд слід виконати затухання залишкових деформацій. У випадку відсутності зменшення залишкових деформацій при повторних завантаженнях слід з'ясувати причини такого явища і розробити заходи з їх усунення.

7. Отримані при статичних випробуваннях величини прогинів, з урахуванням жорсткості елементів, зафіксованих при обстеженні, слід порівнювати з нормативними величинами. При оцінюванні відповідності слід застосовувати їх нормативні величини.

8. Роботу конструкцій під динамічними впливами необхідно оцінювати на підставі порівняння величин фактичних і проектних динамічних коефіцієнтів, порівняння вимірених величин періодів власних коливань з розрахунковими і нормативними, виявлення несприятливих видів коливань (резонансу і биття), розгляду характеру затухання тощо.

9. При порівнянні вимірених прогинів, періодів коливань з розрахунковими їх величинами, останні можуть визначатися з урахуванням розвантажуючого впливу конструктивних елементів.

10. При визначенні ефективної несучої здатності споруди вплив конструкційних елементів на роботу основних несучих конструкцій слід враховувати в тих випадках, коли забезпечена надійна сумісна робота цих елементів з основними несучими конструкціями або коли сумісна робота гарантована прийнятими в проекті рішеннями.

11. Несуча здатність прольотних конструкцій визначається несучою здатністю найбільше завантаженого (критичного) елемента з урахуванням його технічного стану.

Несуча здатність критичного елемента слід розраховувати за формулою

$$G = \frac{S_{ult} - S_{const}}{S_K} \times K, \quad (7)$$

де S_{ult} – критичне зусилля, яке сприймається елементом з умови міцності, тріщиностійкості, витривалості або стійкості (несучої здатності); S_{const} – зусилля в елементі від постійних навантажень; S_K – зусилля в елементі від дії тимчасового еталонного навантаження; K – клас еталонного навантаження.

Параметричні методи оцінки технічних станів будівельних конструкцій [4, 5]

В системі діагностування, оцінки якості і технічного стану збудованих і тих що знаходяться в експлуатації будівельних конструкцій будівель і споруд АЕС рекомендується застосування параметричного метода, сутність якого в тому, що при оцінці якості і технічного стану контролюються окремі параметри (характеристики) конструкцій, які впливають на функційні властивості і дозволяючи розрахунковим методом визначити надійність конструкцій за першою і другою групами критичних станів:

а) детерміністичними методами (методами оцінки міцності). При цьому:

- 1) для критичного стану першої групи повинна забезпечуватися міцність конструкцій з недопущенням крихкого, в'язкого або іншого характеру руйнування;
- 2) для критичного стану другої групи повинна забезпечуватися міцність конструкцій і не допускатися:
 - утворення тріщин, а також їх значне або тривале розкриття;
 - значні переміщення (прогини, кути перекосу і повороту, коливання);

б) статистичними методами (методом оцінки надійності): При цьому:

- 1) перша група включає критичні стани, виконання яких призводить до повної або часткової втраті несучої здатності будівель і споруд в цілому. А також до повної непридатності до експлуатації конструкцій, основ, будівель і споруд в цілому;
- 2) друга група включає критичні стани, ускладнюючі нормальну експлуатацію конструкцій, основ або зменшуючи довговічність будівель, споруд в порівнянні визначеним строком експлуатації (Ресурсом).

Параметричний метод оцінки технічного стану будівельних конструкцій будівель і споруд гарантує отримання оцінок якості і технічного стану з визначеною забезпеченістю.

Для параметричного метода оцінки стану конструкцій прийнятий нормальний (вибірковий) рівень контролю якості будівельних конструкцій, як найбільше економічний і такий, що дозволяє отримати оцінки з ладаним рівнем надійності.

Положення параметричного метода оцінки стану будівельних конструкцій застосовують на стадії розробки робочої програми моніторингу. На стадії розробки робочої програми метод регламентує:

- загальний підхід до визначення методів контролю якості і оцінки технічного стану будівельних конструкцій.
- кількісний метод контролю якості і оцінки технічного стану будівельних конструкцій;
- вибір рівня контролю якості і оцінки технічного стану будівельних конструкцій;
- призначення кількості випробувань;
- вибірковий рівень контролю якості і оцінки технічного стану будівельних конструкцій на основі метода рандомізації;
- вибір раціональних зон параметрів контролю;
- вибір методів контролю параметрів;
- статистичну обробку результатів контролю параметрів;

- методику поєднання результатів контролю параметрів (характеристики) конструкції, отриманих різними незалежними методами;
- оцінку надійності функцій них властивостей і категорії технічного стану конструкції.

Оцінка технічного стану будівель і споруд в цілому за економічними показниками

Оцінка ступеня загального фізичного зносу конструкцій будівель (споруд) виконується, як правило, для прийняття економічних (переоцінка, умови страхування тощо) або керівних (планування ремонтів, вибір системи обслуговування тощо) рішень.

Ступінь фізичного зносу конструкцій будівель (споруд) у цілому визначається як середньозважене значення величини зносу його основних елементів за формулою:

$$V = \sum_{i=1}^n (\gamma_i \times v_i) . \quad (8)$$

Де відносна втрата несучої здатності i -го елемента визначається за формулою:

$$v_i = \min(N_{ij}^{\phi} / N_{ij}^n) . \quad (9)$$

В формулах (8) і (9) V – ступінь загального фізичного зносу; n – число основних конструкційних елементів; γ_i – відносна доля вартості конструкцій i -го елемента в загальній вартості каркаса; N_{ij}^{ϕ} – несуча здатність i -го елемента з урахуванням пошкоджень при дослідженні j -го типа; N_{ij}^n – те саме, за проектом.

Мінімум в (8) береться за багатьма перевірками (міцність, стійкість, жорсткість, міцність кріплень тощо) за багатьма конструкційними деталями елемента i -го типу (пояси, грати тощо). Значення V , наведені у табл. 3, орієнтовні.

Таблиця 3

Загальний стан будівлі чи споруди	Загальна характеристика стану, у тому числі, моральний знос	Опис основних видів дефектів і пошкоджень	Відсоток фізичного зносу
Добрий (Категорія 1)	Конструкції в основному справні, моральний знос не проявляється	Дефекти і пошкодження, як правило, відсутні. Матеріал конструкцій і умови експлуатації відповідають вимогам проекту і діючих норм	0–5
Задовільний (Категорія 2)	Конструкції знаходяться у справному і роботоспроможному стані, моральний знос не проявляється	Пофарбування або інший протикорозійний захист частково або повністю зруйнований, на поверхні металу є сліди (наліт) корозії. Є окремі послаблення болтових або заклепочних з'єднань, незначні загальні і місцеві прогини	5–15
Незадовільний (Категорія 3)	Конструкції знаходяться, в основному, у робото-спроможному і обмежено роботоспроможному стані, є елементи, які знаходяться у нероботоспроможному стані	Частина конструкцій (не більше 20 %) має істотний корозійний знос або механічні пошкодження категорії А. Є пошкодження елементів і з'єднань, які вимагають посилення	15–40
Вкрай незадовільний (Категорія 4)	Роботоспроможність втрачена, але загального граничного стану не досягнуто і йому можна запобігти шляхом наведення обмежень	Значна частина конструкцій (більше 30 %) має дефекти і пошкодження, у тому числі, категорії А (але не більше 10 %). Є істотні деформації стиснутих елементів наскрізних конструкцій; виявлені тріщини від втомленості і крихкості в основних елементах. Відзначаються значні перевантаження конструкцій.	40–75
Аварійний (5)	Роботоспроможність повністю втрачена, є загроза обрушення	Вихід з ладу деяких з основних елементів, обриви кріплень, значні залишкові деформації.	Більше 75

Оцінка технічного стану несучих конструкцій за розрахунковим визначенням запасів міцності екстремальним навантаженням

Правило з розрахунку запасів опору техногенним діям за визначеним параметром її інтенсивності (F), який закладається в основу проекту

Методика кваліфікації будівельних конструкцій за будь-яким параметром, що контролюється і що характеризує техногенну дію, подібна до методики кваліфікації обладнання за сейсмостійкістю [4].

В результаті використання описаної методики для кожної конструкції, що розглядається, або вузла з'єднання визначається інтегральний параметр стійкості до техногенної дії $HCLPF$, що розглядається. Характеристика $HCLPF$ (скорочення виразу – «високої достовірності малої імовірності відмови») це рівень параметру, який закладається в проектні основи та який контролюється під час обстежень, при якому існує висока достовірність низької імовірності відмови конструкції або вузла з'єднання. Характеристика $HCLPF$ визначає межу стійкості техногенній дії конструкції або вузла з'єднання. При використанні стандартного логарифмічного відхилення результуючої дисперсії β_c величина $HCLPF$ може бути апроксимована рівнем розглядаємого параметру, при якому повна імовірність відмови складає не більше як 0,5 % (з високою достовірністю 99,5 %) для будівель і споруд атомних електростанцій; не більше як 1 % (з високою достовірністю 99 %) для будівель і споруд класу наслідків СС3; не більше як 5 % (з високою достовірністю 95 %) для будівель і споруд класу наслідків СС2; не більше як 10 % (з високою достовірністю 90 %) для будівель і споруд класу наслідків СС1.

Цей параметр порівнюється з величиною максимально допустимого значення параметру $[F]$, визначеного за ДБН або іншим нормативним документом в відповідності до класу наслідків споруди та імовірності не перевищення техногенної дії для місця розташування споруди. При виконанні умови

$$HCLPF > [F], \quad (10)$$

сейсмічна кваліфікація конструкції визнається підтвердженою. В іншому випадку, необхідні заходи для підвищення стійкості конструкцій.

Розрахунок величини параметра $HCLPF$

Параметр це характеристика граничної стійкості (до руйнування) конструкцій, трубопроводів, або обладнання, який віднесений до пікового значення параметру (F). В практичних розрахунках для визначення розрахунковим шляхом величини $HCLPF$ використовують, так званий, коефіцієнт запасу FS стійкості техногенній дії, який вказує в скільки разів

можна збільшити інтенсивність дії (F) доки не відбувається руйнування конструкції, яка розглядається. Коефіцієнт запасу техногенної дії у відповідності до [4] визначається за формулою:

$$FS = (C - D_{NS}) / [(D_S \times K_\mu)^2 + D_{SAM}^2]^{1/2}, \quad (11)$$

де C – значення параметру, який дорівнює критичним значенням допустимого параметру (наприклад, критично допустимим напруженням $[\sigma]$ або критичним значенням коефіцієнтів інтенсивності напружень $[K_C]$ для величини дії (F) на рівні $HCLPF$ для розрахункової ситуації, що розглядається і відповідного сполучення навантажень; D_{NS} – вклад у параметр, що оцінюються (наприклад, напружень (σ) або коефіцієнтів інтенсивності напружень (K_I , K_{II} , K_{III}) усіх навантажень, які не є наслідком дії (F), які входять у сполучення навантажень; D_S – значення параметру, що розглядається (наприклад, напружень (σ) або коефіцієнтів інтенсивності напружень K_I , K_{II} , K_{III} для інтенсивності $[F]$, для розрахункової ситуації, що розглядається, і відповідного сполучення навантажень; D_{SAM} – вклад у параметр, що оцінюється, залишкового зміщення опор для рівня навантажень інтенсивності $[F]$; K_μ – коефіцієнт непружного поглинання енергії, для статичних навантажень дорівнює одиниці, якщо можуть виникати динамічні або інерційні навантаження, який визначається в відповідності зі значеннями приведеними в таблиці 4.

Таблиця 4

Тип конструкції	Значення коефіцієнта K_μ
Сталеві колони, в яких домінують деформації згину	1,25
Сталеві колони, в яких домінують деформації зсуву	1,00
Сталеві балки, в яких домінують деформації згину	1,50
Сталеві балки, в яких домінують деформації зсуву	1,25
Сталеві вузли (з'єднання)	1,00
Зварні сталеві трубопроводи, повітроводи, кабельні лотки	1,50
Опори трубопроводів	1,25

Визначення ефективного пікового значення техногенної дії (навантаження або впливу F_c) для заданої ймовірності неперевикнення (P_n) і залишкового ресурсу (T).

Якщо для заданого класу наслідків (відповідальності) споруди визначена достатня ймовірність неперевикнення P_n ефективного пікового значення навантаження або впливу (F), тоді це неперевикнення повинно

зберігатися для проектного і будь якого залишкового або перепризначеного ресурсу споруди. Інакше кажучи, $P_n = const$. Тоді зі зміною залишкового ресурсу (T) споруди змінюється необхідний період перевищення параметру дії (впливу) (T_C) за формулою:

$$T_C = 1/[1 - (P_n)^{1/T}]. \quad (12)$$

Для цих періодів перевищення параметру дії визначається ефективне пікове значення параметру цієї дії.

Таким чином, значення параметру (T_C) для залишкового ресурсу (T) визначається за формулою:

$$F_{C,T} = F_{C,50} \times (K_{енз}), \quad (13)$$

де $F_{C,50}$ – значення параметру техногенної дії (навантаження або впливу) для ресурсу 50 років; $F_{C,T}$ – значення параметру техногенної дії (навантаження або впливу) для залишкового ресурсу T років; $K_{енз}$ – коефіцієнта ефективного пікового значення параметру техногенної дії $K_{енз}$, у відносних одиницях виміру, для переходу на залишковий ресурс.

В таблиці 5 приведений приклад зміни коефіцієнта ефективного пікового значення параметру техногенної дії $K_{енз}$ у відносних одиницях для заданої імовірності не перевищення ($P_n = 0,9$ або 90 %) для інтенсивностей землетрусу 9; 8; 7 за шкалою MSK-64 або EMS-98.

Таблиця 5

**Значення коефіцієнта $K_{енз}$ для землетрусу заданої імовірності
неперевищення ($P_n = 0,9$ або 90 %)**

Залишковий ресурс споруди (Т), рік	Період перевищення параметру або середня повторюваність (ТC), рік	Інтенсивність 9 балів	Інтенсивність 8 балів	Інтенсивність 7 балів
1	10	0,25	0,185	0,18
5	50	0,45	0,35	0,25
10	100	0,625	0,5	0,5
50	500	1	1	1

Технічний стан конструкції у відповідності з запасами стійкості до техногенних дій визначається за таблицею 6.

Таблиця 6

Клас наслідків відповідальності споруд	Категорія відповідальності конструкцій	Коефіцієнт запасу техногенній дії FS , відсотки				
		Технічні стани				
		1	2	3	4	5
CC3	A	100–95	95–90	90–85	–	85 і менше
	Б	100–95	95–90	90–85	–	80 і менше
	B	100–95	95–85	85–75	–	75 і менше
CC2	A	100–95	95–90	90–80	–	80 і менше
	Б	100–95	95–85	90–85	–	75 і менше
	B	100–95	95–85	90–85	75–50	50 і менше
CC1	A	100–95	95–90	90–80	80–75	75 і менше
	Б	100–95	95–90	90–80	80–70	70 і менше
	B	100–95	95–85	90–85	75–25	25 і менше

Висновки

1. Викладені методи визначення розрахунком технічного стану сталевих конструкцій за результатами моніторингу, візуальних і інструментальних обстежень і аналізу не тільки параметрів дефектів і пошкоджень, але і параметрів усіх механізмів деградації металів і металевих конструкцій, включаючи тріщини.

2. Подальші дослідження за даним напрямком: Запропонувати класифікацію механізмів деградації конструкційних сталей будівельних конструкцій і параметрів, за якими контролюється деградація в часі; запропонувати класифікація середовищ експлуатації за їх впливом на механізми деградації конструкційних сталей будівельних конструкцій і параметрів, за якими вони контролюються; розробити методи з визначення залишкового і перепризначеного ресурсу сталевих конструкцій за результатами моніторингу і за результатами розрахунків запасів стійкості до техногенних навантажень металевих конструкцій з накопиченими пошкодженнями.

Література

- [1] Проект ИСЯБ U1.05./12 Программа сотрудничества в целях повышения безопасности и стойкости АЭС НАЭК Энергоатом к внешним экстремальным воздействиям. Создание системы мониторинга технического состояния зданий и сооружений АЭС на основе современных методов и технологий / НАЭК. – Киев, 2015. – 40 с.
- [2] Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації : ДБН 362-92. – Офіц. вид. – К. : Державний комітет України в справах архітектури, будівництва та охорони історичного середовища, 1995. – 48 с. – (Державні будівельні норми України).
- [3] Оцінка технічного стану будівельних сталевих конструкцій, що експлуатуються : ДСТУ-Н Б В.2.6-XXX:201X [Електронний ресурс] – Київ : Мінрегіон України, 201X. – Електронні дані. – Режим доступу: <http://www.urdisc.com.ua/rl/info/dstu-n%20b.v.2.6-xxx.pdf> – Назва з екрана.
- [4] Методика расчетного анализа сейсмостойкости элементов действующих АЭС в рамках метода граничной сейсмостойкости / ЦКТИ-Вибросейсм совместно с UNIX CZ s.r.o : Отчет № Rep 01.SMA-12 (Ред. 2) : Март 2013. – 61 с. – Депонирован в UNIX CZ s.r.o., № 01.SMA-12/A.
- [5] Мониторинг строительных конструкций АЭС. Основные положения : РД ЭО 0624-2005. – Киев : ГП НАЭК «Энергоатом», 2005, – 52 с. – (Депонирован в отделе стандартизации департамента по управлению документацией и стандартизации исполнительной дирекции по качеству и управлению НАЭК«Энергоатом», № 257).
- [6] Эксплуатация технологического комплекса. Мониторинг строительных конструкций АЭС. Общие положения : СОУ НАЕК 109:2016. – Киев : НАЭК, 2016. – 48 с. (Стандарт государственного предприятия «Национальная атомная энергогенерирующая компания «Энергоатом»).
- [7] Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України Київ, 2014. – 199 с. – (Державні будівельні норми України).
- [8] Пособие по проектированию стальных конструкций : пособие к СНиП II-23-81* / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

- [9] Рекомендации по обследованию стальных конструкций производственных зданий / Госстрой СССР, СОЮЗМЕТАЛЛОСТРОЙНИИПРОЕКТ. – Москва, 1988. – 104 с.
- [10] Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний (СНиП 3.06.07-86 ; актуализованная редакция) : СП 79.13330.2012 / [утвержден Минрегионом России 30.06.2012 г. № 273]. – Изд. офиц. – Введ. с 01.01.2013. – Москва : Минрегион России, 2012. – 33 с. – (Свод правил).

Надійшла до редколегії 14.11.2016 р.

УДК 624.072.323.2

Узагальнений підхід до перевірки міцності та стійкості круглих сталевих двошарнірних арок

Білик С.І., д.т.н, Шпинда В.З.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. У статті проведено порівняння методів розрахунку стійкості аркових металевих конструкцій. Розроблено підхід для перевірки стійкості двошарнірних круглих арок за деформованою схемою з урахуванням кривизни арки, геометричних характеристик перерізу та розрахункових зусиль.

Аннотация. В статье проведено сравнение методов расчета устойчивости арочных металлических конструкций. Разработан подход для проверки устойчивости двухшарнирных круглых арок по деформированной схеме с учетом кривизны арки, геометрических характеристик сечения и расчетных усилий.

Abstract. In the article the methods are compared for calculation of buckling resistance of arched steel structures. Approach to buckling resistance for two-hinged round arches on the deformed scheme has been developed. Presented methodology takes into account the arch curvature, geometric characteristics of the cross-section and calculated effort.

Ключові слова: аркові конструкції, втрата стійкості, нелінійний розрахунок.

Постановка проблеми. Питання забезпечення стійкості аркових конструкцій завжди було актуальною проблемою в проектуванні металевих конструкцій. Аркові та рамні конструкції, описані навколо функціонального дійної методології перевірки стійкості аркових сталевих конструкцій є актуальною задачею об'єму будівлі, є достатньо раціональними конструкційними формами [25], тому розроблення на з огляду на важливість практичного використання при проектуванні і будівництві конструкцій покриттів та мостів.

Виклад основного матеріалу дослідження. Перші роботи, присвячені втраті стійкості арок, належать Тимошенку С. П., Гере Дж. М. [1]. За цими дослідженнями при рівномірно-розподіленому навантаженні критичне значення такого навантаження для двошарнірної арки слід визначати за формулою (2θ – центральний кут арки) при кососиметричній формі втрати стійкості:

$$q_{cr} = \frac{EI_y}{R_{arc}^3} \left(\frac{\pi^2}{\theta^2} - 1 \right).$$

Академіком Карнауховим Н. В. [2] запропонована більш універсальна формула розрахунку арок при несиметричній формі втрати стійкості:

$$q_{cr} = \eta^2 \frac{EI_y}{R_{arc}^3}.$$

В алгебраїчному виразі коефіцієнт η визначається з трансцендентного рівняння стійкості арок.

Академік Динник О. Д. [3] запропонував методику визначення стійкості арок через визначення коефіцієнтів розрахункової довжини. Динником О. Д. також були проведені перші дослідження з визначення стійкості арок змінного перерізу. Стійкість арок змінного перерізу досліджена в роботі [3].

Перші дослідження нелінійної стійкості арок за деформованою схемою проведені Григолюком Е. І. [4]. Проблеми нелінійного розрахунку положих арок висвітлені в монографії Григолюка Е. І. [5]. Вплив схеми рівномірного навантаження на стійкість арок досліджувалася в роботах [21] та [22]. В роботах [15] та [19] за енергетичним методом отримані диференціальні рівняння стійкості пружних арок при дії зосередженої сили, отримані головні рішення диференціального рівняння та аналітичні вирази для визначення критичного навантаження.

Дослідження з визначення критичних навантажень з урахуванням геометрично-нелінійної поведінки арок під навантаженням приведені в роботах Schreyer H.L, Masur E.F [6]. В цих працях приведені графіки залежності переміщень від навантажень. В роботі Pi Y.L. та ін. [7] наведені уточнені рішення нелінійних задач стійкості двошарнірних арок при симетричній і кососиметричній формі втрати стійкості. Також приведено рішення задач втрати стійкості безшарнірних арок з різними поперечними перерізами.

Пост-критична поведінка пружних арок досліджена у статтях Pi Y.L, Trahair N.S. [11, 12]. Методом скінченних елементів з урахуванням розвитку непружних деформацій досліджена міцність двотаврових арок у площині та із площини згину конструкцій з урахуванням нелінійних переміщень під навантаженням. Проаналізовано також вплив початкових недосконалостей викривлення арок, залишкові напруження, вплив комбінації різних навантажень на розвиток непружних деформацій. Також показано, що правила перевірки стійкості при поздовжньому згині стояків і колон за нормами проектування Австралії не можуть бути застосовані для перевірки стійкості аркових конструкцій при різних рівномірних і нерівномірних навантаженнях. У цих роботах запропонована методика перевірки стійкості арок за правилами через визначення коефіцієнта розрахункової довжини та гнучкість пів-арки.

Дослідження Kuranishi S, Yabuki T. [14] стійкості параболічних арок привели до врахування розрахункової поздовжньої сили та відповідного згинального моменту, була запропонована методика, за якою враховувалось збільшення згинального моменту внаслідок впливу втрати стійкості арки за формулою:

$$N/N_u + M_y/[(1 - N/N_{cr}) M_{el}] \leq 1,$$

де N – розрахункове значення поздовжньої сили; N_u – максимальна несуча спроможність перерізу при сприйнятті поздовжньої стискаючої сили з урахуванням пластичних деформацій; M_y – розрахунковий згинальний момент без урахування впливу збільшення згинального моменту внаслідок дії поздовжньої сили при втраті стійкості; N_{cr} – критичне значення поздовжньої сили за методикою Ейлера; M_{el} – максимальна несуча спроможність перерізу арки при пружній роботі матеріалу.

У дослідженнях Verstaappen I. [15] теж запропонована перевірка стійкості арок через методологію перевірки стійкості стояків, на які діють поздовжні сили і згинальні моменти.

За ДБН В.2.6.26-2010 прийнято пружні розрахунки міцності позацентрово-стиснутих елементів для перерізів 1-го класу при згині в одній головній площині виконувати за формулами:

$$\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{yED}}{W_y} \leq f_y \frac{m}{\gamma_r}; \quad M_{yED} = \frac{M_{yEd}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{El}}}; \quad N_{El} = \frac{\pi^2 EI_y}{(\mu_y l_0)^2}.$$

N_{El} – критична сила за постановкою Ейлера.

У Європейських нормах проектування конструкцій [17–20] сформульовано принципи перевірки міцності позацентрово-стиснутих елементів за деформованою схемою:

$$\frac{N_{sd}}{N_{plRd}} + \frac{1}{1 - N_{sd}/N_{cr}} \frac{N_{sd} e_{0d}}{M_{elRd}} \leq 1,$$

де M_{elRd} – згинальний момент, який може сприйняти переріз елемента із умов пружної роботи; N_{plRd} – опір перерізу з урахуванням пластичної роботи сталі; N_{sd} – розрахункова поздовжня сила; e_{0d} – розрахунковий ексцентриситет поздовжньої сили; N_{cr} – критична сила при втраті стійкості при пружній роботі металу, без урахування розвитку обмежених пластичних деформацій.

У дослідженнях Bradford M. A., Yongjun Xu проведено пошук критичного навантаження для арок при дії зосередженої сили [8, 9, 13]. Проведені глибокі дослідження стійкості арок при різній кривині та при нелінійній роботі, у тому числі, вивчена симетрична і несиметрична форма втрата стійкості, показано особливості деформування арок при великій кривизні (пологих арок). Нелінійний характер втрати стійкості арок типу ферм Мізеса досліджено у роботі автора [26].

Виклад основного матеріалу дослідження. Арки виконані з елементів замкнутого перерізу. Якщо аркова конструкція виконана з елементів із замкнутим перерізом, то перевірку її міцності за деформованою схемою слід розраховувати без урахування появи бімоментних напружень від стиснутого крутіння. Це складені перерізи квадратного і прямокутного перерізу або елементи з труб.

Розглянута задача появи пластичних деформацій в аркових елементах зі сталевих труб. Прийнята гіпотеза про крайову текучість: поява пластичних деформацій в крайніх фібрових волокнах призводить до розвитку пластичних деформацій по перерізу, утворенню шарніра пластичності та до геометрично-змінної конструкції. Розглянуті двохшарнірні арки кривиною (r_0), які мають жорсткість перерізу (EI_y).

Прийняте загальне уявлення про втрату стійкості арки за кососиметричною формою або симетричною формою. Вважається що при пружній втраті стійкості йде зростання згинального моменту внаслідок зміни форми арки. Арка має початкові недосконалості геометричної форми, які збільшують згинальний момент в розрахунковому перерізі: M_{y0} . Розвиток пружно-пластичних деформацій враховують через теорію подвійного модуля. Прийнято також, що пружно-пластичні деформації починаються з напруження (σ_e), яке береться з діаграми розтягу сталі. Прийнято принцип суперпозиції напружень, загальні деформації що виникають при втраті стійкості стрижня, розділені на три складові: деформації від центрального стиску (ε_N), деформації початкових недосконалостей (ε_0), деформації від згинального моменту (ε_M) в деформованому стані при втраті стійкості.

Прийнята робоча гіпотеза, що при втраті стійкості арки в поперечному перерізі в крайніх фібрових волокнах стрижня виникають пластичні деформації. Внаслідок зростання поздовжнього згину при втраті стійкості деформації в крайніх фібрових волокнах можуть мати значення близькі до деформацій границі текучості сталі (ε_y) або можуть перевищувати їх:

$$\varepsilon_{pl} = n_{ply} \varepsilon_y; \varepsilon_y = f_y / E.$$

E – модуль деформації сталі.

Загальна жорсткість стрижня з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій враховується через теорію приведенного модуля [23, 24]:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_0 + \varepsilon_N + \varepsilon_M.$$

З розрахунку арок на стійкість відомо, що між згинальним моментом і зміною кривини арки має місце залежність:

$$\frac{d\Theta}{ds} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_0} = -\frac{M_y}{EI_y}.$$

З іншого боку, зміна кута повороту перерізу відображає деформації фібрових волокон елемента від згину:

$$\begin{aligned} d\Theta = \frac{\Delta s}{x} \rightarrow \frac{d\Theta}{ds} &= \frac{d\varphi_1 - d\varphi}{ds} = \frac{\Delta s}{x ds} = -\frac{M_y}{EI_y} \rightarrow \\ \varepsilon_M = \frac{\Delta s}{ds} &= -\frac{M_y}{EI_y} x. \quad \varepsilon_{Mh} = \frac{\Delta s}{ds} = -\frac{M_y}{2EI_y} h. \end{aligned}$$

В останній формулі через x позначено поточну координату перерізу, а через h позначено висоту перерізу.

Для **круглих двохшарнірних арок** диференційне рівняння стійкості записується у формі лінійного диференціального рівняння 2-го порядку і має відповідне генеральне рішення (v_M – максимальне переміщення арки в розрахунковому перерізі):

$$\frac{d^2 v}{d\varphi^2} + v = -\frac{M_y r_0^2}{EI_y}.$$

Умовно слід прийняти, що переміщення і згинальний момент є такі функції, які залежать від координати перерізу арки та критичного навантаження:

$$\begin{aligned} v &= D_1 v_{M0} \sin(k_{ar} \varphi); \quad k_{ar}^2 = \frac{\pi^2}{\alpha^2}; \quad M_y = N_{cal} v_{M0} \sin(k_{ar} \varphi); \\ -D_1 k_{ar}^2 v_{M0} \sin(k_{ar} \varphi) + D_1 v_{M0} \sin(k_{ar} \varphi) &= -\frac{N_{cal} v_{M0} \sin(k_{ar} \varphi) r_0^2}{EI_y}. \end{aligned}$$

З останнього рівняння визначається коефіцієнт D_1 .

$$D_1 = \frac{N_{cal} r_0^2}{EI_y (k_{ar}^2 - 1)}.$$

Переміщення арки набувають остаточного вигляду:

$$v = v_{M0} \frac{N_{cal} r_0^2}{EI_y (k_{ar}^2 - 1)} \sin(k_{ar} \varphi).$$

Значення згинального моменту в двохшарнірній арці в деформованому стані:

$$M_{yD} = N_{cal} v = N_{cal} v_{M0} \frac{N_{cal} r_0^2}{EI_y (k_{ar}^2 - 1)} = M_y \frac{N_{cal} r_0^2}{EI_y (k_{ar}^2 - 1)};$$

$$\frac{M_{yD}}{EI_y} = \frac{N_{cal} v_{M0}}{EI_y} \frac{N_{cal} r_0^2}{EI_y (k_{ar}^2 - 1)}.$$

Деформації від згину (ε_M) залежать від максимальних вигинів при втраті стійкості арки:

$$\varepsilon_{Mh} = -\frac{M_{yD}}{2EI_y}(-h); \quad \varepsilon_{Mh} = -\frac{M_{yD} A_{cal} N_{cal}}{2EI_y A_{cal} N_{cal}}(-h);$$

$$\frac{M_y A_{cal} h}{2I_y A_{cal}} = \frac{M_y A_{cal} N_{cal}}{W_y A_{cal} N_{cal}}; \quad m_y = \frac{M_y A_{cal}}{W_y N_{cal}}; \quad \frac{M_y A_{cal} h}{2EI_y A_{cal}} = m_y \frac{N_{cal}}{EA_{cal}}.$$

Остаточно маємо:

$$\varepsilon_{Mh} = \frac{M_{yD} h}{2EI_y} \frac{N_{cal} r_0^2}{EI_y (k_{ar}^2 - 1)} \rightarrow \varepsilon_{Mh} = m_y \frac{N_{cal}}{EA_{cal}} \frac{N_{cal} r_0^2}{EI_y (k_{ar}^2 - 1)}.$$

$$\varepsilon_{Mh} = m_y \left(\frac{N_{cal}}{EA_{cal}} \right)^2 \frac{A_{cal} N_{cal} r_0^2}{I_y (k_{ar}^2 - 1)} \rightarrow \varepsilon_{Mh} = m_y \left(\frac{N_{cal}}{EA_{cal}} \right)^2 \frac{r_0^2 / i_y^2}{(k_{ar}^2 - 1)}.$$

Деформації розрахункового перерізу арок від згинального моменту за деформованою схемою арки набувають остаточного вигляду:

$$\varepsilon_{Mh} = \left(\frac{N_{cal} r_0}{EA_{cal} i_y} \right)^2 \frac{m_y}{(k_{ar}^2 - 1)}; \quad \varepsilon_{Mh} = \frac{1}{(k_{ar}^2 - 1)} \frac{M_{yD}}{EW_y} \frac{N_{cal}}{EA_{cal}} \frac{A_{cal} r_0^2}{I_y}.$$

Загальні деформації при втраті стійкості арки:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_0 + \varepsilon_N + \varepsilon_M; \quad \varepsilon_N = \frac{N_{cal}}{EA_{cal}};$$

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_0 + \frac{N_{cal}}{EA_{cal}} + \frac{1}{(k_{ar}^2 - 1)} \frac{M_{yD}}{EW_y} \frac{N_{cal}}{EA_{cal}} \frac{A_{cal} r_0^2}{I_y}.$$

Прийнявши умову крайової текучості: $f_y = E\varepsilon_{pl} = E\varepsilon_y$, отримаємо наступне рівняння:

$$f_y = E\varepsilon_y = E\varepsilon_0 + \frac{N_{cal}}{A_{cal}} + \frac{M_{ycal}}{W_y} \frac{N_{cal}}{EA_{cal}} \frac{r_0^2}{i_y^2} \frac{1}{(k_{ar}^2 - 1)};$$

$$f_y = E\varepsilon_y = \sigma_{cal} \left[1 + \frac{E\varepsilon_0}{\sigma_{cal}} + \frac{M_{ycal}}{EW_y} \frac{r_0^2}{i_y^2} \frac{1}{(k_{ar}^2 - 1)} \right].$$

Введемо позначення коефіцієнта втрати стійкості арки:

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{cal}}{A_{cal}}; \rightarrow \frac{\sigma_{cal}}{f_y} = \chi_{BS}.$$

З наведених рівнянь вираз для обчислення коефіцієнта втрати стійкості двохшарнірної арки буде наступним:

$$\chi_{BS} = \frac{\sigma_{cal}}{f_y} = \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{cal} \left[1 + \frac{E\varepsilon_0}{\sigma_{cal}} + \frac{M_{ycal}}{EW_y} \frac{r_0^2}{i_y^2} \frac{1}{(k_{ar}^2 - 1)} \right]}.$$

Остаточна формула для визначення коефіцієнта втрати стійкості арки за деформованою схемою буде:

$$\chi_{BS} = \frac{\sigma_{cal}}{f_y} = \frac{1}{\left[1 + \frac{E\varepsilon_0}{\sigma_{cal}} + \frac{M_{ycal}}{EW_y} \frac{r_0^2}{i_y^2} \frac{1}{(k_{ar}^2 - 1)} \right]}.$$

Таким чином, для перевірки стійкості і міцності арки за деформованою схемою пропонується наступна формула:

$$\frac{N_{cal}}{A_{cal} \chi_{arc} f_y} \leq 1; \quad \chi_{arc} = \frac{1}{\left[1 + \frac{E\varepsilon_0}{\sigma_{cal}} + \frac{M_{ycal}}{(k_{ar}^2 - 1) EW_y} \frac{r_0^2}{i_y^2} \right]}.$$

Висновки

Розроблено і науково обґрунтовано підхід для перевірки стійкості арок за деформованою схемою з урахуванням кривизни арки, геометричних характеристик перерізу та розрахункових зусиль. Запропонований методологічний підхід дає можливість оцінити забезпечення стійкості арок порівняно з іншими методологічними підходами, що підвищує загальну достовірність розрахунків. Розроблений підхід базується на загальних теоретичних засадах стійкості елементів, викладених у роботах [23, 24, 25].

Література

- [1] Timoshenko S. P. Theory of elastic stability : 2nd ed. / S. P. Timoshenko, J. M. Gere. – New York (NY) : McGraw-Hill Book Co., Inc., 1961. – 535 p.
- [2] Карнаухов Н. В. Прочность и устойчивость стержневых систем / Н. В. Карнаухов. – М. : Стройиздат, 1949. – С. 376.
- [3] Динник А. Н. Об устойчивости бесшарнирных круговых арок переменного сечения / А. Н. Динник // Вестник инж. и техн. – 1933. – № 12. – С. 553–554.
- [4] Григолюк Э. И. К расчету устойчивости пологих арок / Э. И. Григолюк // Инж. сборник. – 1951. – № 9 – С. 177–201.
- [5] Григолюк Э. И. Проблемы нелинейного деформирования: Методы приложения решения по параметру в нелинейных задачах механики твердого деформируемого тела / Э. И. Григолюк, В. И. Шалашилин. – М. : Наука. Гл. ред. физ. мат. лит., 1988. – 233 с.
- [6] Schreyer H. L. Buckling of shallow arches / H. L. Schreyer, E. F. Masur // Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Journal of the Engineering Mechanics Division. – 1996. – 92. (EM4).
- [7] Pi Y. L. In-plane buckling and design of steel arches / Y. L. Pi, N. S. Trahair // Journal of Structural Engineering. – 1999. – № 125(11).
- [8] Pi Y. L. In-plane stability of arches / Y. L. Pi, M. A. Bradford // International Journal of Solids and Structures. – 2002. – № 39. – P. 105–25.
- [9] Bradford, M. A. In-Plane Stability of Arches under a Central Concentrated Load [Electronic resource] / M. A. Bradford, B. Uy, Y. L. Pi // Journal of Engineering Mechanics. – 2002. – № 128. P. 10–20. – Permalink: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2002\)128:7\(710\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2002)128:7(710)) – Screen Title.
- [10] Bradford M. A. In-plane stability of arches under a central concentrated load / M. A. Bradford, B. Uy, Y. L. Pi // School of Civil and Environmental Engineering, Univ. of New South Wales, Sydney, Australia. – UNICIV, 2000. – Rep. No. 396.
- [11] Pi Y. L. Nonlinear buckling and postbuckling of elastic arches / Y. L. Pi, N. S. Trahair // Engineering Structures. – 1998. – No. 20(7). – P. 571–579.

- [12] Pi Y. L. In-plane inelastic buckling and strengths of steel arches / Y. L. Pi, N. S. Trahair // ASCE. Journal of Structural Engineering. – 1996. – No. 122(7).
- [13] Yongjun Xu. In-Plane Elastic Stability of Arches under a Radial Concentrated Load / [Yongjun Xu, Xiaoming Gui, Bin Zhao, Ruiqi Zhou] // Engineering. – 2014 – No. 6. – P. 572–583.
- [14] Kuranishi S. Some numerical estimation of the ultimate inplane strength of two-hinged steel arches / S. Kuranishi, T. Yabuki // Proceedings of JSCE. – 1979. – No. 287. – P. 155–8.
- [15] Verstappen I. Design rules for steel arches – in-plane stability / [Verstappen I, Snijger H, Bijlaard F.S.K., Steenbergen H.M.G.M.] // Journal of Constructional Steel Research. – 1998. – No. 46 (1–3). – P. 125–6.
- [16] Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 2. Сталеві мости (EN 1993-2:2006, IDT) ДСТУ-Н Б EN 1993-2:2012 : проект [Електронний ресурс] / Національний транспортний університет. – Електронні дані. – К. : «НОРМАТИВ™ PRO». – С. 91–100. – Режим доступу: <http://document.ua/evrokod-3.-proektuvannja-stalevih-konstrukcii.-chastina-2.-s-nor24612.html> – Назва з екрану.
- [17] Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT) : ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – С. 63–107. – (Система надійності та безпеки в будівництві. Національний стандарт України).
- [18] Boissonnade N. New interaction formulae for beam-columns in Eurocode 3: The French–Belgian approach / N. Boissonnade, J. P. Jaspart, J. P. Muzeau, M. Villette // Journal of Constructional Steel Research. – 2004. – No. 60. – P. 421–31.
- [19] Dimopoulos C. A. Design of circular steel arches with hollow circular cross-sections according EC3 / C. A. Dimopoulos, C. J. Gantec // Journal of Constructional Steel Research. – 2008. – No. 10. – P. 10– 16.
- [20] Greiner R. Interaction formulae for member subjected to bending and axial compression in EUROCODE 3 – the Method 2 approach / R. Greiner, J. Lindner // Journal of Constructional Steel Research. – 2006. – No. 62. – P. 757–70.
- [21] Ефимов А. С. К расчету на устойчивость пологих арок / А. С. Ефимов // Итоговая научная конференция КГУ, секция механики (Казань). – Изд. Каз. ун-та, 1962.
- [22] Ефимов А. С. Устойчивость пологих арок различного очертания под действием различных нагрузок. Нелинейная теория пластин и оболочек / А. С. Ефимов. – Изд. Каз. ун-та, 1962.

- [23] Білик С. І. Теоретичне порівняння фактора стійкості і коефіцієнта поздовжнього згину центрально-стиснутих сталевих колон з урахуванням початкових деформацій та вигинів / С. І. Білик // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В. М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2015. – Вип. 15. – С. 48–61.
- [24] Білик С. І. Стійкість холодно гнутих швелерів з урахуванням пластичних властивостей маловуглецевих сталей / [С. І. Білик, А. С. Білик, М. В. Усенко, О. Є. Золотопольський] // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2011. – Вип. 7. – С. 26–35.
- [25] Білик С. І. Раціональна форма геометричної схеми рамного каркасу з карнизними похилими елементами навколо функціонального об'єму / С. І. Білик // Прикладна геометрія та інженерна графіка : міжвід. наук. зб. ; МОН України, КНУБА. – К., 2004. – Вип. 74. – С. 228–235.
- [26] Білик С. І. Стійкість двострижневих ферм з урахуванням пружної жорсткості гребеневого вузла // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В. М. Шимановського – К. : Вид-во «Сталь», 2015. – Вип. 16. – С. 13–21.

Надійшла до редколегії 22.11.2016 р.

УДК 624.072.002.2

Остаточные напряжения в стальных двутавровых элементах после разгрузки и выравнивания

¹Голоднов А.И., д.т.н., ²Иванов Б.В.

¹ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

²Луганский национальный аграрный университет, Украина

Анотація. Викладено методику досліджень залишкових напружень, які виникають в зварних конструкціях після навантаження і розвантаження. Наведені пропозиції щодо вирівнювання конструкцій шляхом наплавлення валиків. Запропоновано методику оцінювання напружено-деформованого стану конструкцій після вирівнювання. Наведено результати експериментального визначення залишкових напружень після розвантаження і вирівнювання.

Аннотация. Изложена методика исследований остаточных напряжений, которые возникают в сварных конструкциях после нагружения и разгрузки. Даны предложения по выравниванию конструкций путем наплавки валиков. Предложена методика оценки напряженно-деформированного состояния конструкций после выравнивания. Приведены результаты экспериментального определения остаточных напряжений после разгрузки и выравнивания.

Abstract. Methodology of researches of residual stresses which arise up in weldments after lading and unloading is expounded. Suggestions are given on smoothing of constructions by beading. Methodology of estimation of the tensely deformed state of constructions is offered after smoothing. Results over of experimental determination of residual stresses are brought after unloading and smoothing.

Ключевые слова: стальные элементы, остаточные напряжения, разгрузка, выравнивание.

Введение. Постановка проблемы. В процессе нагружения и последующей разгрузки, особенно после перехода материала в пластическое состояние, в конструкциях возникает остаточное напряженное состояние (ОНС), которое сопровождается остаточным выгибом. Очевидно, что дальнейшая надежная эксплуатация конструкций при нагружении возможна после исключения остаточного выгиба путем выравнивания.

Способов выравнивания, включая усиление путем наращивания сечения, существует много, однако не все способы можно применить к реальным конструкциям. В частности, не всегда удастся увеличить сечение из-за стесненности или наличия оборудования рядом с конструкцией. К тому же приварка элементов усиления способствует изменению ОНС, что может существенно отразиться на несущей способности конструкций. Это обстоятельство особенно важно учитывать при проектировании усиления строительных конструкций [1, 2].

Методика експериментальних досліджень розроблена для отримання даних о характере розподілення остаточних напружень (ОН) в сеченнях сварних конструкцій після нагрівання і розгрівання, остаточних вигибів, обґрунтування можливості вирівнювання конструкцій путем наплавки сварних швів і оцінки впливу наслідків такого вирівнювання на несущую здатність сталевих елементів.

Аналіз останніх досягнень і публікацій. Робота посилюваних конструкцій надзвичайно складна і залежить від багатьох факторів як конструктивного, так і технологічного характеру. При розробці методів розрахунку посилюваних конструкцій це обумовлює необхідність відмови від урахування ряду второстепенних факторів і внесення спрощаючих передумов [1].

Вибір схеми посилення стержневих конструкцій є багатоваріантною задачею. Враховуючи сучасний рівень розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, а також різноманітність можливих схем і прийомів посилення, розробка загального підходу до завдань оптимізації представляється справою майбутнього. Розв'язання завдань оптимізації ускладнюється ще і тим, що основним критерієм оптимальності посилення зазвичай є не економія матеріалу або зниження вартості комплексу робіт по посиленню, а забезпечення найбільшої його технологічності. При цьому під технологічністю розуміється не незручність виконання робіт, а можливість їх виконання без зупинки виробництва в мінімальні терміни з метою зниження економічних втрат підприємства при реконструкції [1].

Посилення нарощуванням сечення цілесообразно проводити для відповідно рівних елементів. Забезпечення щільного прилягання елемента посилення до посилюваної конструкції з наступною сваркою дозволяє забезпечити в подальшому надійну роботу складного сечення і, навпаки, приварка елемента посилення до вигнутої конструкції може призвести до «втраченого» всього очікуваного ефекту від посилення.

В силу всього вищесказанного передбачається, що мова йде про розрахунок посилення конструкції по повністю визначеній схемі з заздалегідь заданими параметрами і при відомих впливах на неї. В частині, наявність остаточного напруженого стану, обумовленого сваркою і іншими видами локальних термічних впливів (наприклад, при вирівнюванні сваркою) буде сприяти збільшенню або зменшенню несущої здатності, а значить і збільшенню або зменшенню терміну служби (ресурсу) конструкції.

Цель работы. Целью настоящих исследований является экспериментальное определение ОН в стальных конструкциях после нагружения и разгрузки разрушающим методом (путем разрезки в поперечном направлении) и обоснование возможности выравнивания конструкций путем наплавки сварных швов на выпуклых кромках.

Основная часть. В качестве образцов для экспериментального изучения распределения ОН после нагружения и разгрузки, а также выравнивания путем наплавки сварных швов и последующей оценки такого вида регулирования ОНС на несущую способность конструкций были приняты экспериментальные образцы, которые были испытаны на устойчивость [2, 3]. Они были изготовлены путем распиловки прокатных двутавров № 12 по ГОСТ 8239-89 на мерные длины: 800, 1200 и 1400 мм. Всего было изготовлено 3 серии по 4 образца в каждой. В пределах серии каждый образец имел разную длину наплавленного шва в центральной части, а именно 0,2, 0,4 и 0,6 длины элемента. Кроме этого, в первой и третьей сериях были использованы образцы без наплавленных валиков, т. е. без регулирования ОНС (контрольные образцы). Образцы длиной 800 мм и 1200 мм были изготовлены из одной партии металла. Образцы длиной 1400 мм были изготовлены из двух партий металла: в образцах первой партии длина наплавленного валика была 0,2 и 0,4 длины элемента, а в образцах второй партии – 0,6 длины элемента и без наплавки. Два образца из металла первой партии длиной 600 мм были предназначены для определения ОНС в сечениях колонн до и после наплавки валиков на части длины. Регулирование ОНС было выполнено в средней части длины элементов путем наплавки валиков по кромкам поясов. Наплавка валиков выполнена полуавтоматом в среде углекислого газа. Для этого была использована сварочная проволока диаметром 0,8 мм, сила тока 90А, вид тока – постоянный. Отклонения по длине элементов не превышали ± 5 мм.

Для выполнения поставленных задач при испытаниях образцов двутаврового сечения на устойчивость в плоскости меньшей жесткости была разработана и изготовлена соответствующая оснастка и съемные опорные приспособления, с помощью которых оказалось возможным выполнить центрирование элемента или создать заданный эксцентриситет. Испытания проводились с эксцентриситетом 10 мм. Такой эксцентриситет принят с целью контроля направления изгиба при приложении нагрузки. Линейные перемещения образцов определялись индикаторами часового типа ИЧ-10 в двух горизонтальных направлениях в верхнем и нижнем закреплении. В центре для определения перемещений были установлены три прогибомера ПАО-6, в т. ч. один – для измерения перемещений в плоскости меньшей жесткости и два в плоскости большей жесткости по двум сторонам элемента. Показания тензорезисторов сопротивления снимались с помощью системы СИИТ-3.

Проведение испытаний каждого образца выполнялось в такой последовательности:

- образец устанавливался в исходное положение;
- с помощью индикаторов ИЧ-10 выставлялся эксцентриситет приложения нагрузки;
- выполнялся съем начальных показаний по приборам ПАО-6 и СИИТ-3 без нагрузки;
- образец загружался начальной нагрузкой для проверки работоспособности приборов и качества центрирования;
- после проверки работоспособности приборов и качества центрирования выполнялось поэтапное нагружение с выдержкой на каждом этапе. Для образцов серии Д-3 ($\lambda = 111$) нагружение выполнялось этапами по 800 кг до нагрузки 8 т и дальше этапами по 400 кг до потери устойчивости. Для образцов серий Д-1 ($\lambda = 67$) и Д-2 ($\lambda = 96$) нагружение выполнялось следующим образом: первый этап 5 т, потом этапами по 2 т до нагрузки 13 и 11 т (соответственно для образцов Д-1 и Д-2). После достижения величин 13 и 11 тонн этапная нагрузка снижалась и составляла 1 тонну до потери несущей способности;
- на каждом этапе нагружения снимались показания по приборам;
- для контроля хода эксперимента по показателям ПАО-6 и шкалы пресса строился график зависимости «нагрузка-прогиб», а также строились эпюры напряжений в сечениях по данным СИИТ-3 (перевод показаний прибора в напряжения выполнен с помощью коэффициента тензочувствительности, величина которого была определена по результатам тарирования на балке равного сопротивления);
- эксперимент продолжался до потери образцом несущей способности (в качестве критерия истощения несущей способности был принят рост прогибов без увеличения нагрузки);
- по окончании эксперимента для всех образцов было выполнено сравнение результатов для каждой серии и по всем сериям в целом.

Общий вид всех испытанных образцов приведен на рис. 1 [2, 3].

После проведенных испытаний на сжатие образцы были осмотрены и измерены с целью определения остаточных выгибов. Были отобраны образцы для испытаний на определение ОНС (наиболее деформированные образцы в каждой серии в количестве 1 шт.) разрушающим методом. Остальные образцы были выровнены путем наплавки холостых валиков по растянутому кромкам или с помощью пресса (таблица 1). Длина сварного шва была определена по методике, изложенной в работе [1].

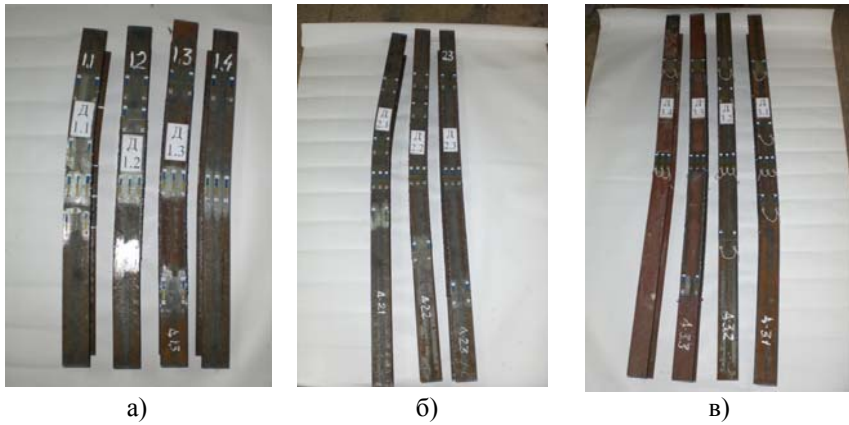


Рис. 1. Общий вид образцов после испытаний на сжатие:
а) – образцы серии Д-1; б) – образцы серии Д-2; в) – образцы серии Д-3

Таблица 1

Программа исследования образцов типа ДП

Старая маркировка	Новая маркировка	Количество
Д 1.1	1 ДП (п)	1
Д 1.2	2 ДП (он)	1
Д 1.3	3 ДП (п)	1
Д 1.4	4 ДП (с)	1
Д 2.1	5 ДП (он)	1
Д 2.2	6 ДП (п)	1
Д 2.3	7 ДП (с)	1
Д 3.1	8 ДП (он)	1
Д 3.2	9 ДП (с)	1
Д 3.3	10 ДП (п)	1
Д 3.4	11 ДП (с)	1

Условные обозначения:

1÷11 – порядковый номер образца;

Д – сечение образца: двутавр;

П – форма прокатки : прокатный;

(он) – образец для определения остаточных напряжений;

(п) – правка с помощью прессы;

(с) – правка с помощью сварки.

Все операции по подготовке образца к испытанию на определение ОНС были проведены в такой последовательности:

- размечались места наклейки тензорезисторов;
- зачищались размеченные места шлифовальной машиной с последующей доводкой шлифовальной шкуркой;
- обезжиривались зачищенные места (обезжиривание ацетоном проводилось до тех пор, пока на тампоне из белой ваты не оставалось следов грязи и ржавчины);
- группировались и наклеивались тензорезисторы;
- выполнялась коммутация и проверка работоспособности электрических цепей.

Программа исследований образцов приведена в таблице 1.

Деформации при определении ОНС определялись в такой последовательности.

1. В местах определения деформаций наклеивались проволочные тензорезисторы сопротивления в последовательности, изложенной выше.
2. Тензорезисторы подключались к регистрирующей аппаратуре и выполнялся съем начальных результатов (при этом за основу схемы и соединения тензорезисторов была принята полумостовая схема с двумя компенсационными сопротивлениями при поочередном подключении активных датчиков). В качестве регистрирующей аппаратуры была использована система тензометрическая СИИТ-3.
3. Производилась разрезка участка пояса с одной стороны образца на длину, позволяющую освободить элементы с ОН в пределах одного наклеенного тензорезистора, и выполнялся съем показаний по прибору СИИТ-3.
4. Производилась разрезка участка пояса с другой стороны образца на длину, позволяющую освободить элементы с ОН в пределах одного наклеенного тензорезистора, и выполнялся последующий съем показаний по прибору СИИТ-3.
5. После роспуска поясов была произведена поперечная разрезка стенки двутавра с поэтапным снятием отсчетов по прибору СИИТ-3 в пределах одного тензорезистора.

После каждого этапа выдерживалась пауза продолжительностью 15–20 минут, а затем брались отсчеты по всем тензодатчикам сопротивления исследуемого образца. Окончательный съем показаний был произведен после полной разрезки образцов и выдержки в течении 24 часов.

Выравнивание образцов было выполнено путем наплавки холостых валиков на выпуклых кромках. Для каждого образца была принята индивидуальная схема наплавки валиков. Наплавка валиков была

выполнена обратнo-ступенчатом швом участками длиной не более 150 мм. Для этого была использована сварочная проволока диаметром 0,8 мм, сила тока 90А, вид тока – постоянный, по аналогии с ранее выполненной наплавкой при изготовлении образцов.

После выравнивания часть образцов (по одному образцу из каждой серии) была отобрана для испытаний на определение ОНС по методике, изложенной выше (таблица 1). Некоторые результаты испытаний приведены на рис. 2, 3, 4.



Рис. 2. Образец 2 ДП (он) перед
разрезкой

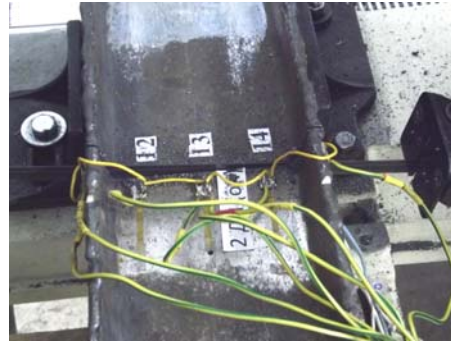


Рис. 3. Образец 2 ДП (он) в ходе
разрезки

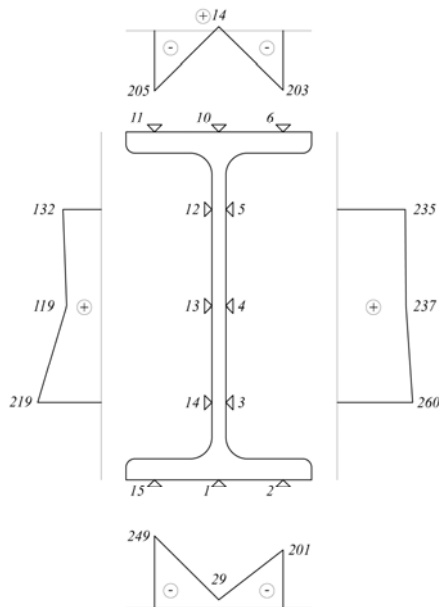


Рис. 4. Распределение ОН в сечении образца 2 ДП (он) после разрезки (МПа)

Остальные образцы были испытаны на устойчивость по методике, которая была разработана для исследований образцов на сжатие [3]. Испытания проводились с использованием тех же приспособлений и с теми же эксцентриситетами, которые были использованы при первичных испытаниях, т. е. схема деформирования образца соответствовала той, которая приведена в работе [3].

После проведения испытаний сравнить полученные результаты и сделать вывод о целесообразности такого вида выравнивания и регулирования ОНС.

Выводы

1. Разработана методика экспериментальных исследований ОНС, возникающего в стальных элементах двутаврового профиля после нагружения, разгрузки и последующего выравнивания различными способами. ОНС определялось путем разрезки образцов в поперечном направлении.
2. Предложена методика выравнивания стальных элементов путем наплавки холостых валиков по выпуклым кромкам поясов. Такая методика выравнивания позволяет исключить остаточный выгиб и обеспечить дальнейшую надежную работу конструкций под нагрузкой.
3. Впервые получены результаты экспериментального определения ОНС, возникающего в стальных элементах двутаврового профиля после выравнивания различными способами.

Литература

- [1] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К. : «Сталь», 2008. – 150 с.
- [2] Голоднов А. И. Определение остаточных напряжений в стальных конструкциях после разгрузки и выравнивания / А. И. Голоднов, С. И. Скребцов, Б. В. Иванов // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сб. науч. тр. / Одесская государственная академия строительства и архитектуры. – Одесса: ОГАСиА, 2013. – № 17. – Часть 1. – С. 62–67.
- [3] Скребцов С. И. Результаты экспериментальных исследований устойчивости элементов из прокатных двутавров после регулирования остаточного напряженного состояния на части длины / С. И. Скребцов, А. П. Иванов, А. И. Голоднов // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. трудов. – Дн-вск : ПГАСА, 2010. – Вып. 56. – С. 494–499.

Надійшла до редколегії 30.11.2016 р.

УДК 624. 072. 002.2

Экспериментальные исследования перекрытия из стальных балок при свободном опирании железобетонных плит

¹Голоднов А.И., д.т.н., ²Жарко Л.А., к.т.н., ³Кондратюк Е.В.

¹ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского», Украина,

²ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций», Украина,

³Донбасский государственный технический университет, Украина

Анотація. Викладено доцільність використання конструкцій перекриттів із сталевих балок, на які вільно спираються залізобетонні плити. Для проєктованих конструкцій зменшення кількості анкерів призводить до істотної економії коштів і трудових витрат. Наведено результати експериментальних досліджень перекриття торговельного центру.

Аннотация. Изложена целесообразность использования конструкций перекрытий из стальных балок при свободном опирании на них железобетонных плит. Для проектируемых конструкций уменьшение количества анкеров приводит к существенной экономии средств и трудовых затрат. Приведены результаты экспериментальных исследований перекрытия торгового центра.

Abstract. Expediency of use of ceiling constructions from steel beams with free leaning on them reinforce-concrete slabs is expounded. For designed constructions, diminishing of anchors amount results in substantial cost and labour expenses effectiveness. Results of experimental researches of ceiling over shopping center are brought.

Ключевые слова: стальные балки, железобетонная плита, свободное опирание на стальные балки, экспериментальные исследования.

Введение. Постановка проблемы. Как элементы нового строительства и при реконструкции существующих зданий различного назначения применяются сталежелезобетонные конструкции перекрытий, что позволяет эффективно использовать материал (стальные профили) как в период строительства, так и при эксплуатации. Основным преимуществом является сочетание положительных свойств железобетона и стального проката для достижения более высоких технико-экономических показателей [1, 2 и др.].

Конструкции зданий и сооружений должны надежно воспринимать все нагрузки и воздействия и передавать их на естественное основание. Надежность и долговечность конструкций, которая обеспечивается в процессе возведения путем использования качественных материалов и соблюдения технологии работ, в процессе эксплуатации под воздействием различных факторов может снизиться. Так как большинство воздействующих факторов носят случайный характер, надежность и долговечность строительных конструкций определяются законами теории вероятности [1, 3 – 7 и др.].

Изучение вопроса влияния условий эксплуатации (фактора времени, различных режимов нагружения, развития неравномерных деформаций основания и т. п.) на напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкций и зданий в целом напрямую связано с проблемами реконструкции. В этом случае необходимо установить техническое состояние конструкций и здания в целом, обосновать возможность продления срока эксплуатации и принять решение о возможности дальнейшей эксплуатации или выполнении работ по усилению (замене). Наиболее часто применяемыми конструкциями при замене перекрытий являются сталежелезобетонные конструкции [2].

Обеспечение совместной работы железобетонных плит со стальными балками осуществляется путем постановки соответствующих анкеров или упоров. Возможность работы железобетонной плиты, свободно опирающейся на стальные балки, мало освещена в научной и технической литературе. Решение такой задачи полностью зависит от квалификации проектировщиков и принятых предпосылок [8]. При выполнении расчетов должны учитываться требования нормативных документов [1, 3, 4, 5, 6, 7].

Анализ последних достижений и публикаций. Как известно [1, 3, 4 и др.], расчет и проектирование конструкций, состоящих из разнородных материалов (стальной прокат, железобетон), представляет собой довольно сложную и трудоемкую задачу, решение которой в общем виде в настоящее время отсутствует. При ее решении необходимо учитывать механические свойства материала, специфику работы конструкций под нагрузкой, наличие анкеров для обеспечения совместной работы. В то же время возможность установки анкеров для обеспечения совместной работы железобетонной плиты и стальной балки исключается во многих случаях, например, при усилении железобетонных конструкций подведением стальных балок. Для проектируемых конструкций уменьшение количества анкеров приводит к существенной экономии средств и трудовых затрат. Поэтому для решения поставленной проблемы необходимо подходить к конструированию с пониманием действительной работы конструкций, применять расчетные модели и вычислительные комплексы, которые позволят решить задачу с достаточной для практических целей точностью. Основными критериями, позволяющими правильно оценить предлагаемые конструктивные решения, являются результаты испытаний конструкций.

Решению отдельных аспектов отмеченной выше проблемы и посвящена настоящая статья.

Цель работы. Целью настоящих исследований является разработка методики и проведение экспериментальных исследований перекрытия, состоящего их системы стальных балок и свободно опертых на них железобетонных плит, а

также применение расчетных моделей и вычислительных комплексов, позволяющих учесть неупругие свойства материалов и возможность развития неравномерных деформаций основания.

Основная часть. Особенности конструирования и расчета соединений, работающих на сдвиг в сталежелезобетонных балках, изложены в подразделе 9.5 [1] и в статье [8].

Необходимость в проведении экспертной оценки работоспособности каркаса здания торгового центра «Домосфера» в г. Киеве возникла в связи с сомнениями отдельных специалистов относительно правильности конструирования и возможности работы железобетонной плиты при ее свободном опирании на систему стальных балок.

Здание предназначено для предоставления услуг населению и представляет собой трехэтажное, прямоугольное в плане многопролетное в обоих направлениях сооружение. Оно разделено на два блока температурным швом в осях 9-10 (рис. 1). Шаг колонн в продольном и поперечном направлениях составляет 9 м, высота этажа – 5,25 м.

Здание с металлическим каркасом по рамной пространственной схеме, которая обеспечивается жесткими узловыми соединениями ригелей перекрытий (РР1, рис. 1) и покрытия в продольном и поперечном направлениях с колоннами (К5, К6, рис. 1). Колонны жестко соединены с фундаментами.

В каждой ячейке размерами 9х9 м посередине установлена вспомогательная балка такого же сечения, что и основные (Б1, рис. 1). Вспомогательные балки шарнирно соединяются с основными и расположены по плоскости перекрытий ортогонально одна к другой в смежных ячейках. Таким образом, каждая главная балка перекрытия нагружена одной сосредоточенной нагрузкой посередине своего пролета от вспомогательной балки.

Ригели перекрытий и покрытия, а также вспомогательные балки, запроектированные из прокатных двутавров № 45 по ГОСТ 8239-89. По верхний пояс каждой металлической балки приварены дополнительные элементы из прокатных элементов с шагом 3 м для обеспечения пространственной устойчивости стальных балок и, частично, обеспечения совместной работы железобетонной плиты и балок.

На систему стальных балок опирается монолитная железобетонная плита толщиной 160 мм. Защитный слой бетона для арматуры составляет 10 мм.

В нормативній літературі розглядаються варіанти спільної роботи залізобетонної плити разом з металевими балками за рахунок постановки анкерів або упорів. Можливість роботи залізобетонної плити, яка просто опирається на сталеві балки, не розглядається. Розв'язок такої задачі залежить від проєктувальника.

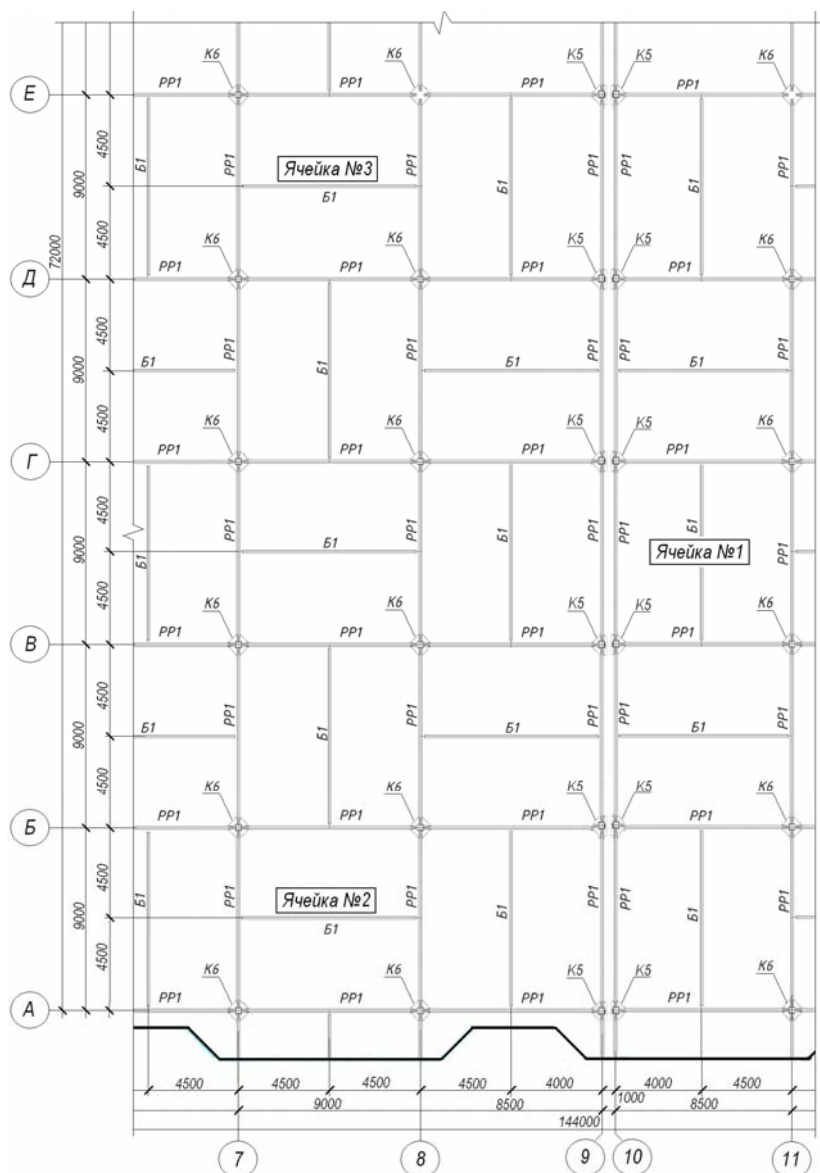


Рис. 1. Фрагмент плану будівлі з вказанням ячеек, в яких проводилися випробування

Для реализации указанной цели решались следующие задачи:

- проанализировать выраженные сомнения и замечания, выраженные заинтересованными сторонами, отдельными специалистами относительно возможности строительства здания по разработанному проекту;
- опираясь на результаты проведенных ранее исследований, разработать адекватную существующей конструкции здания математическую модель МКЭ и провести расчеты с целью определения армирования, прогибов, перемещений, усилий в элементах перекрытий и т. д.;
- провести экспериментальные исследования путем нагружения отдельных ячеек перекрытия;
- по результатам проведенных расчетов и результатов испытаний подготовить вывод относительно возможности строительства по разработанному проекту.

Каркас был рассчитан с учетом совместной работы стальных ригелей и вспомогательных балок и неразрезных железобетонных монолитных плит перекрытий толщиной 160 мм. При этом учтено, что неразрезные монолитные плиты перекрытий опираются на металлический каркас сверху без анкеровки.

Для подтверждения результатов расчета были проведены натурные испытания отдельных элементов перекрытий путем заключения грузов. Места проведения испытаний были определены заказчиком.

Перед испытаниями были размечены три ячейки монолитной плиты перекрытия (рис. 1):

- ячейка № 1 – отм. +10.500, в осях В-Г/10-11;
- ячейка № 2 – отм. +10.500, в осях А-Б/7-8;
- ячейка № 3 – отм. +5.250, в осях Д-Е/7-8.

Разметка ячеек для установки грузов выполнена согласно методике натурных испытаний перекрытия. При обследовании ячеек перекрытия перед испытаниями повреждений не было выявлено.

Для измерения прогибов были установлены и пронумерованы прогибомеры с нижней стороны плиты. Каждый из прогибомеров был закреплен специальными струбцинами к индивидуальному стояку. Были применены следующие средства измерительной техники: рулетка по ДСТУ 4179 с ценой деления 1 мм; прогибомеры 6ПАО по МИ 956-85 с ценой деления 0,01 мм (рис. 2, 3).



Рис. 2. Загружение ячейки перекрытия грузами (мешками с песком)



Рис. 3. Измерение прогибов железобетонной плиты прогибомерами БПАО

После загрузки монолитной плиты перекрытия равномерно-распределенной нагрузкой интенсивностью $q=500 \text{ кг/м}^2$ (нагружение выполнялось путем укладки на перекрытие мешков с песком) в ячейках №№ 1–3 признаков разрушения не выявлено.

Были получены также данные относительно величин прогибов перекрытия при равномерно-распределенной нагрузке $q=500 \text{ кг/м}^2$. Было выявлено, что максимальный прогиб плиты перекрытия в ячейке № 2 представляет 14,71 мм, что гораздо меньше величины предельного прогиба 22,5 мм.

Для определения НДС, армирования плиты и напряжений в стальных балках были разработаны модель 1 и модель 2 [8]. Результаты расчета модели 1 позволили определить армирование плиты. В результате расчета модели 2 получены изополя вертикальных перемещений ригелей и балок. Максимальное вертикальное перемещение для балки составило 15,23 мм [8].

Выводы

Принятые в проекте материалы несущих элементов каркаса, конструкций и соединений отвечают требованиям действующих нормативных документов и действующим стандартам.

По результатам проведенных испытаний монолитная плита железобетонная перекрытия выдержала проверку равномерно-распределенной нагрузкой интенсивностью $q=500 \text{ кг/м}^2$. Максимальный прогиб плиты перекрытия в ячейке № 2 составил 14,71 мм.

По результатам расчетов с учетом нелинейной работы железобетона и стали было установлено, что деформативность стальных ригелей, вспомогательных балок и плиты перекрытия находится в допустимых пределах. Максимальное вертикальное перемещение плиты составляет 15,26 мм, что гораздо меньше предельного прогиба 22,5 мм.

Литература

- [1] Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-160:2010. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с. – (Конструкції будинків і споруд. Державні будівельні норми України).
- [2] Голоднов А. И. Особенности расчета и проектирования зданий при изменении конструктивной системы / [А. И. Голоднов, К. А. Голоднов, А. П. Иванов, О. В. Кондратюк, В. В. Псюк] // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація : зб. наук. статей. – Вип. 9. – Кривий Ріг : КТУ, 2011. – С. 57–64.
- [3] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [4] Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Конструкції будинків і споруд. Державні будівельні норми України).

- [5] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 60 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [6] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 32 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [7] Прогини і переміщення. Вимоги проектування : ДСТУ Б В.1.2-3:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 10 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Національний стандарт України).
- [8] Кондратюк Е. В. Особенности расчета железобетонной плиты, свободно опирающейся на систему стальных балок / Е. В. Кондратюк // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2013. – Вип. 11. – С. 123–130.

Надійшла до редколегії 30.11.2016 р.

УДК 624.074:69.024.4

Конструкции покрытий из двойных систем перекрестных ферм и балок

Марутян А.С., к.т.н.

Филиал Северо-Кавказского федерального университета в г. Пятигорске,
Российская Федерация

Анотація. Наведено компоновку каркасів будівель і споруд з просторовими покриттями з перехресних конструкцій. Показані раціональність, ефективність і універсальність їх технічного рішення стосовно перехресних систем двох і трьох напрямків, з використанням залізобетонних і металевих конструкцій. Представлена сталева перехресна конструкція у вигляді балок складеного перетину з п'ятикутних труб або наскрізних балок (безроскісних ферм) з п'ятикутних і квадратних труб. Наскрізнi балки при діагональному розташуванні перехресної конструкції за витратою матеріалу є кращими. Описано модулі розмірами в плані 112×112 м із подвійних систем перехресних сталевих ферм і балок із світлопрозорим покрівельним огорожуванням, що являють собою дві половини трансформованого покриття спортивно-концертного комплексу. Одна з відмінних рис цього покриття полягає в його кутових ґратчастих опорах, що переміщуються на візках уздовж довгої осі арени по рейкових шляхах на рівні землі, що забезпечує зниження трудових і матеріальних витрат.

Аннотация. Приведена компоновка каркасов зданий и сооружений с пространственными покрытиями из перекрестных конструкций. Показаны рациональность, эффективность и универсальность их технического решения применительно к перекрестным системам двух и трех направлений, с использованием железобетонных и металлических конструкций. Представлена стальная перекрестная конструкция в виде балок составного сечения из пятиугольных труб или сквозных балок (безраскосных ферм) из пятиугольных и квадратных труб. Сквозные балки при диагональном расположении перекрестной конструкции по расходу материала более предпочтительны. Описаны модули размерами в плане 112×112 м из двойных систем перекрестных стальных ферм и балок со светопрозрачным кровельным ограждением, представляющие собой две половины трансформируемого покрытия спортивно-концертного комплекса. Одна из отличительных особенностей этого покрытия заключена в его угловых решетчатых опорах, перемещаемых на тележках вдоль длинной оси арены по рельсовым путям в уровне земли, что обеспечивает снижение трудовых и материальных затрат.

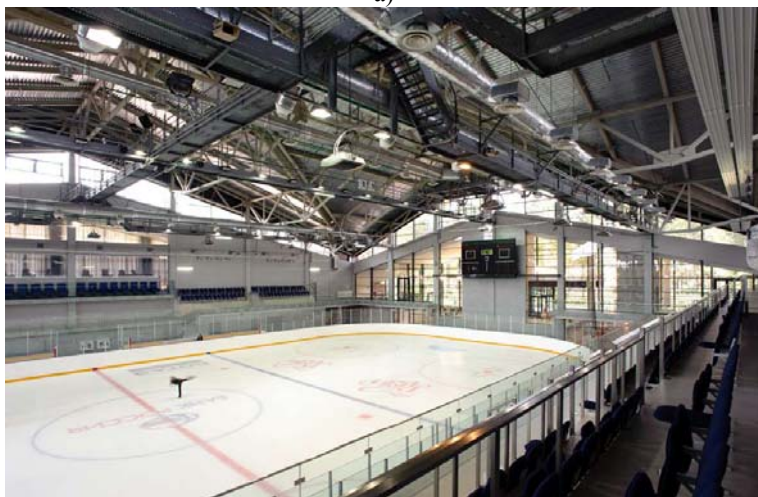
Abstract. Arrangement of frameworks of buildings and structures is given with spatial covering made of cross constructions. Rationality, efficiency and universality of their technical decision are shown as it applies to cross systems in two and three directions, using reinforce-concrete and metallic constructions. A steel cross construction is presented as beams with composite sections from pentagonal pipes or through beams (girder trusses) from pentagonal and square pipes. Through beams at diagonal location of cross construction are more preferable concerning expense of material. The modules are described with in-plan sizes of 112×112 m from the double systems of cross steel girders and beams with a translucent roofing shielding, which are two halves of the transformable covering of sports and concert complex. One of distinctive features of this roofing is in its angular latticework supports movable on the rail tracks along the long axis of the arena at ground level, which reduces labor and material costs.

Ключевые слова: перекрестные конструкции, перекрестные фермы, перекрестные балки, модули, трансформируемое пространственное покрытие.

Накопленный опыт проектирования и строительства объектов с использованием перекрестных конструкций подтверждает рациональность, эффективность и универсальность их базовых технических решений, обеспечивающих повышенные ресурсы силового сопротивления и устойчивости к прогрессирующему (лавинообразному) разрушению. Так, ортогональная система перекрестных стальных ферм из прямоугольных труб использована в покрытии ледовой арены в 50 км от Санкт-Петербурга в самой высокой точке Ленинградской области на территории Карельского перешейка (рис. 1) [1]. Аналогично, основу несущих конструкций аэровокзального комплекса «Внуково-1» в Москве представляет перекрестная система стальных ферм трех направлений из круглых труб (рис. 2) [2].



а)



б)

Рис. 1. Снимки общего вида ледовой арены в 50 км от Санкт-Петербурга (а) и перекрестных ферм его покрытия (б)



Рис. 2. Снимки аэровокзального комплекса «Внуково-1»:
а – несущих конструкций в интерьере; б – опорных и соединительных узлов

Перекрестные стальные фермы трех направлений из замкнутых гнутосварных профилей (ГСП) прямоугольного сечения использованы в пространственных конструкциях покрытия основного залного помещения санаторно-кардиологического комплекса в Арзни, имеющего в плане форму правильного шестиугольника с описанной окружностью диаметром 26,4 м (рис. 3). При их проектировании учтена эквивалентная равномерно распределенная нагрузка значительной интенсивности (10 кН/м^2) от работающих подъемников, закрепленных в узлах перекрестных ферм для монтажа перекрытий из монолитного железобетона нижних этажей по методу подъема [3].

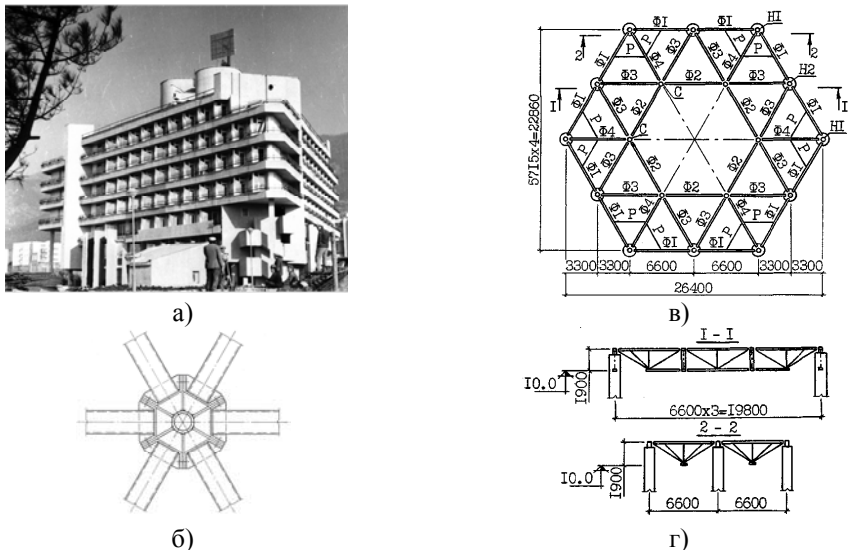


Рис. 3. Санаторно-кардиологический комплекс в Арзни:
а – снимок общего вида; б – схема узлового соединения перекрестных ферм и
стойки их решеток; в, г – план, разрезы каркаса покрытия

В Ереване возведен спортивно-концертный комплекс, который отличается выразительным архитектурным образом и не менее оригинальным способом монтажа оболочечных конструкций покрытия из перекрестных железобетонных элементов (рис. 4). За основу этого способа принято правило «трех точек», широко известное из практики скалолазания [4].

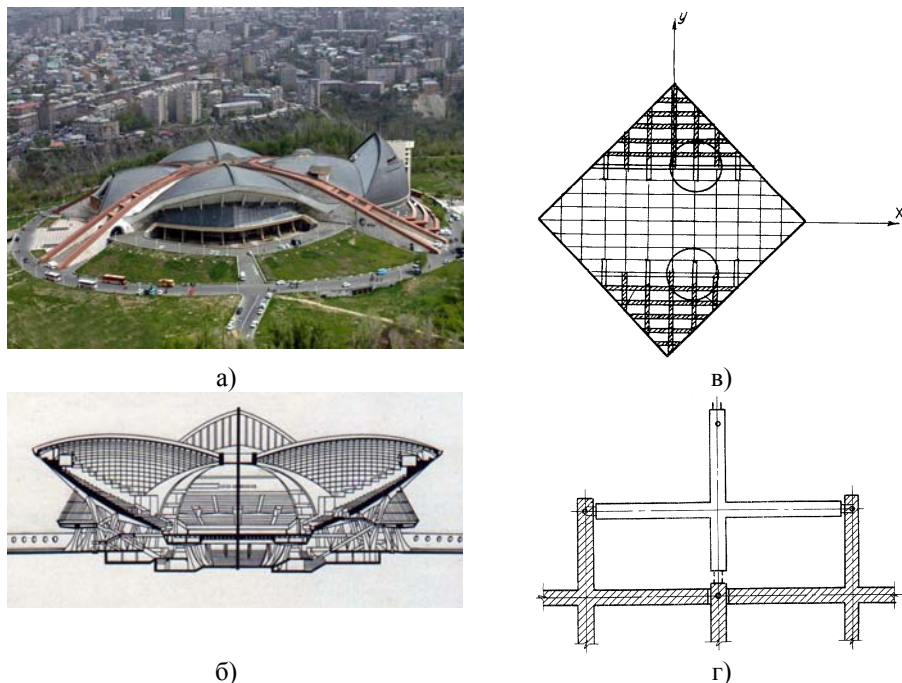


Рис. 4. Спортивно-концертный комплекс в Ереване:
а – снимок общего вида; б – разрез основного зала; в – монтажная схема
оболочечной конструкции покрытия из железобетонных перекрестных элементов;
г – узловые соединения перекрестных элементов

Несущие конструкции из двойных систем перекрестных ферм и балок имеет павильон «Механизация сельского хозяйства» на ВДНХ Украины (рис. 5). Покрытие размером в плане 56×56 м выполнено в виде пространственной стержневой системы, опирающейся по периметру здания на колонны. Пространственное решение несущей конструкции позволило распределить нагрузку в двух направлениях и равномерно загрузить все стороны квадратного опорного контура. По сравнению с плоскими несущими конструкциями пространственная работа структуры дала возможность при той же жесткости покрытия снизить его строительную высоту до $1/20$ пролета, заметно уменьшив общий объем здания при той же полезной высоте помещения. В конструктивном отношении это покрытие представляет собой ортогональную систему

перекрестных ферм с параллельными поясами и треугольной решеткой. Размер ячейки перекрестной системы $11,2 \times 11,2$ м. В квадраты верхней поясной сетки установлены регулярные балочные ростверки (перекрестные балки) таким образом, что размер ячейки верхней сжатой плоскости покрытия составляет $2,8 \times 2,8$ м, что равномерно распределило нагрузки между ребрами и повысило устойчивость сжатых поясов. При возведении покрытия павильона применили метод монтажа, суть которого состояла в полной сборке несущих конструкций на нулевой отметке и последующего подъема их в проектное положение. Сборку системы выполняли на инвентарных тумбах, установленных в местах пересечения ферм продольного и поперечного направлений и под концевыми участками ферм. Собранный и тщательно проверенный 240-тонный металлический каркас был поднят четырьмя гидравлическими подъемниками в верхнее положение и под него, на заранее подготовленные фундаменты, установлены трубчатые колонны каркаса. Теми же подъемниками всю конструкцию посадили на колонны, затем подъемники демонтировали. Подъем и установка конструкции заняла 3,5 часа [5].



а)



б)

Рис. 5. Павильон «Механизация сельского хозяйства» в Киеве:
а – снимок снаружи; б – то же изнутри

Предлагаемое техническое решение относится к несущим конструкциям, используемым в строительстве универсальных зрелищных сооружений (крытых стадионов или спортивно-концертных комплексов) и трансформации их под различные мероприятия. Его результатом является расширение возможностей функционального применения трансформируемого покрытия, а также облегчение несущих конструкций здания или сооружения под этим покрытием. Такой результат достигается тем, что пространственные конструкции трансформируемого покрытия из перекрестных систем включают две раздвижные створки в плане квадратной формы с угловыми решетчатыми опорами, перемещаемыми на

тележках вдоль длинной оси арены по рельсовым путям в уровне земли (рис. 6). При этом контурные фермы перекрестных систем раздвижных створок по трем наружным кромкам обшиты цилиндрическими оболочками со светопрозрачными фасадными ограждениями, а все ячейки верхних поясных сеток перекрестных систем заполнены диагонально расположенными перекрестными балками, образующими каркасы для светопрозрачных кровельных ограждений [6].

Предлагаемые пространственные конструкции трансформируемого покрытия из двойных систем перекрестных ферм и балок имеют весьма широкий диапазон возможностей функционального применения за счет необходимой и достаточной длины рельсовых путей, позволяющей и приоткрывать частично, и открывать полностью арену. Сами рельсовые пути в уровне земли через тележки угловых решетчатых опор раздвижных створок непосредственно воспринимают все нагрузки и воздействия от трансформируемого покрытия, максимально облегчая несущие конструкции здания или сооружения под покрытием. С одинаковым успехом такое покрытие может быть возведено как над строящимся зданием или сооружением, так и над уже существующим. Кроме того, оно обладает необходимой и достаточной устойчивостью к внезапному лавинообразному (прогрессирующему) обрушению за счет использования систем перекрестных ферм, а диагонально расположенные перекрестные балки способствуют увеличению этой устойчивости.

Повышенная устойчивость имеет определяющее значение в условиях статических и особенно динамических нагрузок, свойственных трансформируемым конструкциям. Крестовые решетки контурных ферм и их опор выполнены однотипно с треугольными решетками перекрестных ферм. С внешних сторон контурные фермы закрыты фартуками из цилиндрических оболочек, конструктивно решенных в виде продолжения кровельного ограждения. Эти оболочки минимизируют воздействия ветровых порывов, препятствуют образованию наледей, а их каркасы повышают боковую жесткость опорного контура. Описанное трансформируемое покрытие позволяет значительно расширить эксплуатационные возможности спортивных объектов, превращая их в многофункциональные комплексы с дополнительными сервисными возможностями вплоть до организации за пределами арены, например, временных крытых автостоянок. При этом вновь возводимые или существующие здания и сооружения не нуждаются в значительных затратах, так как нагрузки и воздействия от покрытия на них передаваться не будут.

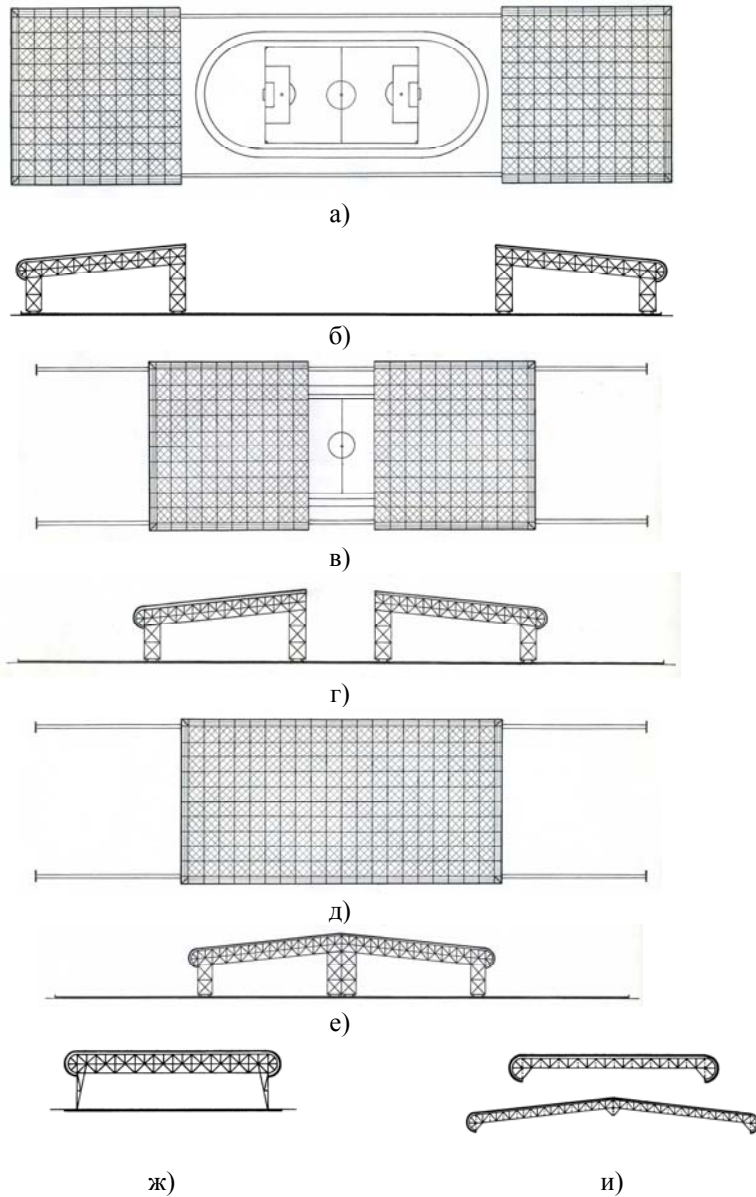


Рис. 6. Схемы конструкций трансформируемого пространственного покрытия из двойных систем перекрестных ферм и балок:

а – вид сверху открытого покрытия; б – вид с продольного торца открытого покрытия; в – вид сверху приоткрытого покрытия; г – вид с продольного торца приоткрытого покрытия; д – вид сверху закрытого покрытия; е – вид с продольного торца закрытого покрытия; ж – вид с поперечного торца покрытия; и – поперечный и продольный разрезы покрытия по внутренним фермам

В состав приведенного трансформируемого покрытия из двойных систем перекрестных ферм и балок включено еще одно предлагаемое техническое решение. Его можно использовано в несущих конструкциях покрытий (перекрытий) зданий и сооружений из стальных перекрестных балок составного сечения или сквозных балок (безраскосных ферм) с использованием пятиугольных и квадратных труб (замкнутых гнутосварных профилей). Задача предлагаемого технического решения заключается в снижении трудоемкости изготовления и монтажа, а также в уменьшении строительной высоты покрытия (перекрытия). Поставленная задача решается за счет того, что в стальной перекрестной конструкции из линейных в плане взаимно пересекающихся несущих элементов последние выполнены в виде балок составного сечения из пятиугольных труб (ГСП) или сквозных балок (безраскосных ферм) из тех же пятиугольных и квадратных труб (ГСП). Верхние и нижние пояса балок составного сечения, а также верхние и нижние пояса сквозных балок (безраскосных ферм) из пятиугольных труб в узлах пересечения сопряжены и сцентрированы в одном уровне (рис. 7). Прерываемые в узлах пересечения пояса одного из направлений пригнаны вплотную к непрерываемым (цельным) поясам другого направления и подкреплены листовыми накладками прямоугольной формы, а стойки сквозных балок (безраскосных ферм) из квадратных труб могут быть расположены относительно поясной сетки перекрестной конструкции ортогонально или диагонально [7].

Предлагаемая стальная перекрестная конструкция является цельно-сварной, выполненной из универсальных, взаимозаменяемых и унифицированных в пересекающихся направлениях элементов. Конструктивно эти элементы, как в балочной, так и ферменной компоновке, оформлены одинаково, что способствует снижению трудоемкости изготовления и монтажа. Несущие элементы в виде балок составного сечения из пятиугольных труб с узловыми сопряжениями в одном уровне обеспечивают минимальную строительную высоту покрытия (перекрытия). Несущие элементы в виде сквозных балок (безраскосных ферм) с поясами из пятиугольных труб и их узловыми сопряжениями в одном уровне также сопровождаются уменьшением строительной высоты. Листовые накладки прямоугольной формы позволяют накладывать сварные швы в самом удобном (нижнем) положении и обеспечивают равнопрочность прерываемых в узлах пересечения поясов с непрерываемыми (цельными) поясами другого направления [8]. Стойки сквозных балок (безраскосных ферм) из квадратных труб выполнены с V-образными вырезами по торцам, что снижает концентрацию напряжений в бесфасоночных узлах, соединяющих их с поясами [9].

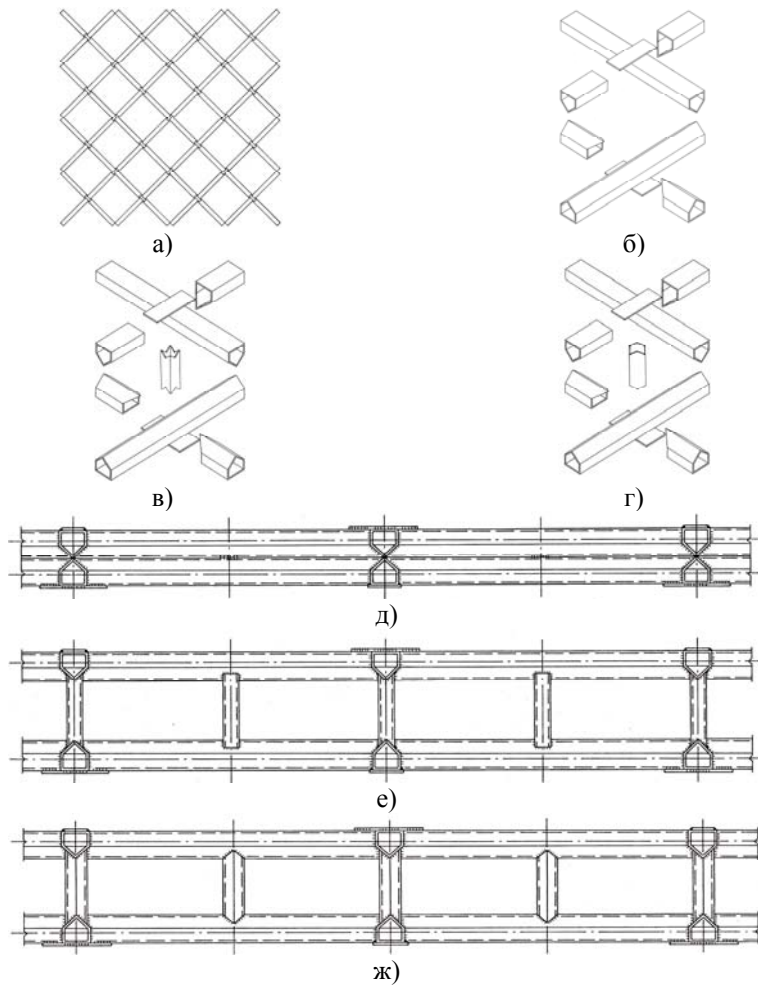


Рис. 7. Схемы стальной перекрестной конструкции:
а – план расположения несущих элементов; б – общий вид узла пересечения балок составного сечения в процессе сборки; в – общий вид узла пересечения сквозных балок (безраскосных ферм) с ортогональной стойкой в процессе сборки; г – общий вид узла пересечения сквозных балок (безраскосных ферм) с диагональной стойкой в процессе сборки; д – разрез несущих элементов, выполненных в виде балок составного сечения из пятиугольных труб; е – разрез несущих элементов, выполненных в виде сквозных балок (безраскосных ферм) с поясами из пятиугольных труб и стойками из квадратных труб, ортогонально расположенных относительно поясной сетки перекрестной конструкции; ж – разрез несущих элементов, выполненных в виде сквозных балок (безраскосных ферм) с поясами из пятиугольных труб и стойками из квадратных труб, диагонально расположенных относительно поясной сетки перекрестной конструкции

Рассматриваемое техническое решение стальной перекрестной конструкции включает верхние и нижние поясные элементы из пятиугольных труб длиной на две ячейки поясной сетки. Торцы поясных элементов обработаны для плотного примыкания в узлах пересечения. Плотное примыкание позволяет их обварить, подкрепив при помощи верхних и нижних листовых накладок прямоугольной формы. Верхние накладки по ширине на 20...30 мм уже поясных элементов, а нижние накладки, наоборот, на 20...30 мм шире. В промежутках между узлами пересечения верхние и нижние пояса составных балок соединены друг с другом посредством прерывистых швов, расстояния между которыми в свету не должны превышать $40 i_{\min}$, где $i_{\min}$ – минимальный радиус инерции сечения пятиугольного гнутосварного профиля поясного элемента [10]. В случае сквозных балок (безраскосных ферм) верхние и нижние поясные элементы из пятиугольных труб также длиной на две ячейки поясной сетки соединены друг с другом посредством узловых и рядовых стоек из квадратных труб, расположенных ортогонально, или аналогично – посредством узловых и рядовых стоек из квадратных труб, расположенных диагонально.

Приведенная стальная перекрестная конструкция имеет универсальное техническое решение, а также обладает необходимым и достаточным ресурсом несущей способности для эффективной реализации в самостоятельной каркасной системе. Не менее рациональным может оказаться ее применение в качестве вспомогательной несущей конструкции с повышенной степенью ответственности. Представленная стальная перекрестная конструкция по сути своей также является регулярным балочным ростверком. Если его расположить диагонально, то за счет образования по периметру такого ростверка геометрически неизменяемого очертания из треугольников устойчивость сжатых поясов возрастет еще больше. Материалоемкость диагонально расположенных перекрестных балок можно уменьшить, если выполнить их сквозными из пятиугольных и квадратных труб. Такой итог, в частности, получен при проектировании регулярных балочных ростверков с габаритами 11,2×11,2 м и ячейками 1,98×1,98 м под равномерно распределенную нагрузку интенсивностью 2 кН/м² (таблица 1).

Таблица 1

Расход материала стальных перекрестных конструкций

Сечение, мм	Длина, мм	Кол-во, шт.	Масса, кг				Примечания
			1 м	1шт.	всех	итого	
Стальная перекрестная конструкция из сквозных балок (безраскосных ферм)							
△65×72,33×4×90 (на базе □60×4)	3960	64	6,71	26,57	1700,5	1808,2	Пояса
□60×4	180	89	6,71	0,18	107,7		Стойки
– 4×55	365	25	1,73	0,63	15,75	37,25	Верхние накладки
– 4×75	365	25	2,36	0,86	21,50		Нижние накладки
Всего без учета сварных швов						1845,45	
Сварные швы (1,5 %)						27,68	
Всего с учетом сварных швов						1873,18 (100 %)	
Стальная перекрестная конструкция из несквозных балок составного сечения							
△110×120,54×4×90 (на базе □100×4)	3960	64	10,36	41,03	2626,0	2626,0	Пояса
– 4×90	410	25	2,83	1,16	29,0	70,80	Верхние накладки
– 4×130	410	25	4,08	1,67	41,80		Нижние накладки
Всего без учета сварных швов						2696,80	
Сварные швы (1,5 %)						40,45	
Всего с учетом сварных швов (146,1 %)						2737,25	
Стальная перекрестная конструкция из прокатных (несквозных) балок двутаврового сечения							
I 18Б2	3960	32	18,8	74,45	2382,4	2382,4	Пояса
– 8×70	390	25	4,40	1,72	43,0	110,3	Верхние накладки
– 8×110	390	25	6,91	2,69	67,30		Нижние накладки
Всего без учета сварных швов						2492,70	
Сварные швы (1,5 %)						37,39	
Всего с учетом сварных швов (135,1 %)						2530,09	

Несущие конструкции из двойных систем перекрестных ферм и балок проработаны в рамках выпускной квалификационной работы [11], отмеченной на конкурсе 2015 г. в Волгограде дипломом II степени. Она включает исследование и оптимизацию модулей размерами в плане 112×112 м со светопрозрачным кровельным ограждением, составляющих две зеркально-симметричные половины трансформируемого пространственного покрытия спортивно-концертного комплекса. Ортогональные системы перекрестных стальных ферм образуют пространственно-

стержневые структуры плоской формы с односкатным уклоном 1/10. Поясные сетки включают 10×10 ячеек размерами в осях 11,2×11,2 м. Каждая из ячеек в уровне верхних поясов заполнена диагонально ориентированными структурами (регулярными балочными ростверками) из перекрестных стальных балок (таблица 1), увеличивающими жесткость и устойчивость пространственного покрытия, а также образующими каркасы для кровельного ограждения. Высота перекрестных ферм равна 5,6 м, что составляет 1/20 пролета и обеспечивает оптимальный угол наклона раскосов (45°) треугольных решеток. Перекрестные фермы по периметру опираются на контурные фермы высотой 11,2 м (1/10 пролета), которые имеют угловые опоры с шасси на усиленных железнодорожных колесных парах. Рельсовые пути угловых опор имеют протяженность, необходимую и достаточную для того, чтобы открывать, приоткрывать или закрывать трансформируемое покрытие. Крестовые решетки контурных ферм и их опор решены однотипно с решетками перекрестных ферм. С внешних сторон контурные фермы закрыты фартуками из цилиндрических оболочек радиусом 5,6 м, конструктивно решенными в виде продолжения кровельного ограждения. Полученные результаты подтвердили рациональность новых технических решений и перспективность их применения в практике проектирования и строительства зданий и сооружений различного назначения, а также реконструкции и модернизации существующих объектов.

Литература

- [1] Спортивный интерес. Ледовый дворец [Электронный ресурс] / [М. Корсакова, А. Тимошина] // Domus (Архитектура). – 2011. – № 29(02). – Режим доступа: http://vgip.ru/files/publication/ledovii_dvorec.pdf (06.06.2016). – Название с экрана.
- [2] Ружанский И. Л. Конструктивные особенности несущих металлоконструкций покрытия для аэровокзального комплекса «Внуково-1» в Москве / И. Л. Ружанский, Д. Л. Мосягин // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – № 5. – С. 6–8.
- [3] Марутян А. С. Легкие металлоконструкции из перекрестных систем / А. С. Марутян // Пятигорский государственный технологический университет. – Пятигорск : РИА КМВ, 2009. – 348 с.
- [4] А.с. 1218020 СССР, МКИ Е 04 В 7/10. Сборная пространственная оболочка покрытия / И. Г. Цатурян, Г. С. Азизян, А. А. Тарханян, Г. Г. Погосян, В. П. Абемян, В. А. Баласанян. – № 3778263 ; заявл. 01.08.1984 ; опубл. 15.03.1986, Бюл. № 10. – 2 с. : ил.

- [5] Конструктивные решения зданий и сооружений / [В. С. Волга, И. П. Гордеев, С. Б. Дехтяр и др.] – Киев : Будівельник, 1985. – 120 с.
- [6] Пат. 146795 Российская Федерация, МПК Е 04 В 7/16. Пространственные конструкции трансформируемого покрытия из перекрестных систем / А. С. Марутян. – № 2014120019 ; заявл. 19.05.2014 ; опубл. 20.10.2014, Бюл. № 29. – 1 с. : ил.
- [7] Пат. 148108 Российская Федерация, МПК Е 04 В 5/10. Стальная перекрестная конструкция / А. С. Марутян. – № 2014120842 ; заявл. 22.05.2014 ; опубл. 27.11.2014, Бюл. № 33. – 1 с. : ил.
- [8] Марутян А. С. Узловые сварные соединения перекрестных стержневых элементов и их расчет / А. С. Марутян // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – № 4. – С.77–82.
- [9] Зинькова В. А. Исследование напряженно-деформированного состояния бесфасоночных узлов трубчатых ферм / В. А. Зинькова, Н. В. Солодов // Современные проблемы науки и образования. – Пенза : Издательский дом «Академия Естествознания». – 2013. – № 6. – С. 205–212.
- [10] СНиП II-23.81*. Стальные конструкции. – Офиц. изд. – М. : ОАО «ЦПП», 2008. – С. 11, п. 5.7. – (Строительные нормы и правила СССР).
- [11] Марутян А. С. Трансформируемое покрытие спортивно-концертного комплекса из перекрестных ферм типа «Пятигорск» / А. С. Марутян, М. В. Гордеева // Материалы 2-й ежегодной научно-практической конференции преподавателей, студентов и молодых ученых СКФУ «Университетская наука – региону» (в 2 т.). – Пятигорск : СКФУ, 2014. – Т. II. – С. 53–59.

Надійшла до редколегії 24.06.2016 р.

УДК 624.023.87(088.8)

Управляемые конструкции пространственных покрытий из перекрестных систем Часть 1

Марутян А.С., к.т.н.

Филиал Северо-Кавказского федерального университета в г. Пятигорске,
Российская Федерация

Анотація. Показано, що управління параметрами несучих конструкцій будівель і споруд є тим інструментом, за допомогою якого можна покращувати їх фізико-механічні властивості (міцність, жорсткість, стійкість, надійність, сейсмостійкість тощо), а також техніко-економічні характеристики (витрата конструкційного матеріалу, трудомісткість, вартість, екологічність, транспортабельність, терміновість тощо). Наведено методику управління напружено-деформованим станом легких металевих конструкцій з перехресних систем. Її суть полягає в переході опорних вузлів контурних ферм від шарнірних до жорстких кріплень з регульованими реактивними (опорними) моментами за рахунок попереднього напруження. Таке регулювання супроводжується досить значним зменшенням прогинів та істотним зниженням витрати конструкційного матеріалу.

Аннотация. Показано, что управление параметрами несущих конструкций зданий и сооружений является тем инструментом, при помощи которого можно улучшать их физико-механические свойства (прочность, жесткость, устойчивость, надежность, сейсмостойкость и т. п.), а также технико-экономические характеристики (расход конструкционного материала, трудоемкость, стоимость, экологичность, транспортабельность, срочность и т. п.). Приведена методика управления напряженно-деформированным состоянием легких металлических конструкций из перекрестных систем. Ее суть заключается в переходе опорных узлов контурных ферм от шарнирных к жестким креплениям с регулируемыми реактивными (опорными) моментами за счет предварительного напряжения. Такое регулирование сопровождается весьма значительным уменьшением прогибов и существенным снижением расхода конструкционного материала.

Abstract. It is shown that parameter control of load bearing structures of buildings and installations is a tool to improve their mechanical properties (strength, stiffness, stability, reliability, seismic resistance, etc.), as well as technical and economic characteristics (expenditure of structural material, labour intensity, cost, environmental friendliness, portability, maturity, etc.). The technique is presented for control of the stress-strain state of light metal structures from cross-systems. Its essence is to move the support units of contour trusses from hinged fastening to rigid attachment with adjustable jet (reference) moments due to pre-stressing. Such adjustment is accompanied by a very significant reduction of deflections and a significant reduction in consumption of construction material.

Ключевые слова: управление, регулирование, напряженно-деформированное состояние, легкие металлические конструкции, перекрестные системы.

Управление параметрами несущих конструкций зданий и сооружений преследует цель улучшать их физико-механические свойства (прочность, жесткость, устойчивость, надежность, сейсмостойкость и т. п.), а также технико-экономические характеристики и свойства (расход конструкционного материала, трудоемкость, стоимость, экологичность, транспортабельность, срочность и т. п.) [1, 2]. Разработка и развитие подобных конструкций требуют системного подхода, результатами которого становятся весьма гармоничные образцы, такие как пространственно-стержневые (кристаллические) структурные плиты покрытий или перекрытий [3, 4]. Разновидностью отмеченных структур являются легкие металлические конструкции комплектной поставки с использованием перекрестных систем из гнутосварных профилей (рис. 1) [5, 6].

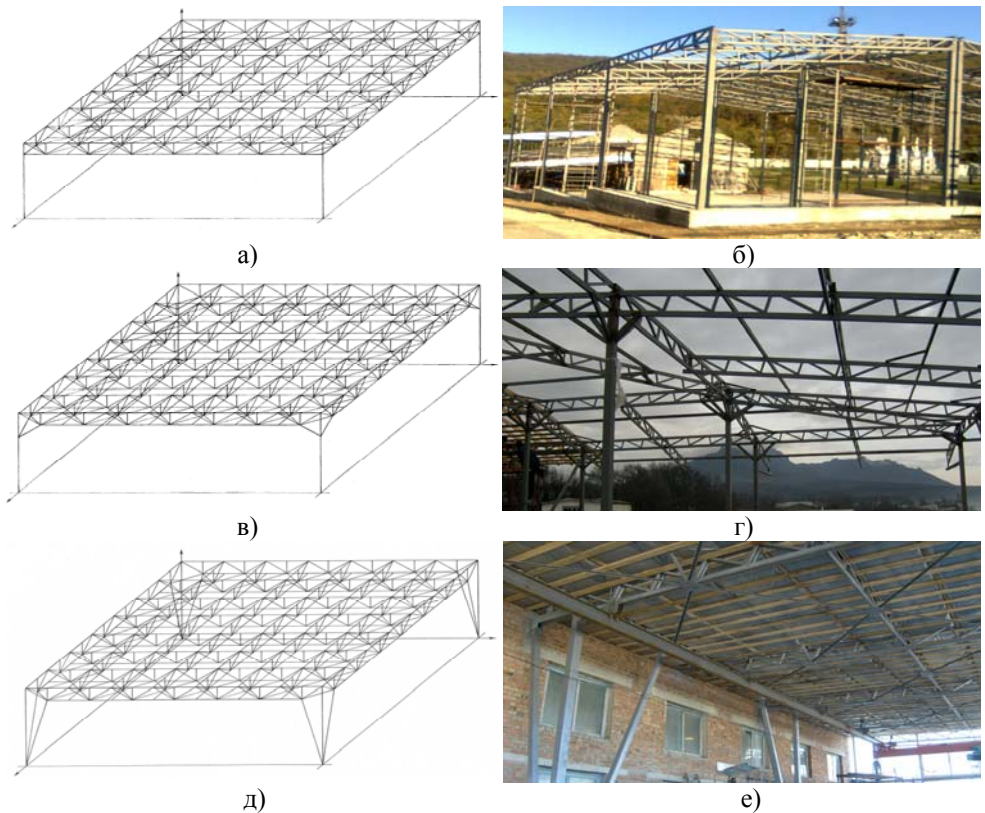


Рис. 1. Расчетная схема и снимок пространственного покрытия из перекрестной системы с приопорными панелями нижних поясов контурных ферм (а, б); расчетная схема и снимок пространственного покрытия из перекрестной системы с подкосами контурных ферм (в, г); расчетная схема и снимок пространственного покрытия из перекрестной системы с наклонными ветвями V-образных колонн (д, е)

Для повышения степени унификации несущих элементов перекрестных систем управление их параметрами можно реализовывать при помощи технического решения, в котором площади сечения поясов контурных несущих элементов $A_{\hat{E}}$ и площади сечения поясов внутренних несущих перекрестных элементов $A_{\hat{A}}$ связаны соотношением:

$$\dot{A}_{\hat{E}} / \dot{A}_{\hat{A}} = 0,5n \dots 0,5(n+2), \quad (1)$$

где n – число членений несущими элементами стороны плана покрытия на одинаковые или почти одинаковые отрезки, $4 \leq n$ [7].

Приведенное решение эффективно нивелирует напряженно-деформированное состояние за счет перераспределения усилий во внутренних несущих элементах, но оставляет значительную разницу относительно контурных. Так, $\dot{A}_{\hat{E}} / \dot{A}_{\hat{A}} = 2 \dots 3$ уже при $n \times n = 4 \times 4$ и $\dot{A}_{\hat{E}} / \dot{A}_{\hat{A}} = 3,5 \dots 4,5$ при $n \times n = 7 \times 7$. Поэтому дальнейшее управление возможно при помощи колонн переменной жесткости или другого технического решения, например, опорных (карнизных) узлов с регулируемым предварительным напряжением. Суть подобного решения заключается в перераспределении реактивных (опорных) и пролетных моментов контурных несущих элементов перекрестных систем (рис. 2) [8], что условно можно представить в следующем виде:

- $M_R = 0$ при $M = M_{\max}$;
- $M_R = -M_{\max} / 4$ при $M = 3M_{\max} / 4$;
- $M_R = -M_{\max} / 2$ при $M = M_{\max} / 2$;
- $M_R = -3M_{\max} / 4$ при $M = M_{\max} / 4$;
- $M_R = -M_{\max}$ при $M = 0$,

где M_R – реактивный (опорный) момент; M – пролетный момент; $M_{\max}$ – наибольший (балочный) момент.

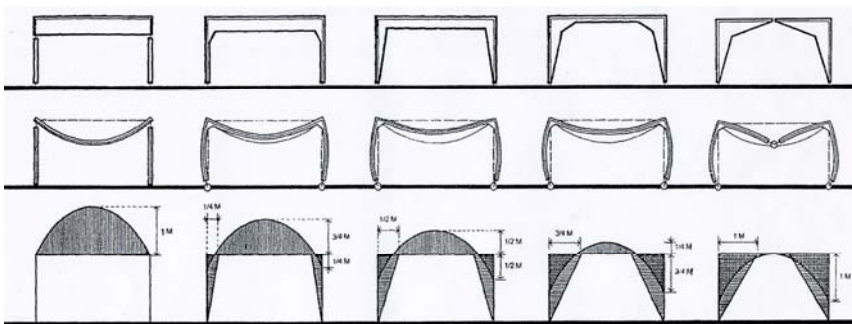


Рис. 2. Схемы управления параметрами несущих конструкций с перераспределением реактивных и пролетных моментов

Для контурных ферм (элементов) перекрестных систем с количеством ячеек $4 \times 4 \leq n \times n$ (рис. 3) применим балочный аналог с линейной нагрузкой q , распределенной параболически по всей длине пролета l [9]:

— при шарнирных опорах [10]:

$$0 \leq z \leq l, q_z = 4qz(l-z)/l^2, Q = (ql/3)(1 - 6z^2/l^2 + 4z^3/l^3),$$

$$M = (ql^2/3)(z/l - 2z^3/l^3 + z^4/l^4), \quad (2)$$

$$z = l/2, M_{\max} = 5ql^2/48, f_{\max} = 61ql^4/(5760EI), \quad (3)$$

$$z = 0, Q = ql/3, z = l, Q = -ql/3; \quad (4)$$

— при жестких опорах [9, 10]:

$$z = 0, Q = ql/3, z = l, Q = -ql/3, \quad (5)$$

$$z = 0 \text{ и } z = l, M_R = -ql^2/15, \quad (6)$$

$$z = l/2, M_{\max} = 3ql^2/80,$$

$$f = f_{\max} - (M_R + M_R)l^2/(16EI) = 61ql^4/(5760EI) -$$

$$-(ql^2/15 + ql^2/15)l^2/(16EI) = 13ql^4/(5760EI), \quad (7)$$

где z – координата рассматриваемого сечения балочного аналога;
 q_z – интенсивность параболической нагрузки в сечении с координатой z ;
 Q – поперечная сила; f и $f_{\max}$ – прогиб и наибольший прогиб балочного аналога; E – модуль продольной упругости конструкционного материала;
 I – момент инерции сечения.

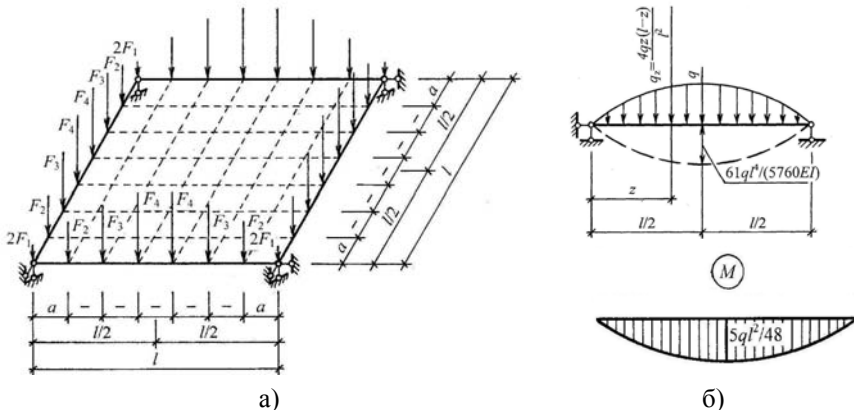


Рис. 3. Расчетные схемы контурных элементов (ферм) перекрестной системы (а) и их балочного аналога (б)

Из сравнения формул (3) и (7) видно, что с заменой шарнирных опор на жесткие при прочих равных условиях прогиб уменьшается в $61/13=4,69$ раза, то есть во столько же раз увеличивается жесткость (одно из важнейших механических свойств несущих конструкций). Определенный практический интерес представляет изменение прогибов при переходе на жесткие опоры с регулируемыми реактивными моментами:

1. $M_R = 0$,

$$f = 61ql^4 / (5760EI) = ql^4 (94,43EI); \quad (8)$$

2. $M_R = -M_{\max} / 4 = -(5ql^2 / 48) / 4 = -5ql^2 / 192$,

$$\begin{aligned} f &= f_{\max} - (M_R + M_R)l^2 / (16EI) = \\ &= 61ql^4 / (5760EI) - (15ql^2 / 192 + 15ql^2 / 192)l^2 / (16EI) = \\ &= 507ql^4 / (69120EI) = ql^4 / (136,3EI), \end{aligned} \quad (9)$$

то есть прогиб уменьшается в $136,3/94,43 = 1,44$ раза;

3. $M_R = -M_{\max} / 2 = -(5ql^2 / 48) / 2 = -5ql^2 / 96$,

$$\begin{aligned} f &= f_{\max} - (M_R + M_R)l^2 / (16EI) = \\ &= 61ql^4 / (5760EI) - (ql^2 / 96 + ql^2 / 96)l^2 / (16EI) = \\ &= 47ql^4 / (11520EI) = ql^4 / (245,1EI), \end{aligned} \quad (10)$$

то есть прогиб уменьшается в $245,1/94,43 = 2,59$ раза;

4. $M_R = -3M_{\max} / 4 = -3(5ql^2 / 48) / 4 = -15ql^2 / 192$,

$$\begin{aligned} f &= f_{\max} - (M_R + M_R)l^2 / (16EI) = \\ &= 61ql^4 / (5760EI) - (15ql^2 / 192 + 15ql^2 / 192)l^2 / (16EI) = \\ &= 57ql^4 / (69120EI) = ql^4 / (1213EI), \end{aligned} \quad (11)$$

то есть прогиб уменьшается в $1213/94,43 = 12,8$ раза;

5. $M_R = -M_{\max} = -5ql^2 / 48$,

$$\begin{aligned} f &= f_{\max} - (M_R + M_R)l^2 / (16EI) = \\ &= 61ql^4 / (5760EI) - (5ql^2 / 48 + 5ql^2 / 48)l^2 / (16EI) = \\ &= -7ql^4 / (2880EI) = -ql^4 / (411,4EI), \end{aligned} \quad (12)$$

то есть вместо прогиба имеет место выгиб в обратном направлении, который по абсолютной величине в $411,4/94,43 = 4,35$ раза меньше «эталонного» прогиба (прогиба при шарнирных опорах).

Полученные соотношения прогибов весьма показательно подтверждают эффективность приведенного метода управления. Однако их выкладки сделаны при допущении неизменности изгибной жесткости ($EI = const$). Поэтому для уточнения жесткостных параметров необходимо после статического расчета сделать подбор сечений контурных элементов перекрестных систем. Такой подбор позволяет попутно оценить, каким образом описываемое управление отражается на материалоемкости (металлоемкости), которая относится к числу наиболее важных технико-экономических характеристик несущих конструкций зданий и сооружений. В качестве базового объекта целесообразно принять расчет и проектирование здания-модуля с количеством ячеек $n \times n = 7 \times 7$ и размерами в плане $l \times l = 42 \times 42$ м ($a \times a = 6 \times 6$ м – размеры ячеек) [11].

При управлении параметрами легких металлических конструкций здания-модуля за счет варьирования абсолютных величин реактивных моментов ($M_R = 0$, $M_R = -M_{\max}/4$, $M_R = -M_{\max}/2$, $M_R = -3M_{\max}/4$, $M_R = -M_{\max}$) приняты следующие допущения:

- полная нагрузка составляет $p = 0,320$ тс/м² и включает постоянную нагрузку $p_g = 0,140$ тс/м², а также временную (снеговую) – $s_g = 0,180$ тс/м² (III снеговой район);
- контурные фермы на монтаже собирают при помощи болтовых стыков из отправочных марок длиной, равной размеру ячеек перекрестной системы ($a = 6$ м);
- подбор сечений поясных элементов контурных ферм ограничен квадратными гнутосварными профилями из сортамента, использованного в базовом объекте;
- в качестве «эталонного» варианта для сравнения приняты контурные фермы с шарнирными опорами ($M_R = 0$).

Некоторые результаты статического расчета и подбора сечений представлены на рис. 4 и в таблице 1, где приведены итоговые значения усилий от совместного действия предварительного напряжения и полной нагрузки, а в скобках указаны итоговые значения усилий от совместного действия предварительного напряжения и постоянной нагрузки.

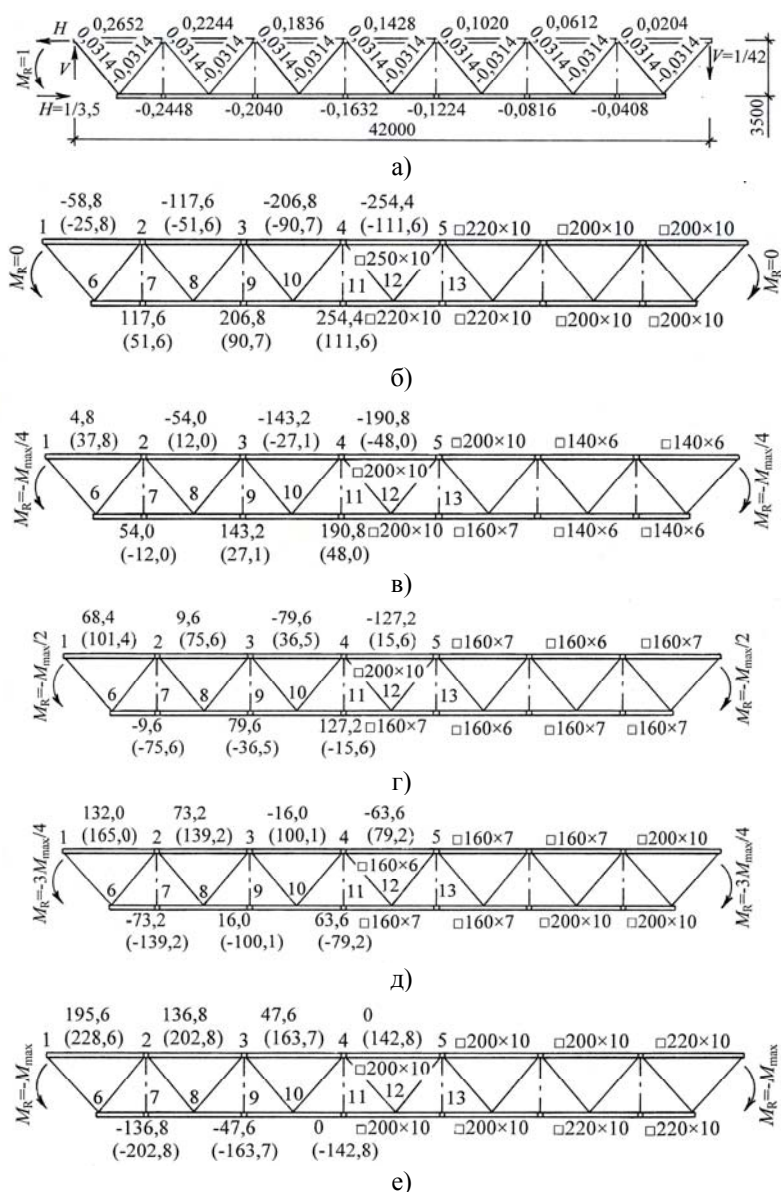


Рис. 4. Схемы контурных ферм перекрестной системы с результатами статического расчета и подбора сечений при действии реактивных (опорных) моментов: а – $M_R = 1$; б – $M_R = 0$; в – $M_R = -M_{\max}/4$; г – $M_R = -M_{\max}/2$;

д – $M_R = -3M_{\max}/4$; е – $M_R = -M_{\max}$ (знак минус соответствует сжимающим усилиям; размерность усилий – тс; в скобках указаны итоговые значения усилий от совместного действия предварительного напряжения и постоянной нагрузки)

Таблица 1

Расчет массы поясных элементов контурных ферм

Момент	Пояса	№ элемента	Сечение, мм	Длина, мм	Кол-во, шт.	Масса, кг			
						1 м	эле-мента	всех эле-ментов	поя-сов
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$M_R=0$	Верх-ний	1-2	□200×10	6000	2	56,20	337,2	674,4	4667 (100%)
		2-3	□200×10	6000	2	56,20	337,2	674,4	
		3-4	□220×10	6000	2	62,50	375,0	750	
		4-5	□250×10	6000	1	71,90	431,4	431,4	
	Ниж-ний	6-7	□200×10	3000	2	56,20	168,6	337,2	
		7-8-9	□200×10	6000	2	56,20	337,2	674,4	
		9-10-11	□220×10	6000	2	62,50	375,0	750	
		11-12-13	□220×10	6000	1	62,50	375,0	375	
$M_R=-M_{\max}/4$	Верх-ний	1-2	□140×6	6000	2	25,24	151,44	302,88	3184 (68,2%)
		2-3	□140×6	6000	2	25,24	151,44	302,88	
		3-4	□200×10	6000	2	56,20	337,2	674,4	
		4-5	□200×10	6000	1	56,20	337,2	337,2	
	Ниж-ний	6-7	□140×6	3000	2	25,24	75,72	151,44	
		7-8-9	□160×7	6000	2	33,63	201,78	403,56	
		9-10-11	□200×10	6000	2	56,20	337,2	674,4	
		11-12-13	□200×10	6000	1	56,20	337,2	334,2	
$M_R=-M_{\max}/2$	Верх-ний	1-2	□160×7	6000	2	33,63	201,78	403,56	2593 (55,6%)
		2-3	□160×6	6000	2	29,01	174,06	348,12	
		3-4	□160×7	6000	2	33,63	201,78	403,56	
		4-5	□200×10	6000	1	56,20	337,2	337,2	
	Ниж-ний	6-7	□160×7	3000	2	33,63	100,89	201,78	
		7-8-9	□160×6	6000	2	29,01	174,06	348,12	
		9-10-11	□160×6	6000	2	29,01	174,06	348,12	
		11-12-13	□160×7	6000	1	33,63	201,78	201,78	
$M_R=-3M_{\max}/4$	Верх-ний	1-2	□200×10	6000	2	56,20	337,2	674,4	3002 (64,3%)
		2-3	□160×7	6000	2	33,63	201,78	403,56	
		3-4	□160×7	6000	2	33,63	201,78	403,56	
		4-5	□160×6	6000	1	29,01	174,06	174,06	
	Ниж-ний	6-7	□200×10	3000	2	56,20	168,6	337,2	
		7-8-9	□160×7	6000	2	33,63	201,78	403,56	
		9-10-11	□160×7	6000	2	33,63	201,78	403,56	
		11-12-13	□160×7	6000	1	33,63	201,78	201,78	
$M_R=-M_{\max}$	Верх-ний	1-2	□220×10	6000	2	62,50	375,0	750	4497 (96,4%)
		2-3	□200×10	6000	2	56,20	337,2	674,4	
		3-4	□200×10	6000	2	56,20	337,2	674,4	
		4-5	□200×10	6000	1	56,20	337,2	337,2	
	Ниж-ний	6-7	□220×10	3000	2	62,50	187,5	375,0	
		7-8-9	□200×10	6000	2	56,20	337,2	674,4	
		9-10-11	□200×10	6000	2	56,20	337,2	674,4	
		11-12-13	□200×10	6000	1	56,20	337,2	337,2	

Как видно, минимальный расход конструкционного материала имеет место, когда посредством предварительного напряжения величина максимального балочного момента перераспределяется между опорами и пролетом поровну. При этом следует заметить, что экономический эффект может оказаться более весомым с расширением сортамента сечений за счет ГОСТ Р 54157-2010 «Трубы стальные профильные для металлоконструкций».

Подобранные сечения поясных элементов позволяют уточнить жесткостные характеристики контурных ферм перекрестной системы и вычислить значения их прогибов $f_{\hat{E}}$ в середине пролета [12]:

$$f_{\hat{E}} = k_{fu} k_{fp} f / k_I, \quad (13)$$

где k_{fu} – коэффициент влияния податливости монтажных соединений, при монтаже на болтах $k_{fu} = 1,1$; k_{fp} – коэффициент влияния податливости решетки фермы,

$$k_{fp} = 1 + 2,4h/l = 1 + 2,4 \times 3,5/42 = 1,2;$$

f – соответствующее значение прогиба балочного аналога, вычисленное по одной из формул (8), (9), (10), (11) или (12); k_I – коэффициент влияния изменения сечений по длине поясов ферм,

$$k_I = (\Sigma(I_i l_i)_{\hat{A}\hat{I}} + \Sigma(I_i l_i)_{\hat{I}\hat{I}}) / (I_{\max \hat{A}\hat{I}} l_{\hat{A}\hat{I}} + I_{\max \hat{I}\hat{I}} l_{\hat{I}\hat{I}}); \quad (14)$$

$I_{i\hat{A}\hat{I}}$ и $I_{i\hat{I}\hat{I}}$ – моменты инерции сечений i -ой панели соответственно верхнего и нижнего поясов; l_i – длина i -ой панели пояса; $I_{\max \hat{A}\hat{I}}$ и $I_{\max \hat{I}\hat{I}}$ – наибольшие моменты инерции сечений соответственно верхнего и нижнего поясов; $l_{\hat{A}\hat{I}}$ и $l_{\hat{I}\hat{I}}$ – длины соответственно верхнего и нижнего поясов.

Вычисленные значения прогибов собраны в таблице 2, где знак минус обозначает не прогиб, но выгиб. Здесь перераспределение за счет предварительного напряжения величины максимального балочного момента между опорами и пролетом поровну отличается не только минимальной материалоемкостью, но и уменьшением прогиба в середине пролета более чем на одну треть.

Таблица 2

Значения прогибов контурных ферм			
Реактивный момент	Прогиб, $f_{\bar{E}}$		
	мм	$f_{\bar{E}} / l$	%
$M_R = 0$	275,9	1/152,2	100
$M_R = -M_{\max} / 4$	287,8	1/145,9	104,3
$M_R = -M_{\max} / 2$	168,2	1/249,7	61,0
$M_R = -3M_{\max} / 4$	27,09	1/1550	9,82
$M_R = -M_{\max}$	-56,45	-1/744,0	-20,5

Выводы

1. Управление параметрами легких металлических конструкций из перекрестных систем весьма перспективно и может сопровождаться качественным и количественным улучшением их физико-механических свойств и технико-экономических характеристик.
2. Переход от шарнирных опираний к жестким в перекрестных системах с количеством ячеек $n \times n = 7 \times 7$ ($4 \times 4 \leq n \times n$) обеспечивает минимальный расход конструкционного материала, когда посредством предварительного напряжения величина максимального балочного момента перераспределяется между опорами и пролетом поровну.
3. Переход от шарнирных опираний перекрестных систем к жестким максимально разгружает фундаменты и основания (или другие опорные конструкции), так как жесткие закрепления опорных конструкций (колонн), сосредоточенные в фундаментах, можно перенести и рассредоточить в несущих конструкциях покрытий и перекрытий.
4. Дальнейшим этапом разработки управляемых конструкций должно стать экономичное, но надежное техническое решение предварительного напряжения опорных (карнизных) узлов контурных ферм перекрестных систем.

Литература

- [1] Абовский Н. П. Управляемые конструкции : учебное пособие / Н. П. Абовский; КрасГАСА. – Красноярск, 1998. – 433 с.
- [2] Перельмутер А. В. Управление поведением несущих конструкций / А. В. Перельмутер. – М. : Издательство АСВ, 2011. – 183 с.
- [3] Трофимов В. И. Структурные конструкции (исследование, расчет, проектирование) / В. И. Трофимов, Г. Б. Бегун. – М. : Стройиздат, 1972. – 272 с.

- [4] Трофимов В. И. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений : учебное пособие / В. И. Трофимов, А. М. Каминский. – М. : Издательство АСВ, 2002. – 576 с.
- [5] Марутян А. С. Разработка и исследование управляемых металлических конструкций нового поколения / А. С. Марутян // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – № 5. – С. 75–83.
- [6] Павленко Ю. И. Использование уравнений математической физики при исследовании динамических характеристик металлоконструкций / Ю. И. Павленко, И. М. Першин, А. С. Марутян // Материалы Международной молодежной научной конференции «Математическая физика и ее приложения» (МФП-2012) : в 5 т. – Пятигорск : СКФУ, 2012. – Т. 2. – С. 106–111.
- [7] А.с. 992689 СССР, МКИ Е 04 В 7/10. Пространственное покрытие / В. А. Аденский, М. Л. Гринберг, А. Я. Прицкер, В. Н. Шимановский, В. И. Трофимов, Б. А. Штепа, И. Л. Пименов, В. К. Чаадаев. – № 3313163/29-33; заявл. 03.06.1982 ; опубл. 30.01.1983, Бюл. № 4. – 3 с. : ил.
- [8] Atlante delle Strutture / Heino Engel and Hatje Cantz Verlag – Union Tipografico-Editrice Torinese, Torino, 2001. – P. 178–179.
- [9] Справочник по сопротивлению материалов / [Отв. ред. Писаренко Г. С.] – Киев : Наукова думка, 1988. – С. 130, 299, 353.
- [10] Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический : в 2 кн. / [Под ред. А. А. Уманского]. – М. : Стройиздат, 1972. – Кн. 1. – С. 389.
- [11] Марутян А. С. Легкие металлоконструкции из перекрестных систем / А. С. Марутян ; Пятигорский государственный технологический университет. – Пятигорск : РИА КМВ, 2009. – 348 с.
- [12] Марутян А. С. Приближенный расчет перекрестных систем на статические воздействия / А. С. Марутян, Ю. И. Павленко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – № 4. – С. 14–20.

Надійшла до редколегії 18.07.2016 р.



КИЕВ, БАШНЯ, ШУМИЦКОМУ... (к 100-летию со дня рождения)

Олег Иванович Шумицкий родился 17(30) июня 1916 года в г. Черкассы в семье врача. У его родителей, Ивана Александровича и Марии Александровны Шумицких, было шестеро детей: три дочери и три сына, младшим из которых был Олег. С ранних лет он приобщился к труду. После окончания семилетней трудовой школы в 1931 году он поступил на работу в школу ФЗУ Укрполиграфтреста в г. Киеве учеником печатника. С 1932 по 1935 год он работал в этой школе печатником, а затем инструктором.

Работая в школе, О. И. Шумицкий подготовился к вступительным экзаменам в Киевский инженерно-строительный институт, успешно их сдал и был зачислен студентом. С 1935 по 1940 год он прошел обучение в институте по специальности "Промышленное и гражданское строительство". В это время кафедру металлических конструкций возглавлял проф. Н. Д. Жудин, кафедру железобетонных конструкций – проф. В. Н. Ярин, кафедру строительной механики – проф. Н. В. Корноухов. Дипломный проект из-за болезни О. И. Шумицкий защитил несколько позже – в марте 1941 года. Диплом ему подписал проф. Ф. П. Белянkin как председатель Государственной экзаменационной комиссии.

После окончания института О. И. Шумицкий был направлен как молодой специалист в Новосибирск на строительство комбината № 179 Наркомата боеприпасов СССР, где работал строительным мастером до июня 1942 года. Затем он добровольно ушел на фронт и был командиром взвода саперов в дивизии добровольцев-сибиряков, участвуя в боях на Западном и Калининском фронтах. За боевые заслуги в мае 1943 года он был награжден орденом "Красная звезда". В августе 1943 года Олег Иванович получил слепое осколочное ранение в коленный сустав и был на излечении сначала во фронтовом госпитале, а позже в тыловом госпитале в г. Кстово Горьковской области. Стальной осколок врезался в колено, и

врач фронтового госпиталю, измученный бесчисленными операциями, предложил короткий путь: "Мы вас быстро поставим на ноги!". "Как это быстро? – поинтересовался Шумицкий. "А вот так – отрежем сухожилия, откроем чашечку, вытащим осколок и чашечку закроем. Но всю жизнь у вас будет анкилоз – неподвижный сустав". О. И. Шумицкий отказался от быстрой и простой операции. На его счастье, в тыловом госпитале ему встретился хирург Марков. Он сделал десятки рентгеновских снимков, тщательно все взвесил и нашел правильный вариант: сделал специальный инструмент и вытащил осколок. Сказал после операции: "Теперь ваша задача – разрабатывать ногу, чтобы восстановить все функции". Благодаря талантливому хирургу Маркову Олег Иванович начал заниматься физкультурой и даже бравировал этим. Работая в двух километрах от дома, он в обеденный перерыв бегал (в прямом смысле) домой обедать и с обеда на работу не опаздывал. Когда институт перебазировался на левый берег Днепра, с ранней весны и до поздней осени он в обеденный перерыв ездил в Гидропарк искупаться, после чего демонстративно сушил плавки на радиаторе в своем рабочем кабинете.

Война жестоко обошлась с семьей Шумицких: оба родных брата Олега Ивановича погибли в первые годы войны.

После тылового госпиталя в октябре 1943 года как ограничено-годный по ранению О. И. Шумицкий был направлен на работу в Телавское пехотное училище, где преподавал военно-инженерное дело до сентября 1945 года.

Демобилизовавшись, О. И. Шумицкий поехал в Москву и обратился в трест "Проектстальконструкция" с просьбой о трудоустройстве. Управляющий трестом Николай Прокофьевич Мельников был в это время в отпуске. Главный инженер треста Владимир Михайлович Вахуркин, узнав, что Олег Иванович – киевлянин, дал ему направление на работу в недавно созданное в Киеве Особое проектное бюро №3 по восстановлению разрушенных мостов и других инженерных сооружений Украины. Начальником бюро в это время был Борис Павлович Петров.

Олег Иванович вспоминал: "В ноябре 1945 года я приехал в Киев и стал разыскивать на Подоле эту таинственную организацию. Она представлялась мне с большой солидной вывеской, с вооруженной охраной при входе, с множеством чертежных столов, оснащенных современными кульманами. Однако ничего подобного я не увидел. С большим трудом, в одном из трехэтажных жилых домов на Андреевской улице, я нашел ничем не примечательное помещение на первом этаже. В тамбуре трудился сапожник, за ним открывалась большая комната с тремя разнокалиберными столами, стульями и табуретками. В глубине комнаты была легкая перегородка – как я узнал, место проживания монтажника

Леонида Борисовича Полякова и его молодой жены. Так, под стук сапожного молотка, я был зачислен с 1-го декабря 1945 года в штат Особого бюро на должность инженера-конструктора."

С первых дней О. И. Шумицкий продемонстрировал инженерную грамотность и способность работать в коллективе. Уже в апреле 1946 года он был переведен на должность главного инженера проектов. Первой самостоятельной работой О. И. Шумицкого было восстановление разрушенного моста через реку Днестр в Залещиках Тернопольской области. Затем было много других работ, с которыми молодой главный инженер проектов успешно справился.

В это время приобрела остроту проблема восстановления в Киеве Наводницького моста через р. Днепр. Металлический мост, одним из авторов которого был В. М. Вахуркин, начал строиться в этом месте до войны. Частично были возведены опоры на кессонных основаниях и начат монтаж пролетных строений. Это были решетчатые клепаные фермы небольшого пролета с параллельными поясами, поставляемые россыпью на монтаж. Они были подорваны отступающими немецкими войсками.

На стадии технического проекта были разработаны различные варианты восстановления пролетных строений моста, в основном, по традиционным схемам. По инициативе выдающегося мостовика и крупнейшего специалиста по сварке металлов Евгения Оскаровича Патона был представлен вариант сварных пролетных строений. Руководство проектированием нового Наводницького моста взял на себя О. И. Шумицкий, назначенный в октябре 1948 года начальником проектного бюро.

Следует подчеркнуть, что к тому периоду, несмотря на большие технико-экономические преимущества, сварное мостостроение не развивалось из-за опасности возникновения трещин в сварных соединениях. Поэтому было необходимо проведение комплекса поисковых работ для создания новой конструктивной формы сооружения и его узлов, новой стали и технологии ее сварки, предотвращающих возникновение хрупких и усталостных трещин. Эти работы взялся провести Институт электросварки Академии наук Украинской ССР под личным руководством его директора Е. О. Патона.

Со стороны московского треста "Проектстальконструкция" Наводницькому мосту также уделялось большое внимание. Куратором проекта моста был назначен начальник мостового отдела треста Глеб Дмитриевич Попов, скептически относившийся к сварному варианту. Противники цельносварного моста были весьма активны. Они оказывали давление на заказчика моста (Министерство коммунального хозяйства) и на вышестоящие партийные органы. В частности, с этой целью были

командированы из Москвы главный технолог Главстальконструкции, куда входил завод-изготовитель, и начальник мостового отдела треста "Проектстальконструкция".

О. И. Шумицкий оказался перед сложным выбором. В конечном счете, вопреки мнению партийных органов и своего руководства, он принял сторону Е. О. Патона. В соответствии с идеей Е. О. Патона, вместо решетчатых разрезных ферм большой высоты для Наводнического моста были запроектированы сплошностенчатые неразрезные балки, с высотой сечения в пределах железнодорожного габарита. Вместо восьми ферм, металл был сосредоточен в четырех главных балках. Система горизонтальных ребер жесткости, технологичных в изготовлении и сварке, позволила достичь рекордной тонкостенности главных балок с концентрацией стали в поясах. Они были рационально усилены вторыми листами над опорами и в пролете. Узлы сварных соединений вертикальных и горизонтальных связей с главными балками были реализованы так, чтобы освободить толстые пояса от опасных сварных примыканий.

Уже в это время у Олега Ивановича сформировался твердый характер. Он не боялся отстаивать свое мнение, невзирая на ранги и авторитеты. В шутку, он говорил: *"Начальством надо руководить"*. Будучи соратником Е. О. Патона, он не всегда соглашался с ним и предлагал альтернативные решения, а Евгений Оскарович относился к идеям О. И. Шумицкого со всей серьезностью.

Вот эпизод из воспоминаний О. И. Шумицкого. Во время проектирования исторического моста врачи прописали Евгению Оскаровичу лесные прогулки. Но в лесу происходили странные вещи. Патон просил водителя отмерить шагами 12 метров. Смотрел и говорил: "Ох, этот Шумицкий! Зачем он убеждает меня, что это допустимо!". При очередной поездке все повторялось, вплоть до восклицания "Ох, уж этот...". Водитель пришел к заведующему отделом Вячеславу Викторовичу Шеверницкому – ему подчинялись молодые сварщики – и сказал, что у Евгения Оскаровича какие-то странности появились. "Как приезжаем в лес, заставляет отмерять 12 метров и ругает какого-то Шумицкого". Шеверницкий поинтересовался – в чем дело? Олег Иванович пояснил: "Да вот, мы спорим по одному вопросу: я, в соответствии с нормами, предложил решить крестовые связи из одного уголка, а Евгений Оскарович настаивает, чтобы сделать более жесткие связи из парных уголков". В результате этих "споров" было принято компромиссное решение – одну диагональ усилить вторым уголком.

Жизнь подтвердила правильность идей Е. О. Патона и его последователя О. И. Шумицкого. Наводнический – первый в мире большой цельносварной мост, теперь по праву носящий имя Е. О. Патона, был введен в эксплуатацию в ноябре 1953 года и успешно эксплуатируется до сих пор.

Проект Наводнического моста предполагалось выдвинуть на соискание Сталинской премии, но сразу после смерти Сталина, последовавшей 5 марта 1953 года, присуждение этих премий было остановлено, а когда она возродилась позже под названием Государственной премии, то время было уже упущено.

После реализации этого проекта вся инженерная деятельность О. И. Шумицкого прошла под девизом: *"Соединения строительных металлоконструкций должны быть сварными"*. Проектирование всех крупных объектов под началом О. И. Шумицкого выполнялось в содружестве с Институтом электросварки имени Е. О. Патона.

Во время переподчинения Института "Проектстальконструкция" Министерству строительства СССР Киевское проектное бюро в связи с ростом численности было вначале (декабрь 1952 года) переименовано в Киевское отделение Проектного института "Проектстальконструкция", а затем (ноябрь 1954 года) в Проектную контору "Проектстальконструкция". В это время самым крупным мостовым сооружением, в проектировании которого О. И. Шумицкий принимал непосредственное участие, стал пешеходный мост через Днепр в г. Киеве. Под руководством О. И. Шумицкого коллективом специалистов проектной конторы был разработан проект висячего моста по схеме $60 + 180 + 60$ м. со сварной балкой жесткости, с двумя спаренными пилонами и Н-образными криволинейными сварными поясами, образующими цепь, на которой висит мост, и передающими распор на главные балки. К сожалению, растянутую цепь перерезать сварными швами не рискнули: ее стыки и присоединение к ней подвесок выполнено на заклепках. Основной пролет – 180 метров – освободил русло Днепра от стесняющих его промежуточных опор.

Открытие моста в 1957 году разрешило проблему переправы отдыхающих на Труханов остров в пляжную зону. Пешеходный мост удачно вписался в днепровские склоны и стал визитной карточкой города.

В 50-е годы в Советском союзе начало бурно развиваться телевидение. В то время единственным средством доставки телевизионного сигнала потребителю был эфир. Поскольку ультракороткие радиоволны можно принимать только в пределах прямой видимости, возникла необходимость в строительстве высоких телевизионных башен. Проектирование телевизионных башен в то время было сосредоточено в Москве в

институте "Проектстальконструкция". Стандартная высота телевизионной башни была установлена на отметке 180 м. Типовой проект башни высотой 180 м. был растиражирован в большинстве крупных городов Советского Союза. И в Киеве тоже. Второй этап развития телевидения заключался в строительстве уникальных телевизионных башен большой высоты в Москве, Ленинграде и в столицах союзных республик.

О. И. Шумицкий увидел в этом заманчивую перспективу создания цельносварных металлических башен. Этой идеей он был одержим. Даже телеграфный адрес Проектной конторы "Проектстальконструкция" был таким: "КИЕВ, БАШНЯ, ШУМИЦКОМУ".

В обход московского руководства он установил контакты с Государственным союзным проектным институтом Министерства связи СССР, который выступал в роли генерального проектировщика, и, предоставив на конкурс эскизный проект, получил заказ на проектирование стальной башни высотой 316 м. (высота Эйфелевой башни) для Ленинградского радиотелевизионного передающего центра.

Лучшие специалисты проектной конторы были привлечены к проектированию Ленинградской башни. То, что башня будет цельносварная, ни у кого сомнения не вызвало. Надо было лишь выбрать конструктивную схему башни и форму сечения элементов. В результате остановились на таком решении. Ствол башни высотой 200 м представлял собой шестигранную решетчатую конструкцию с базой диаметром 60 м. Элементы ствола башни выполнены из труб диаметром до 426 мм. Трубы выбраны как обтекаемые и хорошо работающие на сжатие элементы.

Большое внимание было уделено выбору конструкции узлового соединения. Для возможности применения автоматической сварки стыки поясов были вынесены из узла. А у элементов решетки концы труб заканчивались плоскими фасонками, при помощи которых трубчатые элементы соединялись между собой. Сборка выполнялась на монтажных болтах, а затем фасонки обваривались несущими швами. Переход от трубчатого сечения к фасонке реализовался через толстую заглушку, ее толщина была выбрана на основании результатов серии экспериментальных исследований, выполненных в ИЭС им. Е.О. Патона. Шахта лифтов и антенная часть высотой 101,5 м была осуществлена в форме четырехгранной пирамиды переменного сечения. На протяжении шахты лифтов сквозная четырехгранная пирамида была закрыта панелями, придавшими конструкции форму трубы.

Во время проектирования Ленинградской башни О. И. Шумицкий активно поддержал идею: *"Башни надо монтировать методом подрачивания"*. Это такой метод монтажа, при котором на земле вначале собирается

верхняя часть башни. Затем она в собранном виде несколько поднимается и к ней снизу достраивается следующая часть башни. Процесс продолжается, пока не будет собрана вся башня. Преимущества этого метода состоят в том, что все работы ведутся на земле или на небольшой высоте (это очень важно для выполнения сварки), а недостатки – в том, что недостроенная башня все время должна балансировать на временных опорах. Такие опоры – это сложные и недешевые устройства, которые, в конце концов, придется выбросить.

Пытаясь использовать этот метод для монтажа, О. И. Шумицкий привлек для разработки метода группу молодых специалистов под руководством Леонида Георгиевича Дмитриева, среди которых выделялся автор идеи подращивания, талантливый самоучка Александр Иванович Калинин, имеющий неполное среднее образование, но обладавший опытом подращивания крупного судостроительного эллинга. Группа интенсивно работала и предложила для осуществления подращивания много интересных решений. Тем не менее, ГлавЛенинградстрой на своем техническом совете отклонил метод подращивания, и Ленинградская башня была смонтирована традиционным методом с использованием "ползучих" кранов. Она была завершена строительством в 1962 году. Вес металлоконструкций этой башни составил 1300 т, что в пять с лишним раз меньше, чем у Эйфелевой башни. Конструктивная форма этой башни оказалась весьма эффективной.

Одновременно с проектированием Ленинградской башни в стране решалась задача о строительстве высочайшей в мире (512 м) телевизионной башни для Центрального телевидения. Был объявлен свободный конкурс, в котором наряду с московским институтом Проектстальконструкция приняла участие и Проектная контора "Проектстальконструкция". Конкурировали два основных проекта: мачта с круто падающими оттяжками и поддерживающими их реями московского института "Проектстальконструкция", предложенная Александром Георгиевичем Соколовым, и металлическая решетчатая башня Проектной конторы "Проектстальконструкция", запроектированная под руководством инженера О. И. Шумицкого. Основные конструктивные решения металлической башни были такими же, как у Ленинградской башни, только Ленинградская башня была шестигранной, а Московская – восьмигранной.

Макеты, представленных на конкурс конструкций, были выставлены в московском манеже. Выставку осмотрел Генеральный секретарь ЦК КПСС Н. С. Хрущев. При этом Никита Сергеевич не высказался в пользу какого-либо варианта, но спросил, нельзя ли, чтобы башня была железобетонной (недавно было выпущено постановление ЦК КПСС и Совмина о развитии железобетона).

К участию в конкурсе срочно был подключен вариант: железобетонная башня института "Моспроект", запроектированная под руководством инженера Николая Васильевича Никитина. Естественно, что этот вариант и был утвержден, несмотря на то, что по технико-экономическим показателям выиграла бы металлическая башня, поскольку расход арматуры в железобетонном варианте почти равнялся расходу стали в варианте стальной башни.

В это время Проектная контора "Проектстальконструкция" завоевала авторитет и стала получать заказы на проектирование стальных металлоконструкций для ведущих отраслей народного хозяйства страны. В 1957 году Н. С. Хрущев провел крупную экономическую реформу, в ходе которой Проектная контора "Проектстальконструкция" перешла из союзного подчинения в республиканское – в ведение Министерства строительства УССР. Для Олега Ивановича это переподчинение имело двойственное значение. С одной стороны он избавился от непосредственного руководства Н. П. Мельникова, с которым со времен проектирования моста имени Е. О. Патона были неприязненные отношения. С другой стороны, республиканское подчинение ориентировало Проектстальконструкцию на проектирование объектов на территории Украины и ограничивало ее выход на союзный уровень.

Обходя последнее ограничение, специалисты Проектстальконструкции устанавливали деловые и творческие контакты с коллегами из ведущих технологических проектных организаций страны (Гипромез, Механобрчермет, Аэропроект, Энергосетьпроект, ГСПИ Минсвязи и др.), которые способствовали привлечению Проектстальконструкции в качестве субподрядчика. Эта направленность активно поддерживалась О. И. Шумицким.

Кроме того, Олег Иванович решил извлечь из подчиненности Министерству строительства УССР максимум пользы. Дело в том, что Проектная контора "Проектстальконструкция" была в бедственном положении, не имея производственных площадей. Как известно, вначале она ютилась в однокомнатной квартире. После этого ей неоднократно выделяли различные временные помещения. В 1957 году она занимала несколько комнат по адресу: ул. Крещатик, 5, где раньше был Главпочтамт, а затем ресторан "Столичный". Следующий адрес проектной конторы был "ул. Красноармейская, 13" – пустовавшее в тот момент здание, где ранее размещался Институт киноинженеров, а впоследствии работал магазин "Океан". В это время проектная контора уже работала в две смены. Живя рядом по адресу: ул. Красноармейская, 16, Олег Иванович иногда негласно проверял, работают ли сотрудники до 12 ч. ночи, когда заканчивалась вторая смена.

Мотивируя отсутствием производственных площадей, Олег Иванович добился в Министерстве строительства Украинской ССР выделения финансирования на строительство пятиэтажного дома по адресу: Печерский спуск, 19, в центральной части которого разместились бы производственные помещения, а в боковых крыльях – квартиры для сотрудников. Прорабом на стройку был откомандирован начальник отдела промышленных сооружений № 2 Леонид Алексеевич Ткаченко.

Опасаясь, что во вновь построенный дом могут вселить, кроме Проектстальконструкции, еще какую-нибудь организацию Министерства строительства УССР, О. И. Шумицкий дал задание начальнику отдела кадров Ждановскому довести численность проектной конторы до 300 человек, чтобы свободного места по адресу «Печерский спуск, 19» не оставалось. Задача была не из простых, и Ждановский принимал людей на работу, не всегда дотошно соблюдая трудовое законодательство. В частности, большое пополнение численности проектной конторы произошло за счет приема молодых специалистов, уклонившихся от поездки на работу по распределению.

Надо сказать, что бренд "Проектстальконструкция" в это время в студенческих кругах котиrowался высоко. Кафедра металлических конструкций Киевского инженерно-строительного института осуществляла связь с производством, в основном, через Проектстальконструкцию. Стальные объекты были видными и значимыми. Лучшие студенты стремились взять дипломный проект по металлическим конструкциям и работать в дальнейшем в рамках этой специализации. Но направляли выпускников строительных вузов на обычные стройки. Поэтому, когда распространился слух о том, что Проектстальконструкция принимает на работу беглых молодых специалистов, у Ждановского проблема с кадрами автоматически решилась. Можно было даже позволить себе выбирать лучшие кандидатуры.

Осенью 1958 года обновленный коллектив проектной конторы вселился в недостроенный дом. Лестницы не имели перил и не работало отопление. Однако работы было много и объекты очень интересные. Коллектив состоял из маститых специалистов с большим практическим опытом и из хорошо подготовленной молодежи. О. И. Шумицкий в равной мере опирался и на тех, и на других. Молодые, не обремененные грузом традиций, предлагали оригинальные, порой излишне смелые решения, а маститые предотвращали возможные ляпсусы. Молодой инженер, показав свои способности в течение полутора-двух лет, становился бригадиром или ГИПом. В коллективе царил дух творчества и состязательности. Все вопросы решались предельно быстро и оперативно. Нередко бывало так, что после работы О. И. Шумицкий приглашал к себе в кабинет кого-то из

сотрудников и говорил нечто такое: "Завтра в Москве в 9 часов утра будет совещание по Винницкой мачте. Там обнаружен непровар в кольцевых швах. Примите участие в совещании и поддержите позицию завода металлоконструкций". При этом он вынимал из кармана 25 рублей и говорил: "Вот Вам деньги на дорогу. Командировочные получите завтра телеграфом – Москва, Центральный телеграф, до востребования". Обычно представители Киева появлялись на совещании раньше, чем москвичи. Таких гонцов называли "Бандиты Шумицкого".

О. И. Шумицкий не препятствовал обучению молодежи в аспирантуре и на курсах повышения квалификации. Более того, платные курсы оплачивались производством. Около десяти молодых сотрудников закончили трехгодичные платные курсы "Математика-инженеру" по программе механико-математического факультета университета и могли свободно полемизировать с учеными академических институтов.

Не случайно из проектировщиков этого призыва вышли кандидаты технических наук В. Б. Барский, Ю. С. Борисенко, Л. Г. Дмитриев, М. Л. Гринберг, А. В. Касилов, И. Н. Лебедич, В. А. Лимаренко, М. П. Кондра, А. Я. Прицкер, доктора технических наук П. П. Ворошко, В. Н. Гордеев, А. С. Городецкий, Е. С. Дехтярюк, А. В. Перельмутер, Н. Н. Фотиева. Несомненно, большая заслуга в этом принадлежит Олегу Ивановичу Шумицкому, который смело выдвигал способную молодежь. Но и сам дух организации, нацеленной на проектирование нестандартных объектов, способствовал селекции. Впоследствии А. В. Касилов стал директором научно-исследовательского института КиевЗНИИЭП, а В. А. Лимаренко – директором проектного института Киевский Промстройпроект. Программные комплексы расчета строительных конструкций по методу конечных элементов СКАД и Лира, нашедшие массовое применение в Украине, России и в некоторых других странах и вошедшие в программы подготовки инженеров в строительных вузах, созданы питомцами Проектной конторы "Проектстальконструкция".

Нужно сказать, что О. И. Шумицкий придавал большое значение конкурсам и представлял на конкурсы не только чертежи, но и, как теперь говорят, 3D-объекты. Для этого в проектной конторе существовала макетная мастерская. Макетчики были постоянно загружены. До сих пор в кабинете главного инженера можно увидеть модели запроектированных сооружений (преимущественно высотных).

К 1960 году Проектная контора "Проектстальконструкция" выросла количественно и качественно и с 1 апреля по праву была преобразована в Государственный проектный институт "Укрпроектстальконструкция". В первое время институт возглавлял О. И. Шумицкий, однако вскоре

Министерство строительства Украинской ССР назначило на должность директора института своего номенклатурного работника Александра Михайловича Исаева, а О.И. Шумицкого, якобы по его личному заявлению от 11 сентября 1961 года, перевели на должность главного инженера института вместо Антона Федоровича Фоменко, который уходил на пенсию. Формальным поводом к замене директора стала командировка Олега Ивановича в Ирак на строительство запроектированных Укрпроектстальконструкцией антенно-мачтовых сооружений радиоцентра в Багдаде.

Смещение Шумицкого вызвало недовольство коллектива института, которое достигло апогея в апреле 1964 года. На партийно-хозяйственном активе выступил председатель профсоюзной организации института Владимир Львович Гейфман и от имени членов профсоюза выразил недоверие директору института А. М. Исаеву. Партийно-хозяйственный актив большинством голосов поддержал профсоюзную организацию, и вскоре А. М. Исаев был освобожден от занимаемой должности. К этому времени в результате реорганизации органов исполнительной власти институт восстановил союзный статус и перешел в подчинение Госстроя СССР. Приказом Председателя Госстроя СССР от 21 мая 1964 года директором института вновь был назначен О. И. Шумицкий, а его непосредственным начальником вновь стал Н. П. Мельников в ранге директора Всесоюзного объединения "СоюзметаллостройНИИпроект".

В эти нелегкие для Проектстальконструкции и для ее фактического руководителя годы были запроектированы и построены телевизионные башни в Тбилиси, Ереване и Харькове. О. И. Шумицкий не оставил своей идеи о монтаже металлических башен методом подрачивания. Но он пришел к мысли о том, что, *проектируя крупное сооружение, надо с самого начала определить метод монтажа и формировать с учетом этого его конструктивную форму*. Эту мысль он в полной мере реализовал в проекте Киевской радиотелевизионной башни, которая во многом базировалась на опыте, полученном при проектировании и строительстве Ленинградской башни. По сравнению с Ленинградской (330 м), Киевская башня была значительно выше (385 м). Это потребовало применения более прочной и хорошо свариваемой стали. Фасонки в соединении элементов Ленинградской башни были признаны лишними элементами. Трубчатые элементы было решено соединять встык, без фасонки. Но самое главное отличие заключалось в конструктивной схеме башни, которая изначально была ориентирована на монтаж методом подрачивания. Причем задумано было двухступенчатое подрачивание: вначале для ствола башни, а затем для ее сердцевины, к которой относятся антенная и лифтовая части.

Все эти заранее продуманные решения проходили с большим трудом. Основным противником этих решений был московский институт "ЦНИИпроектстальконструкция". До сих пор неясно, действовал он из осторожности или из ревностных соображений. Основные технические решения башни четыре раза рассматривались в Москве на технических советах и каждый раз натывались на непонимание и неприятие. Последнее решение технического совета Всесоюзного объединения "Союзметалло-стройНИИпроект", состоявшегося в Москве 18 мая 1967 года, было таким: "Конструкция восьмигранной башни, разработанная институтом "Укрпроектстальконструкция" с одиночными поясами из труб стали 138из, собираемая методом подращивания, не может быть рекомендована Техническим советом... По конструктивным соображениям Технический совет может рекомендовать три варианта башни: с прямым стволом, доходящим до низа; с прямым стволом, установленным на постамент; с трехплоскостным стволом, объединенным с центральной шахтой. Также может быть рекомендован вариант мачты, как наиболее дешевый и обеспечивающий меньшую деформативность антенной этажерки. Конструктивная форма башни должна обеспечивать возможность монтажа методом наращивания".

Ставило точку в этом вопросе Распоряжение Всесоюзного объединения "СоюзметаллостройНИИпроект" №18 от 14 июня 1967 года:

"Обязать директора ГПИ "Укрпроектстальконструкция" т. Шумицкого О. И. производить разработку рабочих чертежей КМ конструкций телеопоры Киевского телецентра в полном соответствии с решением Технического совета Объединения от 18 мая 1967 года".

Такой вердикт мог остановить кого угодно, только не Шумицкого. Имея в числе сторонников Президента Академии наук СССР Бориса Евгеньевича Патона, Олег Иванович продолжил борьбу за осуществление своей идеи. Б. Е. Патон и власти Украины настаивали на осуществлении цельно-сварной трубчатой башни, монтируемой подращиванием. Для решения этого спора и для встречи с Б. Е. Патоном в Киев приехал директор Объединения "СоюзметаллостройНИИпроект" Николай Прокофьевич Мельников. К этому времени он стал очень весомой фигурой в Советском Союзе: помимо крупного хозяйственного руководителя, он – лауреат Ленинской и четырех Государственных премий.

Совещание в кабинете Б. Е. Патона шло нервно. Мельников настроен был категорически. Он заявил: "Борис Евгеньевич, я директор Объединения "СоюзметаллостройНИИпроект" и представляю мнение Совета. Вы, конечно, можете меня с этой должности снять, но, пока я директор, я не могу изменить наше решение". Патон сердился и выражал свое

недовольство не очень дипломатично. В конце концов, участников совещания попросили подождать в приемной, а Патон и Мельников оставались наедине еще около получаса. Какие доводы были пущены в ход, неизвестно, но было принято решение строить башню Шумицкого.

Цельносварная башня Киевского радиотелевизионного центра высотой 385 м массой 2700 т из трубчатых элементов с бесфасоночными соединениями была смонтирована методом подрачивания и сдана в эксплуатацию 16 августа 1973 года. Создатели этой башни, в том числе, О. И. Шумицкий, а также сотрудники института И. Г. Затуловский, А. И. Калинин и А. Н. Соломенко были удостоены Государственной премии Украинской ССР в области науки и техники.

Мало кто знает о том, что в течение 36 лет Киевская телевизионная башня была самой высокой металлической телебашней в мире. Только в 2010 году этот рекорд перешел к металлической башне высотой 610 м., построенной в г. Гуаньчжоу (Китай). В 2012 году в Токио была построена еще более высокая металлическая телевизионная башня "Небесное дерево", высотой 634 м. Однако, несомненно, Киевская телевизионная башня также является выдающимся инженерным сооружением 20-го века.

Как выяснилось позже, О. И. Шумицкий добился строительства этой башни ценой своей карьеры. Игнорирования мнения ЦНИИпроектстальконструкции при принятии решения о конструктивной схеме Киевской башни Н. П. Мельников простить О. И. Шумицкому не мог. Требовался только повод, чтобы поставить Шумицкого на место. И такой повод не замедлил последовать.

К 25-летию победоносного завершения Корсунь-Шевченковского сражения было решено на месте, где замкнулось кольцо окружения фашистской группировки, возвести обелиск высотой 70 м. По замыслу скульптора обелиск представлял собой остроконечную усеченную пирамиду с поперечным сечением в форме пятиконечной звезды, "воткнутую" в землю узким концом.

Проектирование обелиска было поручено ГПИ "Укрпроектстальконструкция". Создание такого обелиска после проектирования уникальных телевизионных башен казалось примитивной задачей. Несущая часть этого обелиска была решена в виде стальной трубы, вокруг которой обстроен легкий каркас, несущий титановую обшивку и имеющий в плане форму пятиугольной звезды. Обшивка расширялась кверху и на самом верху была как бы срезана косой плоскостью, что издали придавало обелиску форму воткнутого в землю штыка, увенчанного пятиконечной звездой.

Обелиск был собран в горизонтальном положении и без особого труда переведен в вертикальное положение методом опрокидывания. Кольцевой стык трубы был качественно заварен. Очевидцы говорят об изумительном виде обелиска в лучах заходящего солнца и при лунном свете.

Однако проблемы начались сразу же после окончания монтажа. Обелиск начал раскачиваться при скорости ветра 8–10 м/с, независимо от его направления. Энергия раскачивания была столь велика, что проволочные растяжки не помогали. Обелиск простоял под воздействием ветра около 10 дней и обрушился из-за того, что у его основания в зоне монтажного шарнира в металле трубы образовалась усталостная трещина. Сварной шов не пострадал.

А объяснение аварии вот в чем. Проектировщики знают о срывном флаттере хорошо обтекаемых сооружений. Наиболее характерной формой такого сооружения является цилиндрический консольный стержень. Он имеет малое лобовое сопротивление ветру и вдоль направления ветра почти не изгибается, зато срывающиеся вихри раскачивают его поперек направления ветра. Для борьбы с поперечным раскачиванием на поверхности цилиндра обычно размещают интерцепторы – специальные ребра, которые предотвращают срывы вихрей. Зато эти ребра увеличивают лобовое сопротивление, и консольный стержень уже не раскачивается поперек потока воздуха, а изгибается вдоль направления ветра. Проектировщики обелиска полагали, что обстройка трубы выполняет функцию интерцепторов, и поперечные колебания происходить не будут. Как того требуют строительные нормы, они рассчитали трубу только на повышенное лобовое сопротивление. Причиной аварии стало неизвестное науке новое явление – флаттер плохо обтекаемых конструкций.

Будь это рядовое сооружение – труба высотой 70 м, его обрушение не вызвало бы общественного резонанса. Но готовилось торжество – 25-летие Корсунь-Шевченковской битвы. На митинг было приглашено много гостей, члены правительства, представители дипломатического корпуса. В торжестве должен был участвовать Генеральный секретарь КПСС Л. И. Брежнев. И за несколько дней до этого обелиск рухнул. Был страшный скандал. Виновным был признан директор проектного института О. И. Шумицкий, который не предусмотрел, не принял меры, не прореагировал вовремя на сигнал монтажников. 11 августа 1969 года он был отстранен от должности директора института и переведен на должность заместителя главного инженера.

Несмотря на то, что после этой аварии О. И. Шумицкий уже не возвратился в кресло директора института, он вел активную инженерную деятельность. Идеи Олега Ивановича заключались в создании сварных

металлических конструкций из коробчатых профилей с непосредственным бесфасоночным примыканием элементов друг к другу. При этом для организации технологичных сварных соединений он пренебрегал идеей центровки стержней в узлах и не боялся возникновения в них изгибающих моментов. Основным преимуществом такого решения была его малоэлементность, что влекло за собой заметное уменьшение трудоемкости изготовления. В пору всеобщего увлечения оптимизацией «по расходу металла», включение трудоемкости в число целей поиска было новацией, не всегда поддерживаемой традиционно мыслящими специалистами.

Эта и другие конструкторско-технологические идеи направленные на совершенствование конструктивной формы (использование комбинированных решетчатых, мембранных и складчатых конструкций) были четко сформулированы О. И. Шумицким в программной статье «Тонкостенные сварные металлические конструкции», опубликованной в 13-м выпуске сборника «Материалы по металлическим конструкциям» (Москва, 1968).

Стремление настойчиво проводить в жизнь свои идеи у Олега Ивановича осталось навсегда. Если его мнение расходилось с мнением разработчиков проекта, Олег Иванович собирал техническое совещание и предлагал принять "коллегиальное решение". Чаще всего, после окончания совещания разработчики проекта говорили, что было принято "ОЛЕГиальное решение".

Все значимые проекты института не обходились без внимания Олега Ивановича. Он руководил проектированием ангара пролетом 98 м в аэропорту Внуково, участвовал в разработке новой конструкции пролетом 85 м в Куйбышеве (там была реализована его идея малоэлементной фермы), прокатных цехов Новолипецкого металлургического завода, несущих конструкций скульптуры Матери-Родины Музея Великой Отечественной войны в г. Киеве, руководил разработкой металлоконструкций покрытия Дворца культуры "Украина" в виде системы перекрестных ферм. После Чернобыльской катастрофы участвовал в разработке навесных конструкций "Саркофага" с выездом в Чернобыль.

В течение всей своей инженерной деятельности Олег Иванович вел изобретательскую работу. Основным является изобретение "Решетчатая башня из трубчатых элементов", где соавторами были О. И. Шумицкий и Б. Е. Патон. Это изобретение послужило основой для проекта телевизионной башни Киевского телецентра. Многие изобретения Олега Ивановича посвящены монтажным проблемам.

Кроме инженерной деятельности, Олег Иванович уделял внимание общественной работе. Он избирался депутатом Ленинского районного совета депутатов трудящихся г. Киева, членом областного совета НТО, членом секции металлоконструкций Украинского совета НТО. Длительное время он был членом редколлегии журнала "Промышленное строительство и инженерные сооружения" и редколлегии сборника трудов "Строительные конструкции".

Много лет подряд Олег Иванович был председателем Государственной экзаменационной комиссии в Киевском инженерно-строительном институте.

В 1994 году О. И. Шумицкий был избран действительным членом Академии строительства Украины.

Лауреат Государственной премии УССР О. И. Шумицкий был, кроме этого, награжден орденом Отечественной войны I-й степени, орденом Красной Звезды, орденом Трудового Красного Знамени, Почетной грамотой Президиума Верховного Совета УССР и многими медалями. В 2001 году ему была назначена пенсия "За особые заслуги перед Украиной".

О. И. Шумицкий был женат дважды. Имеет сына Ярослава 1949 года рождения (от первого брака), дочерей Ярославу 1972 года рождения и Радугу 1974 года рождения (от второго брака).

До конца своих дней он работал в институте и скончался 25 февраля 2004 года на 88 году жизни от сердечной недостаточности. Старшее поколение помнит этого талантливого инженера, обладающего огромной волей в достижении поставленной цели и посвятившего всю свою жизнь развитию и совершенствованию сварных строительных металлоконструкций.

В. Н. Гордеев, А. В. Перельмутер.

Август 2016 года.

ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ СТАТЕЙ

У збірнику публікуються не опубліковані раніше та не призначені для одночасної публікації в інших виданнях статті, що містять нові результати теоретичних та експериментальних досліджень в області розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель і споруд, розроблення раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів і з'єднань, удосконалення матеріалів, технологій виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкцій будівель і споруд; пропозиції щодо розвитку і вдосконалення нормативної бази в цій галузі будівництва тощо.

Наукові статті повинні містити: опис проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими програмами чи практичними завданнями; короткий аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано вирішення даної проблеми і на які посилається автор; виділення невирішених питань або проблем, котрим присвячується стаття; формулювання цілей статті (постановка завдання); виклад основного матеріалу дослідження з обґрунтуванням отриманих наукових результатів; висновки з цього дослідження і перспективи подальших досліджень за даним напрямком.

Статті подаються українською, російською або англійською мовами, роздруковані в двох екземплярах, один із яких повинен бути підписаний усіма авторами статті, а також в електронній формі, надсилаються звичайною або електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 7 сторінок форматом А4 (210×297 мм), включаючи рисунки, таблиці та перелік використаної літератури. Статтю необхідно супроводжувати короткою анотацією, надрукованою українською, російською та англійською мовами. До статті потрібно додати для кожного із співавторів авторську довідку, в якій вказати прізвище, ім'я та по батькові, науковий ступінь, вчене звання, місце і адресу основної роботи, посаду та контактний телефон.

Стаття набирається в редакторі Microsoft Word, шрифт Times New Roman, розмір 12 пт., міжрядковий інтервал – одинарний. У лівому верхньому кутку сторінки зазначається УДК. Прізвища, ініціали авторів та назва статті вирівнюються по центру, друкуються напівжирним шрифтом. Із нового абзацу подається текст статті з вирівнюванням по ширині.

Таблиці набираються шрифтом Times New Roman, розміром 10 або 9 пт. Розмір таблиці не повинен бути більше 12 см по ширині.

Формули в тексті набираються в редакторі Word Microsoft Equation або у програмі MathType шрифтом Times New Roman, розміром 11 пт., текст та змінна формули – курсивом.

Креслення, рисунки, фотознімки вставляються в текст та додатково подаються окремими файлами з розширенням .tif, .gif або .jpg за розміром по ширині не більше 12,5 см (300 точок/дюйм).

Перелік використаної літератури оформляється відповідно до ДСТУ ГОСТ 7.1-2006 і наводиться наприкінці статті за алфавітом. Наприклад, для книги – прізвище й ініціали автора, назва книги, місце видання й видавництво, рік видання, том (підкреслити), кількість сторінок. Не дозволяється робити посилання на неопубліковані роботи.

Кожна стаття підлягає рецензуванню. У випадку повернення статті на доопрацювання датою надходження вважається дата одержання редакцією остаточного варіанта тексту. Після доопрацювання стаття знову розглядається редколегією.

Дотримання зазначених вимог дозволить скоротити термін опрацювання та підготовки до друку матеріалів, що надійшли до редакційної колегії збірника.

Розраховуємо на співпрацю.

[illegible]

ДЛЯ НОТАТОК

[illegible]

Наукове видання

Товариство з обмеженою відповідальністю
«Український інститут сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського

Відповідальний редактор

О.В. Шимановський

Дизайн
Комп'ютерна верстка
та технічне редагування

В.С. Артюшенко
О.І. Кордун
В.П. Гаврилова
В.С. Артюшенко

Рекомендовано до друку вченою радою
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»
(протокол № 4 від 05.12.2016)

Підписано до друку 07.12.2016.
Формат видання 70х100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Ум. друк. арк. 12,64. Тираж 100 прим.

Видавництво «Сталь».
02660, ГСП-660, м. Київ, вул. Віталія Шимановського, 2/1,
тел. 229-83-51; 543-95-56
www.izdat.com.ua
