

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КРЕПИ ИЗ КОРОБЧАТОГО ПРОФИЛЯ

*Г.Г. Литвинский, Э.В. Фесенко, Донбасский государственный технический университет,
Украина*

Лабораторными исследованиями установлены особенности потери устойчивости стержней из коробчатого профиля при их сжатии. Определены критические нагрузки и напряжения, приводящие к общей и местной потере устойчивости. Построены и проанализированы деформационно-силовые характеристики сжатых стержней из трубчатого профиля. Предложена новая конструкция узла податливости рамной крепи, проведены эксперименты по определению его параметров.

Большинство подготовительных выработок шахт Украины (свыше 90%) закреплено рамной крепью, изготовленной из стального проката. При этом на каждый километр протяженности выработки в среднем расходуется около 300-350 т металлопроката. В связи с этим проблема его экономии при креплении подземных горных выработок весьма актуальна.

В работах [1, 2] выполнен анализ существующих серийных профилей металлопроката и доказано, что наиболее технологичным и эффективным для рамной крепи является замкнутый тонкостенный профиль квадратного очертания, прочность которого при изгибе со сжатием выше, чем у стандартных спецпрофилей типа СВП в 1,5 – 2 раза, а при кручении – в 16 – 27 раз. Поэтому использование коробчатого профиля для горной крепи позволит сократить расход металла в 1,25 – 1,6 раза при сохранении той же несущей способности рамы, заметно снизить массу отдельных её элементов, трудоемкость, себестоимость и время возведения крепи, увеличить скорость проведения и устойчивость выработок. Проведенными исследованиями [1, 2] доказано, что необходимо для изготовления рамных крепей горных выработок отказаться от неэффективного спецпрофиля СВП, который в настоящее время доминирует в горной промышленности, заменив его коробчатым профилем квадратной формы.

Однако остается неизученным, как будут деформироваться при сжатии элементы крепи из тонкостенного коробчатого профиля, каковы предельные нагрузки и характер деформирования его при общей и местной потере устойчивости.

Существующие методики и множество проведенных экспериментов рассматривают, как правило, поведение металла при растяжении и изгибе стержней или плит. Проведенные малочисленные эксперименты по определению поведения металлических труб под действием сжимающих нагрузок показывают большой разброс полученных значений и мало предсказуемый характер поведения образцов во время испытаний.

В связи с этим весьма актуальной является проблема изучения поведения тонкостенных несущих трубчатых элементов при сжатии с позиций оценки эффективности использования трубчатых элементов в конструкциях горной крепи.

Цель исследований состоит в изучении особенностей деформирования и потери устойчивости сжатых несущих элементов рамной крепи горных выработок из квадратного тонкостенного профиля. **Объектом** исследований является тонкостенный коробчатый профиль проката квадратной формы поперечного сечения, а **предмет исследований** – несущая способность этого профиля с учетом потери его общей и местной устойчивости под действием продольных сжимающих нагрузок. **Задачи исследований** – лабораторными испытаниями установить характер деформирования и изменения несущей способности сжатых стержней из квадратного тонкостенного профиля при потере их общей и местной устойчивости.

Основная идея исследований состоит в учете остаточной несущей способности стержня из квадратного тонкостенного профиля при его деформировании после потери местной или общей устойчивости.

Экспериментальные исследования выполнены в лаборатории кафедры «Строительные геотехнологии» ДонГТУ на прессе МС-1000, который обеспечивает усилие сжатия на образец до 1000 кН. Общий вид пресса показан на рис. 1.



Рисунок 1 – Общий вид пресса МС-1000

Для испытаний использованы коробчатые трубы 20x20x2 и 40x40x2, длиной 160, 200, 320 мм. Подготовка образцов к испытаниям заключалась в обеспечении параллельности торцов трубчатых стержней и их перпендикулярности оси образцов. Эти условия были необходимы для снижения эксцентриситета приложения сжимающей нагрузки относительно оси трубчатого элемента при его испытании.

Теоретически задача устойчивости сжатых стержней впервые была решена Эйлером [3], который определил критические силы и напряжения, приводящие к потере устойчивости. Однако это решение справедливо лишь при сжатии стержней до предела пропорциональности, что ограничивает его применимость лишь для случая длинных стержней, у которых гибкость $\lambda \geq 100$. Для стержней, работающих за пределом упругости, когда их гибкость $\lambda < 100$, обычно пользуются эмпирическими формулами Т. Кармана, Энгессера, Ф.С. Ясинского [3]. Их исследованиями показано, что для коротких жестких не пустотелых стержней с $\lambda < 60$ критическим напряжением является предел текучести стали $\sigma_{кр} = \sigma_T$.

Проведем оценку максимальной гибкости образцов в проведенных нами испытаниях по известному выражению [4]:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}}, \quad (1)$$

где l_{ef} – расчетная длина стержня, $l_{ef} = 32$ см;

i_{min} – минимальный радиус инерции сечения, $i_{min} = 1,537$ см.

$$\lambda = \frac{32}{1,537} = 20,8 < 60.$$

Таким образом, критические напряжения для испытанных образцов должны быть равны пределу текучести стали $\sigma_{кр} = \sigma_T \approx 240$ МПа. Лабораторные исследования должны были дать ответ, как поведет себя стержень при возникновении в нем критических напряжений, каков характер запредельного деформирования, и какой тип потери устойчивости (общая или местная) при этом будет наблюдаться.

Результаты испытаний трубы 20x20x2 мм длиной 160 мм приведены на рис. 2. Для изучения потери устойчивости такой трубы проведено три аналогичных испытания для одинаковых условий, в результате которых получены близкие по форме графики ДСХ.

В момент достижения критической нагрузки $F = 68,8$ кН, абсолютная деформация трубы составила $\Delta l = 0,5$ см, а относительная деформация $\varepsilon = 3\%$. Это привело к потере **общей** устойчивости. Дальнейший рост деформаций до $\Delta l \approx 2,2$ см ($\varepsilon \approx 14\%$) привел к резкому снижению нагрузок, воспринимаемых трубой, до $F \approx 10$ кН. После этого, как видно из графика (рис. 2), наступает период стабилизации, когда нагрузка постоянна ($F = 8...10$ кН) и

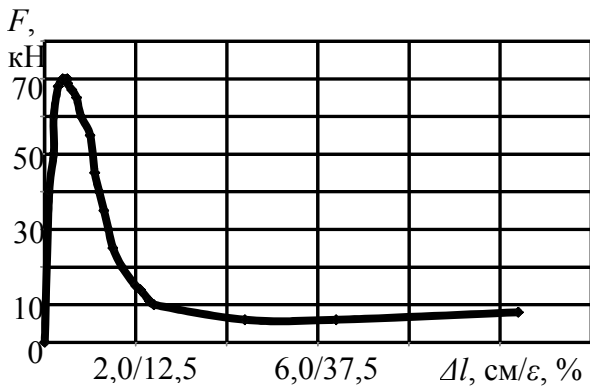


Рисунок 2 – График потери общей устойчивости корчатой трубы 20x20x2

приводит к нарастанию деформаций вплоть до «складывания» трубы в плоскости изгиба.

График на рис. 2 характеризует усредненный из трех испытаний результат. Во всех случаях наблюдалась потеря общей устойчивости, поскольку относительная толщина стенки образцов (t/h , где t – толщина стенки трубы, h – высота сечения) была достаточной для предотвращения их локального деформирования. Этим можно объяснить отсутствие местной потери устойчивости во всех экспериментах данной серии.

Рассчитаем критические напряжения, исходя из максимальной нагрузки на образец F_{max} :

$$\sigma_{кр} = \frac{F_{max}}{A}, \quad (2)$$

где A – площадь металла образца, $A = 1,439$ мм

$$\sigma_{кр} = \frac{68,8 \text{ кН}}{1,439 \text{ см}^2} = 47,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 478 \text{ МПа}$$

Как видим, по результатам эксперимента критические напряжения оказались значительно выше ожидаемых ($478 > 240$). Это можно объяснить влиянием на устойчивость замкнутой формы испытываемых образцов и стесненным деформированием их торцов, что позволило образцу выдерживать напряжения, сравнимые с пределом прочности.

Для образцов трубы типоразмера 40x40x2 проведено две серии испытаний – при длине 320 и 200 мм.

Результаты испытаний трубы 40x40x2 длиной 320 мм приведены на рис. 3. После преодоления пиковой начальной прочности трубы началась потеря местной устойчивости в виде волнового изменения несущей способности трубы.

Максимальная нагрузка на эти трубы составила $F_{max} = 124$ кН при деформации $\Delta l = 0,4$ см ($\epsilon = 1,3\%$), что соответствует критическим напряжениям:

$$\sigma_{кр} = \frac{124 \text{ кН}}{2,937 \text{ см}^2} = 42,2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 422 \text{ МПа}$$

Как и в предыдущих испытаниях, критические напряжения оказались значительно выше предела текучести стали и близкими к пределу ее прочности. При этих испытаниях произошла не общая, а местная потеря устойчивости труб (рис. 4).

Последовательность возникновения характерной формы потери местной устойчивости была следующей.

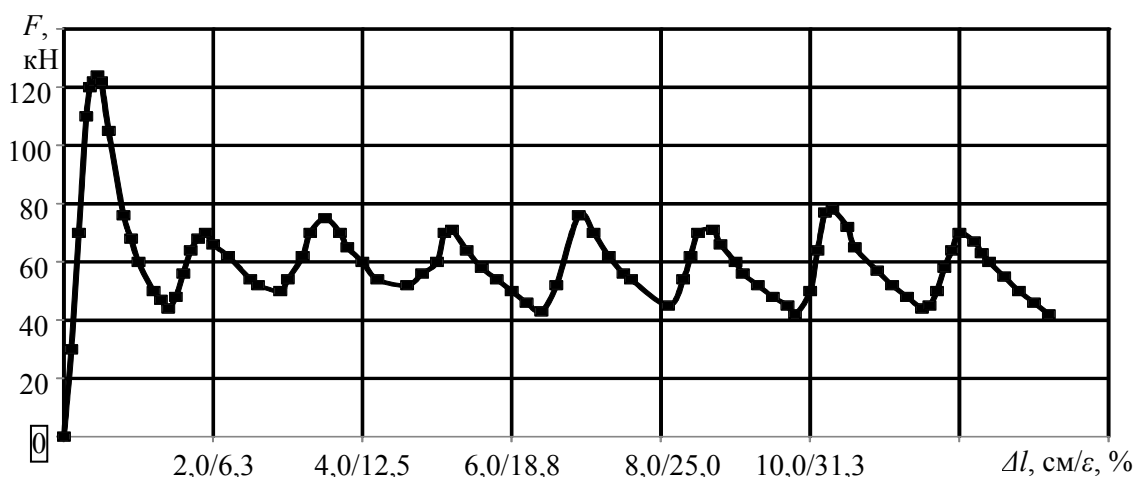


Рисунок 3 – График деформирования труб сечением 40x40x2 мм и длиной 320 мм при потере местной устойчивости



а) Рисунок 4 – Этапы потери местной устойчивости квадратной трубы б) в)

После возникновения в образце критических напряжений, в одном из его сечений начинает формироваться изгибная складка, вызванная появлением признаков местной потери устойчивости. На двух параллельных гранях образца происходит выпирание стенки наружу, тогда как на двух остальных гранях металл изгибается внутрь трубы (рис. 4, а). Этот этап деформирования на ДСХ (рис. 3) сопровождается резким падением воспринимаемых образцом сжимающих нагрузок.

Дальнейшее нагружение приводит к уплощению изгибной складки смыканию ее сторон, (рис. 4, б) и, в конце концов, исчерпанию ее деформативности, что на графике ДСХ отражается как возрастание нагрузки на образец. После исчерпания возможности дальнейшего деформирования (смятия) складки происходит рост воспринимаемых трубой сжимающих нагрузок до нового пика вплоть до начала формирования новой складки. При этом направление изгиба металла граней поочередно меняется для каждой последующей складки на противоположное (рис. 4, в).

По описанному выше механизму труба деформируется вплоть до полного ее смятия. Количество волн на графике ДСХ трубы (рис. 3) соответствует количеству складок, возникших во время испытаний.

При таком деформировании нагрузка, воспринимаемая образцом, колеблется от 43 до 78 кН, что соответствует напряжениям $\sigma = 145 \dots 265$ МПа, т.е. близким к пределу текучести.

Таким образом, несущая конструкция из замкнутого коробчатого профиля при ее деформировании по местной потере устойчивости под действием продольных сжимающих сил способна воспринимать нагрузки от 35 до 63% от максимальных вплоть до полного ее смятия.

Всего было проведено 3 испытания образцов труб данного типоразмера длиной 320 мм. Результаты испытаний двух из них оказались близкими (рис. 3). При испытании одного из образцов, после достижения максимальной нагрузки $F_{max} = 130$ кН, он начал терять общую устойчивость, т.е. его ДСХ имела вид, аналогичный графику на рис. 2. Это объясняется недостаточной точностью обработки срезов образца, что привело к возникновению эксцентриситетов приложения нагрузки во время испытаний и изгибу образца (общая потеря устойчивости).

Отдельной серией (3 эксперимента) проведены испытания образцов такого же типоразмера трубы, но меньшей длины – 200 мм. Все эксперименты показали близкие результаты, аналогичные графикам на рис. 3. Общий вид таких образцов после испытаний показан на рис. 5.



Рисунок 5 – Образцы трубы 40x40x2 после испытаний

Особенности деформирования коробчатого профиля, исследованные в ходе проведенных экспериментов, когда сопротивление сжимающим нагрузкам при деформировании по схеме местной потери устойчивости находится в пределах 35-65% от предела прочности вплоть до полного смятия образца, могут быть использованы для разработки узла податливости новой конструкции.

Идея для новой конструкции узла податливости состоит в том, чтобы использовать в таком узле несколько отрезков труб из замкнутого профиля, работающих на разных стадиях деформирования, что даст возможность сгладить волновой характер сопротивления узла сжимающим нагрузкам и увеличить его несущую способность. Кроме того, использование в конструкции узла податливости нескольких труб увеличит его сопротивление изгибающим моментам, которые возникают в крепи.

Как видно из рисунка 3, длина периода деформирования одной складки, т.е. расстояние между экстремумами соседних волн составляет для профиля шириной 40 мм приблизительно 17 ± 2 мм. Главное требование к узлу податливости рамной крепи сводится к необходимости обеспечения требуемого уровня сопротивления и допустимый диапазон его изменения по мере исчерпания податливости.

Для обеспечения рабочих параметров узла податливости, состоящего, например, из двух труб 40x40x2, необходимо совместить ДСХ отдельных труб (рис. 3) таким образом, чтобы минимум волны одной трубы совпадал с серединой периода другой. Кроме того, необходимо «убрать» первый пик ДСХ, соответствующий максимальной нагрузке на трубу (для трубы шириной 40 мм он равен 125...130 кН). Для этого отрезки труб были подвержены начальному деформированию по разному: 1-й отрезок вплоть до достижения минимума первой волны потери местной устойчивости, что соответствует $\Delta l_1 = 1,4$ см, а 2-й отрезок – до середины периода деформирования первой складки, т.е. $\Delta l_2 = 1,4 + 0,85 = 2,25$ см. После этого при изучении совместной работы предварительно деформированных образцов, 2-й отрезок трубы, имеющий меньшую длину, чем 1-й, для выравнивания по высоте устанавливался на жесткую подкладку толщиной 0,85 см. Результаты испытаний приведены на рисунке 6, где линией 1 обозначена ожидаемая ДСХ узла податливости, линия 2 соответствует ДСХ, полученной в результате эксперимента.

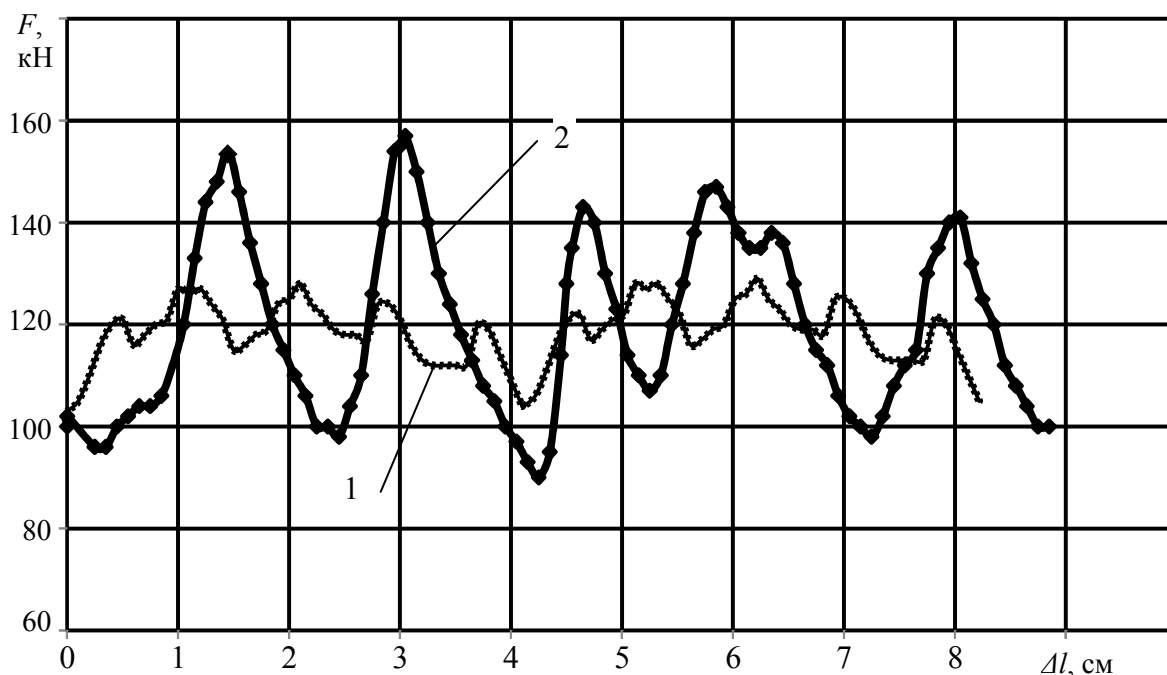


Рисунок 6 – График совместного деформирования двух труб сечением 40x40x2 мм

Теоретически, при правильном совмещении фаз деформирования и точной подготовке образцов, совместное нагружение двух труб 40x40x2 мм должно давать ДСХ, соответствующее линии 1 (рис. 6). В среднем сопротивление узла податливости такой конструкции должно находиться на уровне $F_{cp} \approx 120$ кН с колебаниями в пределах $\Delta F_{min} = \pm 10$ кН. Однако, как показал эксперимент, реальная ДСХ соответствует линии 2 (рис. 6). При той же величине среднего сопротивления ($F_{cp} \approx 120$ кН), разброс минимального и максимального значений несущей способности находится в пределах $F_{min} = 90$ кН до $F_{max} = 158$ кН. Это объясняется недостаточной точностью подготовки образцов для нужного совмещения фаз деформирования труб и особенностями экспериментального оборудования. Так, верхняя плита прессы МС-1000 имеет шаровую опору для самоцентрирования при испытаниях одиночных образцов. Эта конструктивная особенность может приводить к тому, что нагрузка, создаваемая прессом, перераспределяется неравномерно между двумя одновременно испытываемыми образцами труб, что и является одной из возможных причин несоответствия ожидаемых параметров узла податливости и полученных в ходе эксперимента.

Следует обратить внимание на то, что, несмотря на значительный разброс минимального и максимального сопротивления, оно может быть уменьшено до теоретического значения $\Delta F_{min} = \pm 10$ кН за счет более точного предварительного деформирования труб узла податливости и более жесткого режима нагружения.

Следует отметить, что предложенная конструкция в виде двух совместно деформируемых труб из коробчатого профиля имеет достаточно высокую среднюю несущую способность $F_{cp} \approx 120$ кН. Это соответствует сопротивлению лучших серийных узлов податливости, известных в настоящее время. При необходимости сопротивление испытанного нами узла податливости можно повысить вплоть до 400-600 кН, увеличивая ширину коробчатого профиля в узле податливости и число отрезков труб до трех и более. Узел предлагаемой конструкции имеет в среднем постоянное сопротивление податливости вплоть до полного его смятия, при этом величину податливости можно регулировать, используя отрезки труб различной длины. Кроме того, одним из достоинств конструкции является ее простота, поскольку узел не содержит болтов, гаек, трущихся поверхностей, скоб, планок и т.п. Это может существенно увеличить скорость монтажа узла податливости при возведении рамных крепей, а значит и скорость проведения выработок. В ближайшее время предполагается

разработанную конструкцию крепи передать для испытаний в промышленных условиях действующих шахт.

Выводы

1. Лабораторные исследования показали, что коробчатый профиль после потери местной устойчивости сохраняет достаточно большой запас прочности и может значительно деформироваться под действием сжимающей нагрузки.

2. Стержень из коробчатого профиля под действием продольных сжимающих нагрузок, когда он деформируется по механизму местной потери устойчивости, периодически, по мере возникновения изгибных складок на стенках профиля, изменяет свою несущую способность от 35 до 63% от максимальной, причем волновой характер смены максимумов и минимумов имеет почти постоянный период и среднюю амплитуду вплоть до момента полного смятия трубы.

3. Характер потери устойчивости (общая или местная) несущей конструкции из замкнутого коробчатого профиля при ее нагружении продольными сжимающими силами зависит от соотношения размеров поперечного сечения трубы и толщины ее стенки, а также от гибкости и условий приложения нагрузок – наличие эксцентриситетов, начального изгиба.

4. Общая потеря устойчивости коробчатого профиля сопровождается резким падением его несущей способности и поэтому недопустима с точки зрения работы горной крепи в условиях больших смещений породного контура.

5. Новая конструкция узла податливости из отрезков труб коробчатого профиля обеспечивает необходимые сопротивление и величину податливости вплоть до полного смятия узла под действием внешних нагрузок. Простота предложенного узла позволяет существенно увеличить скорость его монтажа, а значит и скорость проведения горных выработок.

6. Задачи дальнейших исследований состоят в проведении дополнительных экспериментов для уточнения и оптимизации параметров нового узла податливости рамных крепей и разработке конструктивных элементов и технологических схем стыковки узла с элементами крепей и его установки.

Список литературы

1. Литвинский Г.Г. Исследование эффективности прокатных профилей для рамной крепи горных выработок / Г.Г. Литвинский, Э.В. Фесенко // Уголь Украины. – 2012. – №11. – С. 11 – 14.

2. Литвинский Г.Г. Оптимальный прокатный профиль для рамной крепи / Г.Г. Литвинский, Э.В. Фесенко // Вісті Донецького гірничого інституту. – Донецьк: ДВНЗ «ДонНТУ», 2013. – Вып. 1(32). – С. 198 – 203.

3. Беляев Н.М. Сопротивление материалов. – М.: Главная редакция физико-математической литературы изд-ва «Наука», 1976. – 608 с.

4. Маилян Р.Л. Строительные конструкции: учебное пособие / Р.Л. Маилян, Д.Р. Маилян, Ю.А. Веселев. Изд. 2-е. – Ростов н/Д: Феникс, 2005. – 880 с.