



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 14

Видавництво «Сталь»
Київ – 2014

УДК 624.04(082)
ББК 38.112я43
З-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.

З-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», 2014. – Вип. 14 – 152 с.

ISBN 978-617-676-073-3

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 реконструкції 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 978-617-676-073-3

© ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», 2014
© ТОВ «Видавництво «Сталь», 2014

ЗМІСТ

Шимановский А.В., Кондра С.М. Оценка влияния дефектов и повреждений и их накоплений на работу высотных сооружений.....	5
Гордеев В.Н. Математические основы формообразования криволинейных тонкостенных стержней из листовых заготовок.....	14
Білик С.І. Пластичний момент опору перерізу балок з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій при використанні трилінійної апроксимації діаграми розтягу сталі.....	37
Клименко В.З. Напряжения поперек волокон в соединениях конструкций из клееной древесины.....	42
Нілова Т.О. Аналітичний метод розрахунку на місцеву стійкість поясів елементів із поперечно-гофрованими стінками.....	59
Білик А.С. Оптимальний вибір конструкцій з дискретно змінною схемою навантаження.....	70
Кордун О.І. Огляд міжнародних норм і правил визначення кліматичного температурного впливу на будівлі та споруди.....	79
Шумейко К.О., Семко В.О. Аналіз результатів дослідження болтових та гвинтових з'єднань, розрахунок часткового коефіцієнта надійності.....	86
Фомина И.П., Голоднов А.И. К определению оптимальных параметров стальных двутавровых балок.....	95
Ткачук И.А., Семиног Н.Н., Отрош Ю.А. Результаты расчетов конструкций здания бизнес-центра.....	105
Голоднов А.И., Слюсар Ю.Н. Напряженно-деформированное состояние изгибаемых элементов с учетом развития пластических деформаций.....	111

Іванова І.А., Голоднов О.І. Стійкість стиснутих сталевих елементів із швелерів.....	117
Псюк В.В., Никишина І.А. Распределение остаточных напряжений в стальных трубах квадратного сечения.....	129
Королёв В.П., Селютин Ю.В., Филатов Ю.В. Развитие корпоративной системы менеджмента: технологическая безопасность производственных объектов.....	136
Вимоги до оформлення статей.....	150

УДК 624.97 – 034.14

Оценка влияния дефектов и повреждений и их накоплений на работу высотных сооружений

Шимановский А.В., д.т.н., Кондра С.М.

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

Анотація. Виконана оцінка впливу дефектів і пошкоджень та їх накопичення на роботу висотних споруд. Спираючись на результати аналізу узагальнюючих досліджень чинників дефектів, пошкоджень й аварійності висотних споруд, побудована залежність відмов і руйнувань висотних споруд від цих чинників. Наведено показові приклади дефектних висотних споруд, розглянуто причини виникнення такого стану та надано рекомендації для відновлення працездатності об'єктів.

Аннотация. Выполнена оценка влияния дефектов и повреждений и их накопления на работу высотных сооружений. Опираясь на результаты анализа обобщающих исследований факторов дефектов, повреждений и аварийности высотных сооружений, построена зависимость отказов и разрушений высотных сооружений от этих факторов. Приведены показательные примеры дефектных высотных сооружений, рассмотрены причины возникновения такого состояния и даны рекомендации для восстановления работоспособности объектов.

Abstract. Estimation is executed concerning influence of defects and damages and their accumulation on work of high-rise structures. Based on the results of summarizing research analysis of factors causing defects, damages and accident rate of high-rise structures dependence of refuses and destructions of high-rise structures on these factors is built. Model examples of imperfect high-rise structures are given; reasons of origin of such state are considered and recommendations for renewal of objects capacity are made.

Ключевые слова: высотное сооружение, эксплуатация, дефект, повреждение, накопление, аварийность, восстановление работоспособности.

Оценка влияния дефектов и повреждений. Является хорошо известным, что среди всего эксплуатируемого в Украине фонда высотных сооружений связи насчитывается около 41 % таких, которые были введены в эксплуатацию в период между 1980 и 2010 годами, 41 % – на протяжении 1970–1980 годов и 18 % – более чем 45 лет тому назад [1]. И потому в связи со сказанным крайне важно отметить несколько характерных моментов. Первый из них состоит в том, что высотные сооружения последней упомянутой группы относятся к таким, нормативный ресурс времени эксплуатации которых полностью исчерпан. Второй же момент заключается в том, что оставшаяся – и притом весьма значительная – часть этого фонда имеет большой физический износ и множественные повреждения, а в некоторых сооружениях даже нарушено геометрическое

положение конструктивных элементов. Более того, на сегодняшний день истекли все нормативные сроки покраски, в результате чего коррозионные повреждения металлических конструкций и оттяжек доходят иногда даже до 50 %. Что же касается конкретики, то по данным выборочных обследований в неудовлетворительном техническом состоянии находится достаточно большое количество известных высотных сооружений связи. А именно: радиотелевизионные башни в городах Запорожье и Винница (обе высотой 350 м), Луганске (высотой 180 м), радиомачты в городах Днепропетровске (высотой 167 м), Ровно (высотой 239 м), Тячеве (высотой 102 м) и др.

Далее обратим внимание на то, что ухудшение технического состояния, уменьшение показателей долговечности и даже выход из строя высотных сооружений связи происходят из-за ряда факторов, в том числе: физического износа и накопления усталости от переменных нагрузок; коррозионного износа; морального старения, приводящего в итоге к ухудшению функционального назначения сооружения, а также неправильной эксплуатации, включающей несвоевременный ремонт, реконструкцию и восстановление.

Среди причин, особо влияющих на снижение физической долговечности металлических конструкций, выделим две основные, но разноплановые их составляющие. При этом первая составляющая заключается в старении металла, связанном с образованием свободного цементита и видманштеттовой структуры, т. е. такой структуры стали, в которой ее компоненты (феррит, перлит) располагаются по правильным геометрическим плоскостям, соответствующим граням кристаллической решетки, образуя квадраты, ромбы и треугольники на микрошлифе. Заметим, к слову, что в углеродистых сплавах прямолинейную ориентировку принимает феррит. И характерным здесь является то, что при такой структуре сталь становится очень хрупкой, плохо выдерживает динамические нагрузки и непригодна для конструкций более или менее ответственного назначения вследствие предрасположенности к хрупкому разрушению и коррозионным повреждениям.

А вторая составляющая состоит в том, что в связи с очень активным развитием связи, интернета и коммерческого телевидения их операторы направляют имеющиеся финансовые ресурсы не на улучшение технического состояния существующих высотных сооружений и не на их новое строительство, а приоритетно на развитие высокотехнологической аппаратной базы. При этом новое оборудование, к сожалению, нередко размещается на частично непригодных или даже полностью непригодных конструкциях – буровых вышках, опорах сетей электропередач и дымовых трубах и т. п. И указанное, в свою очередь, со временем приводит к авариям и катастрофам, материальный убыток от которых в десятки раз превышает стоимость восстановления несущих конструкций.

Таким образом, исходя из этих соображений, а также принимая во внимание результаты анализа обобщающих исследований факторов дефектов, повреждений и аварийности высотных сооружений связи, можно утверждать, что все они прямо или косвенно связаны с несвоевременным обследованием технического состояния сооружений и неустранением выявленных нарушений, обусловленных, в свою очередь, ошибками на этапах проектирования, изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации. Иллюстрацией сказанному служит рис. 1, на котором изображены графики зависимостей отказов и разрушений высотных сооружений связи от различных факторов, построенные с использованием большого количества результатов обследований. Также укажем здесь на то, что с целью придания данному рисунку большей наглядности и информативности на нем по оси абсцисс помещены номера, каждый из которых соответствует тому или иному фактору отказов и разрушений высотных сооружений связи, а именно: I – ураганный ветер; II – колебания; III – гололед; IV – просадки фундаментов; V – дефекты материалов; VI – дефекты изготовления; VII – монтаж; VIII – эксплуатация; IX – конструктивные решения; X – расчет и проектирование; XI – непредвиденные причины.

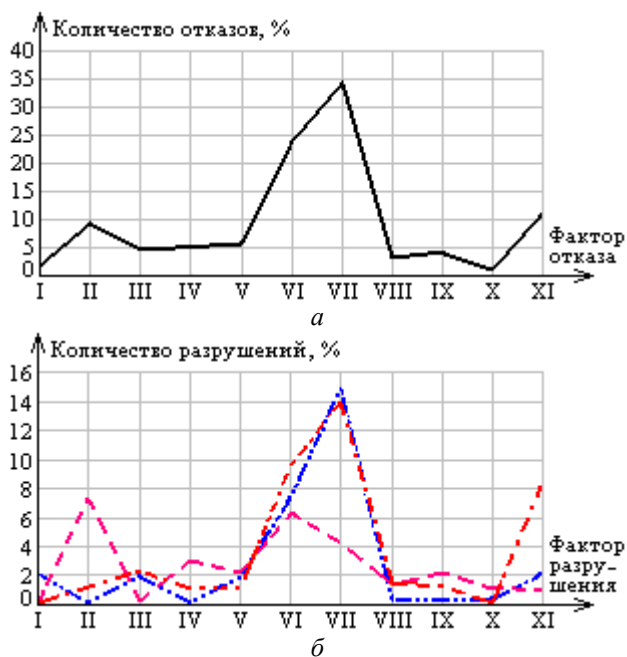


Рис. 1. График зависимости отказов (а) и разрушений (б) высотных сооружений связи от различных факторов:

— — — — полное разрушение; — — — — частичное разрушение; — — — — повреждения

Оценка влияния накопления дефектов и повреждений. Прежде всего заметим, что приведенные в предшествующем разделе результаты исследований в целом достаточно реально отображают зависимость повреждений от разнообразных факторов. Однако в последнее время эти данные несколько изменились из-за появления новых факторов, таких как демонтаж конструкций посторонними лицами (вандализм) и снижение качества эксплуатации, которые приобрели довольно значительный вес. Например, для опор линий электропередачи указанные факторы составляют соответственно 16,9 % и 16,0 %. Впрочем, для высотных сооружений связи эти значения все же несколько ниже, но уже сам факт их наличия требует особого внимания. Кроме того заметим, что нередко применяемые (хотя и запрещенные действующими нормами) методы защиты сооружений от вандализма путем забивания резьбы на болтах узловых соединений или заваривания гаек, хотя и предупреждают до некоторой степени случаи вандализма, но одновременно приводят к появлению новых дефектов.

Остановимся теперь подробнее на наиболее характерных примерах дефектов высотных сооружений связи. И с этой целью рассмотрим первый пример – мачту высотой 239 м в г. Волочийск Хмельницкой области. Нужно сказать, что при проведении обследовательских работ на этой мачте было выявлено два существенных дефекта на неподвижной траверсе стяжных муфт, первый из которых связан с серьезными отклонениями от проектных решений при проведении ее монтажа, а второй – с полным отсутствием ее антикоррозионной защиты (рис. 2). Последнее, кстати, также привело к 30 % коррозионным повреждениям винтовых тяг, что не только уменьшило несущую способность оттяжек, но и, что само собой разумеется, исключило возможность их натяжения до проектных значений. И потому данная мачта была отнесена к категории аварийно опасных сооружений, а для восстановления ее работоспособности был разработан проект реконструкции, в котором усиление траверсы предусмотрено выполнить с применением тросовых бандажей.

Вторым примером дефектных высотных сооружений связи может служить мачта высотой 100 м в с. Вовковинцы Дerezнянского района Хмельницкой области, на которой при проведении обследовательских работ вообще был установлен целый «букет» дефектов (в том числе весьма грубых) проектирования, изготовления, монтажа и эксплуатации конструктивных элементов мачты, выражающихся в:

- отсутствию гасителей вибрации на оттяжках;
- очень существенных отклонениях от проектных решений при монтаже подвижной траверсы и опорного узла ствола мачты, заключающихся, например, в том, что в опорном узле ствола опорная плита не закреплена от поворота (рис. 3, а);

- отсутствию антикоррозионной защиты подвижной траверсы, винтовых тяг, канатов и ствола мачты;
- организации водоотвода с отступлениями от проектных решений.

С учетом всего изложенного мачта была отнесена к категории аварийно опасных сооружений, а для восстановления ее работоспособности был разработан проект реконструкции с полной заменой оттяжек и фундаментов.



Рис. 2. Дефектные неподвижные траверсы стяжных муфт



Рис. 3. Дефекты опорных узлов: *а* – мачты; *б* – башни

Третий пример дефектных высотных сооружений связи представляет собой башню высотой 53 м в с. Яблучница Ивано-Франковской области. Здесь стоит обратить особое внимание на то, что эта башня, как выяснилось при проведении работ по обследованию, может служить не

только показательным примером дефектного сооружения, но и, по существу дела, ярким примером того, как «не надо делать» вообще в строительстве. Суть же рассматриваемого вопроса состоит в том, что эта башня была смонтирована неспециализированной организацией с использованием существующих конструкций буровой вышки. А поэтому в ней были выявлены многочисленные дефекты монтажа и эксплуатации многих конструктивных элементов, а именно: отсутствие диафрагмы жесткости; выполнение опорных плит вопреки требованиям нормативных документов из нескольких сваренных между собой листов (рис. 3, б); некачественное исполнение сварных швов, содержащих бугристости, непровары, трещины, шлаковые включения, раковины и др., а также демонтаж некоторых конструктивных элементов решетки (рис. 4). И в результате башня была отнесена к категории аварийно опасных сооружений. А для восстановления ее работоспособности, вследствие большого количества обнаруженных дефектов и повреждений, был разработан объяснимо объемный проект реконструкции.



Рис. 4. Дефекты конструктивных элементов решетки башни

Очередным, четвертым по счету, примером дефектных высотных сооружений связи является башня высотой 70 м вблизи с. Теревовля Тернопольской области. Сразу же подчеркнем, что на этот раз, в отличие от предшествующего примера, уже сам проект башни был разработан неспециализированной организацией с использованием существующих

конструкцій бурової вишки ВМ-41. В зв'язі з цим при проведенні обстеження на цій башні знову ж були установлені численні дефекти проектування, монтажу та експлуатації багатьох конструктивних елементів. Причому з усіх цих дефектів, з метою економії часу та місця, згадаємо тільки три основні: відсутність діафрагми жорсткості, виконання вузлів башні та її опорних підкосів з відхиленнями від вимог нормативних документів, а також тріщини та розриви довжиною до 2000 мм в поясах трубчатого сечення, утворення яких сприяло безперешкодне потрапляння атмосферних опадів всередину поясів внаслідок неякісного виконання монтажних робіт. Тому зрозуміло, що і ця башня була віднесена до категорії аварійно небезпечних споруд, а для відновлення її працездатності був розроблений відповідний проект реконструкції.

Далі розглянемо п'ятий приклад дефектних висотних споруд зв'язі, що представляє собою башню висотою 180 м в районі г. Николаєва. Тут при обстеженні було встановлено факт перенапруженості башні в цілому, що стало наслідком її неправильної експлуатації, що виразилося, в свою чергу, в несанкціонованому розміщенні додаткового передаючого обладнання. Якщо ж тепер безпосередньо охарактеризувати дефекти та пошкодження конструктивних елементів башні, набутий ними внаслідок цього перенапруження, то деякі розкоси та распорки її решітки знаходилися в деформованому стані. Крім того, беручи до уваги незначительність виявлених дефектів, а також результати аналізу даних обстеження башні, вона не була віднесена до категорії аварійно небезпечних споруд. Тим не менш, згідно з вимогами нормативних документів, для неї був розроблений проект реконструкції, що передбачає встановлення додаткових та збільшення площі поперечних сечень існуючих конструктивних елементів.

Зупинимося тепер на шостому прикладі дефектних висотних споруд зв'язі, що включає в себе одразу два дуже схожих об'єкти – мачту висотою 61 м в н.п. Лісна Слободка та мачту висотою 71 м поблизу н.п. Ценжів Івано-Франківської області. Варто сказати, що в даному випадку, на відміну від всіх раніше розглянутих прикладів, при виконанні робіт з обстеження були виявлені дефекти проектування та монтажу не металевих конструктивних елементів, а анкерних фундаментів мачт. В цьому плані відзначимо, що зазначені фундаменти, виконані в вигляді плоских плит, через допущені помилки були розміщені не тільки під гострим кутом до тягарів, але й на незначительній глибині залягання. Відповідно до цього в подальшому при навантаженні тягарів у обох мачт стався зсув фундаментів по

подошве. И именно с учетом этой причины рассматриваемые мачты были отнесены к категории аварийно опасных сооружений, а для восстановления их работоспособности были разработаны проекты реконструкции, предусматривающие наряду с увеличением несущей способности фундаментов также их догрузку дополнительными железобетонными блоками.

Следующим, уже седьмым, примером дефектных высотных сооружений связи может служить мачта высотой 240 м, расположенная в г. Резина Республики Молдова. При проведении обследовательских работ на этой мачте было установлено, что она эксплуатировалась с очень существенными отклонениями от требований соответствующих технических регламентов. Если же говорить более конкретно, то оказалось, что вследствие отсутствия постоянного надзора при гололеде на мачте на отметке 200 м образовалась так называемая «ледяная бомба», эффект от падения которой сильно напомнил последствия от взрыва обыкновенной бомбы. Итак, были разрушены не только площадка обслуживания на отметке 100 м (рис. 5, *а*), но также волновод и железобетонное покрытие технического здания (рис. 5, *б*). И потому, что вполне ясно, мачта была признана аварийно опасным сооружением, а для восстановления ее работоспособности был разработан проект реконструкции, содержащий предложения по восстановлению поврежденных и разрушенных конструктивных элементов.



а



б

Рис. 5. Разрушения конструктивных элементов мачты после падения «ледяной бомбы»: *а* – площадка обслуживания; *б* – волновод и железобетонное покрытие технического здания

Завершим же изложение рассмотрением достаточно характерного восьмого примера дефектных высотных сооружений связи – мачты высотой 61,3 м в г. Кременец Тернопольской области. И сразу укажем на то, что здесь при проведении обследования были определены дефекты проектирования и монтажа ствола и оттяжек мачты: искривления ствола превышали установленные нормативными документами значения, а кроме того отсутствовали гасители вибрации. Также было установлено, что указанные дефекты являлись иницирующим фактором для возникновения при гололеде в оттяжках галолирующих колебаний и, как следствие, их перенапряжения. Поэтому с целью исправления сложившейся ситуации и предупреждения развития подобных эффектов при дальнейшей эксплуатации мачты и обеспечения ее работоспособности был разработан проект ее реконструкции, предполагающий уменьшение расчетной длины существующих оттяжек в результате использования страхующих антивибрационных оттяжек. Однако в последующем, вследствие размещения операторами связи на мачте дополнительного антенного оборудования, первоначальный проект был заменен кардинально другим проектом, в котором вместо одного существующего была предусмотрена установка двух ярусов оттяжек. Таким образом, предложенный подход позволил не только устранить развитие галолирующих колебаний и перенапряжения оттяжек, но и одновременно решить проблему искривления ствола мачты.

Литература

- [1] Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні / [Перельмутер А. В., Гордеев В. М., Горохов С. В., Єгоров Є. А., Корольов В. П., Лантух-Лященко А. І., Оглобля О. І.]; під ред. Перельмутера А. В. – Київ : Сталь, 2002. – 166 с.

Надійшла до редколегії 25.09.2014 р.

УДК 624.014:514.7

Математические основы формообразования криволинейных тонкостенных стержней из листовых заготовок

Гордеев В.Н., д.т.н.

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

Анотація. У цій статті розглядаються проблеми формоутворення коробчастих криволінійних тонкостінних стрижнів з плоских листових металевих заготовок. Показано, що для опису геометрії криволінійного стрижня зручно використовувати математичний апарат кватерніонів. Основну увагу приділено геометрії деформування плоских листових заготовок з метою надання їм необхідної просторової форми. Показано, як можна досягти розгортваності смуг стрижня, завдяки чому потрібна форма смуг стрижня буде отримуватися лише за рахунок згинання листових заготовок. Для випадку нерозгортваних смуг запропоновано трьохетапну методику попереднього деформування серединної площини листової заготовки.

Аннотация. В настоящей статье рассматриваются проблемы формообразования коробчатых криволинейных тонкостенных стержней из плоских листовых металлических заготовок. Показано, что для описания геометрии криволинейного стержня удобно использовать математический аппарат кватернионов. Основное внимание уделено геометрии деформирования плоских листовых заготовок с целью придания им необходимой пространственной формы. Показано, как можно добиться разворачиваемости полос стержня, благодаря чему нужная форма полос стержня будет получаться лишь за счет изгибания листовых заготовок. Для случая неразворачиваемых полос предложена трехэтапная методика предварительного деформирования срединной плоскости листовой заготовки.

Abstract. This article considers the problems of form-finding of box-type curved thinwall bars made of flat sheet metal blanks. It is shown that to describe geometry of the curved bar it is convenient to use mathematical formalism of quaternions. The focus is made on deformation geometry of flat sheet blanks, in order to give them necessary spatial forms. It is shown, how developable strips of bars can be achieved, allowing the desired shape of the bar faces will be obtained only by bending sheet blanks. For the case of undevelopable strips the three-step methodology of preliminary deformation of the sheet blank middle plane is proposed.

Ключевые слова: Криволинейный стержень, формообразование, листовая заготовка, изгибание поверхностей, кватернион.

Введение. В современной архитектуре получило развитие направление, характеризующееся применением криволинейных очертаний и криволинейных элементов. Наиболее ярким представителем этого направления является Национальный стадион в Пекине, построенный к Олимпийским играм 2008 года, известный под названием «Птичье гнездо» (рис. 1).

Несущие конструкции этого стадиона представляют собой хитросплетение криволинейных металлических стержней коробчатого поперечного сечения.



Рис. 1. Национальный стадион в Пекине

Это направление широко представлено также в работах выдающегося современного архитектора Сантьяго Калатравы. На своей родине в Валенсии Калатрава построил большой комплекс из пяти криволинейных сооружений, названный городом науки и искусств (рис. 2). Архитектор создал также много мостов с криволинейными элементами (рис. 3).



Рис. 2. Город науки и искусств. Оранжерея



Рис. 3. Мост мира. Калгари

Следуя идее Национального стадиона в Пекине, в Макао (Китай) по проекту архитектора Захи Хадид начато сооружение 40-этажного здания отеля, с каркасом из криволинейных стержней (рис. 4). Эта грандиозная стройка планируется к завершению в 2017 году.

В качестве несущих элементов криволинейных сооружений чаще всего выступают криволинейные стержни. Криволинейный стержень в сопротивлении материалов и в теории упругости – это тело, геометрическая форма которого образуется движением в пространстве плоской фигуры (сечения), при этом одна из точек этого сечения (полюс) всегда остаётся

на некоторой гладкой кривой (оси стержня), а плоскость фигуры нормальна этой кривой. По виду оси криволинейный стержень может быть плоским (если его ось – плоская кривая) и пространственным (если его ось – пространственная кривая).



Рис. 4. 40-этажный отель в Макао, Китай.

В зависимости от вида сечения различают криволинейные стержни постоянного и переменного сечения. Разновидностью криволинейного стержня является естественно закрученный криволинейный стержень, отличающийся тем, что плоская фигура поперечного сечения при своём движении по оси криволинейного стержня одновременно вращается вокруг касательной к этой оси.

Подходящим математическим аппаратом для изучения геометрии криволинейных стержней является алгебра кватернионов, которая хорошо описывает положение тел и их движение в трехмерном пространстве [1], [1]. Применение кватернионов для описания криволинейных стержней представлено в работах [5], [6].

Коротко о кватернионах. Кватернион – это упорядоченная четверка действительных чисел:

$$\mathbf{q} = [q_0, q_1, q_2, q_3], \quad (1)$$

содержащая в себе информацию о скаляре и трехмерном векторе. Жирными прямыми символами будем обозначать кватернионы (\mathbf{q}). Наклонными тонкими символами будем обозначать компоненты кватерниона $[q_0, q_1, q_2, q_3]$. Скалярную часть кватерниона (скаляр) будем обозначать: $\text{scal}\mathbf{q} = q_0$; векторную часть (трехмерный вектор): $\text{vect}\mathbf{q} = [q_1, q_2, q_3]^T$. Двойными прямыми скобками будем обозначать норму кватерниона $\|\mathbf{q}\| = \sqrt{q_0^2 + q_1^2 + q_2^2 + q_3^2}$; одиночными прямыми скобками – его модуль $|\mathbf{q}| = \sqrt{q_0^2 + q_1^2 + q_2^2 + q_3^2}$; угловыми скобками – модуль векторной части $\langle \mathbf{q} \rangle = \sqrt{q_1^2 + q_2^2 + q_3^2}$; чертой над обозначением – сопряженный кватернион: $\bar{\mathbf{q}} = [q_0, -q_1, -q_2, -q_3]$.

Для геометрического истолкования векторной части кватерниона надо привязать ее к определенной декартовой координатной системе в трехмерном пространстве. Если в одной формуле используются кватернионы, представленные в разных системах, координатную систему, к которой привязан данный кватернион, будем идентифицировать по левому нижнему индексу рядом с обозначением кватерниона.

Для кватернионов определены операции сложения и вычитания, умножения на кватернион и число, аналитические функции от кватерниона. Кватернионное сложение будем обозначать символом «+», вычитание символом «-», умножение символом « \circ », умножение на число символом « \cdot ». Функциональная зависимость обозначается обычным способом.

Формообразование криволинейных стержней. В предыдущих работах [5], [6] рассмотрена методика построения формы криволинейного стержня с применением кватернионов. Основная идея заключается в том, что заранее заданное поперечное сечение стержня с выбранной на нем базовой точкой мы мысленно перемещаем в пространстве с постоянной скоростью v в направлении, перпендикулярном этому сечению, одновременно поворачивая это сечение. Фигура, ометаемая этим сечением, является построенным криволинейным стержнем. Стержень имеет постоянное по длине поперечное сечение, нормальное к его оси. Базовая точка сечения прочерчивает в пространстве ось стержня (рис. 5).

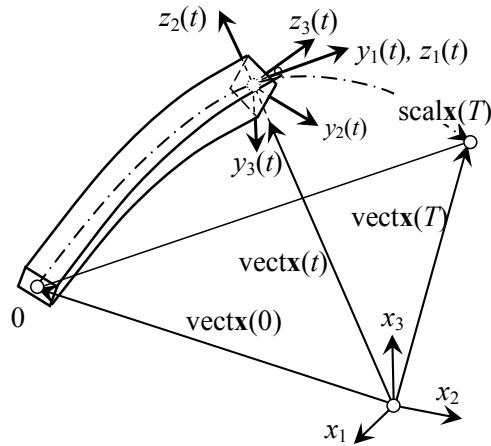


Рис. 5. Формообразование стержня

Будем различать три системы координат. Первая из них – неподвижная – x_1, x_2, x_3 , жестко связанная с землей, вторая – подвижная – $y_1(t), y_2(t), y_3(t)$, определяющая ось стержня, и третья – подвижная – $z_1(t), z_2(t), z_3(t)$, определяющая своими осями $z_2(t)$ и $z_3(t)$ координаты точки поперечного сечения стержня и жестко связанная с этим сечением. Координатные системы y и z в задаче формообразования стержней являются функциями времени t .

Стержень характеризуется двумя кватернионами $\mathbf{x}(t)$ и $\boldsymbol{\varphi}(t)$. Кватернион $\mathbf{x}(t)$ определяет ось криволинейного стержня в пространстве, кватернион $\boldsymbol{\varphi}(t)$ – пространственную ориентацию поперечного сечения.

Физический смысл этих кватернионов таков. Для кватерниона $\mathbf{x}(t)$: $x_1(t), x_2(t), x_3(t)$ – пространственные координаты базовой точки поперечного сечения стержня в трехмерной декартовой системе координат; $x_0(t)$ – дуговая координата сечения стержня. Для кватерниона $\boldsymbol{\varphi}(t)$: $\varphi_1(t), \varphi_2(t), \varphi_3(t)$ – компоненты вектора, вокруг которого и на величину которого надо повернуть неподвижную систему координат x_1, x_2, x_3 до положения, когда она совпадет по своей ориентации с подвижной системой $y_1(t), y_2(t), y_3(t)$ ($-\infty \leq \varphi_i \leq \infty, i = 1, 2, 3$), определяющей пространственную ориентацию поперечного сечения стержня. Угол, на величину которого надо повернуть неподвижную систему координат, равен модулю этого вектора, а знак угла определяется по правилу буравчика. $\varphi_0(t)$ – угол, на который надо довернуть поперечное сечение вокруг оси $y_1(t)$ по отношению к подвижной системе координат $y_1(t), y_2(t), y_3(t)$ с тем, чтобы оно заняло свое проектное положение ($-\infty \leq \varphi_0 \leq \infty$).

Напомним, что в процессе построения формы стержня заданное сечение перемещается и поворачивается. Пусть скорости этих перемещений и поворотов в подвижной системе координат \mathbf{y} характеризуются кватернионами \mathbf{v} и $\boldsymbol{\omega}(t)$, где ${}_{\mathbf{y}(t)}\mathbf{v} = [v, v, 0, 0]$ – постоянный кватернион линейной скорости, ${}_{\mathbf{y}(t)}\boldsymbol{\omega}(t) = [\omega_0(t), \omega_1(t), \omega_2(t), \omega_3(t)]$ кватернион угловых скоростей, причем $\omega_0(t)$ – дополнительная скорость поворота сечения относительно оси стержня, $\omega_1(t), \omega_2(t), \omega_3(t)$ – скорости поворотов сечения относительно координат $y_1(t), y_2(t), y_3(t)$ соответственно.

Пусть известны начальные значения кватернионов $\mathbf{x}(0)$ и $\boldsymbol{\varphi}(0)$. Пусть известны также скорость линейного перемещения сечения v , скорости поворотов сечения $\omega_0(t), \omega_1(t), \omega_2(t), \omega_3(t)$, в зависимости от времени, изменяющегося в интервале $[0 \leq t \leq T]$. Требуется определить кватернионы $\mathbf{x}(t)$ и $\boldsymbol{\varphi}(t)$ как функции времени в том же интервале.

Компоненты этих кватернионов определяют ось стержня, а также ориентацию поперечного сечения в пространстве в любой момент времени из заданного интервала.

При решении сформулированной задачи вместо кватерниона $\boldsymbol{\varphi}(t)$ будем пользоваться половинным экспоненциальным кватернионом $\mathbf{q}(t)$ [1], связанным с кватернионом $\boldsymbol{\varphi}(t)$ следующими (прямой и обратной) функциональными зависимостями:

$$\mathbf{q} = \exp \frac{\boldsymbol{\varphi}}{2}; \quad \boldsymbol{\varphi} = 2 \cdot \ln \mathbf{q}. \quad (2)$$

Использование этого кватерниона определяется его замечательными свойствами. Наиболее важное из них заключается в том, что с помощью этого кватерниона очень просто записывается формула сложения поворотов. Пусть вначале был выполнен поворот тела, определяемый половинным экспоненциальным кватернионом ${}_x\mathbf{p1}$, а затем поворот, определяемый половинным экспоненциальным кватернионом ${}_x\mathbf{p2}$, представленными в неподвижной системе координат. Половинный экспоненциальный кватернион результирующего поворота в неподвижной системе координат определяется формулой:

$${}_x\mathbf{p} = {}_x\mathbf{p2} \circ {}_x\mathbf{p1}. \quad (3)$$

Второе важное свойство заключается в том, что с помощью половинного экспоненциального кватерниона \mathbf{q} , определяемого формулой (2), можно выполнять преобразование компонентов кватернионов при переходе от подвижной системы координат к неподвижной и наоборот.

Если, например, известны компоненты некоторого кватерниона ${}_y\mathbf{p}$ в подвижной системе координат y_1, y_2, y_3 , связанной с телом, то компоненты этого же кватерниона ${}_x\mathbf{p}$ в неподвижной системе координат x_1, x_2, x_3 можно определить по формуле:

$${}_x\mathbf{p} = \mathbf{q} \circ {}_y\mathbf{p} \circ \mathbf{q}^{-1}. \quad (4)$$

Обратное преобразование может быть выполнено по формуле:

$${}_y\mathbf{p} = \mathbf{q}^{-1} \circ {}_x\mathbf{p} \circ \mathbf{q}. \quad (5)$$

Решение задачи, сформулированной в предыдущем разделе, получается в результате решения системы из двух кватернионных дифференциальных уравнений [1], [5], называемых кинематическими уравнениями движения твердого тела (сечения) в пространстве:

$$\frac{d{}_x\mathbf{x}(t)}{dt} = \mathbf{q}(t) \circ {}_{y(t)}\mathbf{v} \circ \mathbf{q}^{-1}(t); \quad \frac{d\mathbf{q}(t)}{dt} = \frac{1}{2} \cdot \mathbf{q}(t) \circ {}_{y(t)}\boldsymbol{\omega}(t). \quad (6)$$

Если принять $v = 1$ м/сек, то параметр t будет численно равен дуговой координате s , измеренной вдоль оси стержня.

Полученная по этой методике форма стержня с заданным поперечным сечением полностью определяется одной кватернионной функцией ${}_{y(t)}\boldsymbol{\omega}(t)$ или четырьмя скалярными функциями $\omega_0(t), \omega_1(t), \omega_2(t), \omega_3(t)$, зависящими от одного параметра t .

Примеры криволинейных стержней. Если функции $\omega_0(t), \omega_1(t), \omega_2(t), \omega_3(t)$ являются константами, ось стержня представляет собой винтовую линию. На рис. 6 показаны криволинейные стержни квадратного поперечного сечения. Все они построены для линейной скорости передвижения вдоль оси стержня $v = 1$ м/с. Начало оси стержня соответствует сечению, от которого стержень опускается вертикально вниз. Кватернионы угловых скоростей приведены в формулах (7). Здесь и далее размерность угловых скоростей рад/сек.

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\omega}_a &= \left[0, -\frac{1}{25}, \frac{1}{2}, 0 \right]; & \boldsymbol{\omega}_b &= \left[0, \frac{1}{25}, \frac{1}{2}, 0 \right]; \\ \boldsymbol{\omega}_c &= \left[\frac{1}{5}, \frac{1}{25}, \frac{1}{2}, 0 \right]; & \boldsymbol{\omega}_d &= \left[0, \frac{1}{25}, \frac{2}{5}, \frac{3}{10} \right]. \end{aligned} \quad (7)$$

Отметим, что любая упорядоченная четверка чисел (с номерами 0, 1, 2, 3), истолкованная как кватернион угловых скоростей, определяет примитивный криволинейный стержень. Компонент 1 характеризует кручение оси

стержня. Положительный компонент означает, что ось стержня представляет собой правый винт (рис. 6 б, в, з), отрицательный – соответствует левому винту (рис. 6 а). Компоненты 2 и 3 характеризуют искривление оси.

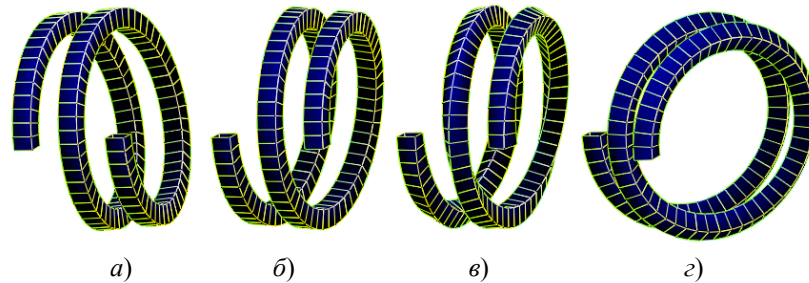


Рис. 6. Стержни с осью в виде винтовой линии:
а) – левый винт; б) – правый винт; в) – с дополнительным кручением;
з) – с кривизной в двух направлениях.

Пользуясь идеей Мебиуса, можно создать целую гамму скрученных стержней. На рис. 7 показаны примеры кольцевых стержней квадратного сечения, скрученных по-разному. Кватернионы угловых скоростей для каждого примера приведены в формулах (8).

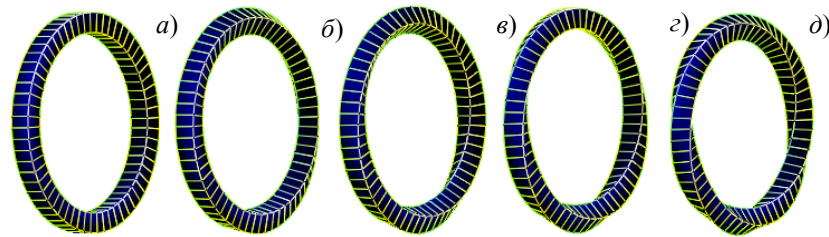


Рис. 7. Кольцевые скрученные стержни квадратного сечения

$$\begin{aligned} \omega_a &= \left[0, 0, \frac{1}{2}, 0 \right]; \quad \omega_b = \left[\frac{1}{8}, 0, \frac{1}{2}, 0 \right]; \quad \omega_c = \left[\frac{2}{8}, 0, \frac{1}{2}, 0 \right]; \\ \omega_d &= \left[\frac{3}{8}, 0, \frac{1}{2}, 0 \right]; \quad \omega_e = \left[\frac{4}{8}, 0, \frac{1}{2}, 0 \right]. \end{aligned} \quad (8)$$

Целый класс криволинейных стержней можно создать с использованием периодических функций. На рис. 8 приведены примеры плоских криволинейных стержней с использованием периодических функций. Кватернионы угловых скоростей для каждого примера приведены в формулах (9).

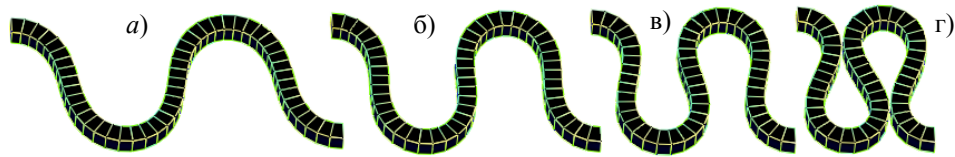


Рис. 8. Криволинейные стержни с использованием периодических функций

$$\begin{aligned} \omega_a &= [0, 0, 0, 1.4 \cdot \cos t]; & \omega_b &= [0, 0, 0, 1.6 \cdot \cos t]; \\ \omega_c &= [0, 0, 0, 1.8 \cdot \cos t]; & \omega_d &= [0, 0, 0, 2 \cdot \cos t]. \end{aligned} \quad (9)$$

Из рисунка видно, как сжимаются зигзаги оси стержня при увеличении коэффициента при периодической функции $\cos t$.

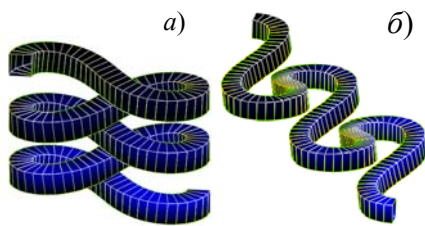


Рис. 9. Пространственные криволинейные стержни: пандусы и серпантины

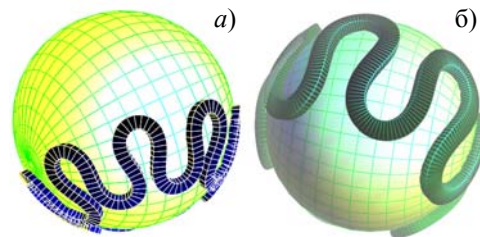


Рис. 10. Стержни с осью, лежащей на поверхности сферы

Представляя компоненты кватерниона угловых скоростей периодическими функциями, можно образовать различные виды криволинейных стержней. На рис. 9 приведены примеры таких стержней. Кватернионы угловых скоростей для этих примеров:

$$\begin{aligned} \omega_a &= [0, 0.3 \cdot \text{sign}(\cos t), 0, 2.4 \cdot \cos t]; \\ \omega_b &= [0, 0.3 \cdot \cos t, 0, 2.1 \cdot \cos t]. \end{aligned}$$

Если в кватернионе ω задать $\omega_1 = 0$; $\omega_2 = v/R$, то ось стержня будет лежать на сфере радиуса R . Форма этого стержня определится компонентами ω_0 и ω_3 . Примеры таких стержней приведены на рис. 10. Кватернионы угловых скоростей для этих примеров:

$$\begin{aligned} \omega_a &= [0, 0, 0.2, 1.2 \cdot \sin(0.692 \cdot t) + 0.05]; \\ \omega_b &= [0, 0, 0.2, 1.2 \cdot \sin(0.692 \cdot t)]. \end{aligned}$$

Тонкостенные стержни из листовых заготовок. Общий случай. Будем условно полагать, что исходным материалом для изготовления тонкостенных стержней является металлический лист. Криволинейные стержни проще всего изготавливать из заготовок, выкраивая их из плоского листа, искривляя и соединяя между собой продольными швами. Почти все примеры, приведенные выше, представляют собой стержни такого типа.

Прежде чем соединить между собой заготовки, им надо придать криволинейную форму. Будем считать, что нам очень повезло, если нужную форму удастся получить только за счет изгиба листовых заготовок. При этом срединная поверхность не испытывает растяжений, сжатий или перекосов. В общем же случае листовую заготовку надо не только изгибать, но и скручивать. Это невозможно сделать без деформации срединной поверхности заготовки, поскольку срединная поверхность при скручивании полосы деформируется.

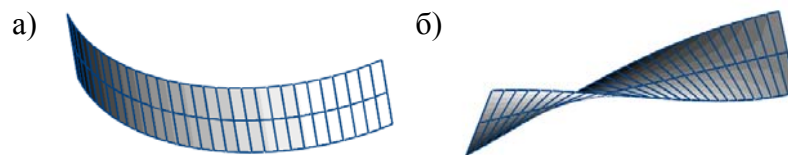


Рис. 11. Деформация прямолинейной заготовки:
а) изгибанием; б) скручиванием

На рис. 11 показаны два вида деформации прямолинейной плоской заготовки. Вид а) соответствует изгибанию, когда прямолинейная полоса приобретает цилиндрическую форму. Вид б) соответствует скручиванию полосы. Из рисунка видно, что в этом случае продольные волокна по краям полосы длиннее, чем в ее середине.

Для того, чтобы разобраться в том, когда мы имеем дело с чистым изгибом, а когда со скручиванием полосы, обратимся к дифференциальной геометрии [4], которая изучает проблему изгиба поверхностей, и рассмотрим более подробно одну из полос тонкостенного стержня (рис. 12).

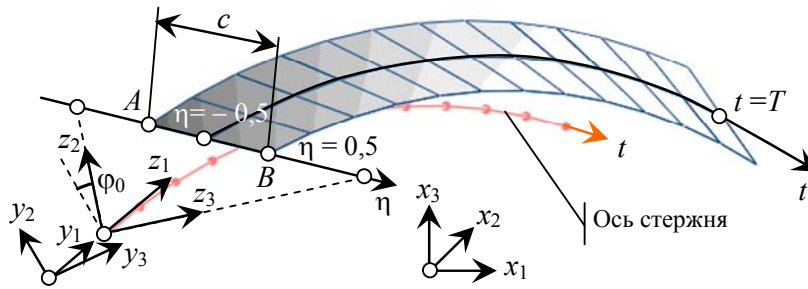


Рис. 12. Геометрия одной из граней тонкостенного стержня

Ее можно считать следом от движения ориентированного отрезка прямой, жестко связанного с подвижной системой координат z_1, z_2, z_3 и лежащего в координатной плоскости z_2, z_3 . Будем полагать, что отрезок задан параметрически с использованием безразмерного параметра η , который меняется в пределах $[-0,5; 0,5]$. Координаты начала этого отрезка, обозначенного на рисунке буквой A , $z_1 = 0; z_2 = a_2, z_3 = a_3$, а координаты его конца, обозначенного на рисунке буквой B , $z_1 = 0; z_2 = b_2, z_3 = b_3$. Координаты произвольной точки этого отрезка в зависимости от значения параметра η могут быть вычислены по формулам:

$$z_1 = 0; \quad z_2 = a_2 + (b_2 - a_2) \cdot \eta; \quad z_3 = a_3 + (b_3 - a_3) \cdot \eta. \quad (10)$$

Легко сообразить, что ширина рассматриваемой полосы в сечении, нормальном оси стержня, равна длине этого отрезка

$$c = \sqrt{(b_2 - a_2)^2 + (b_3 - a_3)^2}. \quad (11)$$

Рассмотрим еще одну декартову систему координат u_1, u_2, u_3 (рис. 13). Эта система координат связана с рассматриваемой полосой тонкостенного стержня. Ось u_1 направлена вдоль оси стержня и совпадает с осью z_1 . Ось u_3 направлена параллельно отрезку, образующему полосу стержня, в сторону увеличения параметра η . Ось u_2 , образует с осями u_1 и u_3 правую тройку.

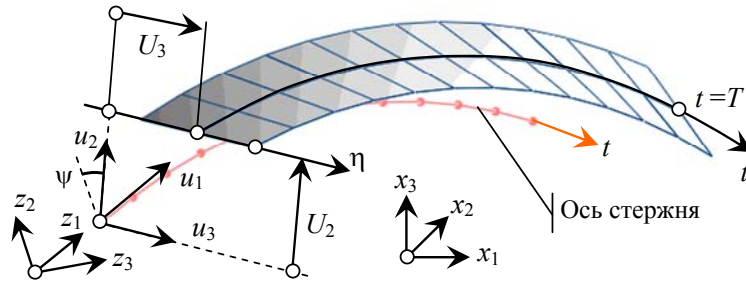


Рис. 13. Введение координатной системы u_1, u_2, u_3

Система координат u_1, u_2, u_3 по отношению к системе координат z_1, z_2, z_3 повернута на угол ψ вокруг оси z_1 , а по отношению к системе координат y_1, y_2, y_3 на угол $\ln \|\mathbf{q}\| + \psi$ вокруг оси y_1 . $\ln \|\mathbf{q}\| = \varphi_0$, как следует из формул (2). Из геометрических соображений вытекает:

$$\cos \psi = \frac{b_3 - a_3}{c}; \quad \sin \psi = -\frac{b_2 - a_2}{c}. \quad (12)$$

Угловые скорости в этой системе координат выражаются формулами:

$$\begin{aligned} \mathbf{u} \omega_0 &= \mathbf{y} \omega_0; & \mathbf{u} \omega_1 &= \mathbf{y} \omega_1; \\ \mathbf{u} \omega_2 &= \mathbf{y} \omega_2 \cdot \cos(\ln \|\mathbf{q}\| + \psi) + \mathbf{y} \omega_3 \cdot \sin(\ln \|\mathbf{q}\| + \psi); \\ \mathbf{u} \omega_3 &= -\mathbf{y} \omega_2 \cdot \sin(\ln \|\mathbf{q}\| + \psi) + \mathbf{y} \omega_3 \cdot \cos(\ln \|\mathbf{q}\| + \psi). \end{aligned} \quad (13)$$

Раскрывая две последние зависимости (13) с использованием формул (12), получим:

$$\begin{aligned} \mathbf{u} \omega_2 &= \left(\mathbf{y} \omega_2 \cdot \frac{b_3 - a_3}{c} - \mathbf{y} \omega_3 \cdot \frac{b_2 - a_2}{c} \right) \cdot \cos \ln \|\mathbf{q}\| + \\ &+ \left(\mathbf{y} \omega_2 \cdot \frac{b_2 - a_2}{c} + \mathbf{y} \omega_3 \cdot \frac{b_3 - a_3}{c} \right) \cdot \sin \ln \|\mathbf{q}\|; \\ \mathbf{u} \omega_3 &= -\left(\mathbf{y} \omega_2 \cdot \frac{b_3 - a_3}{c} + \mathbf{y} \omega_3 \cdot \frac{b_2 - a_2}{c} \right) \cdot \sin \ln \|\mathbf{q}\| + \\ &+ \left(\mathbf{y} \omega_2 \cdot \frac{b_2 - a_2}{c} - \mathbf{y} \omega_3 \cdot \frac{b_3 - a_3}{c} \right) \cdot \cos \ln \|\mathbf{q}\|. \end{aligned} \quad (14)$$

Координаты середины отрезка, образующего полосу, в системе координат u_1, u_2, u_3 таковы:

$$\begin{aligned} U_2 &= a_2 \cdot \cos \psi + a_3 \cdot \sin \psi = \frac{a_2 \cdot b_3 - a_3 \cdot b_2}{c}; \\ U_3 &= -a_2 \cdot \sin \psi + a_3 \cdot \cos \psi = \frac{b_2^2 - a_2^2 + b_3^2 - a_3^2}{2 \cdot c}. \end{aligned} \quad (15)$$

Выполняя соответствующие алгебраические преобразования, получим коэффициенты первой квадратичной формы поверхности.

$$\begin{aligned} E(t, \eta) &= [U_2^2 + (U_3 + c \cdot \eta)^2] \cdot [\omega_0(t) + \omega_1(t)]^2 + \\ &+ [v(t) + (U_3 + c \cdot \eta) \cdot \omega_2(t) - U_2 \cdot \omega_3(t)]^2; \\ F(t) &= c \cdot U_2 \cdot [\omega_0(t) + \omega_1(t)]; \quad G = c^2. \end{aligned} \quad (16)$$

Гауссову кривизну поверхности полосы через коэффициенты первой квадратичной формы и их первые и вторые производные [4] можно вычислить по формуле Brioschi:

$$K = \frac{\begin{vmatrix} \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial^2 E}{\partial \eta^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial t \cdot \partial \eta} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial^2 G}{\partial t^2} & \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial E}{\partial t} & \frac{\partial F}{\partial t} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial E}{\partial \eta} \\ \frac{\partial F}{\partial \eta} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial G}{\partial t} & E & F \\ \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial G}{\partial \eta} & F & G \end{vmatrix}}{(E \cdot G - F^2)^2} = \begin{vmatrix} 0 & \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial E}{\partial \eta} & \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial G}{\partial t} \\ \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial E}{\partial \eta} & E & F \\ \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial G}{\partial t} & F & G \end{vmatrix} \quad (17)$$

Для нашего конкретного случая формула (17) упрощается:

$$K = \frac{1}{2 \cdot (E \cdot G - F^2)} \cdot \left[\frac{G}{2 \cdot (E \cdot G - F^2)} \cdot \left(\frac{\partial E}{\partial \eta} \right)^2 - \frac{\partial^2 E}{\partial \eta^2} \right]. \quad (18)$$

При этом

$$E \cdot G - F^2 = c^2 \cdot \left\{ (U_3 + c \cdot \eta)^2 \cdot [\omega_0(t) + \omega_1(t)]^2 + \right. \\ \left. + [v(t) + (U_3 + c \cdot \eta) \cdot \omega_2(t) - U_2 \cdot \omega_3(t)]^2 \right\}. \quad (19)$$

Выражения для производных коэффициента E выглядят так:

$$\frac{\partial E(t, \eta)}{\partial \eta} = 2 \cdot c \cdot \left\{ (U_3 + c \cdot \eta) \cdot [\omega_0(t) + \omega_1(t)]^2 + \right. \\ \left. + \omega_2(t) \cdot [v(t) + (U_3 + c \cdot \eta) \cdot \omega_2(t) - U_2 \cdot \omega_3(t)] \right\}; \quad (20)$$

$$\frac{\partial^2 E(t, \eta)}{\partial \eta^2} = 2 \cdot c^2 \cdot \left\{ \left[\omega_0(t) + \omega_1(t) \right]^2 + \omega_2^2(t) \right\}. \quad (21)$$

По значению гауссовой кривизны K , вычисляемому для рассматриваемой полосы по формуле (18), можно узнать, развертывается ли на плоскость эта полоса. Если $K = 0$ во всех точках этой полосы ($0 \leq t \leq T$; $-0,5 \leq \eta \leq 0,5$), полоса разворачивается на плоскость, в противном случае – нет.

Тонкостенные стержни с разворачиваемыми гранями. Рассмотрим частный случай криволинейного стержня, когда соблюдается равенство:

$$\omega_0(t) + \omega_1(t) = 0. \quad (22)$$

Анализируя формулу (18), можно убедиться в том, что при соблюдении равенства (22) гауссова кривизна в любой точке полосы, входящей в состав стержня, будет равна нулю. Это означает, что все полосы такого криволинейного стержня можно получить из плоских листовых заготовок путем их изгибания.

Напомним, что форма оси стержня зависит от линейной скорости $v(t)$ и от компонентов векторной части кватерниона угловых скоростей $\omega_1(t)$, $\omega_2(t)$, $\omega_3(t)$. Эти четыре функции времени полностью определяют форму оси стержня. Скалярная часть кватерниона угловых скоростей $\omega_0(t)$ на форму оси стержня не влияет и ею можно распоряжаться произвольно. Принимая

$$\omega_0(t) = -\omega_1(t), \quad (23)$$

получим криволинейный стержень с выбранной заранее формой оси и разворачиваемыми на плоскость полосами. Это важная практическая рекомендация для формообразования криволинейных тонкостенных стержней.

Построение разверток. Рассмотрим, как можно развернуть на плоскость полосу тонкостенного стержня. Как было указано выше, эта задача выполнима лишь для частного случая, описанного в предыдущем разделе. Приблизительно это можно выполнить для общего случая. При этом понятно, что чем уже полоса тонкостенного стержня, тем меньше надо деформировать срединную поверхность этой полосы для того, чтобы распрямить и выложить на плоскость. Будем полагать, что бесконечно узкая криволинейная полоса может быть развернута на плоскость без деформирования срединной поверхности.

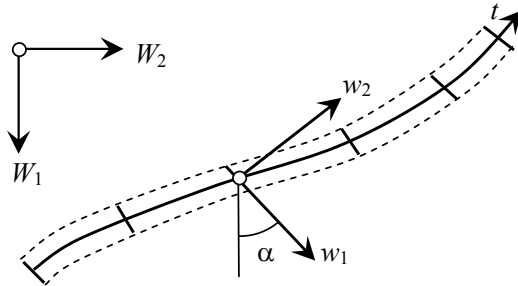


Рис. 14. Развертка узкой криволинейной полоски

На плоскости развертки введем в рассмотрение две декартовы координатные системы (рис. 14): неподвижную W_1, W_2 , и подвижную w_1, w_2 , являющуюся функцией параметра t . Подвижная система связана с разворачиваемой полосой так, что ось w_1 направлена вдоль прямой образующей с координатой η , а ось w_2 перпендикулярно ей в сторону увеличения координаты t . Угол, на который повернута подвижная система относительно неподвижной (положительное направление – против часовой стрелки) обозначим α . Он является функцией t . Связь между координатными системами выражается формулами:

$$W_1 = w_1 \cdot \cos \alpha - w_2 \cdot \sin \alpha; \quad W_2 = w_1 \cdot \sin \alpha + w_2 \cdot \cos \alpha. \quad (24)$$

Будем полагать, что, кроме этого, известны:

- $v\alpha(t)$ – скорость изменения угла α ;
- $vw_1(t)$ – скорость изменения координаты w_1 в подвижной системе координат;
- $vw_2(t)$ – скорость изменения координаты w_2 в подвижной системе координат.

Развертка полоски будет полностью определена, если для каждого значения параметра t будут известны координаты W_1, W_2 , центральной линии развертки и угол α , на который повернута подвижная система координат относительно неподвижной. Запишем дифференциальные уравнения для этих переменных.

$$\begin{aligned} \frac{d\alpha(t)}{dt} &= v\alpha(t); & \frac{dW_1(t)}{dt} &= vw_1(t) \cdot \cos \alpha(t) - vw_2(t) \cdot \sin \alpha(t); \\ \frac{dW_2(t)}{dt} &= vw_1(t) \cdot \sin \alpha(t) + vw_2(t) \cdot \cos \alpha(t). \end{aligned} \quad (25)$$

Для полоски, находящейся в окрестности срединной линии рассматриваемой грани, можно записать формулы для скоростей изменения искомых переменных, пользуясь рис. 13:

$$\begin{aligned}v\alpha(t) &= \mathbf{u}\omega_2(t); \quad v\omega_1(t) = U_2 \cdot [\mathbf{u}\omega_0(t) + \mathbf{u}\omega_1(t)]; \\v\omega_2(t) &= v(t) + U_3 \cdot \mathbf{u}\omega_2(t) - U_2 \cdot \mathbf{u}\omega_3(t).\end{aligned}\tag{26}$$

При этом компоненты кватерниона $\mathbf{u}\omega(t)$ вычисляются по формулам (14).

Если задать начальные значения $\alpha(0)$, $W_1(0)$ и $W_2(0)$, можно будет проинтегрировать систему обыкновенных дифференциальных уравнений (25) по методу Рунге – Кутты и по найденным функциям $W_1(t)$, $W_2(t)$ построить центральную линию полоски. Угол $\alpha(t)$ позволяет сделать эту полосу двухмерной, добавив вторую координату η . В результате получим параметрическое представление полоски, развернутой на плоскости W_1 , W_2 .

$$W_1(t, \eta) = W_1(t) + c \cdot \eta \cdot \cos \alpha; \quad W_2(t, \eta) = W_2(t) + c \cdot \eta \cdot \sin \alpha.\tag{27}$$

Будем полагать, что параметр η изменяется в пределах $-\varepsilon < \eta < \varepsilon$, где ε – малая величина.

Заметим, что в частном случае, когда выполняется формула (22), то есть, когда полоса стержня развертывается, при помощи системы дифференциальных уравнений (25) можно построить развертку всей полосы стержня. При этом боковые линии развертки получаются при значениях $\eta = \pm 0,5$. Торцевые линии развертки получаются при $t = 0$ и $t = T$. Линиямигиба являются координатные линии $t = \text{const}$. Эти линии перпендикулярны срединной линии и боковым линиям развертки.

Изгибание скрученной полосы на поверхность катеноида. В том случае, когда полоса не может быть развернута на плоскость, она может быть выложена на некоторую криволинейную поверхность с плотным прилеганием к ней. Это свойство не только любопытно, но в отдельных случаях имеет практическое значение.

Рассмотрим полосу тонкостенного стержня, получающуюся при $\mathbf{u}\omega_1 = \mathbf{u}\omega_2 = \mathbf{u}\omega_3 = U_1 = U_2 = 0$ (рис. 14 а). Будем полагать, $\omega_0(t) = \text{const}$, $v(t) = \text{const}$. В результате мы получим прямолинейную скрученную полосу, уравнение которой, записанное через параметры t и η , выглядит так:

$$x_1(t, \eta) = c \cdot \eta \cdot \sin(\omega_0 \cdot t); \quad x_2(t) = v \cdot t; \quad x_3(t, \eta) = c \cdot \eta \cdot \cos(\omega_0 \cdot t),\tag{28}$$

где c – ширина полосы, а η – безразмерный параметр, изменяющийся в пределах $-0,5 \leq \eta \leq 0,5$. Коэффициенты первой квадратичной формы для этой поверхности, полученные как частный случай формул (16), таковы:

$$E(\eta) = v^2 + (\omega_0 \cdot c \cdot \eta)^2; \quad F = 0; \quad G = c^2. \quad (29)$$

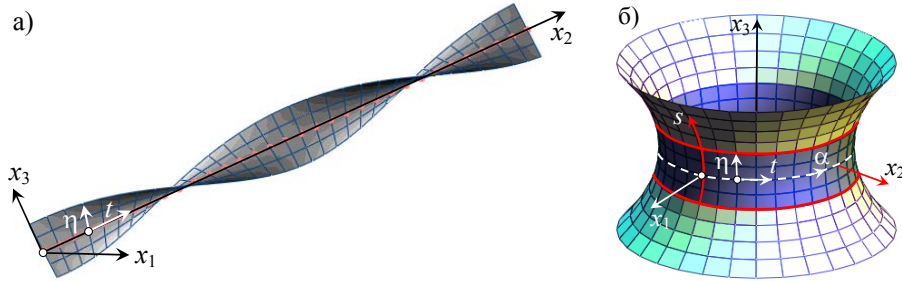


Рис. 15. Укладка скрученной полосы на поверхность катеноида

Длину полосы l выберем такой, чтобы поперечное сечение этой полосы (прямолинейный отрезок длиной c) совершало на этой длине один полный поворот. Это случится, если временной параметр t будет изменяться в пределах $0 \leq t \leq T$, причем

$$T = 2 \cdot \pi / \omega_0. \quad (30)$$

Длина полосы окажется при этом равной

$$l = 2 \cdot \pi \cdot v / \omega_0. \quad (31)$$

Поверхность, форму которой имеет скрученная полоса, называется геликоидом. Эта поверхность относится к классу минимальных, то есть, ее площадь является минимальной среди всех поверхностей, натянутых на данный контур. Кстати, это единственная минимальная поверхность, имеющая прямолинейные образующие. Физической реализацией минимальной поверхности является мыльная пленка.

Покажем, что скрученная полоса укладывается на поверхности катеноида в виде пояса шириной c (по криволинейной образующей). Катеноид – это поверхность, образованная вращением цепной линии вокруг ее оси абсцисс (рис. 14 б). Уравнение катеноида в параметрическом виде выглядит следующим образом:

$$\begin{aligned}
 x_1(\alpha, s) &= a \cdot \sqrt{1 + \frac{s^2}{a^2}} \cdot \cos \alpha; & x_2(\alpha, s) &= a \cdot \sqrt{1 + \frac{s^2}{a^2}} \cdot \sin \alpha; \\
 x_3(s) &= a \cdot \operatorname{Arsh} \frac{s}{a},
 \end{aligned}
 \tag{32}$$

где α – угол, отсчитываемый вдоль экватора от оси x_1 в направлении оси x_2 ; s – дуговая координата, отсчитываемая от экватора вдоль меридиана в направлении увеличения координаты x_3 ; a – произвольная постоянная с размерностью длины.

Для решения нашей задачи надо перейти от параметров α, s к параметрам t, η и определить произвольную постоянную a . Для этого годятся зависимости:

$$\alpha = \omega_0 \cdot t; \quad s = c \cdot \eta; \quad a = v / \omega_0. \tag{33}$$

Если ввести обозначение:

$$\sigma = \omega_0 \cdot c / v, \tag{34}$$

уравнение катеноида в новых параметрах будет выглядеть так:

$$\begin{aligned}
 x_1(t, \eta) &= \frac{v}{\omega_0} \cdot \sqrt{1 + (\sigma \cdot \eta)^2} \cdot \cos(\omega_0 \cdot t); \\
 x_2(t, \eta) &= \frac{v}{\omega_0} \cdot \sqrt{1 + (\sigma \cdot \eta)^2} \cdot \sin(\omega_0 \cdot t); & x_3(t, \eta) &= \frac{v}{\omega_0} \cdot \operatorname{Arsh}(\sigma \cdot \eta).
 \end{aligned}
 \tag{35}$$

Дифференцируя равенства (35) по t и по η , получим:

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial x_1(t, \eta)}{\partial t} &= -v \cdot \sqrt{1 + (\sigma \cdot \eta)^2} \cdot \sin(\omega_0 \cdot t); & \frac{\partial x_1(t, \eta)}{\partial \eta} &= \frac{c \cdot \sigma \cdot \eta}{\sqrt{1 + (\sigma \cdot \eta)^2}} \cdot \cos(\omega_0 \cdot t); \\
 \frac{\partial x_2(t, \eta)}{\partial t} &= v \cdot \sqrt{1 + (\sigma \cdot \eta)^2} \cdot \cos(\omega_0 \cdot t); & \frac{\partial x_2(t, \eta)}{\partial \eta} &= \frac{c \cdot \sigma \cdot \eta}{\sqrt{1 + (\sigma \cdot \eta)^2}} \cdot \sin(\omega_0 \cdot t); \\
 \frac{\partial x_3(t, \eta)}{\partial t} &= 0. & \frac{\partial x_3(t, \eta)}{\partial \eta} &= \frac{c}{\sqrt{1 + (\sigma \cdot \eta)^2}}.
 \end{aligned}
 \tag{36}$$

Пользуясь этими зависимостями, вычислим коэффициенты первой квадратичной формы:

$$E(t, \eta) = v^2 \cdot [1 + (\sigma \cdot \eta)^2] = v^2 + (\omega_0 \cdot c \cdot \eta)^2; \quad F(t, \eta) = 0; \quad G(t, \eta) = c^2. \tag{37}$$

Сравнивая формулы (29) с формулами (37), замечаем, что коэффициенты первых квадратичных форм для обеих поверхностей совпадают. Таким образом, эти поверхности могут быть совмещены путем изгиба.

Изгибание криволинейной полосы на поверхность гиперboloида вращения. Рассмотрим частный случай криволинейного стержня, для которого $\omega_0 = 0$; а $\nu, \omega_1, \omega_2, \omega_3$ – константы. Такие стержни являются стержнями без дополнительного кручения. Их ось представляет собой винтовую линию. Примеры таких стержней показаны на рис. 6 а), б), г). Покажем, что любой полосе такого стержня можно придать форму поверхности вращения путем ее изгиба.

Пусть положение рассматриваемой полосы определено так, как это сделано на рис. 13. Коэффициенты первой квадратичной формы для этой полосы в этом случае в соответствии с формулами (16) будут иметь вид:

$$E(\eta) = [U_2^2 + L_3^2(\eta)] \cdot \omega_1^2 + [\nu + L_3(\eta) \cdot \omega_2 - U_2 \cdot \omega_3]^2; \quad (38)$$
$$F = c \cdot U_2 \cdot \omega_1; G = c^2,$$

где

$$L_3(\eta) = U_3 + c \cdot \eta. \quad (39)$$

Поверхность вращения будем искать в координатной системе x_1, x_2, x_3 в зависимости от параметров t и η рассматриваемой полосы в следующем виде:

$$x_1(t, \eta) = f_1(\eta) \cdot \cos(\beta \cdot t) - f_2(\eta) \cdot \sin(\beta \cdot t); x_2(t, \eta) =$$
$$= f_1(\eta) \cdot \sin(\beta \cdot t) + f_2(\eta) \cdot \cos(\beta \cdot t); x_3(\eta) = f_3(\eta); \quad (40)$$

где $f_1(\eta), f_2(\eta), f_3(\eta)$ – неизвестные функции параметра η ; β – неизвестная константа.

Коэффициенты первой квадратичной формы для этой поверхности выражаются формулами:

$$E(\eta) = \beta^2 \cdot [f_1^2(\eta) + f_2^2(\eta)];$$
$$F(\eta) = \beta \cdot [f_1(\eta) \cdot f_2'(\eta) - f_2(\eta) \cdot f_1'(\eta)]; \quad (41)$$
$$G(\eta) = f_1'^2(\eta) + f_2'^2(\eta) + f_3'^2(\eta).$$

Приравнивая коэффициенты первой квадратичной формы для полосы криволинейного стержня и полосы поверхности вращения, получим систему уравнений для определения функций $f_1(\eta), f_2(\eta), f_3(\eta)$, содержащую одно алгебраическое уравнение и два дифференциальных уравнения первого порядка.

$$\begin{aligned} \beta^2 \cdot [f_1^2(\eta) + f_2^2(\eta)] &= [U_2^2 + L_3^2(\eta)] \cdot \omega_1^2 + [v + L_3(\eta) \cdot \omega_2 - U_2 \cdot \omega_3]^2; \\ \beta \cdot [f_1(\eta) \cdot f_2'(\eta) - f_2(\eta) \cdot f_1'(\eta)] &= c \cdot U_2 \cdot \omega_1; \\ f_1'^2(\eta) + f_2'^2(\eta) + f_3'^2(\eta) &= c^2. \end{aligned} \quad (42)$$

Константа β может быть выбрана произвольно. Это означает, что полосу можно свернуть в рулон, причем диаметр этого рулона может плавно варьироваться (в определенных пределах). Каждому значению β будет соответствовать некоторая поверхность вращения. К сожалению, записать уравнение этой поверхности в замкнутом виде для произвольного β не удастся. Однако если взять конкретное значение

$$\beta = \beta_0 = \sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2 + \gamma^2}; \quad \gamma = \frac{v}{U_2} - \omega_3, \quad (43)$$

то одно из частных решений системы уравнений (42) можно будет записать в следующем виде:

$$f_1 = \frac{\omega_1 \cdot U_2}{\sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2}}; \quad f_2(\eta) = \frac{L(\eta) \cdot \sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2}}{\beta_0}; \quad f_3(\eta) = \frac{L(\eta) \cdot \gamma}{\beta_0}, \quad (44)$$

где

$$L(\eta) = L_3(\eta) + \frac{\gamma \cdot \omega_2 \cdot U_2}{\omega_1^2 + \omega_2^2} = U_3 + c \cdot \eta + \frac{(v - U_2 \cdot \omega_3) \cdot \omega_2}{\omega_1^2 + \omega_2^2}. \quad (45)$$

Подставляя зависимости (43) в формулы (40), получим уравнения поверхности вращения, выраженные в параметрической форме через параметры t и η . Нетрудно заметить, что эта поверхность представляет собой однополостный гиперболоид вращения, показанный на рис. 16. Эта поверхность имеет прямолинейные образующие. При этом координатные линии $t = \text{const}$ расположены на этих образующих. Образующая $t = 0$ определяется уравнениями:

$$x_1 = \frac{\omega_1 \cdot U_2}{\sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2}}; \quad x_2(\eta) = \frac{L(\eta) \cdot \sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2}}{\beta_0}; \quad x_3(\eta) = \frac{L(\eta) \cdot \gamma}{\beta_0}. \quad (46)$$

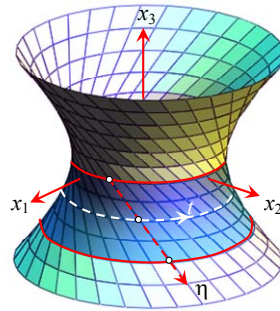


Рис. 16. Изгибание полосы на поверхность однополостного гиперboloида вращения

Горловина этого однополостного гиперboloида вращения имеет радиус:

$$r_{\min} = \frac{u \omega_1 \cdot U_2}{\sqrt{u \omega_1^2 + u \omega_2^2}}. \quad (47)$$

Квадрат радиуса окружности, соответствующей значению параметра η :

$$r^2(\eta) = \frac{u \omega_1^2 \cdot U_2^2}{u \omega_1^2 + u \omega_2^2} + \frac{L^2(\eta) \cdot (u \omega_1^2 + u \omega_2^2)}{\beta_0}. \quad (48)$$

Один виток полосы на поверхности гиперboloида соответствует изменению параметра t на величину:

$$\Delta t = 2 \cdot \pi / \beta_0. \quad (49)$$

Следует отметить, что для полос, расположенных близко к оси стержня ($U_2 \rightarrow 0$), принцип изгибания полосы криволинейного стержня на поверхность однополостного гиперboloида вращения утрачивает практическое значение, поскольку гиперboloид становится узким и радиусы изгибания полосы становятся сравнимыми с ее толщиной.

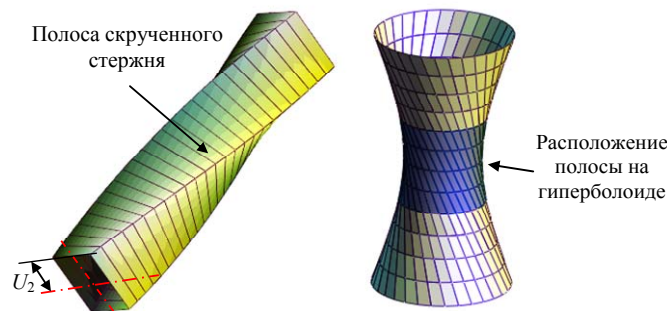


Рис. 17. Изгибание полосы скрученного стержня в частном случае

Частный случай. Полоса скрученного прямолинейного стержня при произвольных c , v , U_2 , ${}_{\mathfrak{u}}\omega_1$ и нулевых U_3 , ${}_{\mathfrak{u}}\omega_2$, ${}_{\mathfrak{u}}\omega_3$. путем ее изгибания укладывается на поверхность однополостного гиперboloида вращения с радиусом горловины $r_{\min} = U_2$ (рис. 17). Прямолинейная образующая этого гиперboloида определяется уравнениями:

$$x_1 = U_2; \quad x_2(\eta) = \frac{c \cdot \eta \cdot {}_{\mathfrak{u}}\omega_1 \cdot U_2}{\sqrt{v^2 + {}_{\mathfrak{u}}\omega_1^2 \cdot U_2^2}}; \quad x_3(\eta) = \frac{c \cdot \eta \cdot v}{\sqrt{v^2 + {}_{\mathfrak{u}}\omega_1^2 \cdot U_2^2}}. \quad (50)$$

Один виток полосы на поверхности гиперboloида соответствует изменению параметра t на величину:

$$\Delta t = \frac{2 \cdot \pi \cdot U_2}{\sqrt{v^2 + {}_{\mathfrak{u}}\omega_1^2 \cdot U_2^2}}. \quad (51)$$

Рассмотренные выше задачи об изгибании криволинейной полосы на поверхность вращения имеют следующий практический смысл. Придать полосе, вырезанной из плоского листа, вид скрученного листа довольно сложно. Однако возможен следующий трехэтапный процесс достижения этой цели. Вначале полосу листового материала путем изгибания превращают в жолоб. Затем этот жолоб вальцуют с получением поверхности вращения. И уже после этого поверхность вращения путем изгибания превращают в скрученный лист, готовый для сборки тонкостенного стержня.

Выводы

1. Для описания геометрии криволинейного стержня достаточно одной кватернионной функции $\omega(t)$ от параметра t . Компоненты кватерниона $\omega_1(t)$, $\omega_2(t)$, $\omega_3(t)$ определяют ось стержня, компонент $\omega_0(t)$ – ориентацию сечения относительно оси.
2. Если кватернионная функция $\omega(t)$ – константа, ось стержня имеет форму спирали. Если при этом $\omega_1 = 0$, спираль вырождается в окружность.
3. Если для кватернионной функции $\omega(t)$ задать $\omega_1 = 0$; $\omega_2 = 1/R$, ось стержня будет лежать на сфере радиуса R . Форма этого стержня определится компонентами $\omega_0(t)$ и $\omega_3(t)$.
4. Тонкостенные элементы (полосы) криволинейного стержня в общем случае являются неразворачиваемыми, то есть не выкладываются на плоскость путем изгибания. Однако они выкладываются на поверхность отрицательной гауссовой кривизны. Прямолинейная скрученная полоса выкладывается на поверхность катеноида. Полоса прямолинейного скрученного стержня выкладывается на поверхность однополостного гиперboloида вращения.

5. Существует класс криволинейных стержней со всеми разворачиваемыми полосами. Признаком этого класса является равенство: $\omega_0(t) + \omega_1(t) = 0$.
6. Любой криволинейный стержень с неразворачиваемыми полосами может быть превращен в стержень с разворачиваемыми полосами путем замены нулевого компонента кватерниона $\omega(t)$ в соответствии с формулой: $\omega_0(t) = -\omega_1(t)$. При этом изменяется только ориентация сечений относительно оси стержня, а сама ось сохраняется.
7. Для изготовления стержней с неразворачиваемыми полосами может быть применен трехэтапный процесс. Вначале полоса листового материала путем изгибания превращается в жолоб. Затем этот жолоб вальцуют с получением поверхности, на которую полоса может быть выложена без деформации срединной поверхности. После этого полоса, имеющая форму поверхности отрицательной гауссовой кривизны, путем изгибания превращается в скрученную полосу, готовую для сборки тонкостенного стержня.

Литература

- [1] Бранец В. Н. Применение кватернионов в задачах ориентации твердого тела / В. Н. Бранец, И. П. Шмыглевский. – Москва : Наука, 1973. – 320 с.
- [2] Гордеев В. Н. Кватернионы и трехмерная геометрия / В. Н. Гордеев. – Электрон. данные. – Киев, 2012. – 60 с. – Режим доступа : <http://www.techlibrary.ru> ; <http://karataev.nm.ru/vgordeev/quatvgordeev.pdf>. – Загл. с экрана.
- [3] Готман А. Ш. Проектирование обводов судов с разворачивающейся обшивкой / А. Ш. Готман – Ленинград : Судостроение, 1979. – 192 с.
- [4] Рашевский П. К. Курс дифференциальной геометрии / П. К. Рашевский. – Москва-Ленинград : Гостехтеориздат, 1950. – 428 с.
- [5] Гордеев В. Формоутворення стержнів з просторовою криволінійною віссю / В. Гордеев, І. Годзинський // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сборник научных трудов / Одесская государственная академия строительства и архитектуры. – 2010. – № 14, ч. 2. – С. 80–85.
- [6] Godzinskyi I. The application of quaternions to problems of morphology of curvilinear bars / I. Godzinskyi, V. Gordeiev // 7-th International Conference on Computational Mechanics for Spatial Structures : book of abstracts. – Sarajevo, 2012. – P. 116–119.

Надійшла до редколегії 13.10.2014 р.

УДК 624.014, 624.072.002.2

Пластичний момент опору перерізу балок з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій при використанні трилінійної апроксимації діаграми розтягу сталі

Білик С.І., д.т.н.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. Запропонована модель розрахунку сталеві балок з урахуванням обмежених пластичних деформацій за трилінійною апроксимацією діаграми розтягу сталі. Отримано перехід від пружних деформацій до шарніра пластичності. Встановлено значення обмежених пластичних деформацій при виникненні шарніра пластичності. Показано, що умова утворення повного шарніра пластичності відповідає граничному значенню пластичних деформацій $\varepsilon_{tm} = 0,00365$. Також доведено, що розрахунок за урахуванням діаграми Прандтля є тотожним розрахунку міцності балки при використанні трилінійної діаграми розтягу сталі з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій при виникненні пластичних деформацій $\varepsilon_{tm} = 0,001425$. Отримано формули для обчислення пластичного моменту опору перерізу балок прямокутного і двотаврового перерізу при використанні трилінійної апроксимації діаграми розтягу сталі.

Аннотация. Предложена модель расчета стальной балки с учетом ограниченных пластических деформаций по трехлинейной аппроксимации диаграммы растяжения стали. Получен переход от упругих деформаций к шарниру пластичности. Установлено значение ограниченных пластических деформаций при возникновении шарнира пластичности. Показано, что условие образования полного шарнира пластичности соответствует предельному значению пластических деформаций $\varepsilon_{tm} = 0,00365$. Также доказано, что расчет с учетом диаграммы Прандтля является тождественным расчету прочности балки при использовании трехлинейной диаграммы растяжения стали с учетом развития ограниченных пластических деформаций $\varepsilon_{tm} = 0,001425$. Получены формулы для вычисления пластического момента сопротивления сечения балок прямоугольного и двутаврового сечения при использовании трехлинейной аппроксимации диаграммы растяжения стали.

Abstract. Refinement of the calculation model of plastic deformation leads to a refinement of the maximum of plastic deformation and refinement of displacement of beams from the development of limited plastic deformation. Past studies have opened the possibility to resistance of any steel beam with nonlinear material. It is shown that conditions for formation of complete hinge ductility corresponds to plastic deformation $\varepsilon_{tm} = 0,00365$. It is also shown that calculation with considering Prandtl diagrams is identical with calculation of the beam resistance with development of limited plastic deformation when using trilinear approximation diagrams for tensile of steels from $\varepsilon_{tm} = 0,001425$. Formulas are found for calculating the plastic moment of resistance of beams with rectangular cross section and double-T intersection when using complex approximation diagrams for tensile of steel.

Ключові слова: пластичні деформації, сталева балка, шарнір пластичності, трилінійна діаграма розтягу, пластичний момент опору.

Несуча спроможність сталевих конструкцій залежить від фізико-математичної моделі розвитку обмежених пластичних деформацій. В нормативних документах [1] для розрахунку балкових сталевих елементів прийнята білінійна діаграма розтягу сталі (діаграма Прантдля). Таким чином, несуча спроможність з урахуванням розвитку малих пластичних деформацій залежить від граничного значення відносного видовження ε_m . Проведені нові наукові дослідження з впливу розвитку обмежених пластичних деформацій і залишкових напружень на напружено-деформований стан різних профілів [1–3].

В статтях [3–11] встановлено закономірності апроксимації уніфікованої діаграми розтягу сталі. Важливість досліджень обумовлена також переходом на європейські стандарти в проектуванні та можливістю удосконалити фізико-математичну модель розрахунку балкових сталевих конструкцій за теорією малих пластичних деформацій.

З метою досліджень розглянуто сталеву балку прямокутного перерізу і двотаврового перерізу.

Балка прямокутного перерізу. Прийнята гіпотеза плоских перерізів, а залежність розвитку деформацій впродовж висоти перерізу є лінійною:

$$\varepsilon_i = \frac{y}{\rho}, \quad (1)$$

де ρ – кривизна стрижня, y – координата поточної ділянки перерізу шириною b .

Згинальний момент буде дорівнювати сумі моментів, які сприймають різні частини перерізу:

$$M_x = 2b \int_0^{y_e} \sigma y dA \rho + 2b \int_{y_e}^{y_{ey}} \sigma y dA + 2b \int_{y_{ey}}^{y_i} \sigma y dA \quad (2)$$

Прийнята трилінійна апроксимація діаграми розтягу сталі. Це означає, що по висоті перерізу є три ділянки розвитку деформацій з різним модулем деформації сталі (E – пружний модуль деформації, E_{st} – пружно-пластичний модуль деформації сталі, E_m – модуль деформації сталі при розвитку пластичних деформацій). На першій ділянці розвиваються пружні деформації від центру перерізу:

$$\sigma_{ie} = \varepsilon_i E = E \frac{y_i}{\rho} \quad (3, a)$$

Для інших ділянок перерізу збільшення напружень в залежності від деформацій прийнята також лінійною. На другій ділянці розвиваються пружно-пластичні деформації: формула (3, б). На третій ділянці по висоті перерізу розвиваються пластичні деформації (3, в).

$$\sigma_{iet} = \varepsilon_i E_{st} = E_{st} \frac{y_i}{\rho} \quad (3, б)$$

$$\sigma_{it} = \varepsilon_i E_{tm} = E_{tm} \frac{y_i}{\rho} \quad (3, в)$$

Трилінійна апроксимація діаграми розтягу сталі (3) дає аналітичну залежність згинального моменту (M_x) від значень трьох модулів деформацій для балки прямокутного перерізу:

$$M_x = \frac{2by_e^3}{3} \frac{E}{\rho} + \frac{2b}{3} \frac{E_{ey}}{\rho} (y_{ey}^3 - y_e^3) + b\sigma_y (y_{tm}^2 - y_{ey}^2) \quad (4)$$

Використання формул (3) у відношенні (4) миттєво призводить до рівняння відносного значення максимального моменту балки прямокутного перерізу за умови розвитку обмежених пластичних деформацій при використанні трилінійної апроксимації діаграми розтягу сталі.

$$\frac{4M_x}{bh_0^2 \sigma_y} = \frac{2E\varepsilon_e}{3\sigma_y} \left(\frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_{tm}} \right)^2 \left(1 - \frac{E_{ey}}{E} \right) + \left(\frac{\varepsilon_{ey}}{\varepsilon_{tm}} \right)^2 \left[\frac{2}{3} \frac{E_{ey}\varepsilon_{ey}}{\sigma_y} - 1 \right] + 1 \quad (5)$$

Остання формула (5) для обчислення максимального згинального моменту дає можливість визначити максимальну несучу спроможність балкового металевго елемента в залежності від трилінійної діаграми розтягу сталі та обраних значень обмежених пластичних деформацій. Значення кривини балки при розвитку обмежених пластичних деформацій за трилінійною діаграмою розтягу сталі буде:

$$\rho^2 = \frac{M_x}{b[2\varepsilon_e^3(E - E_{ey})/3 + \varepsilon_y^2(2E_{ey}\varepsilon_y/3 - \sigma_y) + \sigma_y\varepsilon_{tm}^2]} \quad (6)$$

Двотаврові балки. Трилінійна апроксимація діаграми розтягу сталі (3) дає аналітичну залежність згинального моменту (M_x) і пластичного моменту опору перерізу для двотаврової балки (W_{xepi}) в залежності від відношення площі перерізу полиці до площі перерізу стінки A_f / A_w і моменту опору стінки (W_w):

$$M_x = \frac{2t_w \varepsilon_{ey} \varepsilon_{tm}^2 E \rho^2}{3} \left[\frac{3}{2} + \frac{6A_f}{A_w} - \frac{\sigma_e}{\sigma_y} \frac{\varepsilon_e^2}{2\varepsilon_{tm}^2} - 4 \frac{\varepsilon_e^2}{\varepsilon_{tm}^2} \left(1 - \frac{\sigma_e}{\sigma_y} \right) \left(\frac{\varepsilon_{ey}}{\varepsilon_e} - 1 \right) \left(2 + \frac{\varepsilon_{ey}}{\varepsilon_e} \right) \right] \quad (7)$$

$$W_{xepI} = W_w \left[\frac{3}{2} + \frac{6A_f}{A_w} - \frac{\sigma_e}{\sigma_y} \frac{\varepsilon_e^2}{2\varepsilon_{tm}^2} - \frac{\varepsilon_e^2}{\varepsilon_{tm}^2} \left(1 - \frac{\sigma_e}{\sigma_y} \right) \left(\frac{\varepsilon_{ey}}{\varepsilon_e} - 1 \right) \left(2 + \frac{\varepsilon_{ey}}{\varepsilon_e} \right) \right] \quad (8)$$

Двотаврові балки при пружній роботі сталі. В формулі (8), за умови пружної роботи сталі необхідно прийняти, що є єдина границя розвитку пружних деформацій, яка призводить до звичайних відношень: $\varepsilon_{tm} = \varepsilon_e$; $\varepsilon_e = \varepsilon_{ey}$; $\sigma_y = \sigma_e = E\varepsilon_{ey}$. В такому випадку приходимо до пружного моменту опору перерізу двотаврової сталеві балки (9):

$$W_{xepI} = W_w \left[\frac{3}{2} + \frac{6A_f}{A_w} - \frac{1}{2} \right] = W_w \left[1 + \frac{6A_f}{A_w} \right] \quad (9)$$

Утворення шарніра пластичності. В формулі (8) при утворенні шарніра пластичності слід прийняти відсутність пружних деформацій $\varepsilon_e = 0$.

При утворенні шарніра пластичності пластичний момент опору перерізу від формули (8) переходить до відомої формули:

$$W_{xepI} = 3W_w \left[\frac{1}{2} + \frac{2A_f}{A_w} \right] \quad (10)$$

Числові приклади. Встановлено, що виникнення шарніра пластичності відбувається при максимальних пластичних деформаціях $\varepsilon_{tm} = 0,00365$. Також встановлено, що розрахунок за урахуванням діаграми Прандтля в пружній стадії є тотожним розрахунку міцності балки з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій при значенні $\varepsilon_{tm} = 0,001425$.

Для двотаврових металевих балок отримано закономірність, що відношення пластичного моменту опору перерізу до пружного моменту опору перерізу при використанні трилінійної діаграми розтягу сталі є меншим, ніж при використанні білінійної апроксимації. Проведені дослідження відкрили можливість для уточнення несучої спроможності будь-якого балкового сталеві елемента з нелінійною діаграмою розтягу матеріалу.

Література

- [1] Нілов О. О. Металеві конструкції. Загальний курс / [Нілов О. О., Пермяков В. О., Шимановський О. В., Білик С. І., Лавриненко Л. І., Белов І. Д., Володимирський В. О.] – К. : Видавництво «Сталь», 2010. – 869 с.
- [2] Білик С. І. Про стійкість центрально-стиснутого гнучого швелера з урахуванням розвитку пластичних деформацій / С. І. Білик, М. В. Усенко // Зб. наук. пр. МОН України. Вип. 21. – Рівне : НУВГП, 2011. – С. 136–143.
- [3] Білик С. І. Апроксимація діаграми розтягу сталі степеневою функцією / С. І. Білик, А. С. Білик, М. В. Усенко // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сборник научных трудов МОН Украины, № 15, часть 3. – Одеса : ОДАБУ, 2011. – С. 3–9.
- [4] Рудых О. Л. Практические вопросы аппроксимации экспериментальных кривых степенными и мелко-линейными функциями / О. Л. Рудых // Вестник ТГАСУ, Хабаровск. – 2010. – № 1. – С. 110–122.
- [5] Ильюшин А. А. Пластичность / А. А. Ильюшин. – М. : Гостехиздат, 1948. – 376 с.
- [6] Безухов Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Н. И. Безухов. – М. : Высш. шк., 1968. – 512 с.
- [7] Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций / Ф. Блейх. – М. : Госиздат физ-мат литературы, 1959. – 544 с.
- [8] Шибанін В. С. Аналітичні залежності розрахунку прогинів стержнів при складному опорі за межею пружності / В. С. Шибанін, І. І. Хилько // Металеві конструкції. – 2003. – Т.6, № 1 – С.31–33.
- [9] Шимановский А. В. Некоторые вопросы устойчивости плоской формы деформирования нитей конечной жесткости за пределами упругости / А. В. Шимановский // Проблемы прочности. – 1992. – № 4. – С. 43–49.
- [10] Стрелецкий Н.Н. Расчет элементов стальных конструкций по критерию предельных пластических деформаций / [Стрелецкий Н. Н., Бельский Г. Е., Любаров Б. И., Чернов А. Л.] // Промышленное строительство. – 1978. – № 6 – С. 7–11.
- [11] Чувикин Г. М. Об устойчивости за пределом упругости внецентренно-сжатых тонкостенных стержней открытого профиля / Г. М. Чувикин // Исследования по стальным конструкциям. – М. : Госстройиздат, 1982. – С. 70–159.

Надійшла до редколегії 16.07.2014 р.

УДК 624.011

Напряжения поперек волокон в соединениях конструкций из клееной древесины

Клименко В.З., к.т.н.

Киевский национальный университет строительства и архитектуры, Украина

Анотація. Напруження поперек волокон порушують збігання внутрішнього силового поля зі структурною будовою деревини, утвореною природою для сприйняття зовнішніх силових дій. Локальна концентрація поперечних напружень в зоні з'єднань формує напружений стан клеєної деревини, при якому внаслідок анізотропії її міцності опір матеріалу різко знижується. Це ускладнює дотримання в конструкціях з клеєної деревини принципу рівномірності їхніх частин: елементів і з'єднань.

Аннотация. Напряжения поперек волокон нарушают совпадение внутреннего силового поля со структурной организацией древесины, созданной природой для восприятия внешних силовых воздействий на растущее дерево. Локальная концентрация поперечных напряжений в зоне соединений формирует напряженное состояние клееной древесины, при котором вследствие анизотропии ее прочности сопротивление материала резко снижается. Это затрудняет выполнение в конструкциях из клееной древесины принципа равнопрочности отдельных частей: элементов и соединений.

Abstract. Stresses perpendicular to the grain violate coincidence of internal force field with the structural framework of wood created by nature for the perception of external forces acting on the growing tree. Local concentration of transverse stresses in the stress area forms a stress state of glued laminated timber, in which due to anisotropy of its strength the material resistance slumps. This makes it difficult in the glued laminated timber constructions to perform the principle of equal strength of their parts: of elements and connections.

Ключевые слова: напряжения поперек волокон, равнопрочность соединений и элементов.

Состояние вопроса. Из двух основных функций соединений как подсистем в более сложных технических системах (конструкциях, сооружениях) – системообразующей и передачи усилий от одних элементов другим – вторая формирует напряженное состояние соединений. При передаче усилий в соединениях происходит искривление потоков напряжений. Вследствие анизотропии строения древесины напряженное состояние элементов в зоне соединений существенно отличается от их напряженного состояния по длине элементов между соединениями. Это физическое явление – искривление потока усилий – затрудняет техническое решение соединений по обеспечению их равнопрочности соединяемым элементам конструкций (сооружений). Рассматриваемое физическое явление сопровождается появлением напряжений поперек

волокон древесины, чему она сопротивляется очень слабо. В современных конструкциях (сооружениях) из клееной древесины при больших усилиях в элементах проблема равнопрочности всех их частей более актуальна, чем в традиционных деревянных конструкциях, хотя в них она тоже присутствовала. Пожалуй, единственным исключением, когда не происходит искривление потока усилий, является соединение сжатых элементов продольным лобовым упором. В ортогональном лобовом упоре надо увеличивать площадку смятия поперек волокон. Во врубке под углом надо избегать появления отдирающих напряжений и предусматривать аварийную связь и т. п.

Примером отличия напряженно-деформированного состояния древесины в зоне соединения и в элементах является широко применяемое соединение на гладких цилиндрических нагелях. Речь идет не о неравномерности деформаций смятия древесины в отверстии по длине нагеля. Здесь рассматривается смятие древесины под нагелем по контуру отверстия, которое чрезвычайно неравномерно: от смятия вдоль волокон до смятия практически поперек волокон. Эти деформации вызывают неоднородное напряженное состояние древесины в зоне соединения. Следствием этого является снижение прочности древесины в зоне соединения по сравнению с прочностью в элементах. Это нашло отражение в значениях расчетного сопротивления смятию древесины нагельного гнезда.

Развитием этого соединения стало соединение на клеенных нагелях из арматурной стали (предложение КИСИ). Интегральное сопротивление древесины нагельного гнезда за счет включения в работу ее с растянутой стороны возросло, но не изменило неоднородного напряженного состояния. Напряжения под углом к направлению волокон со стороны растянутой зоны отверстия усугубляют, по сути, сложное напряженное состояние древесины в зоне соединения.

Поиски новых соединений привели к соединению системы ЦНИИСК с использованием наклонно к волокнам древесины клеенных стальных стержней. Наклонная ориентация стержней согласуется с пространственным расположением древесного вещества – фибрилл – в стенках трахеид. Благодаря совпадению структуры древесины на уровне микростроения с направлением усилий, передаваемых от наклонно установленных стержней, анизотропия прочности древесины меньше сказывается в соединении. Соединение системы ЦНИИСК в большой мере позволяет решить проблему равнопрочности соединений и соединяемых элементов. Новый вид соединения подтвердил мнение ученых о том, что резервы прочности древесины надо искать на уровне ее микростроения.

Сложное напряженное состояние древесины в зоне клевого соединения с зубчатыми шипами вынуждает ограничивать или даже отказываться от этого соединения в конструкциях из клееной древесины.

Вначале – небольшой экскурс в историю деревянных конструкций для ознакомления с поперечными деформациями в соединениях с дискретными механическими связями.

Соединение на гладких кольцевых шпонках. *Примеры конструкций.* Деформации поперек волокон древесины проявили себя (и, в значительной мере, неожиданно) раньше в соединениях элементов и позже в самих элементах. Такими соединениями стали узлы на гладких кольцевых шпонках, которые начали применять в конструкциях из досок взамен брусчатых конструкций на врубках. Пролет ферм покрытый достигал 25 м (рис. 1) [1]. Соединения были включены в технические условия проектирования и возведения деревянных конструкций и сооружений, изданные в 1931 г.

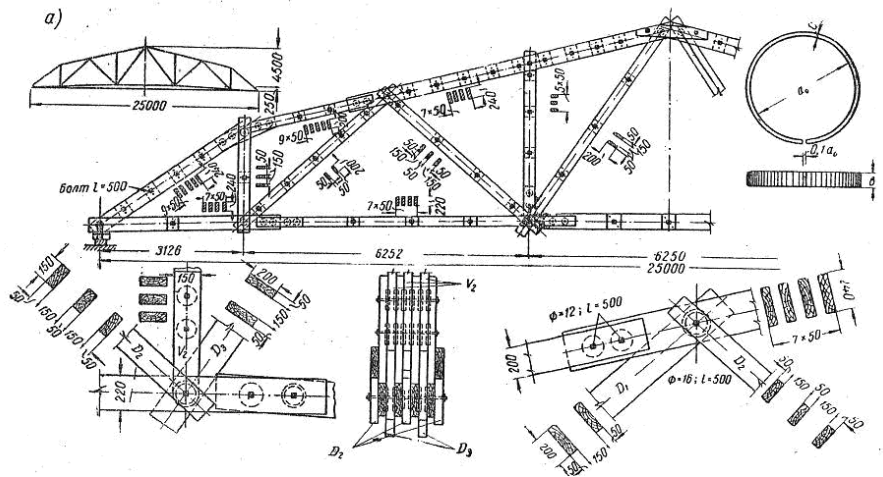


Рис. 1. Ферма на гладких кольцевых шпонках

В [2] приведен пример односкатной фермы пролетом 35 м над театральным залом (1940 г.) с узловыми сопряжениями на гладких кольцевых шпонках и лобовых врубках с вкладышами (рис. 2).

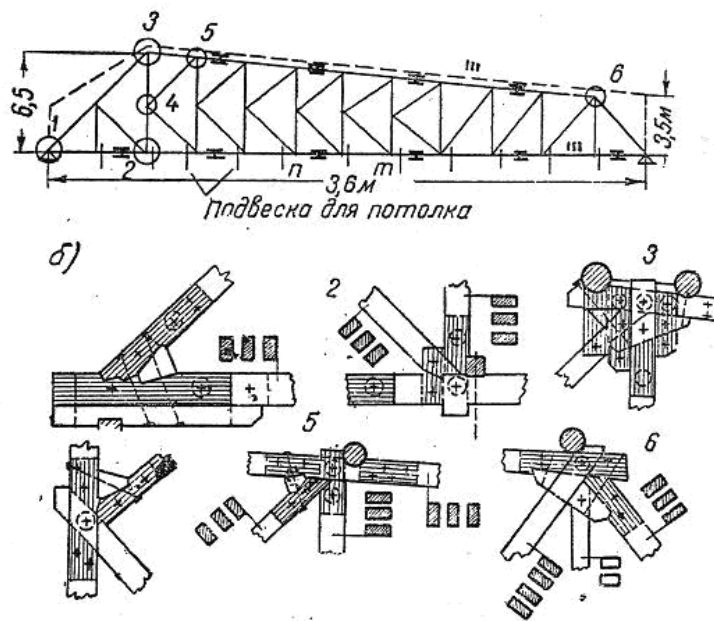


Рис. 2. Ферма покрытия театрального зала

В обоих приведенных первоисточниках наряду с разнообразными схожими причинами разрушения или ухудшения технического состояния конструкций (некоторые причины наблюдаются и в современных деревянных конструкциях) отмечена одна общая причина, правда, как-то мельком – не так обстоятельно, как другие причины. В [1] упоминается ненадежная работа нижнего пояса, а в [2] сказано несколько конкретнее: *«фактическая неравномерность распределения усилий между сечениями отдельных элементов ферм является, главным образом, следствием поперечного изгиба их, который возникает не только в сжатых, но и в растянутых элементах»*.

Работа соединения на гладких кольцевых шпонках. В заключении упомянутой работы [2] образование трещин в концах растянутых элементов решетки ферм и поперечный изгиб досок нижних поясов объясняется возникновением поперечных усилий. Влияние поперечного изгиба оказывается решающим в комплексе причин разрушения узлов и растянутых стыков (упоминаются усушка древесины, частично защемление элементов в узлах и пр.) А во введении [2] говорится, что опыт строительства позволяет констатировать то, что проектирование конструкций проводится *«без необходимого специального учета специфических свойств дерева»*.

В учебнике [3], как результат экспериментальных исследований и материалов обследования и анализа аварий конструкций, дается заключение о том, что растянутые сопряжения на гладких кольцевых шпонках имеют «меньший запас прочности» по сравнению со сжатыми сопряжениями. Далее цитата: «Это может быть объяснено более неблагоприятной работой на скалывание сердечника и элемента между шпонками в растянутых стыках, так как в этом случае действия сил они работают на одностороннее разнозначное скалывание (рис. 3, а); в сжатых же сопряжениях имеет место более равномерное распределение скалывающих напряжений (рис.3, б) благодаря так называемому встречному или промежуточному (однозначному) скалыванию». Автор не берется обсуждать приведенную характеристику работы двух сопряжений, не владея представлением о физическом содержании подчеркнутых в цитате определений.

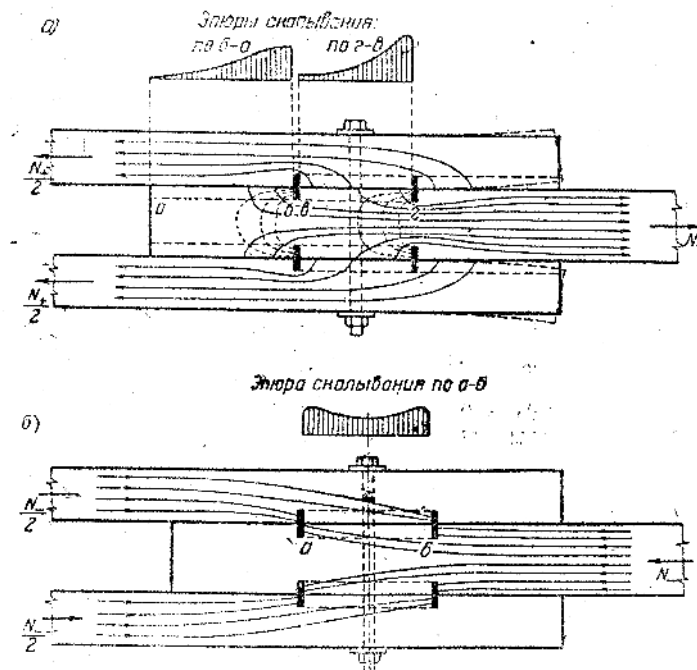


Рис. 3. Работа растянутого (а) и сжатого (б) сопряжения на гладких кольцевых шпонках

Разная работа растянутого и сжатого сопряжений вызвана разной передачей потока усилий от среднего элемента на крайние. В растянутом сопряжении на участках правее сечений *в-в*, а в среднем элементе – левее этих сечений, происходит раскладывание потока напряжений на

касательные (скалывания) вдоль волокон и ортогонально направленные к ним. В местах концентрации касательных напряжений развиваются сопутствующие им поперечные напряжения растяжения. Под их воздействием происходит изгиб концов крайних элементов и раскалывание древесины (на рис. 3, *a* показано пунктиром). В среднем элементе подобное физическое явление происходит в стесненных условиях. В узловых соединениях ферм с раскосами происходило растрескивание концов растянутых раскосов (на это неоднократно обращено внимание в [2] и [5]).

В сжатом сопряжении нет резких пиков по длине площадок скалывания и развиваются поперечные напряжения сжатия, чему древесина сопротивляется гораздо сильнее. Предел прочности древесины при сжатии поперек волокон составляет 5 МПа, тоже при растяжении – $1 \div 1.4$ МПа (для трех сортов клееной древесины).

В [4] рассмотрена работа в узлах нижнего пояса фермы на кольцевых шпонках (рис. 4). Происходило искривление растянутых стержней (рис. 4, *a*) раскосов, то есть физическое явление, аналогичное тому, что происходит в растянутом сопряжении. Объяснять работу узла влиянием «поперечных эксцентриситетов» (это определение из [4]) недостаточно. При передаче усилий $V/2$ от стержней на нижний пояс появляются поперечные усилия Q (рис. 4, *б*), изгибающие стержни решетки. Наблюдаемое растрескивание стержней происходит от неблагоприятного для древесины сочетания напряжений τ , поперечных к направлению волокон σ_{90} , одновременно с напряжениями растяжения вдоль волокон. Предотвращение сложного напряженного состояния древесины растянутых стержней в зоне узла достигается постановкой стяжных болтов между ветвями стержней.

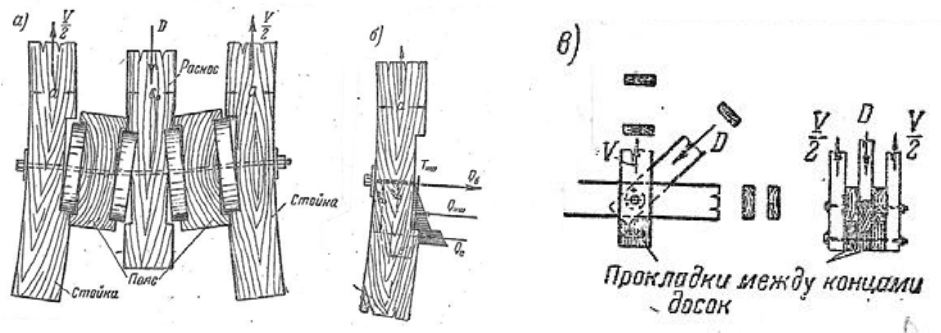


Рис. 4. Узел нижнего пояса фермы на кольцевых шпонках

Клеевые нахлесточные соединения. Из литературы, посвященной клеевым соединениям, автор остановился на книге [5], в которой дано обобщение первых исследований. В [5] рассматривается молекулярный механизм образования и структура клеевого соединения, а также его адгезионная и когезионная прочности. Основное внимание уделено прочности соединения при сдвиге. В контексте статьи приведем из [5] две расчетные схемы соединений (рис. 5). Одно из первых приближенных решений теоретического распределения касательных напряжений по длине клеевого шва со ссылкой на¹⁾ соответствует расчетной схеме «а» на рис. 5. Другое решение – со ссылкой на²⁾ – соответствует расчетной схеме «б» на рис. 5.

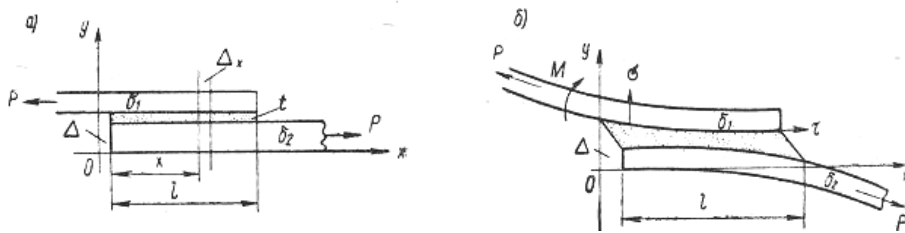


Рис. 5. Расчетные схемы клеевых соединений

Подробно на решениях, полученных по двум расчетным схемам, не останавливаемся. Их принципиальное отличие состоит в том, что в схеме б) присутствует изгиб от эксцентриситета приложенных растягивающих усилий и в решении по²⁾ учитывается действие отрывающих напряжений (терминология первоисточника). Максимальные напряжения отрыва зависят от изгиба нахлестки в большей мере, чем напряжения сдвига. При отсутствии изгиба решение из²⁾ неприменимо.

По теме статьи решение по схеме б) интересно тем, что в нем учитываются поперечные напряжения, которые в случае жестких нахлестов сохраняются, изменяя физическое содержание работы соединения.

Соединения с парными накладками на клею Первые исследования растянутых соединений, показанных на рис. 6, а, проводились А.Б. Губенко [6]. Они получили название соединения с парными накладками, работающими на двухстороннее скалывание.

¹ Volkersen O. Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten. Luftfahrtforschung. 15 (1938). 1/2. S. 41-47.

² Goland M., Reissner E. The stresses in cemented joints. Journal of Applied Mechanics. Transactions of ASME, 1944. V. 11. № 1. March. p. A17-A27.

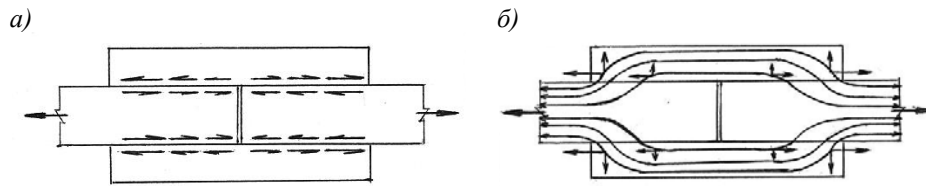


Рис. 6. Соединения с парными накладками на клею
а – по Губенко А.Б.; б – по Михайлову В.Г.

Видимый характер разрушения – смещения одной части соединяемого растянутого элемента относительно другой – дал повод охарактеризовать соединение как работающее на скалывание из предположения, что причиной разрушения является сдвиг по клеевому соединению. Длина клеевого шва с каждой стороны назначалась из условия равнопрочности соединения на сдвиг и элемента на растяжение. Эксперимент показал, что разрушение клеевого соединения происходило при усилиях, составляющих 40÷60 % от прочности элемента. Условие равнопрочности соединения и элемента не выполнялось. Стабильность экспериментальных результатов свидетельствовала об ином физическом явлении, происходящем в соединении.

Оно было установлено в исследованиях Михайлова В.Г. [7]. На участках перехода потока внутренних усилий от соединяемых частей элемента на накладку появляются напряжения скалывания вдоль волокон и поперечные напряжения (рис. 6, б). Сгущение потока усилий у начала парных накладок создает в этих местах концентрацию касательных и поперечных напряжений и предпосылку к началу раскалывания древесины накладок. Исследования показали, что разрушение соединений начиналось с появлением продольных трещин в накладках, с их изгибом и последующим раскалыванием древесины. Соединения лишь условно можно считать работающими на скалывание. Подробно на результатах исследований В.Г. Михайлова здесь не останавливаемся. Отметим, что ему принадлежит несомненный приоритет в том, что он утверждал о зависимости прочности соединений от совместного действия напряжений вдоль и поперек волокон и касательных. Он сформулировал задачу прочности соединений при сложном напряженном состоянии. Он отметил, что само по себе знание характера распределения напряжений еще не дает возможности судить о прочности соединений. Отсутствие в то время расчета в условиях СНС древесины вынудило ограничиться введением коэффициента $m_r = 0,62$ к расчетному сопротивлению древесины на скалывание, сохранив принятый метод расчета соединений. При качественном клее и соблюдении технологических регламентов

адгезионная прочность соединения должна превышать когезионную прочность древесины поперек волокон из-за отсутствия в ее строении прочностных структурных образований в древесном веществе. В эволюционном развитии строения стволов деревьев в образовании таких структурных элементов не было необходимости.

Для повышения прочности соединений с накладками надо создать противодействие касательным и поперечным напряжениям на участках их концентрации. В зависимости от величины поперечных напряжений можно ограничиться стяжными болтами, как на рис. 7, а), или применением уголков, как на рис. 7, б). При больших усилиях вариант усиления растянутого стыка с обжимными клиньями, предложенный проф. Ю.М. Ивановым, показан на рис. 7, в).

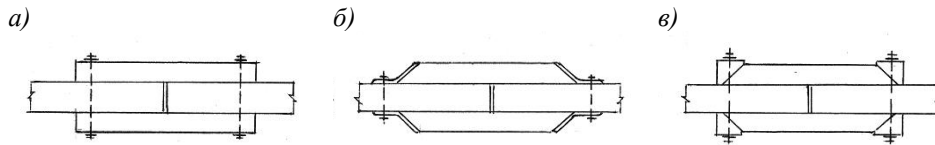


Рис. 7. Конструктивные меры по повышению прочности растянутых стыков

Узлы, однотипные соединению на рис. 8, а), и узлы на рис. 8, б) могут воспринимать изгибающий момент. Наклонные стяжные болты и траверсы из уголков «сглаживают пики» концентрации напряжений τ и σ_{90° .

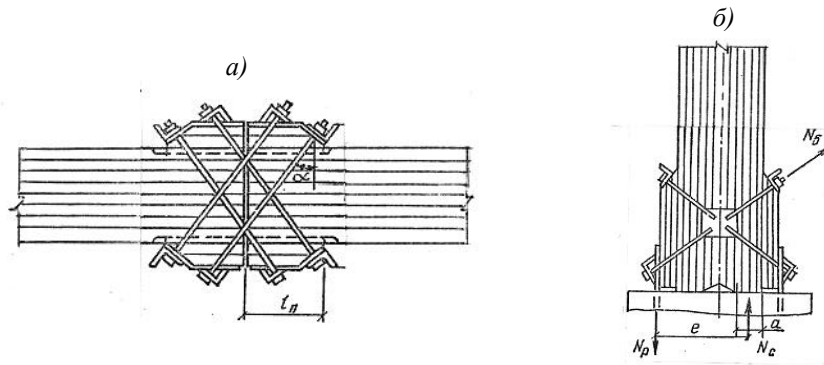


Рис. 8. Сборно-разборные узлы в конструкциях из клееной древесины
а – растянутый стык; б – жесткое закрепление колонны к фундаменту

Соединение на зубчатый шип. Соединение нашло применение для сращивания досок до длины в многослойных пакетах при изготовлении клееной древесины, а так же для соединений отдельных элементов и укрепительной сборки в карнизных узлах рам из прямолинейных стоек и

ригеля. Соединение считалось равнопрочным древесине соединяемых элементов. Оказалась, что это мнение о нем ошибочное. В многослойном пакете из досок неравнопрочность зубчатых шипов на клею древесине досок не отразилась на интегральной прочности элементов так заметно, как в узловых сопряжениях массивных элементов. Основной причиной разрушения типовых прямолинейных рам стала недостаточная прочность карнизных узлов в зоне зубчатого соединения, расположенного по диагонали в сечении с максимальным изгибающим моментом. Позже этот факт специалистами был охарактеризован как несоответствие принципу равнопрочности отдельных частей конструкций из клееной древесины.

Неравнопрочность зубчатого шипа на клею прочности монолитной клееной древесины обусловлена своеобразным напряженным состоянием древесины в зоне зубчатого шипа. Неравнопрочность вызвана двумя факторами. Первый фактор состоит в том, что изготовление крупноразмерных зубчатых шипов в массивных элементах сопровождается затуплением острых зубцов, что вызывает ослабление поперечного сечения и концентрацию напряжений в основании зубцов. Этот фактор легко учитывается в расчетах и является второстепенным по сравнению со вторым фактором, который состоит в том, что в зоне зубчатого шипа формируется сложное напряженное состояние древесины, вызванное появлением напряжений вдоль плоскостей шипов и перпендикулярно к ним³).

Экспериментальные исследования показали, что прочность соединений при растяжении составляет 60÷65 % прочности клееной древесины в элементе. По теме статьи интересен также результат экспериментальных исследований балок: установлено, что разрушение их начиналось в зубчатых стыках, расположенных в растянутой зоне сечения ближе к нижним кромкам балок, то есть там, где появляются растягивающие напряжения σ_{90} по плоскостям шипов. Для выявления напряженного состояния зубчатого соединения были проведены комплексные исследования [8], включающие испытания деревянных образцов с зубчатым соединением и такого же соединения из оптически чувствительного материала поляризационно-оптическим методом. Установлено, что прочность соединения в деревянных образцах существенно зависит от

³ Первые исследования клеевых зубчатых соединений были проведены под руководством инженера Г. Кольба. Он экспериментально установил, что при изгибе соединение имеет плоское напряженное состояние: наряду с изгибными напряжениями вдоль длины элемента действуют напряжения сжатия или растяжения поперек волокон древесины, зависящие от направления изгибающего момента и продольного усилия.

вида клея. Соединения на малоусадочных клеях более прочные, что подтверждает влияние на прочность поперечных напряжений, которые в соединениях на таких клеях гораздо меньше по величине по сравнению с поперечными напряжениями при сильно усадочных клеях. Это интересный результат с позиции технологии изготовления соединений.

Снижение прочности зубчатых соединений клееной древесины наблюдалось в разных исследованиях и этот факт можно считать феноменологичным для зубчатых соединений на клею. С позиции СНС материала в зоне зубчатого соединения, результаты исследования в [8] соединения из оптически чувствительного материала чрезвычайно интересны.

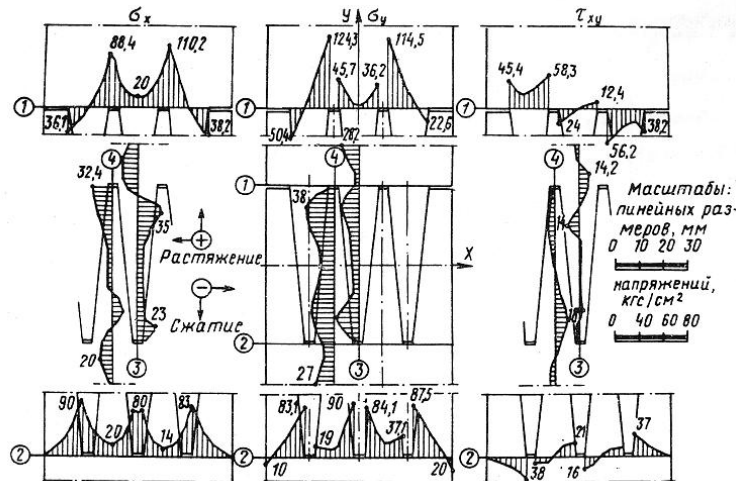


Рис. 9. Напряжения в растянутом зубчатом соединении, полученные методом фотоупругости

На рис. 9 показаны эпюры напряжений в наиболее характерных сечениях зоны соединения: вдоль образца σ_y и поперек образца σ_x , в сечениях 1 и 2, проходящих через вершины шипов; касательных τ_{xy} по длине зубьев в сечениях 3 и 4. Поперечные напряжения σ_x одного порядка с продольными напряжениями σ_y . С учетом анизотропии прочности древесины появление таких поперечных напряжений в зубчатом соединении очень опасно. Характер распределения касательных напряжений τ_x по длине зубьев однотипный тому, что наблюдалось в соединениях с парными накладками. Происходит концентрация τ_{xy} ближе к вершинам зубьев, их величина составляет $[(38+35)/2]/[(124,3+90)/2]=0,31-31\%$ от напряжений растяжения

вдоль образца. Для сравнения: нормативная прочность древесины 1-го сорта при скалывании вдоль волокон составляет от растяжения вдоль волокон 3,6/20–18 %. Этим объясняется опасность концентрации касательных напряжений.

В [8] сделан вывод о том, что на прочность зубчатых соединений влияет *неоднородность напряженного состояния*. В этой работе, как и во всех публикациях того времени, почему-то не появлялось определение напряженного состояния как сложного (плоского).

Зубчатое соединение в карнизных узлах рам – характерный пример несовпадения внутренних потоков напряжений в элементах (стойках и ригеле) со структурой древесины по плоскостям шипов при переходе потоков напряжений от одного элемента на другой. Объективно это соединение бесперспективно в рамных конструкциях из клееной древесины.

Равнопрочное клееной древесине зубчатое соединение растянутого элемента может быть получено путем изменения высоты сечения (рис. 10) с таким расчетом, чтобы напряжения вдоль волокон в зоне соединения не превышали $0,6 R_p$, с парными листовыми накладками на клею, благодаря которым «смягчается» влияние напряжений $\tau_{из}$ и σ_{90} в зоне соединения. Решение требует экспериментального исследования по установлению размеров высоты сечения и длины этого участка.

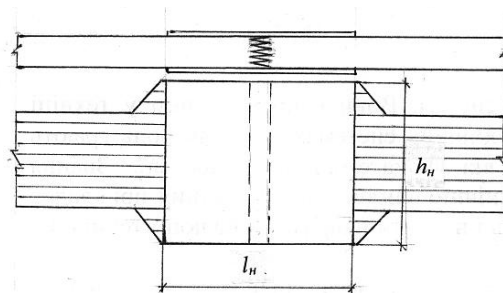


Рис. 10. Равнопрочное растянутому элементу зубчатое клеевое соединение

Опыт эксплуатации рам свидетельствовал, что их применение нецелесообразно. Сложное напряженное состояние клееной древесины в зоне карнизного узла усугубляется по сравнению с растянутым соединением большим изгибающим моментом. Разрушение в карнизных узлах рам начиналось задолго до достижения граничной расчетной нагрузки на раму. Начиналось разрушение ближе к наружной кромке узла из-за раскалывания древесины (рис. 11).

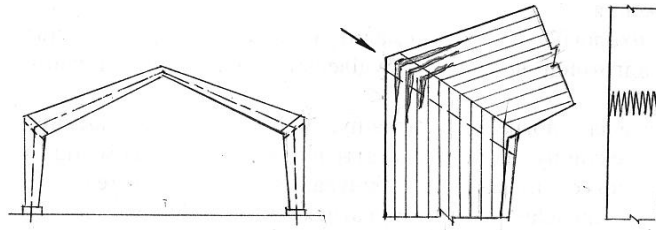


Рис. 11. Рама из прямолинейных элементов и характер разрушения карнизного узла

Выполнение принципа равнопрочности частей рам требует перехода на механические конструкции карнизного узла, в которых растягивающее усилие по наружной кромке и сжимающее по внутренней кромке воспринимаются металлическими деталями узлов. Предложено большее разнообразие механических конструкций узлов в зависимости от расчетных усилий в них.

Некоторое обобщение. Определяющими прочностные рассмотренных клеевых соединений оказываются напряжения растяжения поперек волокон древесины. Их неизбежность позволила проф. Ю. М. Иванову в [9] высказать требования о том, что конструкции с подобными соединениями не должны рекомендоваться к применению. Под это требование полностью попадают прямолинейные рамы с зубчатым соединением в карнизном узле. Но, наверное, неправильно распространять запрещение, полное или частичное, на все конструкции из клееной древесины, принимая во внимание, что напряжения поперек волокон появляются всегда вследствие природного строения древесины. В соединениях конструкций надо искать новые решения, в которых влияние поперечных напряжений снижается. Таким решением в эволюционном ряду соединений является соединение на стержнях, вклеенных наклонно к волокнам древесины.

Соединения на наклонно вклеенных стержнях системы ЦНИИСК.

Структура древесины и ее прочность. В учебнике [10], в § 1.8 содержится фундаментальное, по мнению автора статьи, замечание следующего смысла. Говорится, что существующие в настоящее время (1986 г.) методы расчета прочности древесины на скалывание и раскалывание имеют два существенных недостатка:

1. нет стандартного метода экспериментального определения прочности древесины при одновременном действии касательных и нормальных к направлению волокон напряжений;

2. не внедрена предложенная Б.А. Освенским теория, раскрывающая зависимость прочности древесины от соотношения касательных и поперечных напряжений, увязанная с анатомическим строением древесины (сосны).

Физическая суть теории Б.А. Освенского [11] в следующем. Суммы слоев одинаковых по ориентации микрофибрилл в стенке клеток трахеид сосны заменены эквивалентными стержнями, и в итоге получена стержневая имитация микроструктуры сосны. Последнюю можно рассматривать как стержневую конструкцию. Приложив в ее узлах усилие растяжения N_α под углом к продольной оси стержневой системы (это то же самое, что угол наклона усилия к волокнам древесины), исходя из очертания системы в деформированном состоянии с учетом модулей упругости и сдвига древесины, установлена прочность микрофибрилл под любым углом α .

Теория Освенского Б.А. актуальна тем, что она отвечает современным воззрениям о поисках резервов прочности материалов на уровне их микростроения. Это неотъемлемая составляющая философии техники в ее приложении к такому неоднородному по структуре материалу, каким является древесина.

Естественные основы соединения на наклонно вклеенных стержнях. Прочностными структурными элементами древесного вещества являются фибриллы. Угол наклона спиральных скоплений фибрилл относительно оси ствола дерева в ранней древесине, занимающей 70÷75 % площади годового слоя, составляет 29,2°, то же в поздней – 17,3°, по [11]⁴. Максимальные сопротивления разрыву отдельных составляющих годовых слоев пропорциональны содержанию в них древесного вещества и углу наклона. Справедливо предположить, что суммарная прочность разрыву находится в промежутке между прочностями ранней и поздней древесины при угле наклона усилия N_α $17,3^\circ < \alpha_{opt} < 29,2^\circ$.

Используя физическую суть теории Б.А. Освенского, автор представил структуру годового слоя двумя ему эквивалентными стержневыми системами с наклоном раскосов в них 17,3° и 29,2° [12]. Направление геометрической равнодействующей двух усилий составило $\alpha_{opt} = 26^\circ$. Подробно об этом в [12]. В экспериментальных исследованиях [13] разрушение соединений с наклонными вклеенными стержнями происходило от максимального усилия при $\alpha \approx 30^\circ$.

⁴ Эти сведения взяты из [10] со ссылкой: Баженов В.А. К вопросу о линиях скольжения во вторичном слое клеточных оболочек / труды института леса АН СССР. 1940. Т.IV.

Практическое применение соединения на наклонно клеенных стержнях.
В нормах проектирования деревянных конструкций содержались соединения на клеенных вдоль волокон стержнях в торцах элементов. Эти соединения не были равнопрочными соединяемым элементам. Соответственно природной структуре древесины вокруг стержней по их длине развивались напряжения растяжения поперек волокон с их концентрацией ближе к торцам элементов. С учетом опасности таких напряжений в [14] появилось требование в п. 5.10: «Не допускается использовать такие соединения, если действует помимо усилия N , усилие Q , вызывающее краевые отрывающие или расщепляющие напряжения поперек волокон свыше 0,3 МПа. В этом случае следует использовать наклонные клеенные стержни».

В то время новый вид соединения еще находился в стадии исследования, но уже применялся в экспериментальном строительстве, подтвердив свою возможность решить проблему равнопрочности всех частей конструкций. Сейчас соединение системы ЦНИИСК широко применяется в большепролетных конструкциях из клееной древесины [15] (рис. 12).

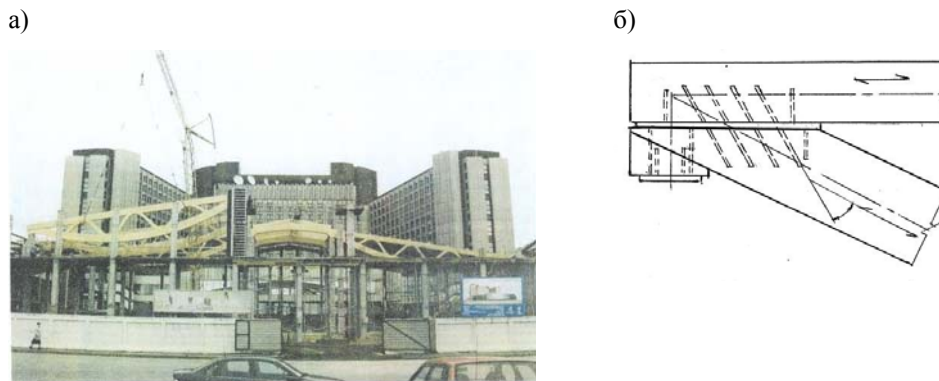


Рис. 12. Строительство аквапарка в Санкт-Петербурге (а) и принципиальная схема конструкции опорного узла фермы покрытия (б)

Выводы

Напряжения поперек волокон древесины, чему она сопротивляется очень слабо, обычны в соединениях при передаче усилий от одного элемента на другие. Биологическая структура древесины обеспечивает максимальное ее сопротивление одновременному действию поперечных и касательных к волокнам напряжений при угле наклона внутреннего усилия примерно 30° к направлению волокон.

Решение проблемы равнопрочности системообразующих узлов и элементов в современных конструкциях из клееной древесины привело к созданию соединения на наклонно вклеенных стержнях. При угле наклона стержней $\approx 30^\circ$ к продольной оси элемента достигается максимальная несущая способность соединения. Новый вид соединения с использованием высокой относительной прочности клееной древесины позволяет создавать конструкции для перекрытия больших пролетов.

Литература

- [1] Свенцицкий Г. В. Деревянные конструкции. Состояние и перспективы развития / Г. В. Свенцицкий. – М. : ГСИ, 1962. – 115 с.
- [2] Иванов В. Ф. Проблемы долговечности деревянных конструкций / В. Ф. Иванов. – М. : СИ, 1950. – 135 с.
- [3] Карлсен Г. Г. Курс деревянных конструкций : учебник для строительных вузов и факультетов. Часть 1 / [Г. Г. Карлсен и др.] ; под общ. ред. Карлсена Г. Г. – Л. : ГСИ, 1942. – 540 с.
- [4] Карлсен Г. Г. Курс деревянных конструкций : учебник для строительных вузов и факультетов. Часть 2 / [Г. Г. Карлсен и др.] ; под общ. ред. Карлсена Г. Г. – Л. : ГСИ, 1943. – 632 с.
- [5] Хрулев В. М. Прочность клеевых соединений / В. М. Хрулев. – М. : СИ, 1973. – 84 с.
- [6] Губенко А. Б. Клееные конструкции из досок / А. Б. Губенко. – М. : Стройиздат, 1949. – 216 с. – С. 62–68.
- [7] Михайлов В. Г. Скалывания в клееных дощатых стыках / В. Г. Михайлов // Вопросы прочности и изготовления деревянных конструкций : сборник трудов. – М. : ГСИ, 1952. – С. 142–176.
- [8] Славик Ю. Ю. Исследования факторов, снижающих прочность зубчатых клееных соединений древесины / Ю. Ю. Славик, К. Т. Вуба // Производство и повышение качества деревянных клееных конструкций : сборник трудов. – М. : СИ, 1978. – С. 103–110.
- [9] Иванов Ю. М. Длительная прочность древесины при растяжении поперек волокон / Ю. М. Иванов, Ю. Ю. Славик // Строительство и архитектура : известия вузов. – 1986. – № 10. – С. 22–26.
- [10] Слицкоухов Ю. В. Конструкции из дерева и пластмасс : учебник для студентов вузов / [Ю. В. Слицкоухов и др.] ; под ред. Ю. В. Слицкоухова. – 5-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1986. – 543 с. : ил.
- [11] Освенский Б. А. Скалывание и раскалывание в деревянных конструкциях / Б. А. Освенский // МИСИ им. В.В. Куйбышева : сборник трудов. – 1978. – Вып. 169. – С. 3–65.

- [12] Кліменко В. З. З'єднання на похило вклеєних стрижнях у конструкціях із клеєної деревини / В. З. Кліменко // Укр. ін-т сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського : сб. наук. праць. – 2012. – Вип. 10. – С. 229–235.
- [13] Несущие деревянные конструкции // ЦНИСК им В.А. Кучеренко : сб. тр. – М. : СИ, 1985. – 60 с.
- [14] Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) : нормативно-технический материал / ЦНИИСК. – Введ. с 28 ноября 1983 г. – М. : Стройиздат, 1986. – 216 с.
- [15] Турковский С. Б. Обобщение результатов исследований и опыта применения сборных клееных деревянных конструкций системы ЦНИИСКА / С. Б. Турковский //Деревообрабатывающая промышленность. – 2008. – № 3. – С. 12–16.

Надійшла до редколегії 08.05.2014 р.

УДК 624.014

Аналітичний метод розрахунку на місцеву стійкість поясів елементів із поперечно-гофрованими стінками

Нілова Т.О., к.т.н.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. Розроблені аналітичний метод і формула для розрахунку на місцеву стійкість стиснутих поясів сталевих двотаврів із тонкими поперечно-гофрованими стінками за умови пружно-пластичної роботи сталі. Показано, що при певних значеннях гнучкості стінки ($\lambda_w \leq 500$) і ширини звису поясів ($b_{ef}/t_f \leq 17$) результати розрахунку за запропонованим аналітичним методом і МСЕ відрізняються не більш, ніж на 2 %.

Аннотация. Разработаны аналитический метод и формула для расчета на местную устойчивость сжатых поясов стальных двутавров с тонкими поперечно-гофрированными стенками при условии упруго-пластической работы стали. Показано, что при определенных значениях гибкости стенки ($\lambda_w \leq 500$) и ширины свеса поясов ($b_{ef}/t_f \leq 17$) результаты расчета предложенным аналитическим методом и МКЭ отличаются не больше, чем на 2 %.

Abstract. The analytical method and formula for local stability analysis of compression flanges of steel I-sections with thin cross-corrugated webs under elastic-plastic behavior conditions of steel were developed. It is shown that under defined values of web slenderness ($\lambda_w \leq 500$) and values of flange overhang width ($b_{ef}/t_f \leq 17$) the analysis results by means of the proposed analytical method and FEA differ less than by 2 %.

Ключові слова: місцева стійкість поясів, гофрована стінка, пружно-пластична робота.

Широке використання в практиці будівництва двотаврових елементів із поперечно-гофрованими стінками (ПГС) вимагає розробки аналітичної методики розрахунку поясів на місцеву стійкість і порівняння отриманих результатів із результатами за методом скінченних елементів (МСЕ).

В роботі [1] була представлена методика розрахунку поясів двотаврових елементів із поперечно-гофрованими стінками на місцеву стійкість із використанням МСЕ в області пружної або пружно-пластичної роботи сталі. При цьому геометрична нелінійність поведінки конструкції і фізична нелінійність роботи сталі враховувалися одночасно.

В даній роботі пропонується аналітична розрахункова модель поясу, яка являє собою гладку пластинку, що жорстко сполучується з гофрованою стінкою по довгій стороні, а по короткій – вільно обперта. Враховуючи, що довжина півхвилі гофра a є досить невеликою

($a = m/2 = 155/2 = 77,5$ мм) порівняно з довжиною балки, а висота півхвилі $f/2 = 20$ мм (рис. 1, а, б) і завжди значно менша за ширину звису поясу, для врахування впливу жорсткості гофрованої стінки на критичні напруження поясу стінка замінюється гладкою з еквівалентною за жорсткістю товщиною, яка становитиме $t_{eq,w} = \sqrt[3]{12I_w/m}$, де I_w – момент інерції гофра довжиною m відносно поздовжньої осі.

У табл. 1 наведено значення еквівалентних товщин гофрованих стінок для сортаменту фірми «Zetap» при висоті хвилі гофра $f = 40$ мм і довжині хвилі $m = 155$ мм.

Таблиця 1

Значення еквівалентних товщин, мм			
t_w	2,0	2,5	3,0
$t_{eq,w}$	17,29	18,63	19,79

Це дозволяє визначити критичні напруження в поясі як в рівномірно стиснутій пластинці шириною b_{ef} , яка пружно защемлена на одному довгому краю і вільна на іншому; по коротких краях пластина вільно оберта.

При таких умовах мінімальні критичні напруження стиснутої пластинки будуть визначатися за аналітичною формулою, запропонованою Ф. Блейхом [2]:

$$\sigma_{cr}^a = \frac{\pi^2 E \sqrt{\tau}}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2 k_{cr}^a, \quad (1)$$

де $\nu = 0,3$ – коефіцієнт Пуассона; $\tau = E_t/E$, де E_t – дотичний модуль; $b_{ef} = b_f/2$, де b_{ef} і t_f – розрахункова ширина звису і товщина полиці (рис. 1, в). Величина k_{cr}^a у цьому рівнянні, яку далі будемо іменувати коефіцієнтом критичних напружень за аналітичним методом, є безрозмірною функцією розмірів пластинок (полиці і стінки).

У формулі (1) коефіцієнт критичних напружень k_{cr}^a для плоских пластин залежить від коефіцієнта защемлення полиці стінкою ξ , який пропонується визначати як відношення лінійних моментів інерції полиці і стінки на одиницю довжини у поперечному перерізі:

$$\xi = 4 \frac{h_w}{b_f} \left(\frac{t_f}{t_{eq,w}} \right)^3 \times \frac{1}{1 - 0,424 t_f^2 h_w^2 / (t_w^2 b_f^2)}. \quad (2)$$

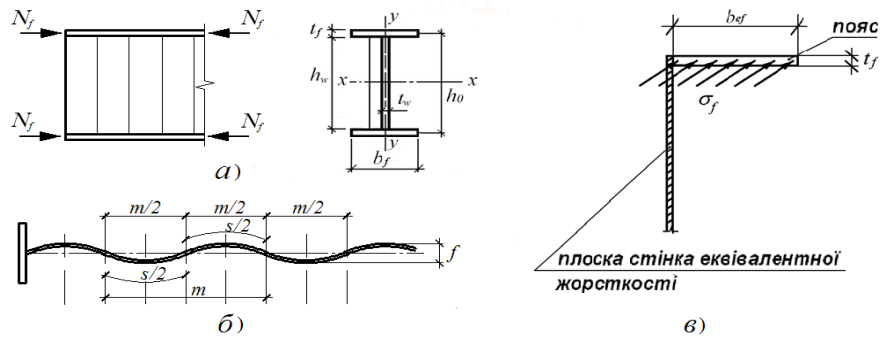


Рис. 1. До розрахунку поясу елементів ПГС на місцеву стійкість:
а – схема завантаження; б – геометричні параметри стінки;
в – розрахункова схема поясу

Перший співмножник відображає вплив взаємодії між стінкою і поясом при їх взаємному повороті і являє собою відношення моментів інерції поясу і стінки на одиницю довжини, а другий – вплив поздовжніх стискуючих напружень у стінці.

Значення k_{cr}^a з необхідною для практичних цілей точністю пропонується визначати за табл. 2, яка отримана за графіками роботи Ф. Блейха при $\xi \leq 1,6$.

Таблиця 2

ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
k_{cr}^a	1,277	1,168	1,095	1,046	1,005	0,969	0,936	0,914	0,892
ξ	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
k_{cr}^a	0,874	0,857	0,840	0,827	0,809	0,794	0,790	0,777	0,771

При проміжних значеннях ξ відповідні значення k_{cr}^a знаходяться за допомогою інтерполяції. При $\xi > 1,6$ коефіцієнт k_{cr}^a визначається за формулою:

$$k_{cr}^a = p + 2\sqrt{q}, \quad (3)$$

в якій $q = \frac{0,061}{0,43 + \xi}$ і $p = 0,425 + \frac{0,016}{0,025 + \xi}$.

Теоретично значення ξ можуть змінюватися від 0 до ∞ . При $\xi=0$ полиця повністю защемлена на краю ($k_{cr}^a = 1,277$), що контактує зі стінкою, а при $\xi=\infty$ вона вільно обертається відносно стінки ($k_{cr}^a = 0,425$).

Враховуючи, що гофрована стінка практично не сприймає поздовжніх стискуючих зусиль, теоретичний інтерес представляє можливість оцінити вплив плоских стінок на критичні напруження місцевої стійкості поясів.

Попередньо для перевірки та оцінки результатів розрахунків місцевої стійкості поясів елементів ПГС за формулою (1) були проведені тестові розрахунки за допомогою МСЕ з використанням ПК ЛІРА. За основу була прийнята довга вузька пластинка шириною 160 мм і товщиною $t_f = 4,8$ мм, що одним довгим краєм спирається на опору шарнірно і вільно на інші (рис. 2, а), по коротких краях пластинка рівномірно стиснута. Для такої пластинки за аналітичною формулою (3) коефіцієнт критичних напружень $k_{cr}^a = 0,425$, а критичні напруження, залежно від товщини, відповідно $\sigma_{cr}^a = 7,11$ кН/см².

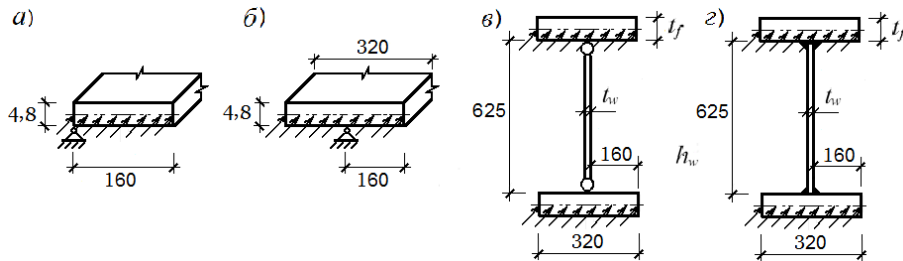


Рис. 2. Розрахункові моделі поясів елементів з плоскими стінками

При використанні МСЕ критичні напруження за схемою а (рис. 2) виявилися вищими на 6,75 % за аналітичні значення ($\sigma_{cr}^a = 7,59$ кН/см²), а за схемою б вищими на 8,4 % ($\sigma_{cr}^a = 7,705$ кН/см²) порівняно зі схемою а. Слід зазначити, що коефіцієнт $k_{cr}^a = 0,425$ є теоретично мінімальним тільки для нескінченно довгих пластинок. Тому для пластинок меншої довжини, які зустрічаються на практиці, він буде більшим. Незначне збільшення критичних напружень за схемою б пояснюється зменшенням довжини півхвилі випинання та її формою: максимальні амплітуди випинання півхвиль по різні боки від поздовжньої осі виявляються зміщеними одна відносно іншої. Додатково для оцінки точності результатів був розрахований на загальну стійкість центрально-стиснутий двотавровий елемент ПГС довжиною 5 м із шарнірними опорами по кінцях ($l_x = l_y = 5$ м). Переріз елемента складається зі стінки розмірами $h_w \times t_w = 500 \times 2$ мм і двох

полиць розмірами $b_f \times t_f = 300 \times 10$ мм, $R_{wy} = 300$ МПа. Загальна втрата стійкості відбулася відносно осі $y-y$, що перпендикулярна полицям. Критичні напруження за ПК ЛПРА становлять $\sigma_{cr}^n = k_{cr}^n \cdot R_y = 0,898 \cdot 30 = 26,94$ кН/см², а теоретичні за формулою Ейлера $\sigma_{cr}^a = \pi^2 E / \lambda^2 = 27,33$ кН/см², де $\lambda = l / i_y = 500 / 0,29 b_f = 57,47$. Перевищення аналітичних критичних напружень, порівняно з чисельними, становить 1,42 %, що задовольняє всі вимоги.

Для оцінки впливу стискуючих напружень у стінці на критичні напруження поясів розглядалися моделі з плоскими стінками висотою $h_w = 625$ мм і різною товщиною стінки і поясів при їх шарнірному (Ш) і жорсткому (Ж) спряженні (рис. 2, в, з).

Коефіцієнти критичних напружень за результатами розрахунку моделей за допомогою ПК ЛПРА становлять $k_{cr}^n = \sigma_{cr}^n / R_y$ і наведені в таблиці 3.

Зважаючи на отримані результати, можна констатувати, що стискаючі нормальні напруження в стінці значною мірою підвищують критичні напруження в поясі навіть при шарнірному спряженні поясу зі стінкою. Жорстке спряження стінки з поясом також підвищує критичні напруження поясу, головним чином, при досить товстих стінках ($t_w = 4 \div 8$ мм і більше), які використовуються у балках із плоскими стінками.

Таблиця 3

Коефіцієнти критичних напружень k_{cr}^n поясів елементів із плоскими стінками

t_f , мм	Спряження	t_w , мм								
		0,1	0,6	1,0	1,4	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0
6	Ш	0,512	0,550	0,579	0,607	0,648	0,712	0,768	0,863	0,938
	Ж	0,512	0,551	0,585	0,625	0,704	0,855	1,047	1,505	1,941
8	Ш	0,906	0,956	0,995	1,033	1,088	1,175	1,253	1,386	1,493
	Ж	0,907	0,957	0,9996	1,046	1,129	1,318	1,507	2,007	2,570
10	Ш	1,411	1,473	1,521	1,568	1,637	1,744	1,843	2,008	2,140
	Ж	1,411	1,474	1,525	1,579	1,669	1,860	2,087	2,578	3,172

Екстраполюючи отримані результати на балки з гофростінками, які практично не сприймають поздовжніх нормальних напружень, можна зробити висновок, що критичні напруження в поясах забезпечуються тільки жорсткістю гофрованої стінки при згині відносно поздовжньої осі. Це пояснює той факт, що критичні напруження місцевої стійкості поясів в елементах із гофрованою стінкою виявилися меншими, ніж очікувалося багатьма дослідниками [3, 4].

Таким чином, при розрахунку елементів ПГС формулу (2) для визначення коефіцієнта защемлення будемо використовувати у вигляді:

$$\xi = 4 \frac{h_w}{b_f} \left(\frac{t_f}{t_{eq.w}} \right)^3. \quad (4)$$

Розробка аналітичного методу визначення критичних напружень місцевої втрати стійкості поясів за формулою (1) вимагає знаходження коефіцієнта $\tau = E_t/E$, який обчислюється залежно від величини критичних напружень – в області пружних або пружно-пластичних деформацій. Якщо за формулою (1) при $\tau = 1,0$ критичні напруження $\sigma_{cr}^a \leq 0,8R_y$, то втрата стійкості відбувається в межах пружних деформацій. Якщо при $\tau = 1,0$ σ_{cr}^a за формулою (1) виявляються більшими $0,8R_y$, то необхідно зробити перерахунок і встановити відповідне значення τ . Приймаючи, що залежність між критичними напруженнями загальної втрати стійкості стиснутої полиці $\sigma_f = \sigma_{cr}^a = \phi R_y$ поза площиною згинання, як окремого елемента, і гнучкістю звису полиці відповідає за [2] квадратній параболі, значення коефіцієнта τ буде мати вигляд:

$$\tau = \left(\frac{R_y - \sigma_{cr}^a}{R_y - \sigma_e} \right) \frac{\sigma_{cr}^a}{\sigma_e} = \frac{(R_y - \sigma_{cr}^a) \sigma_{cr}^a}{0,16R_y^2}. \quad (5)$$

При пружній роботі сталі критичні напруження σ_{cr}^a слід розраховувати за формулою (1), приймаючи до уваги, що $\tau = 1$; у разі пружно-пластичної роботи сталі пропонується наступне перетворення цієї формули:

$$\left[\frac{\sigma_{cr}^a}{\sqrt{\tau}} \right] = k_{cr}^a \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2. \quad (6)$$

Далі для врахування коефіцієнта τ , що відповідає реальному значення σ_{cr}^a у цьому випадку, зручно використовувати наступний алгоритм. Після позначення лівої частини рівняння (6) через C з урахуванням (5) отримаємо:

$$C = \left[\frac{\sigma_{cr}^a}{\sqrt{\tau}} \right] \Rightarrow C^2 = \frac{(\sigma_{cr}^a)^2}{\tau} = \frac{(\sigma_{cr}^a)^2 \cdot 0,16R_y^2}{(R_y - \sigma_{cr}^a) \sigma_{cr}^a}. \quad (7)$$

З (7) можна записати рівняння для визначення значення σ_{cr}^a :

$$\sigma_{cr}^a = \frac{C^2(R_y - \sigma_{cr}^a)}{0,16R_y^2}. \quad (8)$$

Позначимо відношення $\frac{C^2}{0,16R_y^2} = D$ і після ряду перетворень отримаємо для значення σ_{cr}^a з урахуванням пружно-пластичних деформацій остаточне рівняння:

$$\sigma_{cr}^a = \frac{D \cdot R_y}{1 + D}. \quad (9)$$

Аналitична формула (9) дозволяє визначити критичні напруження місцевої стійкості поясів залежно від коефіцієнту ξ за (4). Чисельні розрахунки за допомогою МСЕ на ідеалізованих моделях [1] вказують на можливість збільшити ширину звису поясів порівняно з нормативними вимогами [5] і, таким чином, підвищити стійкість елементів ПГС при випинанні поза площиною зминання. Проте, збільшення тонкостінності поясів, які працюють сумісно з тонкими гофрованими стінками, гнучкість яких може досягати $\lambda_w = 750$, може відбиватися на їх стійкості внаслідок наявності початкових недосконалостей.

Крім того, процес завантаження тонкостінних конструкцій супроводжується нелінійними деформаціями і зміною НДС, які виникають від самого початку завантаження. Виявити вплив усіх вказаних факторів на стійкість поясів за аналітичним методом неможливо.

Тому не тільки теоретичний, а й практичний інтерес представляє порівняння результатів розробленого аналітичного методу розрахунку стійкості пояса з результатами розрахунку за методом скінчених елементів при одночасному урахуванні геометричної і фізичної нелінійності [1]. Залежність між напруженнями σ_i та деформаціями ε_i була прийнята за уніфікованою діаграмою для низьковуглецевої сталі класу С245 ($R_y = 240$ МПа), діаграма $\sigma - \varepsilon$ задавалася у вигляді кусково-лінійної залежності.

У роботі [1] порівнюються результати розрахунку моделей з висотою стінок h_w від 333 до 1500 мм і товщиною стінок $t_w = 2,0, 2,5$ і 3 мм, при цьому гнучкість стінок змінюється від $\lambda_w = 111$ до $\lambda_w = 750$. Коефіцієнти критичних напружень для аналітичного методу і МСЕ визначалися за формулою $k_{cr} = \sigma_{cr} / R_y$.

При чисельному дослідженні основну увагу було приділено поясам із підвищеною гнучкістю звису порівняно з вимогами [4] $\bar{\lambda}_{uf} = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 0,5$.

Для сталей з $R_y=240$ МПа гранична гнучкість звису полиці в балках із плоскою стінкою становить $b_{ef}/t_f \leq 14,65$. Максимальна гнучкість звису поясу, яка розглядалася в даній роботі, становить $b_{ef}/t_f=20$.

Для зручності порівняння результати розрахунків моделей за аналітичним методом і МСЕ зведені в табл. 4.

При цьому чітко виявляється залежність коефіцієнтів критичних напружень k_{cr}^a і k_{cr}^n від гнучкості стінки λ_w і коефіцієнта защемлення ξ за формулою (4), який використовувався в аналітичному методі. Максимальне значення коефіцієнта критичних напружень, отримане за чисельними розрахунками, становить $k_{cr}^n=0,96$. Коефіцієнт k_{cr}^n досягає максимальної величини при певних значеннях b_{ef}/t_f і λ_w і ніколи не збільшується при зменшенні параметрів ξ і λ_w . Це можна пояснити розвитком пластичних деформацій у стінці в рівні її сполучення з поясом, після чого вона вже не збільшує опірність повороту поясу при втраті ним стійкості.

При менших значеннях коефіцієнта k_{cr}^n , а отже і критичних напруженнях $\sigma_{cr} < 0,96R_y$, залежність значення k_{cr}^n від b_{ef}/t_f і параметрів стінки λ_w і ξ стає більш явною.

У всіх випадках за розрахункове значення коефіцієнта критичних напружень місцевої втрати стійкості поясу слід приймати коефіцієнт k_{cr}^n , отриманий з розрахунку моделей за методом МСЕ з урахуванням геометричної і фізичної нелінійності.

Таблиця 4 дозволяє визначати для практичного використання допустиме значення гнучкості звису поясу $\lambda_f=b_{ef}/t_f$ залежно від ширини поясу b_f , гнучкості стінки λ_w за умови $k_{cr}^n=0,96$, дотримуючись при цьому наступних правил:

- гнучкість стінки завжди слід обмежувати максимальною величиною $\lambda_w = h_w/t_w = 500$;
- гнучкість звису полиці $\lambda_f \leq 15,5$ можна приймати у всіх випадках без обмежень при ширині поясу $b_f \leq 400$ мм;
- гнучкість звису полиці $15,5 < \lambda_f \leq 16$ можна приймати у всіх випадках без обмежень при ширині поясу $b_f \leq 400$ мм і $\lambda_w < 500$;
- гнучкість звису полиці $16 < \lambda_f \leq 16,5$ можна приймати у всіх випадках без обмежень при ширині поясу $b_f \leq 300$ мм;

- гнучкість звису полиці $16,5 < \lambda_f \leq 17$ можна приймати при ширині поясу $b_f \leq 300$ мм і товщині стінки $t_w = 3$ мм;
- при ширині поясу $b_f > 400$ мм, граничну гнучкість звису поясу слід приймати, як для плоскої стінки, згідно [5] за формулою:

$$\bar{\lambda}_{eff} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_y \quad (10)$$

де $\bar{\lambda}_y$ – умовна гнучкість полиці $\bar{\lambda}_y = (l_y/i_y)\sqrt{R_y/E}$, l_y – відстань між точками закріплення полиці від переміщення в її площині відносно осі у–у (рис. 1, а), а $i_y = 0,29b_f$ – радіус інерції полиці шириною b_f .

Таблиця 4

Результати визначення коефіцієнтів критичних напружень k_{cr}^n і k_{cr}^a за методами МСЕ і аналітичним за нелінійною теорією

		300 < b _f ≤ 400							b _f ≤ 300									
b _{ef} /t _f		16			15,5				17			16,5			16			
h _w	t _w	λ _w	k _{cr} ⁿ	ξ	k _{cr} ^a	k _{cr} ⁿ	ξ	k _{cr} ^a	k _{cr} ⁿ	ξ	k _{cr} ^a	k _{cr} ⁿ	ξ	k _{cr} ^a	k _{cr} ⁿ	ξ	k _{cr} ^a	
333	2,0	166	0,960	–	0,962	0,960	–	0,962	0,960	–	0,970	0,960	0,639	0,970	0,960	0,708	0,960	
	2,5	133	0,960	–	0,964	0,960	–	0,964	0,960	–	0,970	0,960	0,51	0,970	0,960	0,59	0,960	
	3,0	111	0,960	–	0,966	0,960	–	0,966	0,960	–	0,970	0,960	0,426	0,970	0,960	0,472	0,960	
500	2,0	250	0,960	1,89	0,960	0,960	2,077	0,965	0,940	0,886	0,962	0,960	0,969	0,970	0,960	1,06	0,960	
	2,5	200	0,960	1,51	0,960	0,960	1,66	0,967	0,960	0,71	0,966	0,960	0,775	0,970	0,960	0,849	0,960	
	3,0	167	0,960	1,26	0,970	0,960	1,385	0,970	0,960	0,59	0,970	0,960	0,646	0,970	0,960	0,708	0,960	
625	2,0	312	0,960	2,36	0,960	0,960	2,60	0,964	0,940	1,107	0,960	0,960	1,21	0,960	0,960	1,328	0,960	
	2,5	250	0,960	1,89	0,960	0,960	2,075	0,965	0,960	0,885	0,962	0,960	0,968	0,960	0,960	1,06	0,960	
	3,0	208	0,960	1,57	0,960	0,960	1,73	0,967	0,960	0,74	0,966	0,960	0,808	0,968	0,960	0,886	0,960	
750	2,0	375	0,960	2,83	0,960	0,960	3,11	0,960	0,940	1,329	0,957	0,960	1,45	0,960	0,960	1,59	0,960	
	2,5	300	0,960	2,04	0,960	0,960	2,49	0,963	0,960	1,06	0,960	0,960	1,16	0,964	0,960	1,27	0,960	
	3,0	250	0,960	1,89	0,960	0,960	2,13	0,964	0,960	0,886	0,962	0,960	0,97	0,966	0,960	1,06	0,960	
1000	2,0	500	0,96	3,78	0,950	0,960	4,15	0,956	0,920	1,77	0,950	0,960	1,94	0,956	0,940	2,12	0,960	
	2,5	400	0,96	3,02	0,955	0,960	3,32	0,958	0,940	1,416	0,956	0,960	1,55	0,960	0,960	1,70	0,960	
	3,0	333	0,96	2,51	0,958	0,960	2,77	0,961	0,960	1,182	0,959	0,960	1,293	0,963	0,960	1,42	0,960	
1250	2,0	625	0,92	4,72	0,950	0,960	5,19	0,953	0,920	2,215	0,949	0,960	2,42	0,953	0,920	2,66	0,960	
	2,5	500	0,96	3,77	0,950	0,960	4,85	0,956	0,940	1,77	0,950	0,960	1,94	0,956	0,940	2,12	0,960	
	3,0	417	0,96	3,15	0,950	0,960	3,46	0,958	0,960	1,48	0,955	0,960	1,62	0,960	0,960	1,77	0,960	
1500	2,0	750	0,90	5,67	0,940	0,940	6,23	0,950	0,920	2,66	0,946	0,960	2,91	0,950	0,900	3,19	0,960	
	2,5	600	0,94	4,53	0,950	0,960	4,98	0,953	0,940	2,12	0,948	0,960	2,32	0,954	0,940	2,55	0,960	
	3,0	500	0,96	3,77	0,950	0,960	4,155	0,956	0,960	1,77	0,950	0,960	1,938	0,956	0,960	2,12	0,960	

Особливо необхідно відмітити, що значення коефіцієнтів критичних напружень за аналітичним методом з урахуванням нелінійної роботи стали k_{cr}^a (табл. 4) відрізняється від значень коефіцієнта критичних напружень за нелінійним розрахунком методом МСЕ $k_{cr}^n = 0,96$ не більше, ніж на 2 % у найбільш несприятливих випадках при $\lambda_w \leq 500$. Це дозволяє для практичних цілей використовувати розрахунок критичних напружень за

аналітичним методом у випадках, коли величина коефіцієнта k_{cr}^a не менше 0,96 і $b_{ef}/t_f \leq 16,5$.

Вказані в таблиці значення b_{ef}/t_f слід використовувати у випадках надійного розкріплення поясу від випинання відносно осі $y-y$, наприклад, сталевим профільованим настилом, що надійно з ним пов'язаний.

Збільшення відношення b_{ef}/t_f , порівняно з нормативним, призводить до збільшення ширини поясу, а відтоді і його загальної стійкості відносно осі $y-y$. При гнучкості полиці $\lambda_f = 16$ ширина полиці, а разом з нею і радіус інерції полиці i , можуть бути збільшені на 9,2 %, при $\lambda_f = 16,5$ – на 12,6 %, а при $\lambda_f = 17$ – на 16 % порівняно з нормативною величиною. На стільки ж процентів буде зменшуватися гнучкість гілки двотавра (одиночної полиці) відносно осі $y-y$, а відтоді і витрати сталі на елемент в цілому на 6...9 %.

Чисельні дослідження виконувалися і для більших значень відношення b_{ef}/t_f , ніж приведені в табл. 4, однак критичні напруження виявилися занадто низькими для практичного застосування елементів із такими параметрами звису поясів із підвищеною гнучкістю. Результати цих розрахунків наведені в табл. 5. Вочевидь, що елементи ПГС із гнучкістю звису поясів $b_{ef}/t_f = 18,75$ і 20,0 можуть бути використані при проектуванні, якщо діючі напруження не перевищують межі пружної роботи сталі $\sigma_e = 0,8R_y$.

Таблиця 5

Коефіцієнти критичних напружень k_{cr}^n за методом МСЕ

h_w , мм	333			500			625			1250			1500		
t_w , мм	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0
$b_{ef}/t_f = 20$ ($b_f \times t_f = 300 \times 7,5$)	0,7877	0,8000	0,8000	0,7881	0,7881	0,8000	0,7881	0,7881	0,8000	0,7800	0,8000	0,8000	0,7800	0,8000	0,8000
$b_{ef}/t_f = 18,75$ ($b_f \times t_f = 300 \times 8,0$)	0,8200	0,8504	0,8508	0,8000	0,8502	0,8525	0,8000	0,8200	0,8518	0,8000	0,8200	0,8411	0,8000	0,8200	0,8400

Висновки

Розроблена методика визначення відношення ширини звису полиці до її товщини в елементах із гофрованими стінками дає можливість використовувати більш тонкостінні полиці в порівнянні з вимогами [5] і таким чином підвищувати ефективність перерізів елементів при розрахунку на загальну стійкість поза площиною згинання. Враховуючи, що стінки практично не сприймають поздовжніх зусиль, у практичних розрахунках значення коефіцієнта p у формулі (3) рекомендується завжди приймати рівним 0,425.

Література

- [1] Нілова Т. О. Міцність і стійкість рамних елементів з поперечно-гофрованою стінкою : дисертація на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Т. О. Нілова; Київський національний університет будівництва і архітектури. – Київ, 2013. – 136 с.
- [2] Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций / Ф. Блейх. – М. : Физматгиз, 1959. – 544 с.
- [3] Степаненко А. Н. Прочность и устойчивость конструкций из двутавра с волнистой стен кой : дисертація на соискание уч. степени док. техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции здания и сооружения» / А. Н. Степаненко. – Хабаровск, 2001. – 234 с.
- [4] 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.
- [5] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 219 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).

Надійшла до редколегії 06.08.2014 р.

УДК 624.014.2 (519.168)

Оптимальний вибір конструкцій з дискретно змінною схемою навантаження

Білик А.С., к.т.н.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. У статті розглядається методика визначення оптимальних рішень конструкцій в умовах невизначеності, пов'язаної зі зміною схеми навантаження. Методику показано на прикладі оптимізації аркових тонкостінних оболонок.

Аннотация. В статье рассматривается методика определения оптимальных решений конструкций в условиях неопределенности, связанной с изменемостью схемы нагружения. Методика показана на примере арочных тонкостенных оболочек.

Abstract. In article is presented a new method of optimal structural decision estimating in uncertainty conditions, entangled with loading scheme variability. The methods are shown on the example of thin-walled arch shells optimization.

Ключові слова: невизначеність, сталеві конструкції, арки, оболонки, оптимальне проектування, навантаження

Постановка проблеми. У конструкції як системі на початковому етапі проектування присутня амбівалентна невизначеність, пов'язана із взаємозалежністю усіх внутрішніх та зовнішніх параметрів. Ми не знаємо геометрії конструкцій, не знаємо поперечних перерізів елементів, не знаємо навантажень і впливів, що будуть діяти на конструкцію впродовж життєвого циклу. На практиці проектувальник вирішує невизначеність, визначаючи і приймаючи сталими деяку кількість параметрів, достатню для пошуку інших, згодом здійснюючи перевірку їх значень.

Одним з аспектів невизначеності розрахункових моделей конструкцій є урахування невизначеності зовнішнього навантаження. При оптимізації геометрії і топології конструкцій з неплоскими покрівлями, згідно з існуючими положеннями національних норм [10] змінюються точки прикладення снігового і вітрового навантаження, причому нелінійність, яка при цьому виникає, носить іноді дискретно-змінний, стрибкоподібний характер, особливо коли для абрису конструкції існує декілька схем навантажень.

В зв'язку із цим виникає практична потреба здійснювати оптимальний вибір конструктивних форм будівель з урахуванням їх дійсного навантаженого згідно з нормами стану, шляхом включення перемінності схеми навантаження до змінних параметрів оптимізації.

Огляд останніх досліджень. Урахування невизначеності у оптимізаційних моделях має велике прикладне підґрунтя [7, 8, 1]. Дослідження, пов'язані з невизначеністю параметрів конструкцій, встановлених в результаті випробувань, проведені у [16]. Конструкції зі зворотним відгуком, що змінюють розрахункову та конструкційну схему наведені у [6].

В абсолютній більшості робіт із оптимізації будівельних конструкцій у схемі навантаження приймається константним [3]. Останнім часом набули поширення оптимізаційні розрахунки з урахуванням геометричної, фізичної нелінійності [5], імітаційним моделюванням навантажень [4], що дозволяє зняти частину невизначеності, пов'язаної з розрахунковою моделлю. Особливо це актуально для аркових та купольних конструкцій, де зміна схеми навантаження залежить від кута нахилу дотичної до покрівлі.

Постановка задачі. Задача формується в просторі станів: обрати при заданих головних кількісних та якісних висхідних даних конструкції у області допустимих рішень найкращу за обраним критерієм якості:

$$r : S^* = \arg \min_{x \in S} K_0(x_1; x_2 \dots x_n)$$

де $x_1; x_2 \dots x_n$ – змінні проектування, K_0 – узагальнений критерій оптимальності. Для покриттів, що апроксимуються стрижневими елементами при розгляді пласкої задачі $r : S^* = \arg \min_{x \in S} K_0(f)$ при $L = const$. На даному етапі критерієм оптимальності обрано масу елемента: $K_0 = m = S \cdot \bar{m}$, де S – довжина, \bar{m} – лінійна густина. При цьому $\bar{m} = f(q_j, L, P_k)$.

Зазначимо, що отримана цільова функція є дискретною, нелінійною, частково сепарабельною [2]. Для таких функцій обґрунтовано застосування модифікованого методу повного перебору, який з розвитком комп'ютерної техніки знаходить все ширше застосування для складних задач і гарантує збіжність при мультимодальності [9].

Оскільки задача оптимального вибору має специфічний щодо типу конструкцій характер, у даній роботі покажемо її вирішення на прикладі аркових оболонок кругового абрису.

Виклад основного матеріалу дослідження. Аркові тонкостінні оболонки характеризуються тим, що виготовляються безпосередньо на будівельному майданчику.

В перетині аркові оболонки кругового абрису складаються із одного сегмента кола, центр якого збігається з віссю симетрії арки. Узагальненою змінною при оптимізації геометрії аркових конструкцій кругового абрису є висота підйому f .

На прольотні арки, що використовуються для перекриття прольотів безкранових будівель, діють навантаження від власної ваги покрівлі, снігового покриву в зимовий час а також від дії вітру. Для пологих аркових конструкцій вітрове навантаження не враховується, оскільки створює розвантажувальний ефект. Це актуально для аркових конструкцій, що спираються на стіни, колони або інші конструкції і використовуються в якості покрівлі. Проте при використанні аркових конструкцій як самостійної будови значно зростає їх висота в зв'язку з потребою ефективного використання зон поблизу опор і вимог щодо функціонального об'єму. Тому для таких конструкцій потрібно враховувати вітрове навантаження, що може здійснювати значний внесок у напружено-деформований стан конструкції [10].

На даному етапі досліджень аркова оболонка розглядається приведеною до стрижневої моделі. Розбиття арки проведено на 16 скінченних елементів, причому визначення координат розбиття залежить від точки формування снігового і вітрового навантаження на кожному кроці пошуку оптимального рішення.

Для розрахунку у спрощеній системі методу скінченних елементів застосовується тільки вузлове прикладення навантажень. Зосереджена сила, що діє у вузлі арки від розподіленого навантаження, при примиканні двох скінченних елементів (див. рис. 1) для стрижнів ланцюгової лінії з наростаючою координатою:

$$F_n = \frac{(x_n - x_{n-1})}{2} \left(q_n + \frac{q_{n-1} - q_n}{2} \right) + \frac{(x_{n+1} - x_n)}{2} \left(q_n + \frac{q_{n+1} - q_n}{2} \right).$$

Для аркових конструкцій, що використовуються у якості складських приміщень, наслідки незначні, тому клас їх відповідальності згідно [11] є СС1. Оскільки арки є головними несучими елементами, вони належать до конструкцій класу А. Відтоді коефіцієнт надійності за відповідальністю, який використовується в усталених розрахункових ситуаціях, згідно [11] становить $\gamma_{n1} = 1$ для першої групи граничних станів та $\gamma_{n2} = 0,95$ – для другої групи граничних станів. Вважається що тонкостінні аркові конструкції, які розглядаються, працюють тільки у пружній стадії (І клас НДС).

Для кругової арки навантаження прикладається лише в межах абрису, де кут нахилу дотичної менше 50° . Епюра коефіцієнтів μ переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю може приймати два основні варіанти [10] (див. рис. 2). Також можливий варіант із одностороннім накопиченням снігу за трикутною схемою.

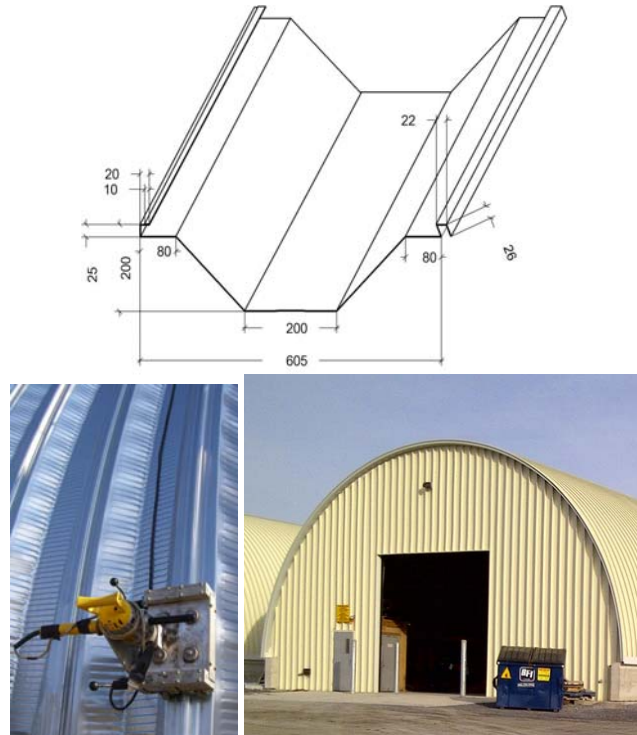


Рис. 1. Поперечний переріз і завальцювання фальців, зовнішній вигляд будівлі

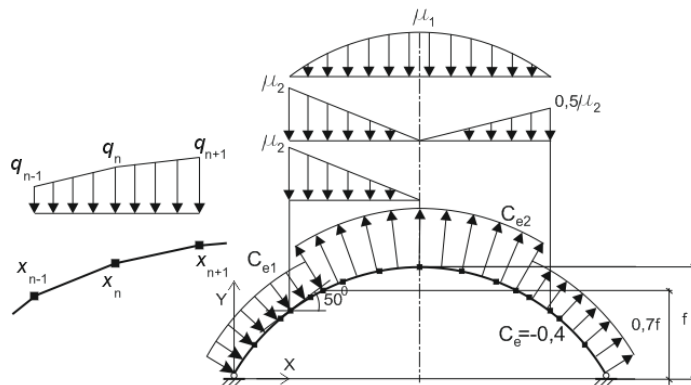


Рис. 2. Визначення геометрії та навантажень

В рамках загальної роботи автора розроблена система оптимального проектування даного типу конструкцій з урахуванням конструктивних і технологічних вимог, що дозволяє визначати оптимальні конструктивні рішення аркових оболонок за дискретно змінюваною нелінійною схемою навантаження.

Пошук проводиться на реальному дискретному сортаменті профілів. Для виготовлення конструкцій використовується тонколистова сталь з полімерним або оцинкованим покриттям першого класу завтовшки 0,6..2,5 мм. Сортамент отриманий за методиками Єврокоду 3 [13] на 0,605 м ширини 1 профілю з листового елемента 914 мм і перебуває у стадії уточнення і дослідження, див. табл. 1, 2 [14].

Таблиця 1

Характеристики перерізів номенклатури профілів при розрахунку при згині

Позначення елементів	Товщина заготовки	Довідкові розміри для профілів								Маса 1 м ² профілю, кг
		при стиснутих верхніх полицях				при стиснутих нижніх полицях				
		Площа перерізу, см ²	Jx, см ⁴	W _{x,в.в} , см ³	W _{x,н.в} , см ³	Площа перерізу, см ²	Jx, см ⁴	W _{x,в.в} , см ³	W _{x,н.в} , см ³	
C-0,6	0,6	3.123	178.7	12.618	29.115	2.958	119.9	18.817	8.604	7.116
C-0,7	0,7	3.794	214.2	15.343	33.773	3.569	154.9	23.561	11.282	8.3
C-0,8	0,8	4.497	252.1	18.343	38.444	4.231	193.3	28.53	14.29	9.488
C-0,9	0,9	5.256	291.9	21.566	43.16	4.91	234.3	33.64	17.567	10.673
C-1,0	1,0	6.04	333.4	25.007	47.863	5.622	277.8	38.875	21.12	11.86
C-1,1	1,1	6.862	376.4	28.642	52.564	6.368	323.5	44.172	24.932	13.045
C-1,2	1,2	7.746	421.4	32.538	57.335	7.145	371.5	49.55	29.014	14.231
C-1,3	1,3	8.644	467.2	36.575	62.06	7.953	420.9	54.931	33.303	15.417
C-1,4	1,4	9.579	514.2	40.801	66.794	8.79	471.6	60.308	37.782	16.602
C-1,5	1,5	10.551	562.7	45.251	71.542	9.66	523.9	65.711	42.502	17.788

Таблиця 2

Характеристики перерізів номенклатури профілів при розрахунку при рівномірному стиску

Позначення елементів	Товщина заготовки	Площа перерізу, мм ²	Довідкові розміри для профілів при рівномірному стиску			Маса 1 м ² профілю, кг
			Jx, см ⁴	W _{x,в.в} , см ³	W _{x,н.в} , см ³	
			C-0,6	0,6	1.367	
C-0,7	0,7	1.702	124.8	13.114	11.577	8.3
C-0,8	0,8	2.072	154.1	16.14	14.34	9.488
C-0,9	0,9	2.469	185.8	19.423	17.314	10.673
C-1,0	1,0	2.898	220	22.96	20.52	11.86
C-1,1	1,1	3.355	256.2	26.709	23.927	13.045
C-1,2	1,2	3.841	294.7	30.715	27.53	14.231
C-1,3	1,3	4.351	334.7	34.866	31.284	15.417
C-1,4	1,4	4.884	376.1	39.183	35.146	16.602
C-1,5	1,5	5.446	419.3	43.679	39.18	17.788

Переріз аркових профілів підбирається за умовами міцності перерізу арки та стійкості її як умовного стрижня. Розрахунок елементів арок здійснюється згідно з ДБН «Сталеві конструкції» [12]. При I-му класі НДС при дії згинального моменту *M* в одній з головних площин потрібний

момент опору за міцністю визначається як $W_{n,\min} = \frac{M}{R_y \gamma_c}$. Стійкість аркових

оболонок з площини забезпечується за рахунок континуальності поверхні. При перевірці стійкості у площині наближено критична сила N_{cr} в аркових конструкціях може бути визначена за формулою Ейлера $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_x}{(\mu_x l_{ef})^2}$. В цьому випадку за розрахункову довжину приймають

половину довжини арки: $l_{ef} = s = \pi R \alpha / 180^\circ$, при косинусі кута розкриття від центральної осі до опори $\cos \alpha = 1 - f/R$. Відтоді потрібний момент

інерції складає $I_x = \frac{N(\mu_x l_{ef})^2}{\pi^2 E}$. Підібраний переріз перевіряється на дію

поперечної сили Q : $\frac{QS}{I_w R_s \gamma_c} \leq 1$, на одночасну дію згинального моменту і

поперечної сили $\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1$, та на міцність як позacentрово

стиснутий елемент який не підлягає безпосередній дії динамічних навантажень, при значеннях напружень $\tau < 0,5R_s$ і $\sigma = N/A_n > 0,1R_y$:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn,\min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn,\min} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

де N , M_x і M_y – абсолютні значення відповідно поздовжньої сили і згинальних моментів при найбільш несприятливій комбінації розрахункових навантажень; n , c_x , c_y – коефіцієнти, які приймаються згідно з [12]. Оскільки елементи арок мають поперечний переріз відкритого профілю з приблизно рівним співвідношенням площі полиць до стінок $A_f/A_w = 0,5$ то $c_x = 1,6$; $c_y = 1,07$; $n = 3$.

Коефіцієнти розрахункової довжини арок на даному етапі прийняті згідно з [15] (див. табл. 3). Слід зауважити, що вони визначені для варіанту гідростатичного навантаження і потребують подальшого уточнення [17]. Обтиск арки та критерій стійкості Мізеса не враховують при значних підйомах аркового покриття (пологі арки не розглядаються).

Пошук оптимального рішення здійснюється шляхом повного перебору значень висоти підйому арки в межах дискретного інтервалу, зумовленого технологічними і конструктивними обмеженнями. Область допустимих значень висоти була взята з метою дослідження від 6 до 13 м. Крок

пошуку взятий із технологічних обмежень виготовлення арок (реалізуються тільки ті конструкції, які технологічно можливі). Результати для елемента оболонки умовною шириною 1 м наведені на графіках рис. 3. Як можна побачити, при зміні схеми завантаження можлива поява локальних оптимумів, окрім того, вплив здійснює дискретність сортаменту профілів.

Таблиця 3

Коефіцієнти розрахункової довжини арок		
f/L	Безшарнірна арка	Двошарнірна арка
0.05	0.7	1
0.2	0.75	1.1
0.3	0.8	1.2
0.4	0.85	1.3

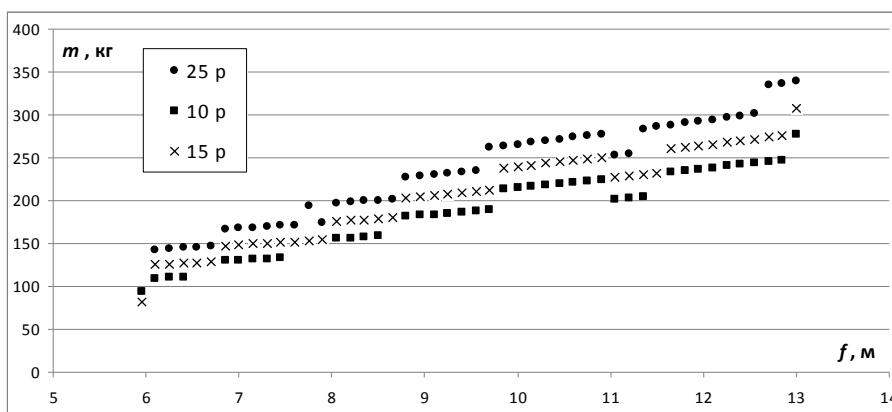


Рис. 3. Реалізація дискретного пошуку оптимального рішення у досліджуваній області при різних термінах експлуатації будівлі

Висновки

У статті вперше сформульовано задачу вибору оптимального рішення конструкції з урахуванням дискретної змінності схеми завантаження і наведено методику її вирішення. На прикладі оптимізації конструкцій гофрованих аркових оболонок кругового абрису показана нелінійність і дискретність рішення, істотна залежність оптимального рішення від геометричних параметрів.

Сучасні технології виготовлення таких конструкцій практично довільної геометрії значно розширюють технологічні обмеження, завдяки чому теоретичні оптимальні рішення відповідають практично реалізованим.

Аркові тонкостінні конструкції дозволяють улаштувати швидкокомпоновані будівлі складського, виробничого призначення як ангари для літаків, зберігання та ремонту техніки. Утеплення ангарів ізсередини напиленням пінополіуретану дозволяє отримати опалювані споруди громадського призначення. Мінімальна ресурсна залежність та мобільність роблять подібні конструкції ефективними для сільськогосподарської галузі, логістики, військової інфраструктури.

Тематикою подальших досліджень є уточнення розрахункових схем, визначення меж переходу між ними та розкриття невизначеності, пов'язаної із додатковими параметрами аркових покриттів.

Література

- [1] Білик А. С. Розпізнавання в умовах невизначеності, пов'язаної з відсутністю інформації / А. С. Білик // Гіротехнології, навігація, керування рухом та конструювання авіаційно-космічної техніки : збірник доповідей VIII міжн. наук.-техн. конф. – К. : НТУУ «КПІ», 2011. – С. 19–27.
- [2] Білик А. С. Вибір оптимальних конструктивних рішень сталевих ферм покриттів : автореферат дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Білик Артем Сергійович ; Київ. нац. ун-т буд-ва та архіт. - К., 2009. – 21 с.
- [3] Vanderplaats G. Arch shape optimization using force approximation methods / G. Vanderplaats // Structural optimization. – 1990. – No. 2. – P. 193–201.
- [4] Zakhama R. Wind load modeling for topology optimization of continuum structures / R. Zakhama, M. Abdalla // Struct Multidisc Optim. – 2010. – No.42. – P. 157–164.
- [5] Болдырев А. М. Применение методов параметрической оптимизации при исследовании висячих конструкций с переменной расчетной схемой / А. М.Болдырев, А. А. Свентиков // Металеві конструкції. – 2008. –Том 14, №4. – С. 264–268.
- [6] Перельмутер А. В. Управление поведением несущих конструкций / А. В. Перельмутер. – Киев : УФИМБ, 1998. – 148 с.
- [7] Li D. An inverse analysis method for design optimization with both statistical and fuzzy uncertainties / D. Li, K. Choi // Struct Multidisc Optim. – 2008. – No. 37. – P. 107–119.
- [8] Calafiore G. Optimization under uncertainty with application to design of truss structures / G. Calafiore, F. Dabbene // Struct Multidisc Optim. – 2008. – No.35. – P. 189–200.

- [9] Lombardi G. The Aerodynamics of the Keel of America's Cup yachts: an optimization procedure / [Lombardi G., Vanucci S. & others] // International Aerospace CFD conf. (Paris, 2007) : Ansys solutions. – М : «ЕМТ Р», 2007. – Р. 41–44.
- [10] 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).
- [11] 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. – 43 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [12] 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).
- [13] 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. – 120 с. – (Система надійності та безпеки у будівництві. Національний стандарт України).
- [14] Лапонов М. В. Ефективні конструкції з тонкостінних гофрованих профілів : робота на здобуття ступеня маг. техн. наук. / М. В. Лапонов. – К. : КНУБА, 2012 – 60 с. – (На правах рукопису).
- [15] Металлические конструкции : учеб. для вузов : В 3-х т. / [В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов и др.] : под ред. В. В. Горева. – М. : Высшая школа, 1997 – Т. 1 : Элементы стальных конструкций : учебник. – 527 с.
- [16] Усаковский С. Б. С какой точностью вести расчеты прочности сооружений / С. Б. Усаковский. – К. : КНУБА, 2005. – 159 с.
- [17] Ільків Н. Я. Розрахунок безкаркасних арочних конструкцій з тонкостінних профілів : робота на здобуття ступеня маг. техн. наук / Ільків Н. Я. – К. : КНУБА, 2013. – 98 с. – (На правах рукопису).

Надійшла до редколегії 17.10.2014 р.

УДК 624.042.5

Огляд міжнародних норм і правил визначення кліматичного температурного впливу на будівлі та споруди

Кордун О.І.

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

Анотація. В даній роботі проведено огляд вимог міжнародних будівельних норм до визначення приросту температури елемента будівлі чи споруди від дії прямого сонячного проміння. В статті розглянуто норми України, Росії, Європейського союзу, США, Японії, Індії, Китаю, Австралії та Нової Зеландії.

Аннотация. В данной работе проведен обзор требований международных строительных норм к определению прироста температуры элемента здания или сооружения от воздействия прямых солнечных лучей. В статье рассмотрены нормы Украины, России, Европейского союза, США, Японии, Индии, Китая, Австралии и Новой Зеландии.

Abstract. This paper presents an overview of requirements of international building codes concerning determination of the temperature increment in an element of the building or structure due to the action of direct sunlight. The article deals with the norms of Ukraine, Russia, the European Union, the USA, Japan, India, China, Australia and New Zealand.

Ключові слова: сонячна радіація, температурний вплив, приріст температури.

Вступ. На більшість будівель і споруд діє пряме сонячне випромінювання, від його впливу виникає значна різниця температур між освітленою і затіненою частинами споруди. Освітлені частини конструкції від отриманої теплової енергії нагріваються і збільшуються в розмірах. Таке нерівномірне нагрівання призводить до викривлення осей стрижнів, виникнення хлопунів, нерівномірних деформацій, а в статично невизначуваних системах це викликає значні внутрішні напруження. Найбільш піддатливими до кліматичних температурних впливів є мости і надземні трубопроводи, димові труби, мембранні покриття громадських і промислових будівель, баштові і щоглові споруди, а також металеві листові споруди: силоси, бункери, резервуари.

Енергія, що надходить до елемента конструкції, підвищує його температуру доти, доки надходження тепла не врівноважиться його втратами. Втрати відбуваються внаслідок випромінювання, конвективного переносу і передачі до сусідніх ділянок за рахунок теплопровідності. Процеси теплообміну досить складні і невизначені, тому при інженерних розрахунках використовуються емпіричні залежності.

В даній статті пропонується розглянути вимоги будівельних норм України та міжнародних будівельних норм стосовно визначення приросту температури від нагрівання сонцем для неопалюваних будівель, які не захищені від прямого сонячного проміння.

Нормативна база України дозволяє наближено визначати кількість сонячної радіації і перепад температур на освітленій і затіненій поверхні. Ці дані можна отримати за ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» [1], а також за ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» [2]. Перевищення температури елемента над температурою оточуючого середовища в нормах України [1] визначається за формулою:

$$\Delta T = 0,05 \cdot \rho \cdot S_{\max} \cdot k \cdot k_1, \quad (1)$$

де ΔT – перевищення температури елемента чи поверхні над температурою оточуючого середовища від дії прямого сонячного проміння; ρ – коефіцієнт поглинання сонячної радіації матеріалом зовнішньої поверхні конструкції, див. табл. 1; S_{\max} – максимальне значення сумарної (прямої і розсіяної) сонячної радіації; k – коефіцієнт, що залежить від орієнтації поверхні, див. табл. 2; k_1 – коефіцієнт, що залежить від тепловіддачі зовнішньої поверхні, див. табл. 2.

Таблиця 1

Значення коефіцієнта поглинання сонячної радіації ρ

Матеріал конструкції	Коефіцієнт ρ	Матеріал конструкції	Коефіцієнт ρ
Алюміній	0,5	Азбестоцемент	0,65
Сталь, зафарбована зеленим кольором	0,65	Асфальтобетон	0,9
Сталь, зафарбована білим кольором	0,9	Бетон	0,7
Сталь, зафарбована темно-червоним кольором	0,7	Деревина нефарбована	0,6
Сталь оцинкована	0,6	Цегла червона	0,7
Скло облицювальне	0,7	Цегла силікатна	0,6

В документі [1] наведено отримані за результатами метеорологічних спостережень значення сумарної (прямої і розсіяної) сонячної радіації S_{\max} , яка потрапляє на горизонтальну і вертикальну поверхні. Ці значення не залежать від географічної широти і пори року, а орієнтація поверхні враховується понижувальним коефіцієнтом k .

Таблиця 2

Значення коефіцієнтів k і k_1

Коефіцієнт k		Коефіцієнт k_1	
Вигляд і орієнтація поверхні (поверхонь)	k	Конструкції будівель	k_1
Горизонтальна	1,0	Металеві	0,7
Вертикальні, орієнтовані на:		Залізобетонні, бетонні, армокам'яні та кам'яні завтовшки, см:	
південь	1,0	до 15	0,6
захід	0,9	від 15 до 39	0,4
схід	0,7	понад 40	0,3

Значення сонячної радіації, наведені в документі [2], також отримані за результатами метеорологічних спостережень і приведені для широт України від 44° пн. ш. до 50° пн. ш. З табличних даних документа [2] можна отримати значення сонячної радіації для будь-якого часу доби в липні або січні і для восьми основних напрямків орієнтації поверхні (Пн, ПнС, С тощо). У такому випадку, при обчисленні за формулою (1) коефіцієнт k враховувати не потрібно.

В нормах України вплив сонячної радіації на конструкції враховується тільки для теплого періоду року, в холодний період такий вплив не враховується.

Підхід російських будівельних норм СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» [3] до визначення кількості сонячної радіації подібний до українських будівельних норм, за винятком врахування орієнтації поверхні. Перевищення температури елемента над температурою оточуючого середовища в будівельних нормах Росії визначається за формулою:

$$\Delta T = 0,05 \cdot \rho \cdot S_{\max} \cdot k, \quad (2)$$

тут k – коефіцієнт, що залежить від тепловіддачі зовнішньої поверхні. Значення коефіцієнта k відповідають значенням коефіцієнта k_1 таблиці 2, значення коефіцієнта ρ наведені в таблиці 1.

Орієнтація поверхні враховується табличними значеннями сонячної радіації S_{\max} для чотирьох основних напрямків (Пн, С, Пд, З), при цьому ці значення залежать від географічної широти. В будівельних нормах України [1] північний напрямок орієнтації поверхні не розглядається.

У будівельних нормах Європейського союзу [4], на відміну від українських та російських будівельних норм, прирости температури від кліматичних впливів не залежать від значень сонячної радіації і матеріалу конструкції. В цих нормах рекомендуються конкретні значення приросту температури, наприклад, для горизонтальної темної поверхні влітку

приріст температури складає 42 °С. Потрібно відмітити, що значення даної величини можуть бути прийняті в національному додатку, тобто кожною країною індивідуально. В даній статті не розглядаються національні додатки країн Євросоюзу, а лише рекомендовані значення приросту температури, наведені в основному тексті Єврокоду. В таблиці 3 приводяться правила визначення приросту температури від прямого сонячного проміння за Єврокодом.

Таблиця 3

Значення приросту температури ΔT за Єврокодом

Основні фактори		Літо		Зима
		Приріст температури ΔT , °С		
		орієнтовані на ПнС	орієнтовані на ПдЗ, горизонтальні	
Відносна адсорбція в залежності від поверхні та її кольору	0,5 Яскрава світла поверхня	0	18	
	0,7 Світло-кольорова поверхня	2	30	
	0,9 Темна поверхня	4	42	
не враховується				

Стандарт Сполучених Штатів Америки SEI/ASCE 7-02 «Мінімальні навантаження на будівлі та інші споруди» [5] не містить правила визначення температурних навантажень і приросту температури від прямого сонячного проміння. Проте додаткові вимоги щодо проектування і навантажень можуть встановлюватися в нормах штату чи окремого міста. Наприклад, для міста Нью-Йорк додатково встановлені вимоги до врахування температурних навантажень [6].

При проектуванні закритих будівель, розмір яких в плані перевищує 250 футів (76,2 м), повинні бути вказані зусилля та/або переміщення, спричинені допустимим розширенням, яке відповідає зміні температури на 40°F (4.44°C). Зовнішні відкриті рами, арки або обшивки, незалежно від розмірів, мають бути розраховані на зусилля та/або переміщення, спричинені допустимим розширенням та скороченням відповідно до зниження та зростання температури на 40°F (4.44°C) для бетонних та кам'яних споруд, та на 60°F (15.55°C) для металевих споруд. Для розрахунку анкерів, необхідних для системи трубопроводів, зусилля повинні бути визначені на основі коливань температури для певних робочих умов.

Таким чином, нагрівання від сонця не розглядається як окрема складова температурного впливу. Також потрібно зазначити, що однією з особливостей будівельних норм США є вимога розрахунку будівлі чи споруди на навантаження від дощової води для випадку забруднення чи виходу з ладу систем дренажу.

Інститут архітектури Японії в рекомендаціях щодо визначення навантажень і впливів на будівлі [7] наводить методику визначення приросту температури від впливу прямого сонячного проміння:

$$\Delta T = \frac{\alpha}{a_0} J, \quad (3)$$

де α – коефіцієнт поглинання сонячної енергії; a_0 – сумарний коефіцієнт теплопровідності зовнішньої поверхні; J – сонячна радіація.

Географічна широта і орієнтація поверхні врахована при визначенні значення J . Табличні значення або формули для визначення величин формули (3) авторами рекомендацій не наводяться.

В будівельних нормах Індії [8] досить широко і повно розглянуте питання визначення кількості сонячної радіації, що потрапляє на будівлі чи споруди. Наведені методики і табличні значення дають можливість врахувати точне географічне положення, орієнтацію будівлі, вологість повітря. Проте всі ці фактори використовуються тільки для визначення рівня освітлення внутрішніх приміщень. Методика визначення впливу сонячної радіації на температурні деформації будівель та споруд не розглядається, але, згідно з нормами, при розрахунку дозволяється користуватися аналітичними принципами.

Особливістю будівельних норм Індії в порівнянні з вітчизняними нормами є те, що вимоги до проектування дерев'яних конструкцій розділені на два типи: дерев'яні конструкції та конструкції з бамбука.

Будівельні норми Китаю [9], Австралії та Нової Зеландії [10] не встановлюють вимог та методик визначення приросту температури від нагрівання прямим сонячним промінням. Значно більша увага в нормах цих країн приділяється використанню сонячної енергії для забезпечення енергоефективності будівель та їх освітлення.

Кількість сонячної радіації, що потрапляє на поверхню будівлі чи споруди, може бути визначена за результатами багаторічних спостережень [2], експериментально або теоретично [11], [12]. Запропонована теоретична методика дозволяє врахувати географічні координати будівлі чи споруди, орієнтацію і кут нахилу поверхні до горизонту в будь-який день року. Для визначення приросту температури

доцільно використовувати формулу (1) без врахування коефіцієнта орієнтації поверхні k , або формулу (2) без змін, при цьому замість табличних значень кількості сонячної радіації потрібно використовувати теоретично отримані дані.

За допомогою комп'ютерного алгоритму дана методика дозволяє визначити максимально можливий приплив сонячної енергії до елемента будівлі чи споруди, враховуючи його орієнтацію, кут нахилу і географічне положення для кожної години року.

Висновки

З усіх розглянутих міжнародних норм і стандартів найбільш детально приріст температури від сонячного проміння розглянутий в нормах України та Росії, в основу яких покладені норми колишнього Радянського Союзу. Схожа методика наведена в науковій літературі Японії, проте без детальних пояснень і рекомендацій щодо визначення кількості сонячної радіації. В усіх інших нормах і стандартах визначенню приросту температури приділяється мало уваги, або вони не розглядаються взагалі.

Методики і підходи різних країн до визначення приросту температури досить відрізняються, проте спільним для всіх є те, що в холодну пору року приріст приймається таким, що дорівнює нулю. Теоретичні дослідження [12] і табличні дані спостережень [2] доводять, що для вертикальних поверхонь інтенсивність сонячної радіації, а значить і приріст температури, може бути вищою ніж для літнього періоду.

За результатами огляду вимог міжнародних норм і стандартів для подальших досліджень приросту температури від сонячної радіації, доцільно використовувати і розвивати методику, яку містять норми колишнього Радянського Союзу.

Література

- [1] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 76 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [2] Будівельна кліматологія : ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 124 с. – (Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Національний стандарт України).
- [3] Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* : СП 20.13330.2011. – Изд. офиц. – М. : ОАО «ЦПП», 2011. – 80 с.

- [4] Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-5: General actions –Thermal actions : EN 1991-1-5:2003 – Brussels : CEN-CENELEC Management Centre, 2004. – 46 p. – (European Standard).
- [5] Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures : SEI/ASCE 7-02 : Second Edition / American Society of Civil Engineers. – Reston, VA, 2002. – 403 p.
- [6] New York City Building Code. First Printing: July 2008 [Електронний ресурс] / International Code Council, Inc. – 2008. – Режим доступу: http://publicecodes.cyberregs.com/st/ny/cinyc/b200v08/st_ny_cinyc_b200v08_16_sec008.htm – Назва з екрану.
- [7] Recommendations for Loads on Buildings (2004 Edition) [Електронний ресурс] / Arhitectural Institute of Japan. – 2006. – Режим доступу: <http://www.aij.or.jp/jpn/symposium/2006/loads/loads.htm> – Назва з екрану.
- [8] National Building Code of India 2005 : second reprint February 2007/ Bureau of Indian Standards. – New Delhi, 2007. – 1153 p.
- [9] Load code for the design of building structures : GB 50009-2012. – MOHURD : AQSIQ, 2012. – 171 p.– (Code of China).
- [10] Structural design actions – Part 0: General principles : AS/NZS 1170.0:2002 / Council of Standards Australia; Council of Standards New Zealand. – 2002. – 38 p. – (Australian/New Zealand Standard).
- [11] Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / [Под общей ред. А. В. Перельмутера].— [4-е изд., перераб.] —М. : Издательство СКАД СОФТ, Издательство АСВ, Издательство ДМК Пресс, 2014.— 576 с.
- [12] Кордун О. І. Визначення кількості сонячної радіації, що потрапляє на поверхню будівлі або споруди / О. І. Кордун // Промислове будівництво і інженерні споруди. – 2014. – № 2. – С. 2–7.

Надійшла до редколегії 19.08.2014 р.

УДК 624.014.078.4

Аналіз результатів дослідження болтових та гвинтових з'єднань, розрахунк часткового коефіцієнта надійності

Шумейко К.О., Семко В.О., к.т.н.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,
Україна

Анотація. У роботі представлені результати експериментальних досліджень з'єднань холодноформованих тонкостінних конструкцій, проведено аналіз результатів експерименту, згідно з якими наведено результати розрахунку часткового коефіцієнту надійності γ_m .

Аннотация. В работе представлены результаты экспериментальных исследований соединений холодноформованных тонкостенных конструкций, проведен анализ результатов эксперимента, в соответствии с которыми приведены результаты расчета частичного коэффициента надежности γ_m .

Abstract. The paper presents the results of experimental investigation on connections of cold-formed thin-walled steel structures. On the basis of experimental analysis the results of partial safety factor γ_m determination are derived.

Ключові слова: з'єднання, коефіцієнт надійності.

Постановка проблеми у загальному вигляді. Поряд із розвитком металевих конструкцій з гарячекатаних профілів і листового прокату в Україні останнім часом щодалі більше використовуються тонкостінні холодноформовані сталеві профілі (ТХСП) як несучі та огорожувальні конструкції. Використання цих профілів у несучих конструкціях має ряд особливостей, пов'язаних із тонкостінністю і формою перерізу, роботою з'єднань, корозійною стійкістю та іншими факторами. Міцність і жорсткість з'єднання є пріоритетними при проектуванні та розрахунку вузлів у тонкостінних холодноформованих профілях. Основним типом відмови вузлів конструкцій є зминання. Особливості та специфіка роботи цих з'єднань потребує детального дослідження.

Аналіз останніх досліджень та виділення не вирішених раніше частин загальної проблеми. Дослідженням та розрахунком з'єднань холодноформованих профілів займаються дослідники різних країн з 40-х років ХХ століття. Найбільше досліджень щодо роботи та поведінки з'єднань, а також їх нормування проведено у США, Канаді та країнах Західної Європи [9, 10, 13], у Росії цими питаннями займаються Катранов І. Г. [4], Кунін Ю. С. [3], Айрумян Е. Л. [1], Коротких А. В. [5], Кретинін А. М. [6]. Важливим питанням, що виникає перед конструктором-

проектувальником, є вибір оптимального типу кріпильних елементів у з'єднаннях та їх розрахунок. Виникає проблема нормування при проектуванні даних конструкцій. Як результат впровадження зарубіжного досвіду розроблення нормативних документів, в Україні прийняті Єврокоди для розрахунку і проектування конструкцій з ТХСП.

Метою даної статті є наведення результатів експериментально-теоретичного дослідження болтових і гвинтових з'єднань ТХСП, використовуючи результати експерименту, представлення результатів оцінки часткового коефіцієнта надійності за матеріалом γ_M .

Виклад основного матеріалу. Метою проведення експериментальних досліджень у рамках даної роботи є отримання даних щодо несучої здатності, деформативності, особливості роботи і відмови з'єднань елементів ТХСП на болтах і самосвердлувальних самонарізних гвинтах (ССГ). У дослідженнях використовувалися зразки з наступними характеристиками: товщини зразків для випробування прийняті, мм: 0,75, 1,0, 1,5, 2,0, як основні товщини, що застосовуються для виготовлення холодноформованих профілів; розміри зразків приймалися згідно з рекомендаціями ECCS TC7 TWG 7.10 [11], ширина пластин – 50 мм, довжина – 300 мм. В якості досліджуваних кріпильних елементів були прийняті болти М10 класів міцності 5.8 і 8.8, і ССГ – $d=5,5$ мм; зазначені види кріпильних елементів отримали найбільш широке застосування в легких сталевих тонкостінних конструкціях. Ширина пластин підібрана таким чином, щоб руйнування зразків відбувалося унаслідок зминання базового матеріалу або по зрізу кріпильного елемента, тим самим уникаючи руйнування по перерізу нетто і виколю крайової частині листа з'єднувальних елементів.

Програма експерименту включала випробування двох серій зразків, наведених у табл. 1, за ескізами зразків відповідно до серій випробувань, зображених на рис. 1. Деформації видовження замірялися за допомогою двох індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм, встановлених з двох боків досліджуваного зразка. Деформації визначалися як середнє значення між показниками за двома індикаторами. Навантаження подавалося ступенями, з доведенням зразка до руйнування.

Таблиця 1

Серії зразків	
Болтові з'єднання (В)	Гвинтові з'єднання (S)
1 серія («В1», «В1Ш», «S1»)	
Однболтові з'єднання елементів різних товщин з використанням шайб $d_{ш} = 20$ мм і $d_{ш} = 30$ мм, без використання шайб. Болти М10, клас міцності 5.8	Однотвинтові з'єднання елементів різних товщин з використанням: ССГ $d = 5,5$ мм
2 серія («В2», «S2»)	
Однболтові з'єднання елементів різних товщин з використанням шайб $d_{ш} = 20$ мм і $d_{ш} = 30$ мм, без використання шайб. Болти М10, клас міцності 8.8	Двогвинтові з'єднання елементів різних товщин з використанням: ССГ $d = 5,5$ мм (горизонтальне і вертикальне розташування гвинтів у відповідності до прикладеного навантаження)

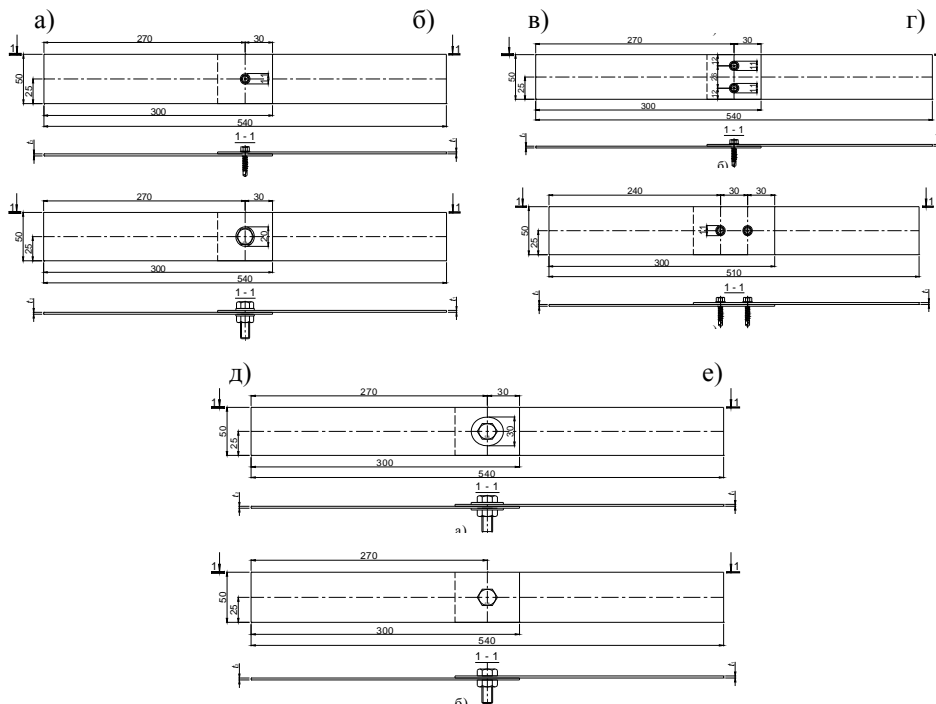


Рис. 1. Ескізи зразків: а) гвинтове з'єднання серії «S1»; б) болтове з'єднання з шайбами $d_{ш}=20$ мм, серій «В1» та «В2»; в) двогвинтові з'єднань для випробування з паралельним розташуванням ССГ серії «S2»; г) двогвинтові з'єднань гвинти, розташовані перпендикулярно, серії «S2»; д) болтові з'єднань з шайбами $d_{ш}=30$ мм, серій «В1Ш» та «В2»; е) болтові з'єднань без шайб, серій «В1» та «В2»

Послідовно розглянемо роботу з'єднань під навантаженням у випадку відмови при зрізі кріплення та зминанні матеріалу. На початковій стадії прикладення навантаження до зразків спостерігається ділянка пружної роботи для гвинтових з'єднань, а для болтових з'єднань спостерігається зона вибору зазору, що утворений різницею діаметрів болта і отвору, виконаного в базовому матеріалі, після чого виникає пружна робота болтового з'єднання. При збільшенні навантаження відбувається стрімкий перехід у стадію пружно-пластичних деформацій, при відмові внаслідок зминання виникає ділянка текучості, що переходить у стадію самозміцнення, зминання сталі, досягнення межі міцності з'єднання і остаточної відмови з'єднання. У разі руйнування за кріпильним елементом чітко вираженої ділянки текучості практично не спостерігається, пружна стадія переходить у стадію самозміцнення з подальшим досягненням межі міцності кріплення. Це відбувається в тому випадку, коли матеріал з'єднувальних елементів значно міцніший, ніж матеріал кріпильного елемента. Відмова з'єднання при зминанні супроводжується значними пластичними деформаціями, а відмова при зрізі кріпильних елементів носить крихкий характер.

Згідно з результатами аналізування випробування за серіями з'ясовано, що у зразках серії «S1», «B1» і «B2» товщиною 0,75–1,5 мм відмова наступала в результаті зминання матеріалу. Відмови внаслідок зрізу кріпильних елементів відбувалися у зразках товщиною 2 мм для всіх серій випробувань.

Порівнюючи результати випробувань зразків серії «B1» і «B1ш» (рис. 2 а, б, в, г), зроблено висновок, що використання шайб діаметром 30 мм дає збільшення несучої здатності, в порівнянні з шайбами діаметром 20 мм, залежно від товщини з'єднувальних елементів, відповідно: при $t = 0,75$ мм на 20 % ; при $t = 1,0$ мм на 25 %; при $t = 1,5$ мм на 19%. Оскільки збільшений діаметр шайби не дає вільній частині з'єднувальних елементів зминатися і забезпечує додаткове закріплення від нахилу болта, він тим самим збільшує несучу здатність. У той же час, коли товщина листа зростає до того ж порядку, що і шайба, додатковий вплив шайби зникає, що підтверджується для зразків $t = 2,0$ мм (рис. 2, а), тобто збільшення несучої здатності не відбувалося.

У зразках без шайб відбулося зменшення несучої здатності в середньому на 22–25 % порівняно із зразками з шайбами діаметром 20 мм. Результати досліджень для зразків серії «B2» з попереднім натягом болтів показали, що характер роботи та деформаційні характеристики з'єднань із шайбами діаметром 20 мм і з'єднань без шайб при використанні болтів класу міцності 8.8 майже однакові. Але у зразках товщиною 2,0 мм (рис. 2, а) деформативність з'єднань майже однакова для всіх трьох варіантів

з'єднання. Проводячи порівняння деформаційної поведінки болтових з'єднань з болтами класів міцності 5.8 і 8.8 із попереднім натягом, можна сказати, що попередній натяг болтів збільшує ділянку пружної роботи з'єднання та підвищує несучу здатність з'єднання, особливо для зразків товщиною до 1 мм включно.

Результати випробування серії «S2» (рис 2, а, б, в, г) при різних варіантах розташування гвинтів відносно лінії дії прикладеного навантаження показали, що відмінність полягає в деформативності з'єднань, оскільки при паралельному розташуванні гвинтів у напрямку до прикладеного навантаження, через послідовність включення в роботу гвинтів, деформативність даних зразків нижча при дії однакового навантаження в порівнянні з перпендикулярним розташуванням гвинтів.

Керуючись рекомендаціями з планування та оброблення даних експерименту за нормативними документами [11, 12], результати усереднених показників експериментальних даних «навантаження/деформації» по серіях випробуваних зразків на рисунку 2 порівнюються з теоретично розрахованою несучою здатністю при змінанні $F_{b, Rd}$ за [3]. Відповідно, на рисунку 2 нанесені теоретичні значення несучої здатності болтового з'єднання – $F_{b, Rd}^{bolt}$ і гвинтового з'єднання – $F_{b, Rd}^{screw}$, при коефіцієнті надійності за матеріалом $\gamma_{M2} = 1,0$, а також теоретичне значення розрахункових опорів з коефіцієнтом надійності за матеріалом $\gamma_{M2} = 1,25$ – $F_{b, Rd}^{bolt\ 1,25}$, $F_{b, Rd}^{screw\ 1,25}$ відповідно до рекомендацій нормативного документа [3]. Як видно на графіках «навантаження/деформації» (рис. 2 б, в, г), для болтових з'єднань коефіцієнт надійності 1,25 не забезпечує необхідний рівень несучої здатності при граничній деформації 3 мм, яка допускається для з'єднань нормативним документом [11]. У розрахунках коефіцієнта надійності γ_M не враховуються зразки товщиною 2 мм як такі, що мали відмови при зрізі кріпильних елементів.

Для оцінки необхідного рівня часткового коефіцієнта надійності за матеріалом γ_M проведено розрахунок за алгоритмом, розробленим Frans Vijaard [9] для EN 1990 [2]. Його методика використовує метод граничних станів, що дозволяє враховувати специфіку роботи різних конструкцій і фактичну невизначеність розрахункової моделі та властивостей матеріалів, а також деякі інші обставини, що характеризують роботу різних конструкцій, рис. 3.

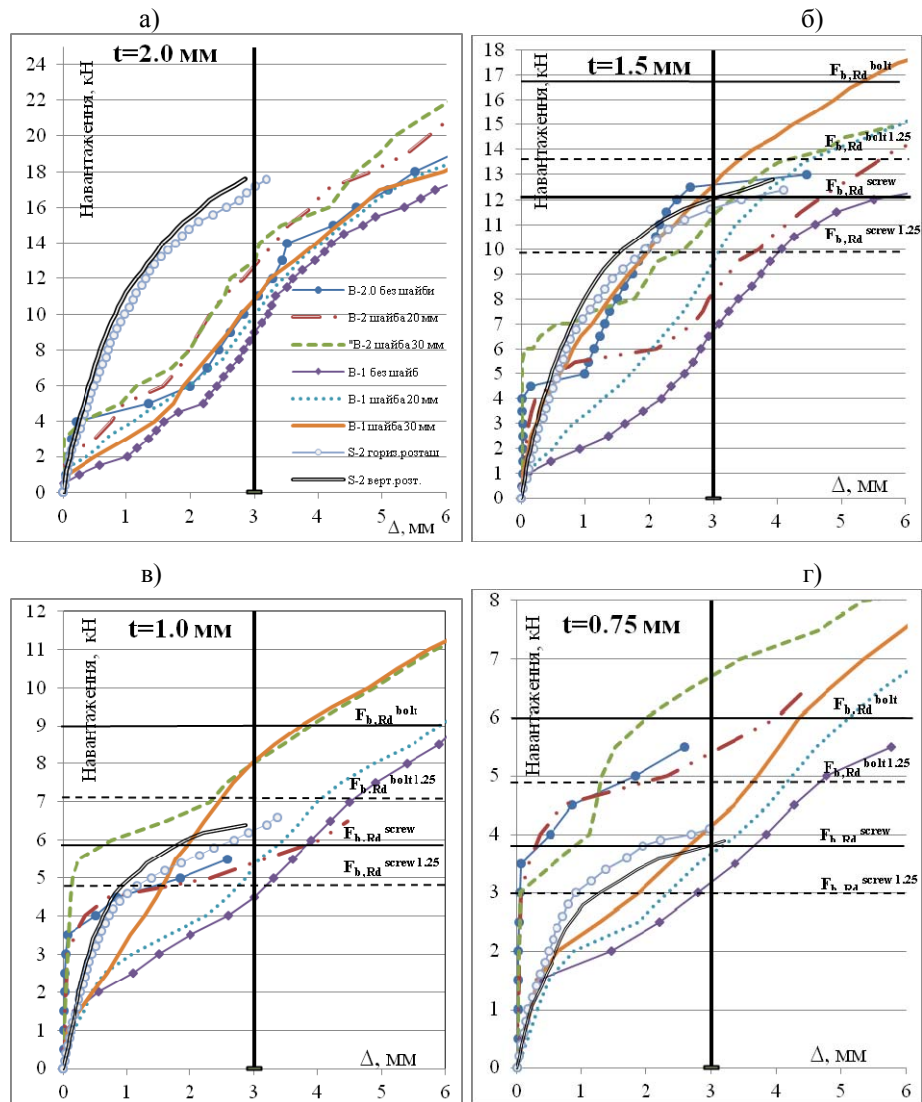


Рис. 2. Діаграми «Навантаження/деформації» середніх значень за серіями, порівняння результатів випробувань за серіями та теоретичним розрахунком:
а) зразки товщиною 2,0 мм; б) зразки товщиною 1,5 мм;
в) зразки товщиною 1,0 мм; г) зразки товщиною 0,75 мм.

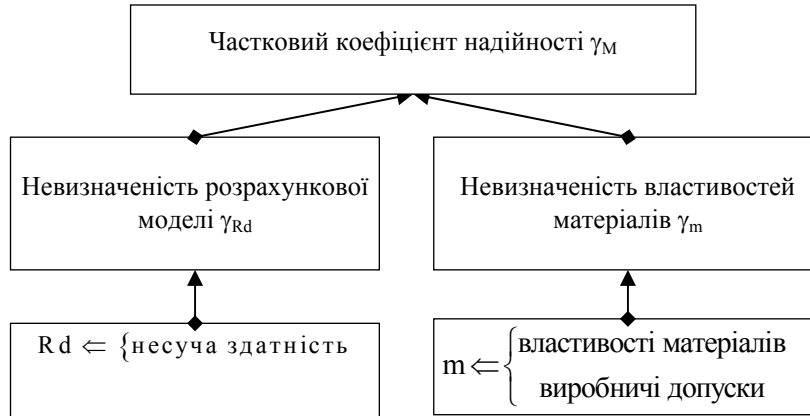


Рис. 3. Фактори впливу на частковий коефіцієнт надійності за матеріалом

Розрахунковий опір кріплень під статичним навантаженням визначається як характеристичне значення опору, поділене на відповідний коефіцієнт безпеки:

$$r_d = \frac{r_k}{\gamma_M}, \quad (1)$$

де r_d – розрахункове значення; r_k – характеристичне значення опору, $r_k = r_m - k \cdot s$; k – коефіцієнт, що залежить від обсягу вибірки, величини ймовірності (квантилі) і наявності або відсутності даних про величину апіорного стандартного відхилення (слід використовувати значення k з таблиці D1 EN 1990 [2]; s – стандартне відхилення; r_m – опір, визначений на основі середніх значень масиву \underline{X} базисних величин.

У свою чергу, частковий коефіцієнт надійності за матеріалом визначається з залежності (1):

$$\gamma_M = \frac{R_k}{R_d}. \quad (2)$$

Розрахункова модель для теоретичної величини опору r_t розглянутого елемента конструкції представлена функцією опору:

$$r_t = g_r(\underline{X}) = g_r(\alpha, t, d, f_u), \quad (3)$$

де α, t, d, f_u – базисні величини (\underline{X}), відповідно: коефіцієнт зминання, товщина з'єднувальних елементів і тимчасовий опір сталі. Функція опору повинна охоплювати всі базові перемінні \underline{X} , що впливають на опір

відповідного граничного стану. Фактичні виміряні параметри підставляються у функцію опору для визначення теоретичних значень, які потім порівнюють з експериментальними значеннями. Алгоритм розрахунку γ_M наводиться у додатку D [2].

Для обґрунтування значення коефіцієнта надійності роботи гвинтових і болтових з'єднань були використані результати власних досліджень, проведених в ПолтНТУ [7, 8], а також результати зарубіжних дослідників [10, 13]. Результати випробувань і статистичної обробки отриманих результатів свідчать про те, що необхідно підвищити значення коефіцієнта надійності γ_M для з'єднань на болтах до значення 1,35. Також обробка результатів показала, що для гвинтів достатньо значення коефіцієнта надійності $\gamma_M = 1,25$.

Висновки

У Єврокодах залишаються відкритими пункти для внесення змін до національного додатка EN 1993-1-3 [12], один з них – це нормування коефіцієнта надійності за матеріалом γ_M , при цьому слід відзначити, що за базовий рівень значення прийнято 1,25. Результати випробувань і статистичної обробки отриманих результатів свідчать про те, що необхідно підвищити значення коефіцієнта надійності γ_M для з'єднань на болтах при розрахунку за критичною формою відмови внаслідок зминання, як основної для з'єднань у тонкостінних холодноформованих конструкціях, до значення $\gamma_M = 1,35$.

Література

- [1] Айрумян Э. Л. Вытяжные заклепки или самонарезающие винты / Э. Л. Айрумян, С. В. Ганичев, С. В. Камынин // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2009. – №3. – С. 2–8.
- [2] Настанова. Основи проектування конструкцій : ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN). – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. –146 с. – (Система надійності та безпеки у будівництві. Національний стандарт України).
- [3] Катранов И. Г. К вопросу расчета винтовых соединений ЛСТК на растяжение / И. Г. Катранов, Ю. С. Кунин // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – №3. – С. 9–11.
- [4] Катранов И. Г. Несущая способность винтовых и заклепочный соединений стальных тонкостенных конструкций : дис. ... канд. техн. наук : спец. 05,23,01 / Иван Георгиевич Катранов. – М., 2011. – 202 с.

- [5] Коротких А. В. Фермы из тонкостенных оцинкованных профилей с перекрестной решеткой на сдвигоустойчивых соединениях : автореф... дис. канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / А. В Коротких. – Красноярск, 2012. – 23 с.
- [6] Кретинин А. Н. Тонкостенные балки из гнутых оцинкованных профилей: составных поясов коробчатого сечения и гофрированных стенок : автореф. ... дис. канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / А. Н. Кретинин. – Новосибирск, 2008. – 24 с.
- [7] Лебединський С. П. Експериментальні дослідження з'єднань листових сталевих тонкостінних конструкцій / К. О. Шумейко, В. О. Семко, О. В. Семко // Тези 65-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. Том 1. (Полтава, 22 квітня по 15 травня 2013 р.) – ПолтНТУ, 2013. – С. 97–99.
- [8] Семко О. В. Експериментальні дослідження роботи болтових з'єднань у легких сталевих тонкостінних конструкціях / К. О. Шумейко, О. В. Семко // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сборник научных трудов ОГАСА. – Одесса, ООО «Внешрекламсервис», 2013. – №17 – С. 218–223.
- [9] Bijlaard F. Eurocode 3: Design of steel structures – Present status and further developments / Frans Bijlaard // Steel Construction. – 2008. – № 1. Issue 1. – P. 16–23.
- [10] Chong K. P. Light-Gage Steel Bolted Connections without Washers / K. P. Chong, R. B. Matlock // Journal of the Structural Division, ASCE. – 1974. – № 101. – P. 1381–1391.
- [11] ECCS TC7 TWG 7.10. Connections in cold-formed steel structures. The testing of connections with mechanical fasteners in steel sheeting and sections / European recommendations for steel construction // ECCS publication. – No.124. – Portugal, 2009.
- [12] Eurocode 3: Design of steel structures – Part1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting : EN 1993-1-3:2006. – Brussels : CEN–CENELEC Management Centre, 2006.– 127 p. – (European Standard).
- [13] Zhang J. Structural behavior of washerless bolted connections in shear / J. Zhang // McGill University : book of thesis. – Canada, 2002. – 315 p.

Надійшла до редколегії 21.11.2014 р.

УДК 624.072.002.2

К определению оптимальных параметров стальных двутавровых балок

¹Фомина И.П., ²Голоднов А.И., д.т.н.

¹ПАО «ХК «Киевгорстрой», Украина

²ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Розроблено інженерну методіку визначення оптимальних параметрів сталевих балок двутаврового профілю з урахуванням впливу залишкових напружень. Значення величин залишкових напружень у перетинах балок визначаються за відомими методиками.

Аннотация. Разработана инженерная методика определения оптимальных параметров стальных балок двутаврового профиля с учетом влияния остаточных напряжений. Значения величин остаточных напряжений в сечениях балок определяются по известным методикам.

Abstract. Engineering methodology for determination of optimal parameters of double-T profile steel beams is worked out taking into account influence of remaining tensions. The values of sizes of residual stress in the sections of beams are determined on the known methodologies.

Ключевые слова: остаточные напряжения, стальные балки, оптимальные параметры.

Введение. Постановка проблемы. Современное производство сварных конструкций характеризуется широкой номенклатурой изделий. На основе научных разработок отечественных и зарубежных исследователей разработаны весьма экономичные строительные конструкции, которые требуют применения новых подходов к проектированию и технологий изготовления. Вместе с тем технологические процессы изготовления конструкций неизбежно связаны с изменением их остаточного напряженного состояния (ОНС), т. е. напряженного состояния до приложения внешних нагрузок, поскольку основными операциями технологических процессов производства двутавровых балок остаются прокатка, термическая резка листового проката и сварка. Эти операции сопряжены с нагревом стали до высокой температуры и являются причиной возникновения фазовых и термических напряжений, которые существенно влияют на дальнейшую работу конструкций под нагрузкой.

Анализ последних достижений и публикаций. Эффективность конструкций определяется их конструктивными формами [1], теория образования которых опирается на ряд прогрессивных принципов:

- применение предварительного напряжения;
- создание конструктивных форм, обеспечивающих наибольшую концентрацию материала, совмещение функций элементами;
- максимальное использование работы на растяжение отдельных элементов и поверхностей;
- типизация конструктивных решений;
- обеспечение жесткости и аэродинамической прочности систем.

Опираясь на эти принципы, можно не только установить рациональную конструктивную форму сооружения с заданным технологическим процессом и обеспечить ее надежную и долговременную эксплуатацию, но и добиться наибольшей экономии расхода материалов, включая снижение трудоемкости изготовления конструкции и уменьшение затрат на монтаж [1].

Существующие технологические процессы изготовления стальных конструкций сопровождаются локальным термическим разогревом (сварка, резание с применением высокотемпературного нагрева, нагрев отдельных участков и т. п.), что приводит к появлению остаточных деформаций (ОД) и напряжений (ОН). Эти напряжения не связаны с действием внешних сил, являются внутренними напряжениями первого рода, уравниваемыми в объеме элемента и вызывающими его деформацию [2].

ОН возникают и при предварительном напряжении, которое применяется в различных конструкциях для улучшения их свойств: расширения области упругой работы материала, перераспределения усилий, уменьшения деформативности, повышения устойчивости. Предварительное напряжение осуществляется на стадии изготовления, монтажа или в процессе эксплуатации [2–4].

Индустриальные способы предварительного напряжения стержневых элементов (на стадии изготовления) можно разделить на три группы [2]:

- методы с использованием дополнительных элементов типа затяжек;
- методы, основанные на предварительном деформировании элементов с последующей фиксацией сваркой;
- методы предварительного напряжения путем локальных термических воздействий (ЛТВ).

К методам, основанным на предварительном деформировании элементов с последующей фиксацией сваркой, относится метод предварительного напряжения вытяжкой нижнего пояса способом упреждающего разогрева. Предварительное напряжение осуществляется путем приварки к исходному тавру (верхний пояс и стенка) предварительно разогретого нижнего

пояса. После сварки и остывания в верхнем поясе и примыкающем участке стенки, которые при эксплуатационной нагрузке воспринимают сжимающие усилия, возникают остаточные растягивающие напряжения (ОРН). В нижней части стенки, где при эксплуатационной нагрузке возникают растягивающие усилия, возникают остаточные сжимающие напряжения (ОСН). В нижнем поясе, который при эксплуатационной нагрузке воспринимает растягивающие напряжения, возникают ОРН. Таким образом, при загрузке эксплуатационной нагрузкой вначале погашаются ОН, возникающие и в верхнем поясе и стенке, и, тем самым, увеличивается зона упругой работы материала. Что касается нижнего пояса, то при таком способе предварительного напряжения материал нижнего пояса должен иметь повышенные, по сравнению с материалом исходного тавра, прочностные характеристики [2–4].

Постановка задачи. Основной задачей настоящей работы является разработка инженерной, ориентированной на действующие нормы, методики определения оптимальных параметров сварных балок двутаврового профиля с учетом наличия ОН.

Цель работы – усовершенствование методики определения оптимальных параметров сварных балок двутаврового профиля с учетом влияния ОНС.

Основная часть. Настоящие предложения разработаны в соответствии с рекомендациями действующих нормативных документов [5, 6] и распространяются на изгибаемые элементы с сечениями из составных сварных двутавров, работающие в условиях ограниченной динамики и нормальных температур.

Изготовление и искусственное регулирование ОНС в сечениях сварных двутавров должно осуществляться в заводских условиях.

Компоновка сечений изгибаемых элементов, предварительно напряженных различными способами, начинается с определения расчетной высоты сечения. Такой высотой может быть наибольшая высота h_{opt} , получаемая из условий прочности (в большинстве случаев диктуется экономическими соображениями) или минимальная высота h_{min} , которая обеспечивает необходимую жесткость при полном использовании несущей способности материала [2, 4, 7, 8].

Приравнивая $h_{opt} = h_{min}$ и решая соответствующие уравнения прочности и деформативности относительно R_y , можно получить оптимальную прочность стали R_{opt} , т. е. на стадии проектирования решать задачу о выборе марки стали оптимальной прочности.

Подбор сечений осуществляется в такой последовательности (алгоритм «ИЗГИБ») [2, 4, 7].

1. Задаются прочностными и деформативными характеристиками материалов поясов и стенки (при проектировании сечений балок, скомпонованных из различных марок сталей) или принимают марку стали, соответствующую оптимальной прочности.
2. Определяют оптимальную высоту сечения (при проектировании моностальной балки из стали, соответствующей R_{opt}), оптимальную и минимальные высоты h_{opt} и h_{min} без учета влияния ОН и остаточного выгиба [3 – 5].

При проектировании предварительно напряженных балок оптимальную высоту сечения определяют по формуле [2]:

$$h_w^{opt} = \sqrt{\frac{M \cdot [\bar{\lambda}_w] \cdot \sqrt{\frac{E_w}{R_y^w}} \cdot (n_3 + 1)}{\gamma_c \cdot R_y^f \cdot [1 + \frac{1}{3} \cdot (n_1 + n_2) - \frac{1}{6} \cdot (n_2 \cdot n_3 + \frac{n_1}{n_3})]}}; \quad (1)$$

В этой формуле:

$$n_1 = [\sigma_w^{com}] / R_y^{f,com}; \quad (2)$$

$$n_2 = R_y^w / R_y^f; \quad (3)$$

$$n_3 = R_y^f / R_y^{f,com}; \quad (4)$$

где $0,3 \cdot R_y^w \leq \sigma_w^{com} \leq R_y^w$ – допускаемые напряжения в стенке (принимать ближе к нижнему пределу); $R_y^{f,com}, R_y^f, R_y^w$ – расчетные сопротивления

стали соответственно сжатого, растянутого поясов и стенки; $[\bar{\lambda}_w]$ – предельное значение гибкости стенки, при которой устойчивость стенки не требуется проверять в соответствии с ДБН В.2.6-163:2010 [6]; M – максимальный изгибающий момент в сечениях балки; γ_c – коэффициент условий работы в соответствии с ДБН В.2.6-163:2010 [6].

Напряженное состояние сечений балок, предварительно напряженных различными способами, приведено на рис. 1.

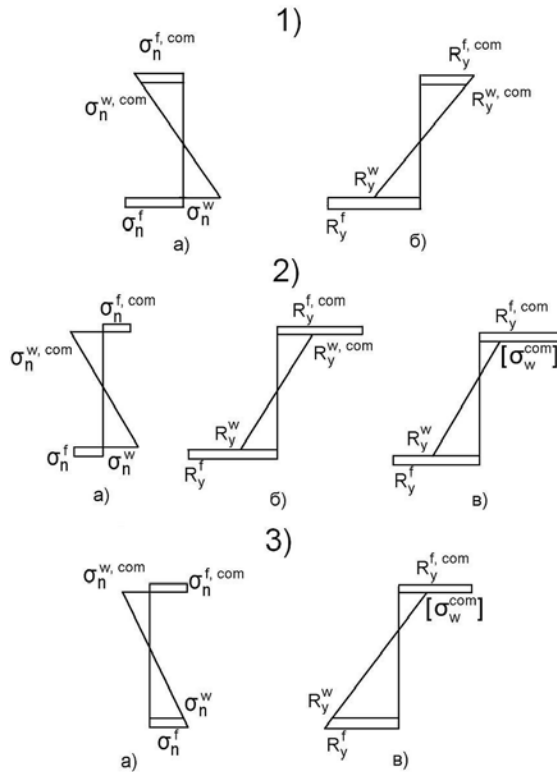


Рис. 1. Напряженное состояние сечений предварительно напряженных балок:
 1) балки, предварительно напряженные вытяжкой нижнего пояса;
 2) балки, предварительно напряженные изгибом стенки;
 3) балки, предварительно напряженные вытяжкой участка стенки;
 а) распределение остаточных напряжений после изготовления балок;
 б), в) распределение напряжений в сечениях балок в предельном состоянии,
 соответственно, при достижении в сжатой фибре стенки напряжений $R_y^{w, com}$ и с
 ограничением напряжений $[\sigma_w^{com}]$.

3. Находят минимальную толщину стенки:

$$t_w^{\min} = \frac{h_w \cdot \sqrt{\frac{\sigma_w^{com}}{E_w}}}{[\lambda_w^-]}, \quad (5)$$

где σ_w^{com} – допускаемые напряжения в верхней части стенки, которые, в зависимости от способа предварительного напряжения, принимаются в соответствии с пунктом 2; для моносталевых балок $\sigma_w^{\text{com}} = R_y^w$.

При учете ОН, обусловленных предварительным напряжением ЛТВ, наличием сварочных ОН, высота стенки h принимается равной эффективной высоте ($h_w = h_{\text{ef}}$), а напряжения σ_w^{com} определяются по методике, изложенной в монографии [2] или другой известной методике.

4. Назначают толщину стенки в соответствии с сортаментом листового проката и определяют значения средних касательных напряжений:

$$\frac{\tau_x}{R_y^w} = \frac{Q_x}{h_w \cdot t_w \cdot R_y^w} \leq 0,6. \quad (6)$$

5. При отсутствии поперечных ребер находят местные сминающие напряжения и проверяют условие:

$$\frac{\sigma_{\text{loc}}}{R_y^w} = \frac{P_{\text{loc}}}{t_w \cdot l_{\text{ef}} \cdot R_y^w} \leq \gamma_c, \quad (7)$$

где l_{ef} – условная длина распределения нагрузки, определяемая в соответствии с указаниями ДБН В.2.6-163:2010 [6]; P_{loc} – расчетное значение нагрузки (силы).

6. Вычисляют коэффициенты компоновки сечения:

$$\alpha_{\text{f}}^{\text{com}} = \frac{M/h_w + N}{R_y^{\text{f,com}} \cdot A_w} - \frac{n_1}{3} + \frac{n_2 \cdot n_3}{6}, \quad (8)$$

$$\alpha_{\text{f}} = \frac{M/h_w - N}{R_y^{\text{f}} \cdot A_w} - \frac{n_2}{3} + \frac{n_1}{6 \cdot n_3}, \quad (9)$$

где A_w – площадь стенки; N – продольное усилие в сечении (знак "+" при сжатии, "-" при растяжении).

7. Определяют площади верхнего и нижнего поясов балки:

$$A_{\text{f}}^{\text{com}} = \alpha_{\text{f}}^{\text{com}} \cdot A_w, \quad (10)$$

$$A_{\text{f}} = \alpha_{\text{f}} \cdot A_w. \quad (11)$$

8. Определяют параметры предварительного напряжения:

— для верхнего пояса:

$$\beta_f^{\text{com}} = 1 - \frac{(1 - n_1) \cdot (4 \cdot \alpha_f + 1) - 2 \cdot \alpha_f \cdot n_3 \cdot (1 - n_2)}{(4 \cdot \alpha_f^{\text{com}} + 1) \cdot (4 \cdot \alpha_f + 1) - 4 \cdot \alpha_f^{\text{com}} \cdot \alpha_f}; \quad (12)$$

— для нижнего пояса:

$$\beta_f = 1 - \frac{1 - n_2 - [2 \cdot \alpha_f^{\text{com}} \cdot (1 - \beta_f^{\text{com}}) / n_3]}{4 \cdot \alpha_f + 1}; \quad (13)$$

— для кромки стенки, прилегающей к верхнему (сжатому) поясу:

$$\beta_w^{\text{com}} = \beta_f^{\text{com}} / n_1; \quad (14)$$

— для кромки стенки, прилегающей к нижнему (растянутому) поясу:

$$\beta_w = \beta_f / n_2. \quad (15)$$

9. Определяют установившиеся напряжения в стенке:

$$\sigma_w = [\sigma_w^{\text{com}}] \cdot (\beta_w^{\text{com}} - 1) \leq R_y^w, \quad (16)$$

Если условие (16) не выполняется, необходимо либо уменьшить расчетное сопротивление материала верхнего пояса, либо увеличить расчетное сопротивление материала стенки и повторить расчет. Если условие (16) выполняется, продолжают расчет по пункту 10.

10. Находят требуемые размеры поясов:

$$b_f^{\text{com}} = \sqrt{A_f^{\text{com}} \cdot \sqrt{\frac{E_f}{R_y^{f, \text{com}}}}}; \quad (17)$$

$$t_f^{\text{com}} = \frac{A_f^{\text{com}}}{b_f^{\text{com}}}; \quad (18)$$

$$b_f = \sqrt{A_f \cdot \sqrt{\frac{E_f}{R_y}}}; \quad (19)$$

$$t_f = \frac{A_f}{b_f}. \quad (20)$$

11. Подбирают сечения поясов, вычисляют геометрические характеристики сечений.

12. Определяют напряжения в поясах и стенке:

$$\sigma_f^{\text{com}} = \frac{M \cdot y_c}{I_x} + \frac{N}{A} \leq \gamma_c \cdot \beta_f^{\text{com}} \cdot R_y^{f, \text{com}}; \quad (21)$$

$$\sigma_f = \frac{M \cdot y_c}{I_x} - \frac{N}{A} \leq \gamma_c \cdot \beta_f \cdot R_y^f; \quad (22)$$

$$\sigma_w^{\text{com}} = \frac{M \cdot (y_c - t_f^{\text{com}})}{I_x} + \frac{N}{A} \leq \gamma_c \cdot \beta_w^{\text{com}} \cdot [\sigma_w^{\text{com}}]; \quad (23)$$

$$\sigma_w = \frac{M \cdot (y_p - t_f)}{I_x} - \frac{N}{A} \leq \gamma_c \cdot \beta_w \cdot R_y^w, \quad (24)$$

где σ_f^{com} , σ_f , σ_w^{com} , σ_w – напряжения от расчетной нагрузки соответственно в сжатом поясе, растянутом поясе, кромке стенки, прилегающей к сжатому и растянутому поясам; I_x , A – момент инерции и площадь сечения; y_c , y_p – расстояния от центра тяжести балки соответственно до сжатой и растянутой граней.

13. Если неравенства (21)...(24) не удовлетворяются, увеличивают размеры поясов и стенки и выполняют расчеты по пунктам 10...12. Расчет считается окончанным, если недонапряжения в поясах или стенке не превышают 5 %.

14. Проверяют деформативность балки:

$$f - f_{\text{cur}} \leq [f], \quad (25)$$

где f – прогиб балки, определяется по любой известной методике (см., например, [2]); $[f]$ – допускаемый прогиб, определяется в соответствии с требованиями ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [9]; f_{cur} – выгиб балки.

Сечение считается оптимально подобранным, если недонапряжения не более 5 %, а прогиб меньше предельного не более, чем на 20 %.

Подбор сечений изгибаемых элементов с учетом влияния ОНС возможен по приведенному выше алгоритму «ИЗГИБ» с учетом некоторых дополнений (алгоритм «ИЗГИБ-ОНС»).

1. Производят вычисления по пунктам 1...12 алгоритма «ИЗГИБ».

2. Определяют ОНС сечения по любому алгоритму (например, [2]).

3. Выполняют проверки прочности сечений по формулам:

$$(\sigma_f^{\text{com}})_2 = \sigma_f^{\text{com}} + \sigma_{H,f}^{\text{com}} \leq \gamma_c \cdot \beta_f^{\text{com}} \cdot R_y^{f,\text{com}}; \quad (26)$$

$$(\sigma_f)_2 = \sigma_f + \sigma_{H,f} \leq \gamma_c \cdot \beta_f \cdot R_y^f; \quad (27)$$

$$(\sigma_w^{\text{com}})_2 = \sigma_w^{\text{com}} + \sigma_{H,w}^{\text{com}} \leq \gamma_c \cdot \beta_w^{\text{com}} \cdot [\sigma_w^{\text{com}}]; \quad (28)$$

$$(\sigma_w)_2 = \sigma_w + \sigma_{H,w} \leq \gamma_c \cdot \beta_w \cdot R_y^w, \quad (29)$$

где напряжения σ_f^{com} , σ_f , σ_w^{com} , σ_w – определяются по формулам (21)...(24), а напряжения $\sigma_{H,f}^{\text{com}}$, $\sigma_{H,f}$, $\sigma_{H,w}^{\text{com}}$, $\sigma_{H,w}$ – по формулам, приведенным в [2] со своими знаками.

Технологические характеристики сварного изделия (высота катета сварного шва, ширина зоны термического влияния при разрезке листов, высота наплавленного валика, ширина зоны термического воздействия) принимаются на этой стадии проектирования по справочным данным.

4. Выполняют расчеты по пунктам 13...14 алгоритма «ИЗГИБ».

Таким образом, использование приведенных выше алгоритмов подбора сечений изгибаемых элементов позволит оценить ОНС изгибаемых элементов и его влияние на несущую способность и деформативность конструкций.

Выводы

ОНС неизбежно возникает в элементах стальных конструкций в процессе изготовления вследствие применения технологических операций, связанных с локальным разогревом.

Разработана инженерная методика определения оптимальных параметров стальных балок двутаврового профиля с учетом влияния ОНС. Значения величин ОН в сечениях балок определяются по известным методикам.

Литература

- [1] Трофимович В. В. Оптимальное проектирование металлических конструкций / В. В. Трофимович, В. А. Пермяков. – К. : Будівельник, 1981. – 136 с.
- [2] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К. : Сталь, 2008. – 150 с.

- [3] А.с. 1527393 СССР, МКИ Е04 С 3/10. Способ изготовления предварительно напряженной металлической балки / А. И. Голоднов, Е. П. Лукьяненко, И. И. Набоков (СССР); – Оpubл. 07.12.89, Бюл. №45. – 2 с.
- [4] Голоднов А. И. Принципы компоновки составных двутавровых сечений изгибаемых элементов из сталей различных марок / А. И. Голоднов, Л. Н. Филатова, И. И. Набоков // Современ. проблемы стр-ва : Ежегод. науч.-техн. сб. / Донецкий ПромстройНИИпроект. – Донецк : ООО «Лебедь», 2001. – С. 234–239.
- [5] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми).
- [6] 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).
- [7] Методические рекомендации по применению облегченных предварительно напряженных сварных двутавров для реконструкции промышленных предприятий / НИИСП Госстроя УССР; [сост. И. И. Набоков, А. И. Голоднов, Е. П. Лукьяненко и др.] – К. : НИИСП, 1988. – 45 с.
- [8] Металлические конструкции. Общий курс : учеб. Для вузов / [Г. С. Веденников, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева, и др.] ; под ред. Г. С. Веденникова. – 7 изд., перераб. – М. : Стройиздат, 1998. – 760 с.
- [9] Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. 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).

Надійшла до редколегії 10.08.2014 р.

УДК 624.015.5

Результаты расчетов конструкций здания бизнес-центра

Ткачук И.А., Семиног Н.Н., Отрош Ю.А., к.т.н.

Академия пожарной безопасности им. Героев Чернобыля, Украина

Анотація. Запропоновано методику розрахунку елементів будівель при спільній дії силових, деформаційних і високотемпературних дій. Наведено результати розрахунків вогнестійкості залізобетонних колон.

Аннотация. Предложена методика расчета элементов зданий при совместном действии силовых, деформационных и высокотемпературных воздействий. Приведены результаты расчетов огнестойкости железобетонных колонн.

Abstract. Methodology of calculation of building elements is offered at united action of power, deformation and high temperature influences. Results of fire-resistance calculations of reinforce-concrete columns are cited.

Ключевые слова: здание, железобетонные колонны, расчет, огнестойкость.

Введение. Постановка проблемы. Определение напряженно-деформированного состояния (НДС) железобетонных элементов зданий и сооружений, возведенных на территориях со сложными грунтовыми условиями, издавна привлекала внимание исследователей. Рекомендованные нормативными документами методики расчета [1–5] не всегда дают возможность правильно оценить НДС и реальный запас несущей способности конструкции или сооружения (в дальнейшем – системы), поскольку в их основу положены предпосылки об упругой работе материала. Кроме этого, как правило, игнорируются вопросы обеспечения требуемой огнестойкости конструкций зданий и сооружений с большим скоплением людей.

В соответствии с ДБН В.2.3-14:2006 [1], ДБН В. 2.6-160:2010 [2] и ДБН В.2.6-98:2009 [3] усилия в статически неопределимых конструкциях от нагрузок и вынужденных перемещений опор необходимо определять, как правило, с учетом неупругих деформаций стали, бетона и арматуры. Для конструкций, методика расчета которых с учетом неупругих свойств материала не разработана, а также для промежуточных стадий расчета, усилия в статически неопределимых конструкциях разрешается определять в предположении их линейной работы. Нелинейная работа железобетона может быть учтена с помощью имеющихся зависимостей «напряжения-деформации» бетона [2, 3].

Цель работы – разработка методики расчета систем, состоящих из железобетонных элементов с учетом изменения свойств материалов при силовых, деформационных и высокотемпературных воздействиях.

Основная часть. Разработку конструктивного раздела проекта здания бизнес-центра по адресу пр. Богдана Хмельницкого, 102 в городе Донецке выполнено для местных условий. Здание предназначено для размещения помещений административного, инженерно-технического, торгового назначения, а также для проведения зрелищных мероприятий и хранения легковых автомобилей. Главный фасад здания приведен на рис. 1.

Территория, на которой расположено здание, подрабатывается и принадлежит к группе подрабатываемых территорий IV. В горно-геологическом обосновании на строительную площадку отсутствуют горные меры защиты, предусматривающие порядок и способы ведения горных работ с целью снижения деформаций земной поверхности.



Рис. 1. Главный фасад здания бизнес-центра

Здание состоит из четырех объемов. Первый, второй и третий объемы представляют собой многоэтажные сооружения, которые имеют, соответственно, 14, 17 и 14 этажей, а также подвальный и цокольный этажи (паркинги). Они располагаются рядом и главным фасадом выходят на проспект Богдана Хмельницкого (рис. 1). С тыльной части к этим объемам примыкает четвертый объем, имеющий три основных, а также подвальный, цокольный и технический этажи. Между собой эти объемы разделены деформационными швами, которые образованы путем установки парных колонн и стен. Парные стены в пределах деформационных блоков выполняют функции противопожарных стен и диафрагм жесткости.

Фундаменты высотной части (первый, второй и третий объемы) выполнены в виде монолитной железобетонной плиты толщиной 1200 мм, фундаменты четвертого объема – монолитная железобетонная плита толщиной 400...600 мм.

Несущими элементами высотной части (первого, второго и третьего объемов) являются монолитные пространственные железобетонные каркасы. Каркасы состоят из колонн сечением 600×600 мм и 600×400 мм, которые в уровне перекрытий в продольном направлении жестко соединяются с монолитными железобетонными балками сечением 400×300 (b×h) мм (без учета толщины плиты) и создают плоские каркасы. В поперечном направлении плоские железобетонные каркасы объединены монолитной железобетонной плитой толщиной 200 мм и по контуру внешних стен – монолитными железобетонными балками. Дополнительную жесткость каркасу придают парные стены по границам деформационных блоков, а также стены лестнично-лифтовых клеток.

Несущими элементами четвертого объема являются монолитные пространственные железобетонные каркасы, которые состоят из колонн сечением 300×300 мм. Колонны в уровне перекрытий в продольном направлении жестко соединяются с монолитными железобетонными балками сечением 400×300 мм (без учета толщины плиты) и создают плоские каркасы. В поперечном направлении каркасы объединены в пространственную систему монолитной железобетонной плитой толщиной 200 мм и по контуру внешних стен – монолитными железобетонными балками.

Расчеты здания выполнены на основе математической модели, которая была разработана для совместного расчета системы «здание-основание». Расчетная модель состояла из двух подструктур:

- подструктура № 1 – расчетная конечно-элементная модель (КЭМ) конструктивной системы здания;
- подструктура № 2 – расчетная модель основания.

Расчет здания (подструктура № 1) выполнен с использованием программного комплекса (ПК) «Lira-Windows», и программы «Бейзис» для расчетов грунтовых оснований по предельным состояниям первой и второй групп (подструктура № 2). Программа «Бейзис» обеспечивала интерфейс обмена данными между программным комплексом «Lira-Windows», блоком определения осадок и коэффициентов постели, а также учитывала несущую способность фундаментов при определении коэффициентов постели. Программа «Бейзис» позволила определять напряжения в массиве грунта от круговой площади нагружения путем численной интеграции для всего массива элементарных слоев с учетом взаимного влияния. Это позволило увеличить точность определения осадок плит по сравнению с прямоугольной площадью нагружения.

Расчет выполнен итерационным способом, при котором на первом шаге работы ПК «Lira-Windows» были определены нагрузки в виде реакций на отметке подошвы фундаментов с учетом жесткости конструкций расчи-

тываемого объекта и постоянных значениях коэффициентов жесткости основания. Полученные значения реакций основания переданы как величины нагрузок на расчетную модель основания с дальнейшим его расчетом по деформациям (осадкам), по которым были определены новые (перераспределенные) коэффициенты жесткости основания (постели).

Для подсчета осадок основания в каждой точке на контакте с фундаментом применен метод суммирования деформаций элементарных слоев по данной вертикали без учета бокового расширения. При этом напряжения от собственного веса грунта подсчитаны общепринятым методом, а распределенные напряжения вычислены на основе замкнутых решений для модели линейно-деформируемого полупространства. Напряжения подсчитаны с учетом взаимного влияния участков данного фундамента по методикам [4, 5]. Вычисленные значения коэффициентов жесткости основания с учетом работы грунта в линейной стадии подставлялись в данные для расчета модели на ПК «Lira-Windows» на втором шаге. По результатам выполнения этого расчета производился анализ НДС расчетной схемы и проверялось условие сходимости.

В ПК «Lira-Windows» основание было представлено системой одноузловых КЭ, которые моделируют пространственную работу основания. Эти КЭ являются податливыми связями, часть из которых направлена вдоль осей OX и OY, другая часть направлена вдоль оси OZ. Решение контактной задачи имеет в виду подбор величин коэффициентов постели в результате выполнения итерационных расчетов, которые представлены одноузловыми КЭ. Расчет осадок выполнен в соответствии с требованиями нормативных документов [4, 5].

Максимальная нагрузка на колонну паркинга при нормативных значениях нагрузок составила 705,32 т. Учитывая размеры колонны (сечение 600х600 мм, высота 3,3 м), а также незначительную величину изгибаемого момента, в дальнейших расчетах было принято, что колонна работает на центральное сжатие.

Расчетные параметры бетона и арматуры при расчетах по предельным состояниям II группы: бетон класса С 20/25 (В25) – $f_{ctd} = 18,5$ МПа, $f_{ctk} = 1,6$ МПа; арматура класса А400С – $R_s = 400$ МПа.

Для определения огнестойкости [6] конструкции сечение колонны паркинга было разбито на квадраты со стороной 5 см. В центре каждого квадрата определена температура и расчетное сопротивление бетона в зависимости от температуры. Зависимость расчетного сопротивления бетона от температуры принята по методике [7]. Была определена температура и в арматуре. После определения расчетных сопротивлений в зависимости от температуры была вычислена несущая способность при

нагрівани на протяженні определенного проміжку часу τ . Сечення колонни і умови теплообміну приведені на рис. 2. Результати розрахунків приведені на рис. 3.

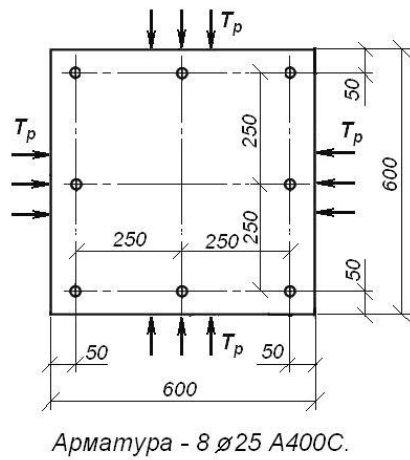


Рис. 2. Сечення колонни паркінга і умови теплообміну

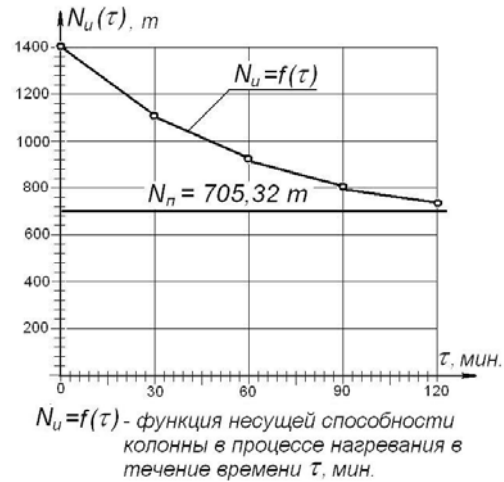


Рис. 3. Результати визначення огнестійкості колонни

Як видно з рис. 3, несуча спроможність колонни після 120 хвилин її нагрівання по чотирьох сторонах становить 740,65 т, що перевищує максимальну величину визначеного по результатам розрахунку зусилля (705,32 т). Сделан вывод, що огнестійкість колонни становить 120 хвилин., т.е. відповідає R120 [6].

Выводы

Разработана методика расчета железобетонных колонн на основе статического расчета при силовых, деформационных и высокотемпературных воздействиях. Методика базируется на основных положениях действующих нормативных документов Украины и позволяет учесть изменение прочностных и деформативных характеристик материалов и грунтов в процессе нагружения.

Методика расчета позволяет прогнозировать уменьшение прочности бетона и арматуры при нагревании и определить несущую способность колонн с учетом уменьшения характеристик прочности и деформативности стали, бетона и арматуры при пожаре в различные моменты времени.

Литература

- [1] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми).
- [2] Сталезалізобетонні конструкції. Норми проектування : ДБН В. 2.6-160:2010. – Офіц. вид. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с. (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [3] Залізобетонні конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-98:2009. – Офіц. вид. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [4] Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Часть 2. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях : ДБН В.1.1-5-2000. – Офіц. изд. – К.: Госстрой Украины, 2000. – 65 с. – (Конструкции зданий и сооружений. Государственные строительные норма Украины).
- [5] Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10-2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 82 с. (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Державні будівельні норми України).
- [6] 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).
- [7] Голоднов А. И. Влияние высокотемпературных воздействий на прочность и деформативность стальной арматуры / [А. И. Голоднов, Ю. А. Отрош, Н. Н. Семиног, И. А. Ткачук] / Современные строительные конструкции из металла и древесины : Сб. науч. тр. / Одесская государственная академия строительства и архитектуры. – Одесса : ОГАСиА, 2012. – №16. – Часть 1. – С. 47–52.

Надійшла до редколегії 16.09.2014 р.

УДК 624.015.5

Напряженно-деформированное состояние изгибаемых элементов с учетом развития пластических деформаций

¹Голоднов А.И., д.т.н., ²Слюсар Ю.Н.

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

²Луганский национальный аграрный университет, Украина

Анотація. Запропоновано методику визначення напружено-деформованого стану елементів, що згинаються, з пружно-пластичних матеріалів при зміні умов закріплення. Методика дозволяє визначити прогини в процесі зростання навантаження з урахуванням зміни жорсткості елементів. Визначено критерії вичерпання несучої здатності.

Аннотация. Предложена методика определения напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов из упругопластических материалов при изменении условий закрепления. Методика позволяет определить прогибы в процессе возрастания нагрузки с учетом изменения жесткости элементов. Определены критерии исчерпания несущей способности.

Annotation. Methodology is offered concerning tensely-deformed state determination of the bent elements from elastic of plastic materials at the change of terms of fixing. Methodology allows to define bending in the process of growth of loading taking into account the change of elements inflexibility. The criteria of exhausting of bearing strength are certain.

Ключевые слова: изгибаемые элементы, бетон, арматура, прокат, пластические деформации, расчет.

Введение. Постановка проблемы. Деформирование изгибаемых железобетонных элементов издавна привлекало внимание исследователей. Этому способствует то обстоятельство, что прогибы слабоармированных элементов, как правило, увеличиваются со временем даже при постоянной нагрузке. Методики расчета, рекомендуемые действующими нормативными документами [1–5], не всегда позволяют правильно прогнозировать как рост деформаций конструкций, так и оценить реальный запас несущей способности, особенно при вынужденных смещениях опор. Положение усугубляется еще и тем, что расчеты ведутся, как правило, с применением недеформированных схем, а также без учета остаточного напряженного состояния (ОНС), возникающего в процессе нагружения и последующей разгрузки конструкций, например, при реконструкции.

Изменение условий закрепления рассматривается как воздействия со стороны основания. Учет изменения условий закрепления позволит более обоснованно подойти к оценке как напряженно-деформированного состояния (НДС), так и остаточного ресурса конструкции или сооружения в целом.

Цель работы – разработка методики расчета изгибаемых элементов с учетом упругопластических свойств материалов, остаточного напряженного состояния и изменения условий закрепления для решения практических задач определения напряженно-деформированного состояния и остаточного ресурса.

Основная часть. Для решения поставленной задачи приняты следующие предпосылки и допущения [1–5].

1. Рассматривается в общем случае система, состоящая из балки и деформируемого основания (рис. 1). Длина балки L разбивается на n участков одинаковой длины ΔL (при выборе числа участков следует учитывать, что точность повышается при $n \rightarrow \infty$; для практических целей достаточно, если $n \rightarrow L/h$, где h – высота балки). Реакции основания R_i и внешние нагрузки P_i считаются приложенными в каждой точке разбиения. Внешняя нагрузка представляет собой заданный или единичный вектор.

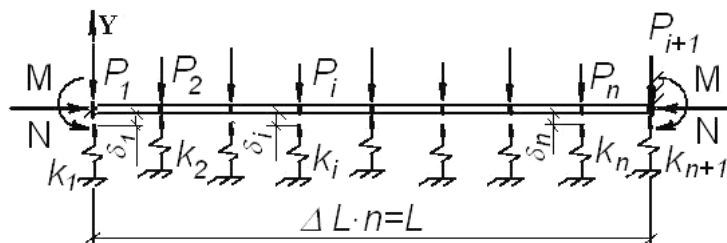


Рис. 1. Расчетная схема изгибаемой системы

2. Опираие балки на основание в общем случае считается сплошным. Модель основания принимается в виде модели переменного коэффициента жесткости [4, 5]. Коэффициент жесткости каждой опоры k_i определяется из диаграммы «нагрузка–осадка», которая строится заранее. В местах отсутствия контакта балки с основанием жесткость опор принимается равной нулю.

3. Независимые от силовых воздействий осадки основания δ_i считаются заданными (заданный или единичный вектор).

4. Материал балки (сталь, железобетон) обладает упругопластическими свойствами. Деформированное состояние каждого (i -го) сечения балки на любом этапе нагружения определяется кривизной κ_i . Кривизна сечения, в

зависимости от действующих усилий, определяется из диаграммы «момент-кривизна», параметры которой зависят от материала балки, формы сечения и т. п. [1–5]. Диаграмма «момент-кривизна» строится заранее.

5. Несущая способность (работоспособность) системы считается исчерпанной, если:

а) разрушено хотя бы одно сечение элемента (в качестве критериев разрушения сечения рассматриваются достижение на сжатой фибре величин предельных деформаций, разрыв арматуры, потеря местной устойчивости пояса или стенки металлического элемента и т. п.);

б) достигнут максимум на кривой состояния (рис. 2) [1];

в) разрушена хотя бы одна опора балки;

г) прогибы и перемещения превысили предельные величины [6, 7].

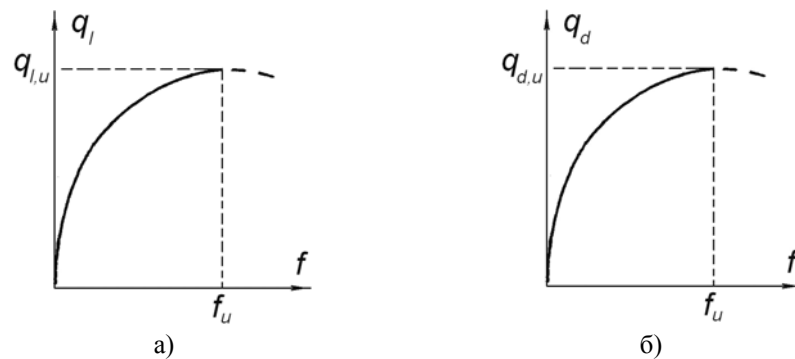


Рис. 2. Диаграммы состояния системы при определении модуля вектора силового (а) или деформационного (б) воздействия

6. Деформирование элемента можно описывать с помощью уравнений метода начальных параметров, полученных на основе аппроксимации уравнения изогнутой оси кубическим сплайном [1]. Прогибы и углы поворота определяются по формулам:

$$y_i = y_1 + \varphi_1 L \frac{i-1}{n} + \frac{L^2}{6n^2} [(3i-4)\kappa_1 + 6 \sum_{j=2}^{i-1} (i-j)\kappa_j + \kappa_i] + q_d (\delta_1 - \delta_i); \quad (1)$$

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{L}{2n} \left(\kappa_1 + 2 \sum_{j=2}^{i-1} \kappa_j + \kappa_i \right), \quad (2)$$

где Y_i – совместное перемещение i -й точки оси балки и i -й опоры (рис. 1), которое определяется как разность полного перемещения указанной точки балки и вынужденного перемещения опоры δ_i (при отсутствии вынужденных смещений опор $\delta_i = 0$); φ_i – угол поворота i -го сечения балки; q_l, q_d – соответственно модуль вектора силового и деформационного воздействия.

7. В зависимости от поставленной задачи расчетом определяются:

- критический (соответствующий исчерпанию несущей способности) модуль вектора силового воздействия q_l при заданных единичном векторе нагрузки и векторе деформационного воздействия ($q_d = 1$) – расчет по предельным состояниям первой группы;
- критический модуль вектора деформационного воздействия q_d при известной силовой нагрузке ($q_l = 1$) и заданном единичном векторе деформационного воздействия – расчет по предельным состояниям первой группы;
- усилия и перемещения при заданных нагрузках и воздействиях со стороны основания ($q_l = 1, q_d = 1$) – расчет по предельным состояниям второй группы.

Величину изгибающего момента от внешней нагрузки находят для всех сечений от сил, расположенных слева от сечения, на основании общих правил строительной механики. В процессе расчетов они не изменяются, за исключением тех случаев, когда по условию задачи изменяется характер нагружения.

Расчеты по определению несущей способности и прогнозу ресурса сооружения выполняются как для эксплуатируемых, так и для проектируемых конструкций.

Для конструкций, находящихся в эксплуатации, устанавливаются параметры технического состояния (геометрические размеры, толщины металлических элементов, армирование, прочностные и деформативные характеристики материалов, схемы действующих нагрузок, реальные прогибы и перемещения, степень коррозионного или абразивного износа и

т. п.). На основании собранных материалов строятся зависимости «момент-кривизна», обосновывается возможность потери местной устойчивости поясов или стенки металлических балок вследствие износа. При наличии данных (в том числе, и прогнозных) о характере деградации материала (разрушении бетона, изменении физико-механических характеристик, коррозии арматуры, стали поясов и стенок и т. п.) определяют зависимости «момент-кривизна» для определенных моментов времени с учетом деградации. Построение зависимостей «момент-кривизна» необходимо выполнять в соответствии с требованиями действующих нормативных документов [2–5].

Параметры технического состояния должны быть определены неразрушающими методами контроля. Например, определение параметров армирования должно быть выполнено магнитным методом. Определение прочности бетона должно быть выполнено ультразвуковым методом. Для определения прочности бетона в местах контроля необходимо использовать базовую градуировочную зависимость «скорость-прочность», установленную для используемого прибора по многолетним статистическим данным результатов сравнительных ультразвуковых и механических испытаний образцов из бетонов различных классов по прочности. Профиль арматурных стержней необходимо устанавливать в ходе вскрытий. Характеристики арматуры и стали проката необходимо устанавливать в процессе исследования образцов, взятых из конструкций.

Проектируемые конструкции рассчитываются по предложенной выше схеме с той, однако, разницей, что в процессе расчета имеется возможность моделировать деградацию элемента и уже на стадии проектирования внести коррективы (подобрать сечения элементов с запасом, предусмотреть защитные мероприятия и т. п.).

Выводы

Предложена методика деформационного расчета изгибаемых элементов с учетом влияния упругопластических свойств материалов и возможности их деградации. Рассматривается возможность учета изменений геометрических параметров сечений элементов, физико-механических свойств материалов и контактных условий. Определены критерии исчерпания несущей способности. Методика расчета может быть распространена на элементы из железобетона, стали, сталежелезобетонные конструкции и т. п.

Результатами расчетов по данной методике могут быть не только определение НДС, но и прогноз поведения конструкции во времени и оценка остаточного ресурса.

Литература

- [1] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К. : Изд-во «Сталь», 2008. – 150 с.
- [2] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми).
- [3] Сталезалізобетонні конструкції. Норми проектування : ДБН В. 2.6-160:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с. (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [4] Залізобетонні конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-98:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [5] 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).
- [6] Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Часть 2. Здания и сооружения на просадочных грунтах: ДБН В.1.1-5-2000. – Офіц. изд. – К. : Госстрой Украины, 2000. – 87 с. – (Конструкции зданий и сооружений. Государственные строительные норма Украины).
- [7] Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10-2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 82 с. – (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Державні будівельні норми України).

Надійшла до редколегії 15.09.2014 р.

УДК 624.072.002.2

Стійкість стиснутих сталевих елементів з швелерів

Іванова І.А., Голоднов О.І.

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

Анотація. Розроблена методика і проведені експериментальні дослідження стислих елементів з одиночних гнутих швелерів. Дослідження проводилися на стрижнях різних гнучкостей.

Аннотация. Разработана методика и проведены экспериментальные исследования сжатых элементов из одиночных гнутых швеллеров. Исследования проводились на стержнях разных гибкостей.

Abstract. A method is developed and experimental researches of the compressed elements made of single bent channels are conducted. Researches were conducted on the bars of various flexibility.

Ключові слова: стиснутий елемент, швелер, експериментальні дослідження, стійкість.

Вступ. Постановка проблеми. Для прогресивного розвитку сталевих будівельних конструкцій потрібно постійне удосконалювання методів розрахунку, проектування, виготовлення і монтажу. Головними питаннями, які мають бути розв'язані при проектуванні, як і раніше, залишаються: економія сталі, підвищення продуктивності праці при виготовленні, зниження трудомісткості та термінів монтажу, що у сукупності й визначають вартість конструкцій у ділі. У зв'язку з різким подорожчанням сталі суттєве значення має зниження металоемності конструкцій [1].

Найбільш вигідна форма профілю визначається в залежності від тих силових впливів, яким піддається профіль у конструкції. Найпоширенішим профілем для стиснутих і згинальних елементів залишається симетричний двотавровий профіль. Швелер можна розглядати як окремих випадок двотавра, що має одну вісь симетрії.

Усі перераховані профілі, як правило, виготовляють із вуглецевої та низьколегованої сталей. З метою підвищення механічних характеристик застосовують термозміцнення профільної сталі – двотаврів, швелерів, кутиків. Листову сталь виготовляють також із термообробленої вуглецевої та низьколегованої сталі. Електрозварні труби для одержання більшої стабільності механічних властивостей звичайно піддаються термічній обробці.

Основна маса профілів (сортовий і профільний прокат, безшовні труби, листовий прокат) виготовляється методом гарячого прокатування. Цей вид металевих прокатів (за винятком труб) найдешевший.

Гнуті, у тому числі, гофровані, профілі відкритого типу виготовляються методом безперервного холодного профілювання з листової рулонної заготовки. У зв'язку з цим вартість гнутих профілів дещо вища за вартість листової сталі.

Таким чином, до цього часу в сфері металобудівництва визначилися такі основні задачі:

- повсюдне застосування сталей високої міцності, ефективного прокату, у т. ч. гнутого (відкритого і закритого профілів);
- суміщення функцій і концентрація матеріалу в несучих конструкціях;
- застосування попереднього напруження, у т. ч. шляхом регулювання залишкового напруженого стану (ЗНС);
- урахування роботи матеріалу за межею пружності тощо.

Мета роботи – розроблення методики визначення несучої здатності стиснутих елементів із швелерів.

Основна частина. При розробленні методики визначення несучої здатності стиснутих елементів із швелерів прийнято такі передумови [1].

1. Розглядаються тільки поздовжні напруження σ_x . Поперечні напруження σ_y і дотичні τ_{xy} вважаються такими, що дорівнюють нулю.
2. Деформації в перетині розподіляються згідно з гіпотезою плоских перетинів.
3. Модуль пружності, модуль зрушення та коефіцієнт Пуассона сталі постійні в усьому діапазоні температур.
4. Залежність межі текучості сталі від температури приймається відповідно до рис. 1. На цьому рисунку: T – температура нагріву.
5. Матеріал елементів (сталь) є однорідним пружно-пластичним матеріалом (рис. 2). На рис. 2: $\epsilon_{el} = R_y / E_s$ – умовна максимальна пружна деформація (R_y , E_s – відповідно розрахунковий опір і модуль пружності сталі).
6. Доля тепла, яка відводиться при зварюванні двотаврового та коробчатого профілів в пояси та стінку, визначається за формулами [1]:

$$K(f) = \frac{2t_f}{2t_f + t_w}; \quad (1)$$

$$K(w) = 1 - K(f), \quad (2)$$

де t_f , t_w – товщина, відповідно, поясів і стінки.

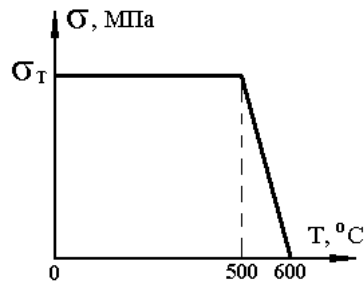


Рис. 1. Залежність межі текучості сталі від температури [1, 2]

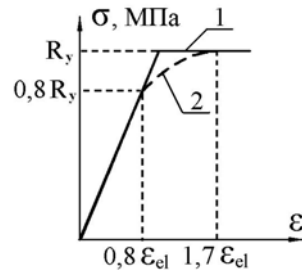


Рис. 2. Діаграми " $\sigma - \varepsilon$ " сталі [1]:
1 – ідеалізована; 2 – уніфікована

7. ЗН внаслідок плющення нехтують, зважаючи на їх відносну малість, складну і непередбачувану орієнтацію.

8. ЗНС приймається ідеалізованим. Перетин умовно розчленовується на складові смуги [1, 2]. ЗНС визначається як у смугі, яку зварено встик (пояси двотавра при зварюванні поясних швів), або в смугі з наплавленими валиками на кромках (стінка при зварюванні поясних швів і поясу при наплавленні холостих валиків або термічних впливах по кромках). Елемент коробчастого перерізу умовно розчленовується на складові смуги з наплавленими односторонніми швами. Смуги нагріваються тією долею тепла, яка відводиться при зварюванні балки в пояси та стінку (див. пункт 6). Розподіл деформацій після охолодження прийнято по рис. 7.8 [2].

9. Досліджується стійкість II роду (деформації та прогини ростуть від початку додавання навантаження).

10. У разі знакозмінного навантаження деформація спочатку відбувається в системі координат " $M_1 - \kappa_1$ ", розвантаження розпочинається з точки p_1 і кривизни $\kappa_{p,1}$ ($\kappa_{p,2}, \dots, \kappa_{p,i}$) і жорсткість розрахункового перерізу в цій точці при розвантаженні дорівнює $B_{red} = E_s I_{red}$, де $E_b I_{red}$ – "пружна" жорсткість перерізу. Деформація елемента проходить у новій системі

координат " $M_{2,1} - \kappa_{2,1}$ " (" $M_{2,2} - \kappa_{2,2}$ ", ..., " $M_{2,i} - \kappa_{2,i}$ ") по кривій 2 (рис. 3); знаходження жорсткості перерізу при розвантаженні аналогічно знаходженню жорсткості при одноразовому навантаженні [1, 3], тобто

$$B_{2,i,j} = M_{2,i,j} / \chi_{2,i,j}, \quad (3)$$

де $B_{2,i,j}$, $M_{2,i,j}$, $\chi_{2,i,j}$ – відповідно жорсткість, згинальний момент і кривизна i -го перерізу в системі координат " $M_{2,1} - \chi_{2,1}$ " (" $M_{2,2} - \chi_{2,2}$ ", ..., " $M_{2,i} - \chi_{2,i}$ "). Індикація у формулі (3): 2 – крива розвантаження; i – номер етапу розвантаження; j – поточні значення параметрів (жорсткості, моменти, кривизни) на i -му етапі розвантаження. При подальшій деформації крива розвантаження 2 співпадає з кривою 3 звантаження у зворотному напрямі.

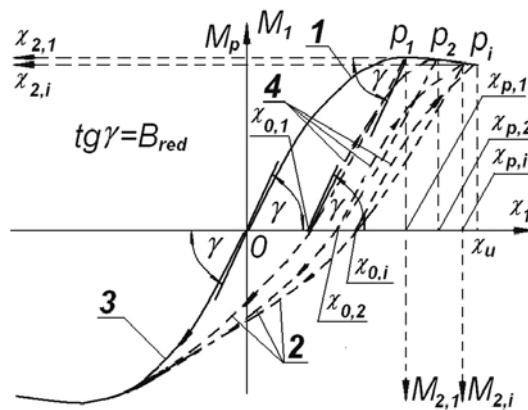


Рис. 3. Діаграми " $M - \chi$ " при небагаторазово повторюваних і знакозмінних режимах навантаження

Залежність " $M - \chi$ " у системі координат " $M_{2,i} - \varphi_{2,i}$ " із достатньою для розрахунків точністю може бути описана кубічним рівнянням або апроксимована методом найменших квадратів.

У разі небагаторазово повторюваного навантаження (рис. 3) після розвантаження (досягнення точок $\chi_{0,1}$, $\chi_{0,2}$, ..., $\chi_{0,i}$ на осі абсцис, для яких $M_0 = 0$), подальше навантаження робиться по кривій 4, і початкова жорсткість розрахункового перерізу в цій точці при подальшому навантаженні дорівнює $B_{red} = E_s \cdot I_{red}$. Крива 4 надалі співпадає з кривою 1.

11. Закріплення елемента забезпечує збереження плоскої форми вигину (згинально-крутильна форма втрати стійкості неможлива). Можливість згинально-крутильної форми втрати стійкості оцінюється за методикою, рекомендованою нормами (формула (1.6.5) ДБН В. 2.6-163:2010 [4]).

12. Деформація елемента відбувається в площині мінімальної або максимальної жорсткості.

13. Деформації подовжньої осі та зближення кінців стиснутого елемента під навантаженням малі в порівнянні з ростом прогину (можна скористатися наближеним виразом для кривизни).

14. Зони залишкових напружень розтягу представлені у вигляді зовнішніх сил, значення яких змінюються в процесі навантаження.

15. Деформований стан перетинів стиснутого елемента характеризується кривизною χ .

16. Граничний стан стиснутого елемента вважається досягнутим, якщо:

- досягнуто максимум на кривій стану (граничний стан першої групи), тобто виконано критерій (рис. 4):

$$\frac{dq_l}{df} = 0, \quad (4)$$

де q_l – модуль вектору силового впливу; f – характерне переміщення конструкції;

- зруйнований переріз елемента (втрата місцевої стійкості стиснутої полиці, стінки або досягнуто максимальну величину деформацій в стиснутій полиці – граничний стан першої групи);
- сталася втрата стійкості форми, що призводить до утруднення нормальної експлуатації (граничний стан другої групи).

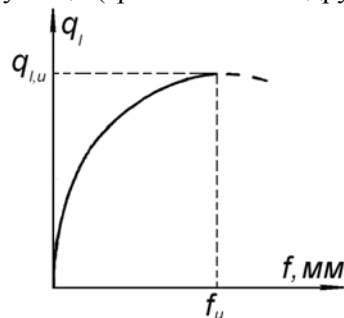


Рис. 4. Діаграми стану системи

Рішення задачі визначення стійкості позацентрово стиснутого сталевго елемента із швелера можливе в умовно-наближеному варіанті [1] з урахуванням специфіки деформування таких профілів. Форма зігнутої осі приймається у вигляді півхвилі синусоїди. Вплив закріплення кінців враховується коефіцієнтом приведення довжини згідно з рекомендаціями чинних нормативних документів [4, 5].

Умовно-наближене рішення базується на понятті кривизни «другого розрахункового перетину» (по А. В. Геммерлінгу [6]). З урахуванням прийнятої передумови про синусоїдальну форму зігнутої осі елемента не складно визначити прогин та величини критичного навантаження. Прогин елемента визначається за формулою:

$$f = \frac{(L^2 \chi)}{\pi^2}, \quad (5)$$

де L – приведена довжина; χ – кривизна «другого розрахункового перетину» [6].

При цьому вважається, що місцева стійкість елементів перетину забезпечується. За умов визначення несучої здатності експлуатованих конструкцій при корозійному зносі, позацентровому додаванню зусиль тощо необхідно враховувати можливість місцевої втрати стійкості елементів перетину.

Алгоритм рішення задачі визначення несучої здатності елемента, що деформується в площині більшої або меншої жорсткості з урахуванням впливу ЗНС, може бути представлений у наступному вигляді.

1. Задаються: геометричними розмірами елемента, характеристиками міцності та деформативності сталі, умовами на кінцях і початковим ексцентриситетом навантаження.
2. Встановлюють ЗНС у перетині елемента з гнутого швелера. Внаслідок складності ЗНС, що виникає при профілюванні, необхідно керуватися даними, отриманими експериментальним шляхом.
3. Задаються радіусом кривизни перетину ρ_j , де j – номер етапу розрахунку. Знаходять величину кривизни за формулою:

$$\chi_j = \frac{1}{\rho_j}. \quad (6)$$

4. Приймають кривизну «другого розрахункового перетину» χ_j і обчислюють прогин елемента за формулою (5).

Умови на кінцях елемента враховуються коефіцієнтом приведення довжини.

5. Знаючи кривизну розрахункового перетину і прогин елемента, знаходять величину подовжнього зусилля, що діє, використовуючи відомі рівняння рівноваги внутрішніх і зовнішніх сил у перетині: $\sum X = 0$ і $\sum M = 0$.

6. Послідовно уточнюючи параметри напружено-деформованого стану (НДС) «другого розрахункового перетину», отримують опорну (j) точку залежності "P – f" («навантаження-прогин»).

7. Змінюють радіус кривизни найбільш навантаженого перетину $\rho_{j+1} = \rho_j - \Delta\rho$ ($\Delta\rho$ – крок по радіусу кривизни) і за формулою (2) знаходять кривизну χ_{j+1} .

8. Проводять обчислення за пунктами 5...6 алгоритму і розраховують нове значення опорної ($j+1$)-ої точки кривої "P – f".

9. Порівнюють значення навантаження P на двох суміжних етапах розрахунку:

— якщо $P_{j+1} - P_j > 0$, проводять обчислення за пунктом 7;

— якщо $P_{j+1} - P_j < 0$, повертаються на попереднє значення радіусу кривизни ρ_j , змінюють $\Delta\rho = 0,5 \cdot \Delta\rho$ і продовжують обчислення за пунктом 7.

Розрахунок вважається закінченим після виконання умови:

$$\left| \frac{P_{j+1} - P_j}{P_j} \right| < \eta, \quad (7)$$

де $\eta = 0,001 \dots 0,01$ – необхідна точність розрахунку.

Подальший розрахунок при кривизні, що збільшується, дозволяє отримати точки на спадаючій (після втрати стійкості стиснутого елемента) гілці кривої деформації "P – f".

Для перевірки аналітичного апарату була розроблена програма експериментальних досліджень. Дослідження несучої здатності стиснутих елементів із гнутих швелерів виконувалися в два етапи. На першому етапі проводилося вивчення ЗНС, що виникає в елементах після профілювання. ЗНС визначався методом вимірювання деформацій через руйнування (розрізання ножівкою) шляхом звільнення елементів конструкцій із залишковими напруженнями після розриву зв'язків. Застосування цього методу дозволило провести розрізання швелерів без значних теплових впливів. З цією метою в зоні розрізання наклеювалися тензорезистори, які підключалися до реєструючої апаратури. Як первинні засоби вимірювання прийняті дротяні тензорезистори. Прийнята напівмостова схема з'єднання тензорезисторів із двома датчиками (активним і компенсаційним) через комутатор для почергового підключення активних датчиків.

Як вторинна вимірювальна апаратура застосована інформаційно-вимірювальна тензометрична система СИИТ-3. Комутація між приладами і випробовуваним елементом здійснювалася через перехідні роз'єми та допоміжні кабельні лінії.

На другому етапі були виконані випробування стислих елементів із гнутих швелерів на стійкість [7]. Випробуванням піддавалися елементи різних гнучкостей. Зразки випробовувалися із забезпеченням деформації в площині меншої жорсткості. НДС елементів у процесі вантаження встановлювався за допомогою дротяних тензорезисторів, які були підключені до системи СИИТ-3. Прогини вимірювалися за допомогою прогиномірів ПАО-6. Схеми випробування та розміщення приладів наведені на рис. 5.

Випробування зразків проводилися на гідравлічному пресі ИПС-500. Гнучкість зразків першої групи ОБ 1.1 і ОБ 1.2 становила $\lambda = 100$. Гнучкість зразка другої групи ОБ 2.1 становила $\lambda = 120$.

Зразки випробовувалися як центрально стиснуті стрижні з шарнірними опорами. Для всіх елементів були застосовані однакові опорні пристосування, які дозволили проводити випробування при однакових значеннях ексцентриситету. Шарнірність забезпечувалася установами чітко горизонтально між знімними і незнімними частинами опор сталевих катків у верхній опорі та шариків у нижній опорі.

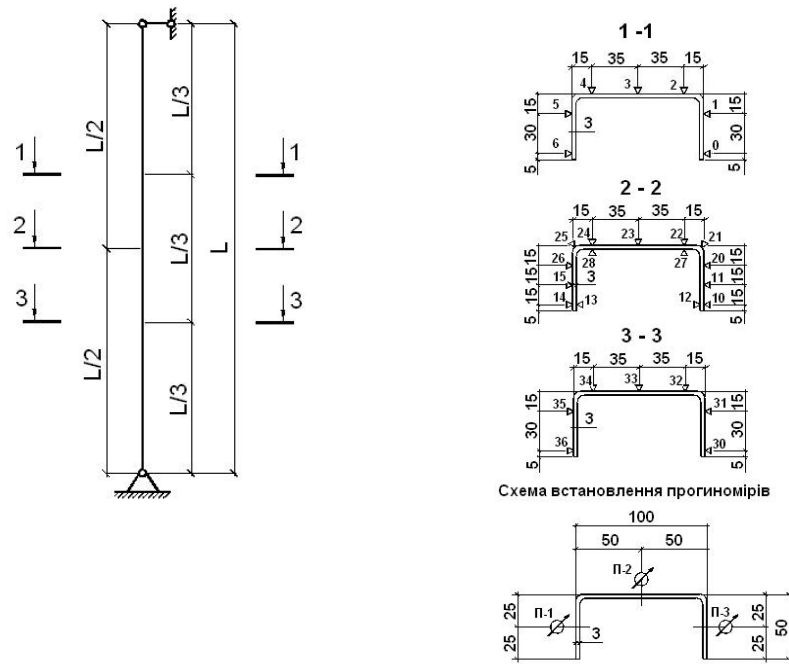


Рис. 5. Схеми випробування та розміщення приладів

Навантаження проводилося етапами по 10 кН. Після досягнення етапного навантаження проводилася витримка не менш як 3 хв. Показання прогиномірів записувалися після додавання етапного навантаження та після витримання на етапі. Збільшення етапного навантаження проводилося до вичерпання несучої здатності. Інтегральною характеристикою вичерпання несучої здатності вважалося значне зростання прогинів при постійному навантаженні (досягнення максимуму на кривій стану). Навантаження, відповідне такому стану, вважалося граничним (рис. 6, 7).

За даними виконаних досліджень були побудовані залежності «навантаження-прогин» і «навантаження-деформації», деякі з них наведені на рис. 8, 9.

Наявність отриманих даних разом із даними про ЗНС, який виникає в перетинах зразків після профілювання, дозволить перевірити основні положення розробленої методики розрахунку таких елементів.



Рис. 6. Вигляд одного із зразків перед випробуваннями



Рис. 7. Вигляд одного із зразків після випробування

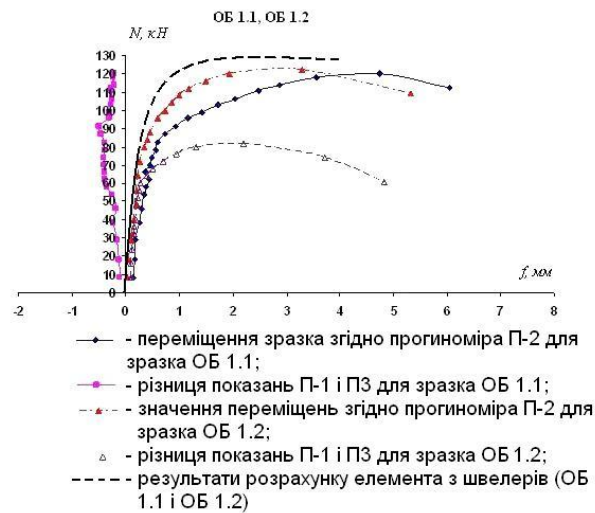


Рис. 8. Вигляд залежностей «навантаження-прогин» для зразків

Як свідчать отримані результати, для збільшення несучої здатності стиснутих елементів із швелерів можливо виконати регулювання ЗНС у готових конструкціях шляхом локальних термічних впливів, тобто на окремих ділянках виготовлених або експлуатованих сталевих конструкцій виконати розігрівання до температури вище критичної точки A_{C3} або наплавити холості валики. Метою термічних впливів є отримання такого розподілу ЗН, яке б сприяло підвищенню несучої здатності стиснутих елементів і було б доцільно з економічної точки зору.

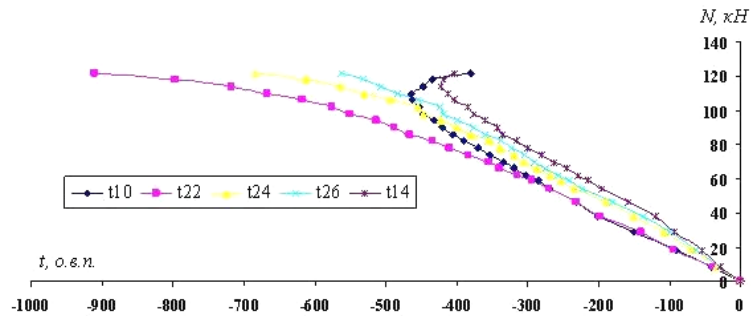


Рис. 9. Залежності «навантаження-деформації» для зразка ОБ 1.1

Висновки

Розроблено методику визначення ЗНС в елементах із швелерів, яка базується на відомих передумовах, що зазвичай використовуються при вирішенні таких задач. Методику розроблено з урахуванням впливу нелінійної роботи матеріалу і ЗНС.

Запропоновано методику деформаційного розрахунку стрижневих елементів з урахуванням пружно-пластичних властивостей матеріалів, впливу ЗНС і можливості їхньої деградації. Розглядається можливість врахування зміни параметрів елементів і фізико-механічних властивостей матеріалів.

Результатами розрахунків за цією методикою можуть бути не лише визначення НДС, але і прогноз поведінки конструкції в часі, і оцінка залишкового ресурсу, тобто сумарного напрацювання елемента від моменту контролю його технічного стану до переходу в граничний стан.

Для експериментальної перевірки методики розрахунку розроблено методику та проведено експериментальні дослідження стислих елементів із швелерів. Під час проведення досліджень отримано дані про ЗНС та залежності «навантаження-прогин» і «навантаження-деформації», які дозволяють порівняти результати чисельних і експериментальних досліджень.

Показано можливість регулювання ЗНС у стиснутих елементах із швелерів і встановлено їхній позитивний вплив на величину несучої здатності. Експериментально і розрахунковим шляхом встановлено можливість підвищення несучої здатності стиснутих елементів із швелерів до 10 % тільки за рахунок регулювання ЗНС (наплавлення валиків по кромках полицок).

Література

- [1] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К.: Сталь, 2008. – 150 с.
- [2] Николаев Г. А. Сварные конструкции. Прочность сварных соединений и деформации конструкций : Учеб. пособие / Г. А. Николаев, С. А. Куркин, В. А. Винокуров. – М.: Высшая школа, 1982. – 272 с.
- [3] Голоднов К. А. Деформируемость сталежелезобетонных балок при различных нагружениях / К. А. Голоднов // Дороги і мости: Зб. наук. праць / ДДНДІ ім. М.П. Шульгіна. – К. : ДДНДІ ім. М.П. Шульгіна, 2007. – Вип. 7. – Том I. – С. 104–110.
- [4] 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).
- [5] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми).
- [6] Геммерлинг А. В. Несущая способность стержневых стальных конструкций / А. В. Геммерлинг. – М. : Госстройиздат, 1958. – 207 с.
- [7] Усенко М. В. Методика і результати досліджень стійкості сталевих елементів з гнутих швелерів / М. В. Усенко / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне : НУВГтаП, 2009. – Вип. 19. – С. 246–252.

Надійшла до редколегії 18.10.2014 р.

УДК 624.014.27 + 624.042.6

Распределение остаточных напряжений в стальных трубах квадратного сечения

Псюк В.В., к.т.н., Никишина И.А.

Донбасский государственный технический университет, Украина

Анотація. Наведено результати експериментальних досліджень із визначення величини залишкових напружень в елементах із сталевих труб квадратного перетину.

Аннотация. Приведены результаты экспериментальных исследований по определению величины остаточных напряжений в элементах из стальных труб квадратного сечения.

Abstract. The results of experimental studies to determine the value of residual stresses in the elements of steel square tubes are cited.

Ключевые слова: труба квадратного сечения, остаточное напряженное состояние, регулирование.

Введение. Постановка проблемы. Снижение материалоемкости стальных конструкций является одним из приоритетных путей их дальнейшего развития и главным фактором их широкого применения в строительной отрасли.

Применение тонкостенных холодноформованных профилей с оптимальными массогабаритными и геометрическими характеристиками в качестве несущих конструкций позволяют создавать конструкции, оптимизированные по весу. Данные конструкции являются экономичными, технологичными при изготовлении и удобными в процессе эксплуатации.

Данному направлению в последнее время посвящено большое количество теоретических и экспериментальных исследований. Следует выделить работу [1], посвященную оценке устойчивости элементов стальных конструкций с учетом оптимального проектирования тонкостенных профилей, результаты которой были включены в ДБН В.2.6-163:2010 [2]. В работе [3] выполнены экспериментально-теоретические исследования тонкостенных стержней открытого профиля и предложена методика их уточненного расчета.

В основном, данные работы посвящены совершенствованию методик расчета с учетом напряжений, возникающих от внешних силовых воздействий. Отсутствие учета внутренних силовых воздействий – остаточных напряжений (ОН), возникающих в процессе прокатки

тонкостенных профилей, а также сварочных ОН, возникающих при изготовлении сварных конструкций, в действующих нормах проектирования [2] не дают возможности в полной мере оценить несущую способность данных профилей.

Как правило, ОН, возникающими в процессе прокатки, пренебрегают ввиду их относительной малости, сложной и непредсказуемой ориентации. Если же ОН учитываются, то рассматриваются только продольные напряжения σ_x , поперечные напряжения σ_y и касательные τ_{xy} считаются равными нулю.

Существующие экспериментальные исследования для двутавров, швеллеров классического сечения [4, 5] наглядно показывают, что наличие ОН в элементах конструкций могут оказывать существенное влияние (как положительное, так и отрицательное) на устойчивость элементов строительных конструкций.

Таким образом, дальнейшее совершенствование методик расчета по оценке несущей способности тонкостенных стальных конструкций необходимо выполнять с учетом влияния ОН. Этому должно предшествовать глубокое изучение характера распределения ОН в сечениях тонкостенных конструкций.

В данной работе приведены результаты экспериментальных исследований по определению ОН в трубах квадратного сечения. В качестве экспериментальных образцов использовались трубы квадратного сечения 80×80×3 по ГОСТ 30245-2003 [6].

Целью настоящих исследований является разработка методики и проведение экспериментальных исследований остаточного напряженного состояния, возникающего в квадратных трубах после изготовления и регулирования.

Основная часть. Для определения остаточных напряжений состояния использовался разрушающий метод. Сущность данного метода заключается в разрезке элемента конструкции для освобождения связей, препятствующих свободному перемещению фрагментов. Разрез испытываемых образцов проводился на лентопильном станке JET HVBS-56M (рис. 1).

Регистрация деформаций при определении остаточных напряжений определялась с помощью тензометрической системы СИИТ-3, состоящей из блока дистанционного релейного переключения (БДРП), измерительного блока (БИ) и блока печати (БП). Схема подключения приведена на рис. 2, где R_{Ai} – активные тензометрические датчики, расположенные на

исследуемых прокатных профилях; R_k – компенсационный датчик, установленный за пределами исследуемых прокатных профилей, но на таком же материале.

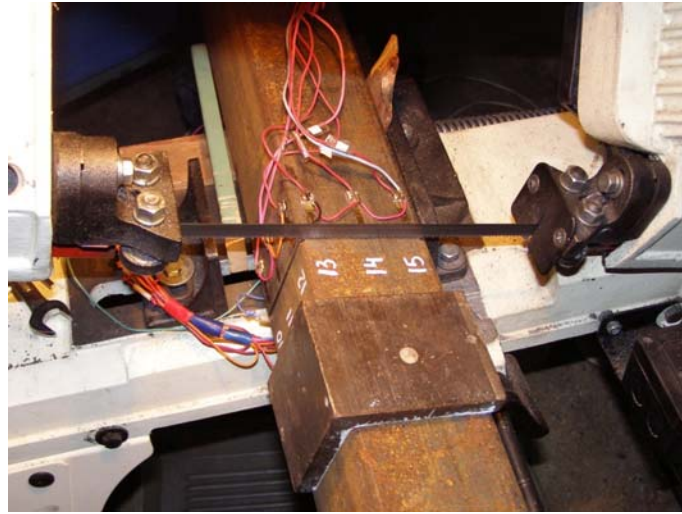


Рис. 1. Разрез испытываемых образцов на лентопильном станке

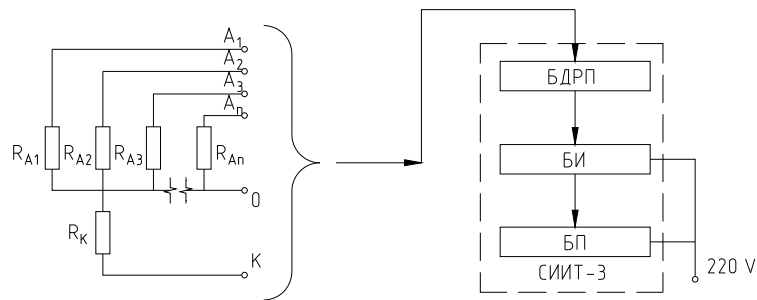


Рис. 2. Схема подключения тензометрической системы СИИТ-3

Для уточнения физико-механических характеристик образцов труб квадратного сечения $80 \times 80 \times 3$ были выполнены стандартные испытания механических свойств по ГОСТ 1497-84 «Металлы. Методы испытания на растяжение». Испытания проводились в центральной лаборатории комбината (ЦЛК) ПАО «АМК». Среднее значение предела текучести составило $\sigma_{0,2} = 348$ МПа.

Перед проведением испытаний была выполнена тарировка тензометрической системы СИИТ-3 и определена цена деления, выраженная в напряжении на единицу показания прибора, которая составила 0,363 Мпа.

Тензодатчики для определения величины ОН располагались на внешней стороне стенок исследуемых образцов. Схема расположения датчиков в образце 1ГК8-0.04 приведена на рис. 3, а). Расположение датчиков на образцах 2ГК8-0.04, 3ГК8-0.04 было одинаковым и приведено на рис. 3, б).

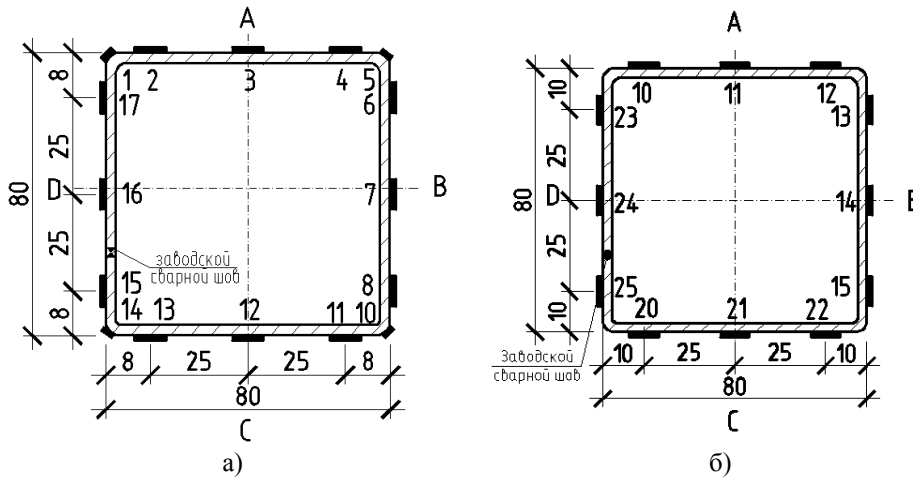


Рис. 3. Схема расположения датчиков на исследуемых образцах

До и после реза образцов снимались показания деформаций с помощью тензодатчиковой системы СИИТ-3. Окончательный съем показаний проводился после полной распиловки профиля и выдержки в течение 24 часов.

Полученные в ходе проведения эксперимента приращения деформаций были переведены в напряжения путем умножения на цену деления. Результаты определения остаточных напряжений в исследуемых образцах после полного освобождения связей приведены на рис. 4.

Как видно из рис. 4, наружная поверхность труб квадратного сечения имеет остаточные напряжения сжатия. При этом наибольшее значение величины ОН возникает в середине стенок труб, а по углам трубы значения ОН меньше. Это обусловлено особенностями технологии производства труб квадратного сечения из заготовок – круглых труб. В процессе четырехстороннего обжатия заготовок большему деформированию подвергаются стенки, чем углы труб, что приводит к появлению больших величин остаточных напряжений сжатия.

Величина ОН на поверхности труб квадратного сечения составляет 42-220 МПа. Таким образом, величина продольных остаточных напряжений достигает от 11,46 % до 61,49 % величины предела текучести стали испытываемых образцов.

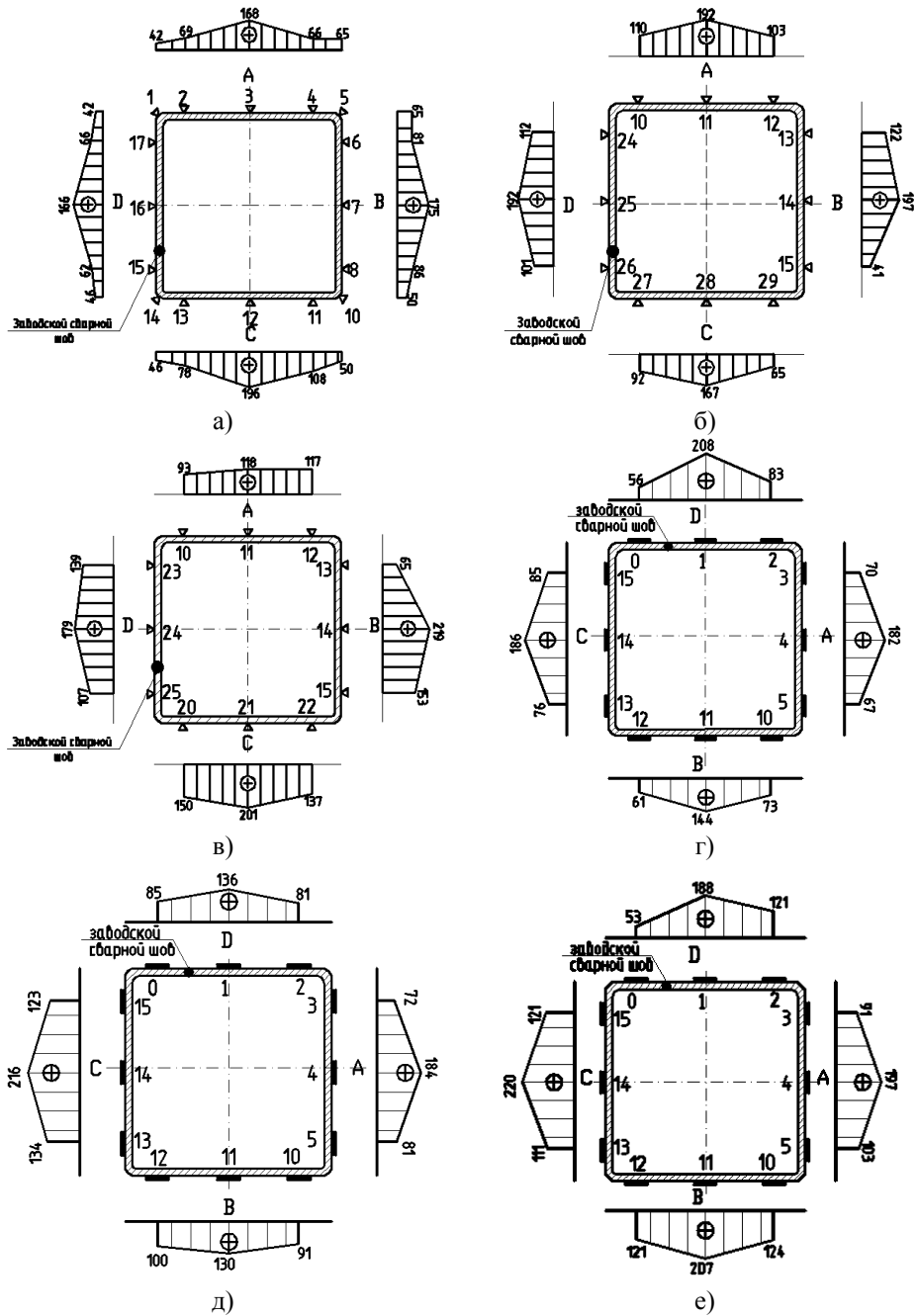


Рис. 4. Эпюры продольных ОН, МПа, в образцах:
а) 1ГК 8-0.04; б) 2ГК 8-0.04; в) 3ГК 8-0.04; г) 4ГК 8-0.04;
д) 5ГК 8-0.04; е) 9ГК 8-0.04

Поскольку одной из предпосылок существующих методик определения ОН является учет только продольных напряжений, а поперечные напряжения не учитываются в виду их малого значения и хаотичного распределения было проведено испытание по определению поперечных ОН. Для этого на образце 4ГК 8-0.04 были наклеены тензодатчики поперек образца. Определение поперечных ОН осуществлялось разрезкой элемента по контуру наклеенных тензодатчиков по ранее описанной методике. Результаты по определению поперечных ОН приведены на рис. 5.

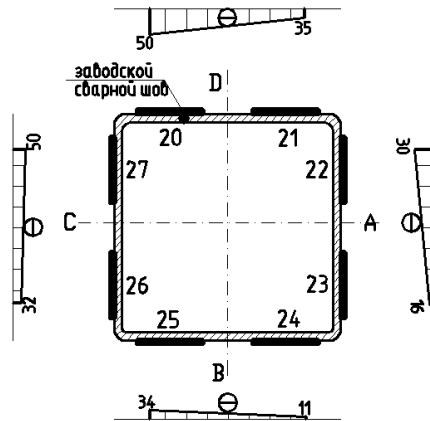


Рис. 5. Эпюры поперечных ОН, МПа, в образце 4ГК 8-0.04

Как видно из полученных результатов, поперечные ОН являются растягивающими, а их величина составляет 11...50 МПа, что составляет 3...14 % от величины предела текучести стали испытываемых образцов.

Выводы

Была разработана методика проведения экспериментальных исследований, в основу которой был положен разрушающий метод. Сущность этого метода заключается в измерении деформаций стальных элементов путем освобождения элементов конструкций с ОН после разрыва связей (распиловки образцов). Благодаря этому появилась возможность определить с помощью предварительно наклеенных тензодатчиков сопротивления величины относительных деформаций во всех элементах гнутого профиля закрытого типа.

Характер распределения ОН напрямую зависит от технологии производства труб квадратного сечения – стенки квадратных труб в процессе изготовления подвергаются большему пластическому деформированию. При этом в углах труб ОН меньше, чем в середине ее стенок. Эпюры ОН являются практически симметричными относительно главных осей сечения.

Полученные результаты свидетельствуют о наличии значительных величин продольных сжимающих ОН для образцов в состоянии поставки. Такие ОН возникают в процессе изготовления труб. Величина сжимающих напряжений составляет от 42 до 220 МПа, что составляет примерно 11...62 % от величины предела текучести.

Результаты определения поперечных ОН частично подтверждают ранее принятые предпосылки – их величина незначительная и составляет 11...50 Мпа, что примерно составляет 3...14 % от величины предела текучести стали.

Литература

- [1] Ракша С. В. Связанная потеря устойчивости и весовая оптимизация тонкостенных стержней открытого профиля : дис. докт. тех. наук : 05.23.01 / С. В. Ракша – Днепропетровск., 2003. – 288 с.
- [2] 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).
- [3] Туснин А. С. Расчет и проектирование конструкций из тонкостенных стержней открытого профиля : дис. докт. тех. наук: 05.23.01 / А.Р. Туснин. – Москва, 2003. – 353 с.
- [4] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К. : Сталь, 2008. – 150с.
- [5] Иванов А. П. Распределение температурных остаточных напряжений в швеллерах при нанесении сварного шва / А. П. Иванов, В. В. Псюк, И. А. Иванова // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазоряна. – Дніпропетровськ : Вид-во ДНУЗТ ім. акад. В. Лазоряна, 2011. – Вип. 39. – С. 51–54.
- [6] Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные и прямоугольные для строительных конструкций. Технические условия : ГОСТ 30245-2003. –М. : ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова, 1995. – 13 с.

Надійшла до редколегії 11.09.2014 р.

УДК 624.014.012.45:620.19:681.518.54

Развитие корпоративной системы менеджмента: технологическая безопасность производственных объектов

¹Королёв В.П., д.т.н., ¹Селютин Ю.В., к.т.н., ²Филатов Ю.В., к.т.н.

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

²ПрАО «Донецксталь»-металлургический завод», Украина

Анотація. У статті обґрунтовано показники технологічної безпеки конструкцій будівель і споруд при експлуатації за фактичним станом. Виконана оцінка ремонтпридатності і післяремонтної міцності на основі розрахунку конструкцій за граничними станами. Показана ефективність управління показниками технологічної безпеки для реалізації програм забезпечення надійності та продовження ресурсу сталевих конструкцій, зниження ризиків промислових об'єктів.

Аннотация. В статье обоснованы показатели технологической безопасности конструкций зданий и сооружений при эксплуатации по фактическому состоянию. Выполнена оценка ремонтпригодности и послеремонтной прочности на основе расчета конструкций по предельным состояниям. Показана эффективность управления показателями технологической безопасности для реализации программ обеспечения надежности и продления ресурса стальных конструкций, снижения рисков промышленных объектов.

Abstract. The indices of process safety of buildings and constructions while using based on the actual state are justified in the paper. Reparability and post-repair load capacity were estimated on the basis of steel structure limit state calculation. Efficiency of management of the process safety indices are presented for implementation of programs of reliability assurance and extension of steel structure life, reduce of risk levels of the industrial facilities.

Ключевые слова: стальные конструкции, эксплуатация по фактическому состоянию, расчет по предельным состояниям, ремонтпригодность, послеремонтная прочность, уровень риска.

Постановка проблемы. Стратегия национальной безопасности Украины, утвержденная соответствующим указом главы государства (№ 105/2007 от 12.02.07), определяет принципы, приоритетные цели, задания и механизмы обеспечения жизненно-важных интересов личности, общества и государства от внешних и внутренних угроз. Главная цель стратегии – обеспечить такой уровень национальной безопасности, который бы гарантировал поступательное развитие Украины, ее конкурентоспособность, обеспечение прав и свобод человека и гражданина, последующее укрепление международных позиций и авторитета Украинского государства в современном мире. Достижение этой цели предполагается путем реализации государственной политики национальной безопасности. Важной составляющей условий устойчивого и динамического роста экономики является реализация программ модернизации производственного и научно-

технологического потенциала в стратегических отраслях экономики; господдержка инвестиционных и инновационных проектов, направленных на повышение эффективности использования в национальной экономике материальных, в первую очередь энергетических, ресурсов; развитие транспортной и информационно-телекоммуникационной инфраструктуры.

Условием успешной модернизации производственного потенциала компании "Донецксталь" является концентрация финансовых, материально-технических ресурсов и научно-технического потенциала для обеспечения работоспособности и продления ресурса использования основных фондов. В современных условиях конкурентоспособность на мировых и национальных рынках, определяется возможностями высвобождения финансовых ресурсов за счет реализации инновационных проектов в области ресурсосбережения, безопасности эксплуатации и защиты от коррозии объектов инфраструктуры и производственных фондов компании. В сложных экономических условиях развития последних лет компания много внимания уделяла проблеме обеспечения технологической безопасности при эксплуатации объектов повышенной опасности [1 – 4].

Задача оценки остаточного ресурса по критериям технологической безопасности определена в феврале 2004 года для объектов металлургической, коксохимической, горнорудной промышленности и реализуется в «Программе работ по диагностике и мониторингу основных фондов», разработанной Донбасским центром технологической безопасности ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского» (ДонЦТБ) и компанией «Донецксталь».

Основные этапы разработки научно-методического и нормативно-технического обеспечения технологической безопасности конструкций зданий, сооружений и инженерных сетей определены Государственной научно-технической программой «Ресурс», утвержденной Постановлением Кабинета Министров № 1331 от 08.10.2004 г.

Анализ состояния промышленных объектов. В течение 90-х годов, из-за тяжелого финансового состояния большинства субъектов хозяйственной деятельности, значительного удорожания строительства, высокой стоимости и трудоемкости работ, введения в эксплуатацию новых объектов, замены и обновления основных фондов практически не производилось. Вследствие этого особую актуальность получает вопрос продления эксплуатационных сроков путем определения остаточного ресурса на основе управления технологической безопасностью производственных объектов. Переход от отраслевого к сетевому управлению ставит задачу изменения структуры технического регулирования в вопросах безопасности эксплуатации производственных объектов.

Обеспечение надежности и безопасности конструкций зданий и сооружений включает реализацию комплекса организационно-технических мероприятий, включающих надзор за соблюдением требований нормальной эксплуатации, диагностику и паспортизацию конструкций зданий и сооружений, мероприятия по техническому обслуживанию, ремонтам, усилению и реконструкции. В отличие от требований инструктивных документов, регламентирующих надзор и контроль эксплуатационного состояния, развитие принципов менеджмента при техническом регулировании безопасности на основе стандарта ISO 9001 обеспечивает получение преимуществ, связанных с уменьшением затрат и снижением технических рисков. При этом, основой для безаварийной эксплуатации конструкций и технологического оборудования является ответственность руководства, профессионализм технического персонала и обеспеченность материальными ресурсами. Системное исследование проблемы технологической безопасности предполагает переход от расчетных показателей пассивной надежности к разработке программ управления рисками для предупреждения или нейтрализации последствий отказов. Таким образом, можно констатировать, что обеспечение надежности и безопасности объектов возможно только на принципах всеобщего управления качеством (TQM) [5].

Организация вертикально интегрированной системы управления надежностью и безопасностью эксплуатации конструкций зданий и сооружений, предупреждение возникновения аварий и чрезвычайных ситуаций техногенного характера осуществлялась в соответствии с требованиями технического регулирования Директивы Совета ЕС №89/106/ЕЕС, базовыми нормативными документами Минрегиона Украины.

Технологическая безопасность характеризует степень защищенности человека, общества, объектов и окружающей среды от угроз, связанных с необоснованным созданием или не созданием технических систем, технологических процессов и материалов, обеспечивающих достижение основных национальных интересов государства. Технологическая безопасность представляет важную структурную составляющую безопасности предприятия, характеризующую систему мер для поддержания работоспособности, повышения эксплуатационных свойств конструкций зданий, сооружений и инженерных сетей, которые полностью или в значительной степени исчерпали свой нормативный ресурс. Такие объекты рассматриваются как источники потенциальной опасности при модернизации (техническом переоснащении), реконструкции и продлении срока их эксплуатации. Анализ отечественных нормативных документов, европейских и международных стандартов подтверждает, что обеспечение безопасности и ремонтпригодности конструкций связано с развитием подходов к управлению надежностью и качеством на основе ISO 9001 [6–7].

Стратегія включала застосування процесного підходу до управління ресурсами шляхом побудови системи обліку та функціонального контролю, аналізу та регулювання технологічної безпеки виробничих фондів підприємств. Однією з завдань даного проекту, було обґрунтування раціонального розподілу інвестиційних ресурсів з метою уникнення перевищення або їх нецільового використання.

Впровадження процесного підходу до управління технологічною безпекою на об'єктному рівні дозволило розробити та впровадити стандарти підприємств (технічні регламенти), які забезпечують оцінку ризиків при продовженні ресурсу з урахуванням рівня уразливості та загроз, придатності при обслуговуванні об'єктів по фактичному стану. На підприємствах компанії «Донецксталь» впроваджено систему моніторингу для запобігання аварійним ситуаціям на основі міжнародних вимог забезпечення професійної безпеки OHSAS 18001 з використанням автоматизованої бази даних «Ресурс». Здійснено оцінку технічного стану понад 100 об'єктів, що дозволило розробити програму забезпечення надійності та обґрунтувати заходи по їх технічному обслуговуванню та ремонті. Результати аналізу показників технологічної безпеки стали основою для формування титульних списків на відновлення, покращення та капітального ремонту основних фондів.

З урахуванням факторів невизначеності та ризику, високого рівня фізичного зносу методологія управління виробничими фондами по фактичному стану дозволяє отримати кількісні показники технологічної безпеки будівель та споруд. Вказане обставина має первинне значення для запобігання аварійним ситуаціям та обґрунтування заходів по посиленню та реконструкції при модернізації та технічному переоснащенні. Накоплення та обробка даних експлуатаційного стану виробничих фондів з використанням бази даних «Ресурс» на підприємствах компанії створило умови для підвищення ефективності моніторингу показників технологічної безпеки.

Одним з основних факторів передчасного руйнування основних фондів є корозія. Більшість виробничих фондів, введених в експлуатацію до 1990 р. не були захищені заходами довготривалої захисту від корозійного руйнування. Тому, тривалість міжремонтного періоду конструкцій в середньо- та високоагресивних середовищах становить від 1 до 3 років. Для безпечної експлуатації об'єктів при корозійних впливах необхідно кожні 3 роки відновлювати захисні покриття на 50% металоконструкцій та виробляти заміну 10–20% конструктивних елементів в результаті

коррозионного износа. Для обеспечения работоспособности производственных фондов затратная часть по нормативам, утвержденным в бывшем Советском Союзе, составляла от 8 % до 12 % первоначальной стоимости, в том числе 1–1,5 % на мероприятия по защите от коррозии. По экспертным данным в настоящее время дополнительные ежегодные затраты компании «Донецксталь» для обеспечения эффективных мер по защите от коррозии, оцениваются от 60 до 70 млн. грн.

Систематизация данных по коррозионному состоянию производственных фондов создает условия для разработки программы ресурсосбережения и защиты от коррозии по следующим основным направлениям:

- поэтапное устранение несоответствия эффективности мер по защите от коррозии требованиям технологической безопасности при эксплуатации, реконструкции и модернизации производственных фондов;
- управление качеством противокоррозионной защиты на основе оценки показателей коррозионной опасности и долговечности защитных покрытий;
- разработка инновационных проектов по внедрению коррозионно-стойких сталей и противокоррозионных материалов, обеспечивающих инновационное развитие компании.

Реализация такой программы на предприятиях компании «Донецксталь» позволила накопить практический опыт использования новых материалов и технологий противокоррозионной защиты.

Аудит коррозионного состояния выполнен для однородных зон эксплуатации объектов филиала «Донецкий металлургический завод» с целью определения интенсивности коррозионных воздействий, состояния противокоррозионных покрытий, показателей коррозионного износа, оценки рисков по степени критичности дефектов и повреждений стальных конструкций. В ПАО «Ясиновский КХЗ» применены технологии ремонтно-восстановительных работ на основе стекловолоконных фотополимерных материалов «ТехноПласт» для объектов в сильноагрессивных средах, что обеспечило продление ресурса трубопроводов коксового газа. В ЧАО «Макеевкокс» получен патент и произведены опытные партии противокоррозионных материалов с использованием сырьевой базы коксохимического производства. На обогатительной фабрике «Свято-Варваринская» разработаны и внедрены технические регламенты по контролю качества противокоррозионной защиты зданий, сооружений и инженерных сетей.

Требования корпоративной системы технологической безопасности.

Необходимость научно-технического сопровождения проблемы ресурса связана со сложным экономическим и финансовым состоянием объектов хозяйственной деятельности, значительным ростом стоимости возведения новых объектов, высокой стоимостью замены изношенных основных фондов предприятий [8–10]. В соответствии с постановкой проблемы в число основных приоритетов развития корпоративной системы технологической безопасности отнесены:

- разработка инструментов стратегического менеджмента технологической безопасности и оценки эффективности управления ресурсами на основе системного анализа показателей хозяйственной деятельности предприятий;
- создание методической основы информационно-аналитической базы данных эксплуатационного состояния конструкций с использованием средств и методов диагностики и мониторинга конструкций зданий и сооружений для продления ресурса и реконструкции промышленных объектов;
- оценивание рисков и выбор средств, обеспечивающих режим технологической безопасности, условия непрерывности бизнес-процессов в зависимости от ценности ресурсов, вероятности реализации угроз и уровня уязвимости объектов.

Стратегия внедрения требований технологической безопасности направлена на достижение максимальных результатов для формирования программ обеспечения надежности (ПОН) на основе решения задач анализа возможных причин и последствий отказов (FMEA), оценки критичности отказов (FMESA). Существенным этапом в создании такой стратегии является систематизация наиболее важных исследовательских и технологических задач. С целью анализа и планирования систем безопасности, программ освоения новых технологий, используются возможности научно-технического сопровождения проблем ресурса в экспертных центрах (испытательных лабораториях), что обеспечивает комплексную постановку и реализацию задач обеспечения технологической безопасности. С учетом данных анализа безопасности выполняется техническое обслуживание и материально-техническое обеспечение, задаются требования по контролю технических параметров и ремонтно-пригодности конструкций зданий и сооружений, производится обоснование ресурса работы и продления проектного срока эксплуатации объектов.

Степень критичности дефектов и повреждений конструкций (θ_f) определяется с помощью зависимости:

$$\theta_f = \sum \omega_i v_i, \quad (1)$$

где ω_i – весовая характеристика выявленных несовершенств конструкции;
 v_i – относительная частота выявления дефектов и повреждений, 1/год.

На основании оценки показателей качества эксплуатации, регистрации дефектов и повреждений назначается режим непрерывного или выборочного контроля (табл. 1) с учетом категории выявленных несовершенств. Выборочный контроль может быть трех видов: усиленный, нормальный и ослабленный. Показатель ремонтпригодности (T_v , год) определяется по формуле:

$$T_v = T_o + T_y, \quad (2)$$

где T_o – продолжительность контроля при выявлении дефектов и повреждений, год; T_y – продолжительность технического обслуживания и ремонта, год.

Таблица 1

Режим контроля технического состояния и восстановления эксплуатационных свойств конструкций

Группа ремонтпригодности	Показатель ремонтпригодности, T_v , год	Режим контроля	Характеристика вида дефектов и повреждений
I	$0 < T_v \leq 0,02$	Непрерывный	Наличие хотя бы одного критического дефекта или повреждения (категория «А»). Допускаются (или могут отсутствовать) несовершенства категорий «Б», «В»
II	$0,02 < T_v \leq 0,08$	Усиленный	Имеются один или несколько значительных дефектов или повреждений (категория «Б»). Допускаются несовершенства категории «В»
III	$0,08 < T_v \leq 0,5$	Нормальный	Имеются малозначительные дефекты или повреждения (категория «В»)
IV	$T_v > 0,5$	Ослабленный	Дефекты и повреждения категорий «А», «Б», «В» отсутствуют

Экономический аспект задачи обоснования ресурса промышленных объектов связан с процессным подходом к оценке рисков по признакам технологической безопасности конструкций зданий и сооружений.

Стабильность и непрерывность производственных процессов при негативных воздействиях обеспечивается условиями технологической безопасности, которые могут быть представлены в виде:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^N U_i \geq \sum_{i=1}^N (S_{d,i} + S_{c,i}), \\ \sum_{i=1}^N U_i = \sum_{j=1}^M f(T_{B,j}) \Rightarrow \min; \end{array} \right. \quad (3)$$

где U_i – затраты на поддержание i -го конструктивного элемента выборки (N) в работоспособном состоянии, обеспечивающие требования технологических процессов зданий и сооружений, грн/год; $S_{d,i}$ – потери, вызванные физическим износом, грн/год; $S_{c,i}$ – потери в результате морального старения, грн/год; $T_{B,j}$ – показатель ремонтпригодности, определяющий промежуток времени (год), для восстановления работоспособности при минимальных затратах j -го конструктивного элемента выборки (M), степень критичности дефектов и повреждений которого выше предельного уровня повреждаемости.

Управление рисками при эксплуатации конструкций по фактическому состоянию. Прогресс в развитии информационных технологий, средств вычислительной техники, контрольно-измерительной аппаратуры, значительное ускорение в применении сетевых технологий приводят к интенсивному использованию аналитических систем в области контроля и поддержания заданного уровня надежности строительных объектов. Разработка информационно-аналитических баз данных обеспечивает автоматизированный сбор, хранение информации об эксплуатационном состоянии конструкций, расчетную оценку показателей надежности при воздействии природных и техногенных факторов, анализ технических и организационных мер обеспечения безопасности, инженерной защиты и управления для предотвращения аварийных и чрезвычайных ситуаций. Система мониторинга включает блоки информационного, диагностического обеспечения и принятия управленческих решений. Результаты систематизированного сбора, обработки и анализа, данных мониторинга предназначены для стимулирования и регулирования инновационной деятельности по поддержанию работоспособности, модернизации, реконструкции основных фондов при обслуживании по фактическому состоянию.

Структура информационно-аналитической системы для анализа возможных видов и последствий отказов, количественной оценки критичности отказов на основе методов диагностики признаков предельных состояний и возможностей количественного оценивания риска при регулировании

уровня безопасности, представлена на рис. 1. Возможности мониторинга, которые используются в настоящее время в недостаточно полном объеме, могут оказать решающее значение для обеспечения технологической безопасности в основных отраслях экономики. Разработка баз данных по техническому состоянию объектов инфраструктуры и производственных фондов позволит обеспечить высокую оперативность принятия квалифицированных решений при аварийных ситуациях, управление необходимыми ресурсами для ликвидации последствий и восстановлении заданных параметров производственного процесса.



Рис. 1. Организационно-методическая схема построения ИАБД «Ресурс»

Разработанный методический подход предусматривает формализацию основных задач оценки уровня риска (табл. 2) по технологической безопасности (R , балл):

- выбора режима контроля параметров конструкций по результатам оценки повреждаемости и допустимым интервальным значениям ремонтпригодности;
- количественной оценки показателя ремонтпригодности $T_{в,j}$ на основании расчета стальных конструкций на коррозионную стойкость и долговечность;
- анализа уровня уязвимости стальных конструкций в зависимости от степени критичности (категории) дефектов и повреждений;

- оцінювання угроз (категорії технічного стану) при експлуатації по фактичному стану для установлених значень ремонтпригодності сталевих конструкцій;
- відновлення експлуатаційних властивостей, продовження ресурсу сталевих конструкцій і зниження рівня ризику при реалізації заходів ПОН виробничих будівель і споруд.

Таблиця 2

Уровни рисков по технологической безопасности (R_i) в зависимости от групп ответственности, уровня угроз и уязвимости конструкций зданий и сооружений

Группы ответственности по технологической безопасности	Уровень угрозы (категория технического состояния)											
	Низкий (I)			Низкий (II)			Средний (III)			Высокий (IV)		
	Оценка уязвимости конструкций											
	Н	С	В	Н	С	В	Н	С	В	Н	С	В
Объекты с функциями обслуживания непромышленного назначения (R_5)	1	2	3	2	3	4	3	4	5	4	5	6
Объекты с функциями обслуживания промышленного назначения (R_4)	2	3	3	3	4	5	4	5	6	5	6	7
Вспомогательные объекты (R_3)	3	3	4	4	5	6	5	6	7	6	7	8
Основные объекты, допускающие ремонт и техническое обслуживание без технологической остановки (R_2)	4	4	5	5	5	7	6	7	8	7	8	9
Основные объекты, для которых ремонт и техническое обслуживание выполняется при технологической остановке (R_1)	5	5	6	5	6	7	7	8	8	8	9	10

Применение процессного подхода, известного как «Plan – Do – Check – Act» (PDCA), позволяет выполнять менеджмент технологической безопасности на основе эксплуатационных характеристик строительных объектов с учетом ограниченной работоспособности конструкций до полного завершения мероприятий, предусмотренных ПОН строительного объекта.

Реализация этой задачи предполагает структурирование информации ИАБД «Ресурс» на разных этапах жизненного цикла. При этом значительную актуальность приобретает требование соблюдения целостности данных (например, в части сохранения причинно-следственных связей). Технология автоматизированной обработки информации строится на следующих принципах:

- интеграции обработки данных и возможности работы пользователей в условиях эксплуатации автоматизированных систем централизованного хранения и коллективного использования данных (банков данных) эксплуатационных характеристик конструкций, зданий и сооружений;
- рационального сочетания централизованного и децентрализованного управления и организации технического обслуживания конструкций по фактическому состоянию;
- моделирования и формализованного описания данных, процедур их преобразования, функций и рабочих мест специалистов по контролю, диагностике и мониторингу технического состояния производственных объектов;
- учета конкретных особенностей объекта, для которого реализуется машинная обработка информации по технологической безопасности конструкций, зданий и сооружений.

Начальным этапом формирования системы сопровождения жизненного цикла строительного объекта является создание его информационной модели – электронного технического паспорта здания. Целью документирования эксплуатационных характеристик является создание единой среды, осуществляющей автоматизированную информационную поддержку учета основных и второстепенных параметров технологической безопасности производственных объектов.

Оценка показателей ремонтпригодности, коррозионной стойкости и долговечности конструкций в условиях агрессивных сред выполняется по данным сравнительных стендовых испытаний образцов конструктивных элементов с защитными покрытиями (рис. 2).

Цикл PDCA реализован для подтверждения соответствия показателей долговечности проектных решений на основе расчетно-измерительных методов контроля качества первичной и вторичной защиты конструкций. Данные ИАБД «Ресурс» позволяют производить анализ эффективности средств и методов защиты от коррозии по критерию коррозионной опасности, обоснование новых материалов и технологий при ремонтно-восстановительных работах.

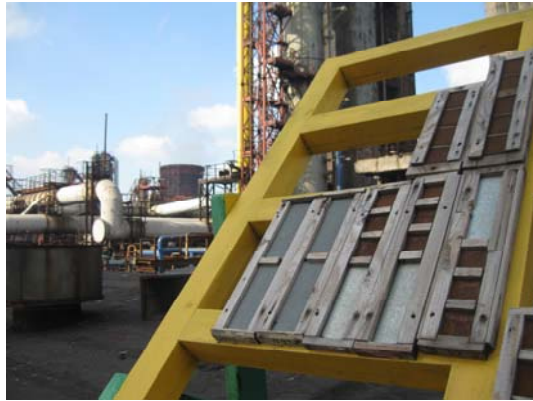


Рис. 2. Стендовые испытания образцов на климатической коррозионной станции (испытательный пост в условиях ПАО «Ясиновский КХЗ»)

При таком подходе понятие коррозионной опасности позволяет рассматривать фактическое состояние или ситуацию (угрозу), при которых увеличивается вероятность наступления ущерба в связи с тем, что данное коррозионное состояние или отклонение от нормальной эксплуатации являются потенциальной причиной (угрозой) наступления опасности или того, что может повлиять на размер ущерба.

Выводы

Реализация процессного подхода к управлению технологической безопасностью на объектном уровне позволила разработать и внедрить стандарты предприятий (технические регламенты), которые обеспечивают безаварийную эксплуатацию производственных фондов по требованиям ISO 9001. На предприятиях ПрАО «Донецксталь» – металлургический завод» внедрена автоматизированная база данных «Ресурс» для предупреждения аварийных ситуаций на основе подходов OHSAS 18001. Для принятия решения о возможности дальнейшей эксплуатации за расчетным сроком службы установлены регламентные процедуры диагностики и мониторинга строительных конструкций.

Выполнение «Программы работ по диагностике и мониторингу основных фондов» в 2004-2014 г.г. позволило обосновать качественные и количественные критерии технологической безопасности при продлении срока эксплуатации конструкций, уровни риска по альтернативным признакам, характеристики уязвимости и угроз при продлении ресурса стальных конструкций в зависимости от группы ответственности объектов по технологической безопасности. Обоснована методика диагностики и мониторинга производственных объектов за расчетным сроком службы,

включающая статистический контроль дефектов и повреждений стальных конструкций, определение уровня уязвимости и угроз, ремонтпригодности при обслуживании объектов по фактическому состоянию.

Разработка автоматизированной БД «Ресурс» обеспечивает важную информационную составляющую для функционирования вертикально-интегрированной системы управления безопасностью конструкций зданий и сооружений промышленных объектов на основе принципов менеджмента ISO 9001.

Литература

- [1] Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж : матеріали наук.- практ. конф. (м. Донецьк, 9–12 червня 2003 р.). – Донецьк : УАМК, 2003. – 247 с.
- [2] Филатов Ю. В. Реконструкция коксовых батарей на ОАО «Ясиновский коксохимический завод» / [Филатов Ю. В., Медянец С. А., Золотарев И. В. и др.] // Кокс и химия. – 2003. – №11. – С. 18–20.
- [3] Королёв В. П. Учет требований технологической безопасности при оценивании рисков эксплуатации промышленных объектов в коррозионных средах. / В. П. Королёв, Ю. В. Филатов / Современные строительные конструкции из металла и древесины : сб. научн. трудов, ч. 1. – Одесса : ОГАСА, 2007. – С. 98–103.
- [4] Гордеев В. М. Безпека експлуатації і надійність конструкцій будівель і споруд / [Гордеев В. М., Корольов В. П., Шимановський О. В., Гібаленко О. М., Колесніченко С. В.] // Матеріали школи-семінару з програми “Менеджмент технологічної безпеки будівель та споруд”; 8–12 жовтня 2007; Місхор, АР Крим. Вип.1. – Київ-Львів : 2007. – 85 с.
- [5] Шимановський О. В. Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпечності будівельних конструкцій / О. В. Шимановський, В.П. Корольов // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. –№1. – С. 4–9.
- [6] Шимановский А. В. Менеджмент технологической безопасности стальных конструкций в коррозионных средах / [Шимановский А. В., Королев В. П., Гибаленко А. М., Колесниченко С. В., Филатов Ю. В.] // Материалы краткосрочных курсов повышения квалификации (30 сентября – 04 октября 2008 г.); Мисхор, АР Крым. Вып. 2 – Киев-Львов : 2008. – 121 с.

- [7] Филатов Ю. В. Методика оценки уровня повреждаемости по данным мониторинга технического состояния конструкций / Ю. В. Филатов // *Науковий вісник будівництва : зб. наук. праць.* – Харків : ХДТУБА, 2008. – Вип. 46. – С. 88–91.
- [8] Королёв В. П. Реинжиниринг для обеспечения технологической безопасности конструкций зданий и сооружений / В. П. Королев, О. Б. Лотоцкий, Ю. В. Филатов // *Промислове будівництво та інженерні споруди.* – 2008. – №2. – С. 26–33.
- [9] Шимановский А. В. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений. / [Шимановский А. В., Гордеев В. Н., Королёв В. П., Оглобля А. И., Рухович И. Р., Филатов Ю. В.] – К. : Изд-во “Сталь”, 2008. – 462 с.
- [10] Филатов Ю.В. Обеспечение технологической безопасности и защита от коррозии основных фондов и объектов инфраструктуры горно-металлургического комплекса компании «Донецксталь» / Ю. В. Филатов, В. П. Королёв // *Инновационный дайджест : спец. выпуск.* (март 2012). – Донецк : 2012. – С. 34–36.

Надійшла до редколегії 20.08.2014 р.

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.

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	В.С. Артюшенко
Комп'ютерна верстка	О.І. Кордун
та технічне редагування	В.П. Гаврилова
	В.С. Артюшенко

Рекомендовано до друку вченою радою
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»
(протокол № 5 від 04.12.2014)

Підписано до друку 08.12.2014.
Формат видання 70x100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Ум. друк. арк. 8,87. 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
