

**О ВЛИЯНИЕ ЖЕСТКОСТИ ПОДАТЛИВОЙ ОПОРЫ
НА СОСТОЯНИЕ КРОВЛИ УГОЛЬНОГО ПЛАСТА
ПРИ ВНЕЗАПНЫХ ОБРУШЕНИЯХ РАССЛОИВШЕЙСЯ ТОЛЩИ****С. В. Подкопаев, Е. И. Конопелько, И. В. Иорданов, Д. А. Чепига,
Ю. И. Симонова**

ГБУЗ «Донецкий национальный технический университет»
пл. Шибанкова, 2, г. Покровск, Донецкая обл., 85300, Украина.
E-mail: yuliia.simonova@donntu.edu.ua

П. Е. Бугун

ООО «Комфортбуд»

ул. Мельникова 83Д, г. Киев 04119, Украина. E-mail: bugunpavel@gmail.com

В результате выполненных аналитических и лабораторных исследований по изучению влияния жесткости податливой опоры на состояние кровли угольного пласта при внезапных обрушениях расслоившейся толщи, когда кровля считается консольной балкой, которая опирается на закладочный массив, отмечено, что перемещение такой консоли от ударной нагрузки, определяет напряженно-деформированное состояние боковых пород в углепородном массиве, вмещающем выработки. Эффект ударного воздействия при обрушении, в значительной степени зависит от жесткости податливой опоры. Установлено, чем жестче податливая опора, тем породы кровли чувствительнее к ударным нагрузкам и тем больше, вероятность разрушения и потери устойчивости рассматриваемой системы.

Ключевые слова: демпфирующая способность; обрушение; пустотность; закладочный массив; податливая опора.

**ВПЛИВ ЖОРСТКОСТІ ПІДДАТЛИВОЇ ОПОРИ НА СТАН ПОКРІВЛІ
ВУГІЛЬНОГО ПЛАСТУ ПРИ РАПТОВОМУ ОБВАЛЕННІ ТОВЩІ,
ЯКА РОЗШАРУВАЛАСЯ****С. В. Подкопаєв, Є. І. Конопелько, І. В. Іорданов, Д. А. Чепіга,
Ю. І. Сімонова**

ДВНЗ «Донецький національний технічний університет»
пл. Шибанкова, 2, м. Покровськ, Донецька обл., 85300, Україна.
E-mail: yuliia.simonova@donntu.edu.ua

П. Є. Бугун

ТОВ «Комфортбуд»

вул. Мельникова 83Д, м. Київ, 04119, Україна. E-mail: bugunpavel@gmail.com

Вивчення сутності обвалень, їх вплив на стан бічних порід і розробка ефективних заходів, спрямованих на підвищення стійкості гірничих виробок, сприятиме створенню умов безпечного ведення гірничих робіт в умовах глибоких шахт. У результаті виконаних аналітичних і лабораторних досліджень з вивчення впливу жорсткості піддатливої опори на стан покрівлі вугільного пласта при раптових обваленнях розшарованої товщі, коли покрівля вважається консольною балкою, вільний кінець якої спирається на закладний масив, відзначено, що переміщення такої консоли від ударного навантаження, визначає напружено-

деформований стан бічних порід у вугільному масиві, що вміщає виробки. При вивченні ударних явищ, до динамічного впливу на покрівлю вугільного пласта слід відносити удар, який являє собою сукупність явищ в результаті зіткнення двох тіл, коли здійснюється як пружне, так і пластичне їх деформування. Ефект ударної дії при обваленні, в значній мірі залежить від жорсткості піддатливої опори, на яку спирається покрівля. Встановлено, що чим жорсткіша піддатлива опора, тим породи покрівлі чутливіші до ударних навантажень, тим більша ймовірність руйнування і втрати стійкості розглянутої системи. Дисипативні властивості піддатливої опори, яка підтримує покрівлю вугільного пласта, який розробляється, в міру посування очисного вибою, визначаються її гранулометричним складом і відображають здатність закладного масиву поглинати коливання, викликані впливом зовнішньої сили. При способі управління гірничим тиском в очисному вибої закладкою виробленого простору, забезпечується стійкий стан бічних порід в углепородному масиві, що вміщає виробки за рахунок демпфуючої здатності піддатливої опори, що підтримує породи покрівлі позаду очисного вибою. Для нейтралізації ударних навантажень, що виникають при раптових обваленнях товщі, до закладного масиву пред'являються певні вимоги, серед яких величина його усадки. Гранулометричний склад закладного масиву, його насипна щільність, визначають дисипативні властивості піддатливої опори.

Ключові слова: демпфуюча здатність, обвалення, пустотність, закладний масив, піддатлива опора.

АКТУАЛЬНОСТЬ РАБОТЫ. Опыт работы шахт показывает, что с ростом глубины горных работ в углепородном массиве начинает проявляться такой негативный фактор как расслоение боковых пород, оказывающий существенное влияние на состояние горных выработок и приводящий к возможному их завалу, а так же травматизму горнорабочих. В реальных условиях разработки угольных пластов, при отсутствии для расслоившихся пород кровли эффективного подпора со стороны выработанного пространства, опасность возникновения аварийных ситуаций от обвалов и обрушений возрастает. Подработанные и расслоившиеся боковые породы, оседающие на хаотически обрушенные слои непосредственной кровли, представляют собой блочный массив, состоящий из балок различной длины. Причем породы кровли, представленные в виде породной консоли, одновременно изгибаются и неконтролируемо обрушаются позади очистного забоя, создавая неблагоприятную геомеханическую обстановку в окрестности поддерживаемых горных выработок.

В связи с этим, изучение сущности обрушений, их влияние на состояние боковых пород и разработка эффективных мероприятий, направленных на повышение устойчивости горных выработок, будет способствовать созданию условий безопасного ведения горных работ в условиях глубоких шахт.

Анализ исследование и публикаций. Изучение особенностей проявления горного давления в выработках на большой глубине позволило установить, что характер его опасных проявлений определяется не только напряженным состоянием массива осадочных горных пород и их физико-механическими свойствами, но и спецификой формирования последнего, обусловившей неупругое деформи-

рование при объемном сжатии, а так же способность деформироваться и разрушаться при разгрузке. [1]

Известно [2], что наличие зон разгрузки способствует расслоению боковых пород, их проскальзыванию на контактах над- и подработанных слоев, проявлению и раскрытию трещин, нормальных к напластованию и зачастую не совпадающих с природными трещинами. Обрушениям и обвалам, как показывает практика, связанным с отрывом некоторого объема пород от остального массива, всегда предшествует их расслоение. В формировании условий расслоения важную роль составляют такие факторы как наличие прослойков и плоскостей скольжения на контакте слоев. В зонах разгрузки, глинистые породы, увеличиваясь в объеме во времени, отрывают слои более прочных пород и формируют условия их обрушений [3]. Исследования смещений пород с помощью реперов показали, что процесс расслоения начинается впереди лавы [4].

В реальных условиях разработки угольных пластов, в зависимости от горно-технических условий, на практике приходится встречаться с различным видом нагружения боковых пород. В большинстве случаев, в качестве параметрического обеспечения геомеханических расчетов устойчивости пород кровли, как основного грузонесущего элемента углепородного массива, используются ситуации, определяемые статическим методом приложения нагрузки. Однако ряд событий, к которым следует относить внезапные посадки кровли или обрушения расслоившейся толщи, характеризуются приложением динамических нагрузок, которые следует рассматривать как ударные явления и которые иначе, чем статические нагрузки, действуют на боковые породы.

При изучении ударных явлений, к динамическому воздействию на кровлю угольного пласта следует относить удар, который представляет собой совокупность явлений в результате столкновения двух тел, когда осуществляется как упругое, так и пластическое их деформирование [5].

Характерной особенностью динамических нагрузок является то, что в результате ударного воздействия на боковые породы, в них возникают колебания. В динамических задачах, в частности в задачах о колебаниях, положение точек рассматриваемой системы изменяется с течением времени, а установленные координаты являются функциями времени [6, 7]. Основная задача такого исследования состоит в определении этих функций, т.е. в нахождении закона движения изучаемой системы, что позволит определить характер напряженно-деформированного состояния боковых пород, а, следовательно, состояние кровли угольного пласта и горных выработок.

В динамическом поведении сооружений, огромную роль играет наличие податливого основания, демпфирующая способность которого приводит к сглаживанию напряжений при ударе [8]. Тем не менее, в результате динамического воздействия необходимо оценить эту способность, предварительно изучив природу поглощения энергии при колебаниях.

Исследованиями ДонУГИ и ДонНТУ ранее было установлено, что закладочный массив предотвращает развитие сдвижений горных пород в окрестности выработок и создает зоны устойчивых пород позади очистного забоя. По всей видимости, закладочный массив или податливые опоры, на которые опираются поро-

ды кровли, устраняют негативные явления, проявляющиеся в углепородном массиве при внезапных обрушениях расслоившейся породной толщи.

С целью изучения состояния боковых пород в углепородном массиве, вмещающем выработки, при действии на них динамических нагрузок, в виде внезапных обрушений расслоившейся породной толщи, аналитически и на моделях из эквивалентных материалов, необходимо установить влияние изгибных деформаций на устойчивость кровли угольного пласта, при ее поддержании податливой опорой различной жесткости.

МАТЕРИАЛ И РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ. В реальных условиях разработки угольных пластов, при различных способах управления кровлей в лаве и охраны штреков, когда породы кровли считаются балкой, сохранность горных выработок обеспечивается устойчивостью непосредственной кровли пласта как основного несущего элемента подземного сооружения. Согласно гипотезе балок [2, 9], можно предположить, что в очистном забое непосредственная и основная кровля, представленная твердыми слоистыми породами, деформируются и разрушаются подобно консольным балкам. При ведении очистных работ в призабойном пространстве лавы происходит последовательное отделение слоев от вышележащей толщи и их прогиб по нормали к напластованию, подобно балке имеющей опоры [2, 3]. Устойчивость породного обнажения в призабойном пространстве лавы, существенно зависит от степени предварительной трещиноватости кровли, сформировавшейся впереди очистного забоя под воздействием опорного давления, а так же в результате ее прогиба, когда отдельные блоки расслоившейся породной толщи работают как шарниры [9].

Из практики работы глубоких шахт видно, что наиболее распространенным видом проявления горного давления в очистных выработках является расслоение пород подработанной толщи и их обрушение при достижении критических обнажений, когда в слоистых породах по мере возрастания пролета, собственный вес пород кровли выработок может проявляться весьма быстро в результате изгиба слоев.

На рис. 1 породы непосредственной кровли мощностью h , (м) разрабатываемого угольного пласта представлены в виде балки длиной L , (м) и высотой h , (м) (рис. 1,а). В одном случае, балка имеет с одной стороны жесткое защемление, когда угол поворота $\varphi=0$, т.е. рассматривается консольная балка (рис. 1,б), в другом - неподвижную шарнирную опору (рис. 1,в). Во всех рассматриваемых случаях свободного участка балки прикладывается внешняя сила F , (Н) (рис. 1,б,в).

Балка имеет опоры А и В, расстояние между которыми a , (м). На этом участке (призабойное пространство) на непосредственную кровлю действует равномерно распределенная нагрузка q , (Н/м) (рис. 1,б,в).

В опорах, т.е. в т. А и в т. В (рис. 1,б,в) возникают соответствующие реакции R_A и R_B , (Н), которые вместе с заданными нагрузками представляют уравновешенную систему сил, действующих на балку. Определив опорные реакции в этих точках и установив величину наибольшего изгибающего момента M_{\max} , (Н·м) на некотором расстоянии от т. А, изобразим эпюру для случая, когда $a = 5$ м, а длина свободного участка балки l (м) составляет, соответственно, $l_1 = 5$ м, $l_2 = 10$ м и $l_3 = 20$ м (рис. 2).

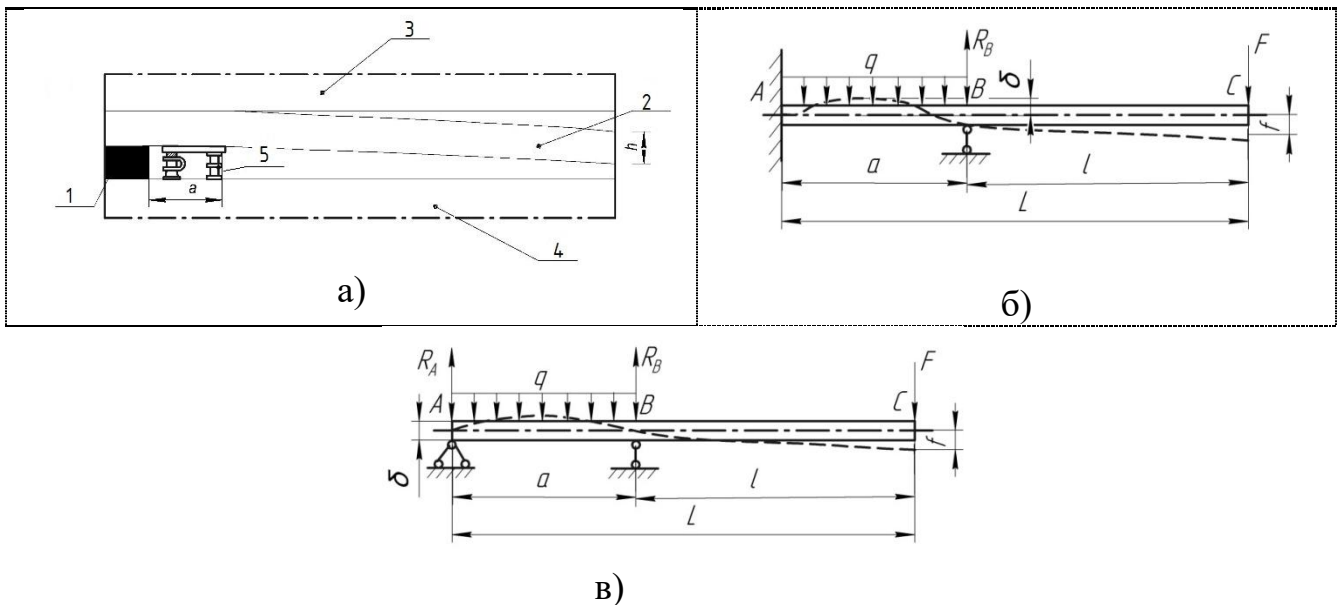


Рисунок 1 – Расчетная схема к определению устойчивости расслоившихся пород кровли разрабатываемого угольного пласта:

а) общая схема взаимодействия породных слоев постоянной жесткости:

1 - угольный пласт; 2 - непосредственная кровля; 3 - основная кровля;

4 - почва; 5 - крепь в призабойном пространстве лавы; б) консольная балка;

в) балка с неподвижными шарнирными опорами; L- длина балки, м;

l – длина свободного участка балки, м; a - ширина призабойного пространства, м;

f, δ – соответственно, прогиб балки в точке C и на участке AB, м;

q – равномерно распределенная нагрузка в призабойном пространстве, Н/м;

F- действующая сила, Н; h- высота балки- мощность пород непосредственной кровли, м; R_A, R_B – реакции в опорах A и B, Н

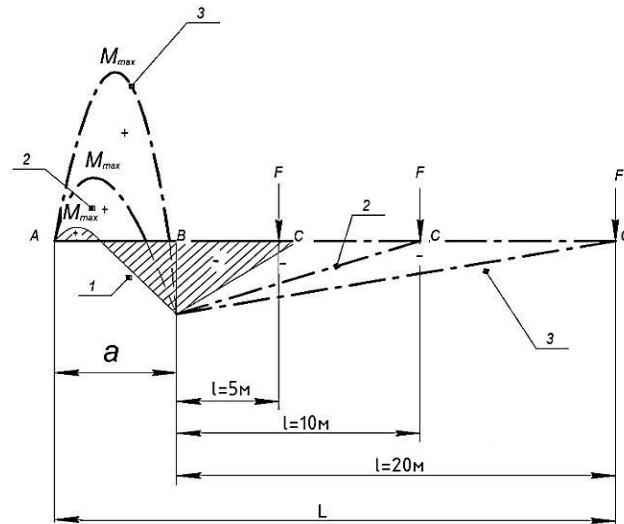


Рисунок 2 – Эпюры изгибающих моментов M , (Н·м) в породах непосредственной кровли над призабойным пространством лавы шириной a , (м) при различной длине свободного участка балки l , (м), в результате действия внешней силы F , (Н) в точке C: $a = 5$ м; 1 – $l = 5$ м; 2 – $l = 10$ м; 3 – $l = 20$ м;

M_{max} – максимальное значение изгибающего момента (Н·м)

В результате действия внешней силы F , (Н) на свободный конец балки, в породах кровли, в пределах призабойного пространства (на участке АВ), происходит сжатие породных слоев. При определенных условиях, величина изгибающего момента M_{\max} (Н·м) тем больше, чем длиннее участок балки l , (м), расположенный позади призабойного пространства (рис. 2). Величина прогиба δ , (м) в породах кровли в этом случае, т.е. на участке АВ (рис. 1б, в), зависит от длины балки L , (м), радиуса ее кривизны ρ , (м) и определяется согласно [10], по выражению

$$\delta = \frac{L^2}{8\rho} \quad (1)$$

Установлено, что с увеличением длины L , (м), величина прогиба δ , (м) становится больше. В случае, когда радиус отрицательной кривизны балки ρ , (м) меньше, величина изгибающего момента M_{\max} , (Н·м) увеличивается, а значит, увеличивается и прогиб балки δ , (м) в пределах призабойного пространства, т.е. на участке АВ (рис. 1). Рассматриваемая система будет находиться в состоянии равновесия в том случае, если свободный участок балки будет иметь податливую опору, что позволит обеспечить устойчивость кровли угольного пласта.

Для того, чтобы оценить влияние податливой опоры на величину изгибных деформаций пород кровли разрабатываемого угольного пласта, при внезапных обрушениях расслоившейся толщи, были выполнены исследования на моделях. Исследования на моделях из эквивалентных материалов были проведены на специальном стенде (рис. 3), в лаборатории горного давления ДонНТУ), когда породы кровли угольного пласта были представлены в виде породной консольной балки длиной $L_6=0,6$ м, в одном случае толщиной $h=0,02$ м и, в другом $h=0,04$ м, шириной $B=0,04$ м. Масса балки соответствовала, в одном случае $m_6=1,37$ кг, в другом - $m_6=2,29$ кг, модуль упругости $E=8747$ МПа, плотность $\rho=2095$ кг/м³. Балка была изготовлена из песчано-цементной смеси, согласно рекомендаций [11–14] и нагружалась внешней силой F , (Н) и собственным весом G , (Н). Один конец балки был жестко защемлен, другой опирался на податливую опору – пружину постоянной жесткости $C_{п}$, (Н/м) или закладочный массив различной жесткости C , (Н/м), в зависимости от вариантов моделирования.

Число наблюдений n , необходимых для получения достаточно надежных и достоверных результатов моделирования, с показателем точности $\varepsilon = 5\%$, было установлено в соответствии с [15], по выражению

$$n = \frac{V_c^2 t_{cm}^2}{\varepsilon^2} \quad (2)$$

где V_c – коэффициент вариации, принимаем равным $V_c = 8\%$; t_{ct} – критерий Стьюдента, $t=1,96$ и соответствовало $n \approx 10$.

При испытаниях консольной балки с пружинной опорой было отработано 60 моделей, с закладочным массивом - 80 моделей.

Изгибные деформации пород кровли угольного пласта определяют устойчивость балки, а безразмерная величина U , в рассматриваемой системе, является ее прочностной характеристикой и зависит от основных параметров, т.е.

$$y = f(h, B, L_0, G, F, E) . \quad (3)$$

Используя π -теорему и значимость каждого из перечисленных в (3) параметров, когда в качестве независимых размерностей выбраны (н) и (м) [13], параметрическое уравнение в безразмерном виде можно представить как

$$y = f\left(\frac{B}{L_0}; \frac{h}{L_0}; \frac{E}{\rho g L_0}; \frac{F}{EL^2}\right), \quad (4)$$

из чего следует, что в рассматриваемых моделях, определяющим является линейный масштаб. Остальные масштабы должны вычисляться через линейный масштаб на основе известных физических закономерностей [13].

Известно [14], что пружины имеют свои собственные константы, которые определяют их жесткость. Существует зависимость, которая подчиняется закону Гука и связывает силу и жесткость пружины, а также смещение пружины от своего первоначального положения. Исходя из этого, для определения жесткости пружины, был рассмотрен пружинный маятник [6], состоящий из упругой пружины и груза массой m , (кг). При проведении исследований пружину рассматривали как тело начальной длины l , (м), подвергающееся сжатию. В состоянии равновесия, вес груза, находящегося на пружине, уравнивается силой ее упругости, т.е. выполняется соотношение

$$mg = C_{II} \Delta l , \quad (5)$$

где C_{II} – жесткость пружины, Н/м; Δl – величина сжатия пружины под действием груза, м.

При определении жесткости пружины в лабораторных условиях были отобраны три груза, имеющие различные массы m , (кг). Для каждого груза соответствующей массы было выполнено по 10 измерений определения величины сжатия пружины. Экспериментальные данные по определению жесткости пружины представлены в табл. 1.

Считается [15], что закладочный массив обладает коэффициентом жесткости – модулем упругости, равным образом, как и пружины, у которой этот коэффициент характеризует величину дополнительной нагрузки, когда при ее действии статическая и динамическая жесткость одинакова. В данной модели, пружина представляет элемент рассматриваемой системы.

Таблица 1 – Определение жесткости пружины C_{II} , (Н/м) в лабораторных условиях

Масса груза, m , кг	Вес груза, mg , Н	Величина сжатия, Δl , м	Жесткость, C_{II} , Н/м	Среднее значение жесткости, C_{II} , Н/м
1,227	12,044	0,0148	813,79	816,04
1,127	11,058	0,0134	825,25	
0,956	9,385	0,0116	809,07	

При испытании моделей, перемещения и деформации консольной балки, толщина которой соответствовала $h= 0,04$ м, регистрировались цифровой фотокамерой. По фотографическим изображениям с помощью пиксельных координат

точек, с использованием основных принципов фотограмметрии [16–20], определялись форма, размеры и положение исследуемой модели в пространстве до и после действия внешней силы, т.е. падения породного блока на балку (рис. 3). В результате действия внешней силы, экспериментально была установлена величина прогиба балки x_0 , (м), которая опиралась на пружину, жесткость которой равна $C=816,04$ Н/м. Для определения прогиба балки, породный блок различной массы m , (кг) с высоты $H=0,3$ м одноразово сбрасывали на балку в точку, удаленную на расстоянии l , (м) от места жесткого закрепления консоли, когда $l=0,3$ м; $l=0,35$ м; $l=0,4$ м; $l=0,45$ м и $l=0,55$ м. При этом, коэффициент восстановления при ударе считается равным $k_v=1$, т.е. рассматривался упругий удар. Зависимости, отражающие изменение прогиба балки x_0 , (м) длиной L , (м), при падении на нее породного блока, представлены на рис. 4.

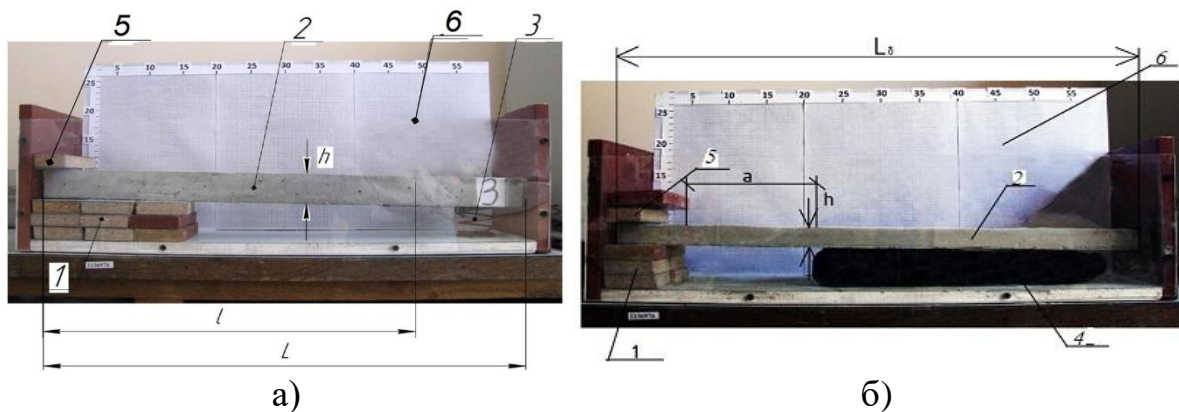


Рисунок 3 – Общий вид стенда для изучения изгибных деформаций пород кровли угольного пласта на моделях из эквивалентных материалов:
 а) балка, которая опирается на пружину; б) то же, на закладочный массив;
 1 – угольный пласт; 2 – непосредственная кровля мощностью h , м;
 3 – пружина с жесткостью C , Н/м; 4- закладочный массив; 5 – жесткое закрепление балки; 6 – стенд с координатными сетками; L – длина балки, м;
 l – расстояние от жесткой опоры до места падения породного блока, м

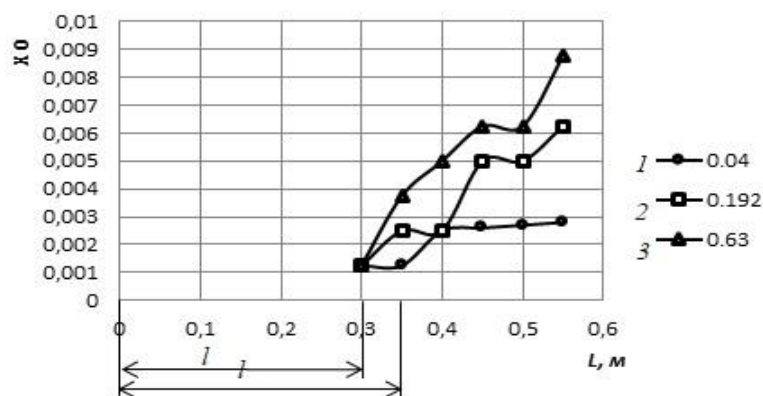


Рисунок 4 – Зависимости величины смещения балки x_0 , (м) длиной L , (м), которая опирается на пружину постоянной жесткости $C=816,04$ Н/м при падении породного блока массы m , (кг) на различном расстоянии l , (м):
 1 – $m=0,04$ кг, 2 – $m=0,192$ кг, 3 – $m=0,63$ кг

Из приведенных зависимостей (рис. 4) видно, чем ближе место соударения породного блока с балкой к податливой опоре – пружине, тем величина смещения больше. С увеличением массы падающего породного блока, величина смещения балки так же увеличивается. Установлено, что для породного блока массой $m=0,63$ кг, величина прогиба балки изменяется от $x_0=0,0012$ м при расстоянии $l_1=0,3$ м, до $x_0=0,0088$ м при $l_1=0,55$ м, т.е. увеличивается приблизительно в 7 раз (рис. 4).

При решении задач о действии динамических нагрузок на систему с податливой опорой, возникает необходимость в определении не только перемещений балки и самой податливой опоры, но и определении амплитуды и частоты собственных колебаний моделируемой системы.

Амплитуда собственных колебаний моделируемой системы, в таких случаях, определяется как в [6, 21] по выражению

$$A = \sqrt{x_0^2 + \frac{v_0^2}{k^2}}, \quad (6)$$

где k – круговая частота собственных колебаний системы с учетом затухания, 1/с и зависит от величины смещения балки x_0 , (м), скорости падения породного блока $v_0 = \sqrt{2gH}$ и частоты колебаний k , (1/с).

На рис. 5 представлены зависимости, отражающие изменение амплитуды колебаний A , (м) балки длиной $L=0,6$ м при падении на нее породного блока массы m , (кг) на различном расстоянии l , (м) от жесткой опоры.

Установлено, что в случае, когда $k_b=1$, с увеличением массы падающего блока m , (кг), амплитуда колебаний A , (м) увеличивается с $A=0,048$ м при $l=0,35$ м, до $A=0,072$ м при $l=0,55$ м, т.е. 1,5 раза (рис. 5). Причем, во всех случаях, наибольшее значение амплитуды A , (м), зарегистрировано на расстоянии $l=0,55$ м, т.е. ближе к пружине.

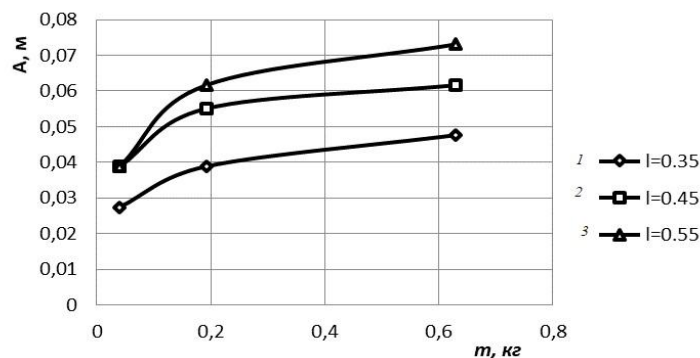


Рисунок 5 – Зависимости амплитуды колебаний балки A , (м) длиной $L=0,6$ м при падении породного блока различной массы m , (кг) на расстоянии l , (м): 1 – $l=0,35$ м, 2 – $l=0,45$ м, 3 – $l=0,55$ м

Круговая частота собственных колебаний k , (1/с) такой системы, с увеличением массы m , (кг) падающего блока уменьшается. Чем ближе место соударение тел к податливой опоре, т.е. больше расстояние l , (м) в модели, тем меньше значение исследуемой величины k , (1/с) (рис. 6).

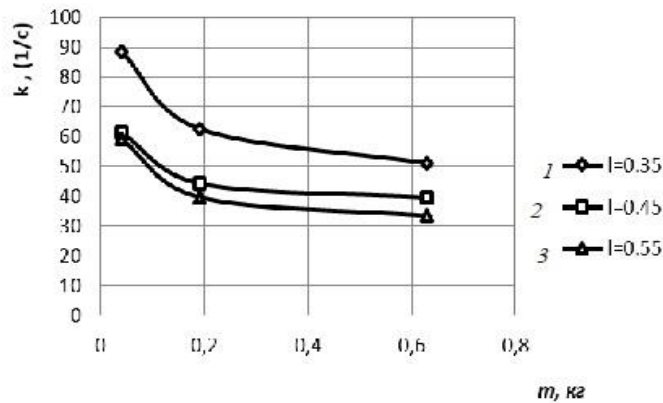


Рисунок 6 – Залежності кругової частоти k , (1/с) розглянутої системи при падінні на балку довжиною $L=0,6$ м породного блоку різної маси m , (кг) на відстані l , (м): 1 – $l=0,35$ м, 2 – $l=0,45$ м, 3 – $l=0,55$ м

Движение системы, при испытании моделей, происходило при относительно малой силе сопротивления, которой соответствовал коэффициент затухания колебаний $\beta < k$.

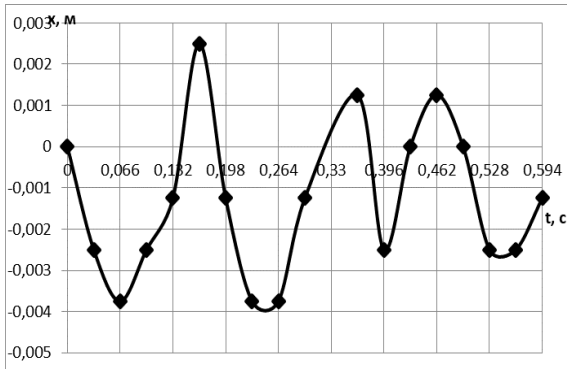
После обработки пиксельных координат точек, с учетом фотографических изображений и координатной сетки, нанесенной на специальном стенде, были построены зависимости, отражающие изменение координаты точки тела x , (м) моделируемой балки для некоторых случаев (рис. 7 а,б,в). При этом учитывалось положение консольной балки в пространстве до и после воздействия внешней силы, когда на консоль одноразово сбрасывали с высоты $H=0,3$ м породный блок массой $m=0,04$ кг и $m=0,63$ кг. Место соударения породного блока с балкой относительно жесткой опоры изменялось и составляло в одном случае $l=0,4$ м и в другом $l=0,5$ м.

Время фиксированных колебаний при проведении экспериментов с помощью цифровой камеры изменялось от $t=0,6$ с при падении породного блока массы $m=0,04$ кг на расстоянии $l=0,4$ м от жесткой опоры, до $t=0,8$ с при увеличении массы до $m=0,63$ кг (рис.7 а,б). В случае, когда расстояние l , (м) увеличивалось до $l=0,5$ м, а масса падающего блока $m=0,63$ кг, время фиксированных колебаний увеличивалось до $t=0,92$ с (рис. 7,в).

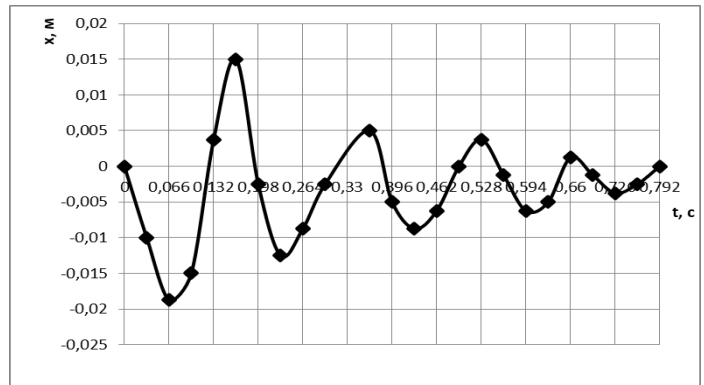
Из приведенных зависимостей (рис. 7 а, б, в) видно, что система, состоящая из консольной балки длиной $L=0,6$ м и пружины жесткостью $C=816,04$ Н/м и возбужденная начальным толчком при падении породного блока массы m , (кг) на балку, а затем представленная самой себе, совершает затухающие колебания с частотой, зависящей от массы системы при постоянной жесткости пружины. Геометрический параметр x_0 , (м) определяет напряженно-деформированное состояние балки. При действии внешней силы, консольная балка, которая опирается на податливую опору – пружину постоянной жесткости, совершает движения, определяемые собственным весом балки и характером действия внешней силы.

В теории колебаний, при анализе собственных колебаний моделируемой системы часто применяют спектральные методы, суть которых заключается в замене исследуемых переменных физических величин, таких как внешняя сила и жесткость, их спектрами. Знание динамической жесткости упругого ос-

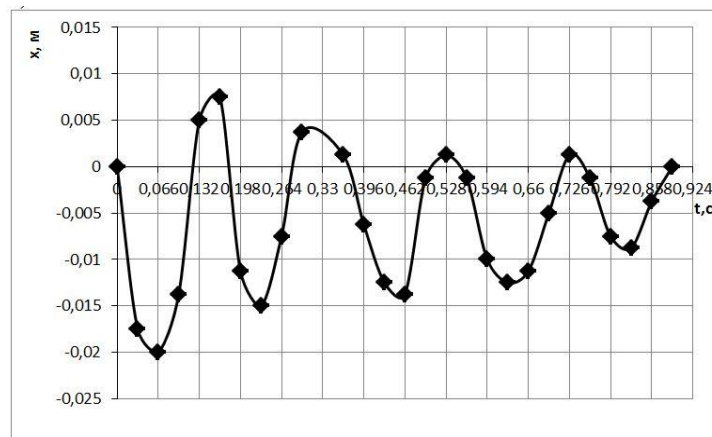
нования позволяет определить плотность амплитудного спектра движений, возникающих в системе после удара. Однако от момента удара зависит не плотность амплитудного спектра, а фазовый спектр [6, 22–25]. При исследовании фазовых соотношений между действием внешней силы и откликом осциллятора, ранее было установлено, что отклик последнего всегда отстает от воздействия [6, 21]. Поэтому, в случае воздействия на балку возмущающей силы, при затухающих колебаниях, когда моделируемая система одновременно совершает два одинаковых по направлению движения, сравниваемые спектры отличаются друг от друга только сдвигом [6].



а)



б)



в)

Рисунок 7 – Изменение координаты точки тела x , (м) консольной балки длиной $L=0,6$ м, которая опирается на пружину постоянной жесткости $C=816,04$ Н/м при падении породного блока массы m , (кг) на различном расстоянии l , (м) от жесткой опоры:

а) $m=0,04$ кг, $l=0,4$ м; б) $m=0,63$ кг, $l=0,4$ м; в) $m=0,63$ кг, $l=0,5$ м

Согласно [16, 17], между существующими характеристиками, описывающими колебательные свойства рассматриваемой системы существует взаимосвязь, которая позволяет определить величину сдвига фазы $\text{tg } \varphi$ при таком взаимодействии по выражению

$$\text{tg } \varphi = \frac{x_0 \cdot k}{v_0} .$$

Действительно, из-за неоднородности материала консольной балки, с учетом величины внешней силы, при постоянной жесткости податливой опоры, деформация будет отставать от перемещения по фазе на величину сдвига фазы $\text{tg } \varphi$, которая зависит от физико-механических свойств пород кровли.

Деформации, вызванные соответствующими перемещениями, достигнут своего наибольшего значения не одновременно с окончанием действия внешней силы, а через величину $\text{tg } \varphi$, одно после другого. Очевидно, именно за счет сдвига фазы по времени совершается работа A , (Дж) по деформированию балки.

Промежуток времени, между окончанием действия внешней силы и деформацией консольной балки, когда последние достигают наибольшего значения, определяется по выражению [7, 26]

$$t_n = \frac{\text{tg } \varphi_0 T}{2\pi} \quad (7)$$

На рис. 8 а,б представлены зависимости, отражающие изменение величины сдвига фазы $\text{tg } \varphi$ и промежутка времени t_n , (с) для консольной балки при падении на нее породного блока массы m , (кг) на различном расстоянии l , (м).

При проведении исследований установлено, что с увеличением массы падающего породного блока m , (кг) и уменьшении расстояния до податливой опоры от места его соударения с балкой, величина сдвига фазы $\text{tg } \varphi$, увеличивается. Минимальные значения угла сдвига фазы, когда $\text{tg } \varphi = 0,042$, отмечены на расстоянии $l=0,3\text{м}$ до жесткой опоры, максимальные – когда $\text{tg } \varphi = 0,12$ при $l=0,55\text{м}$, т.е. ближе к податливой опоре, при массе падающего породного блока $m=0,63\text{кг}$. С уменьшением массы породного блока, значения величины сдвига фазы уменьшается (рис. 8,а).

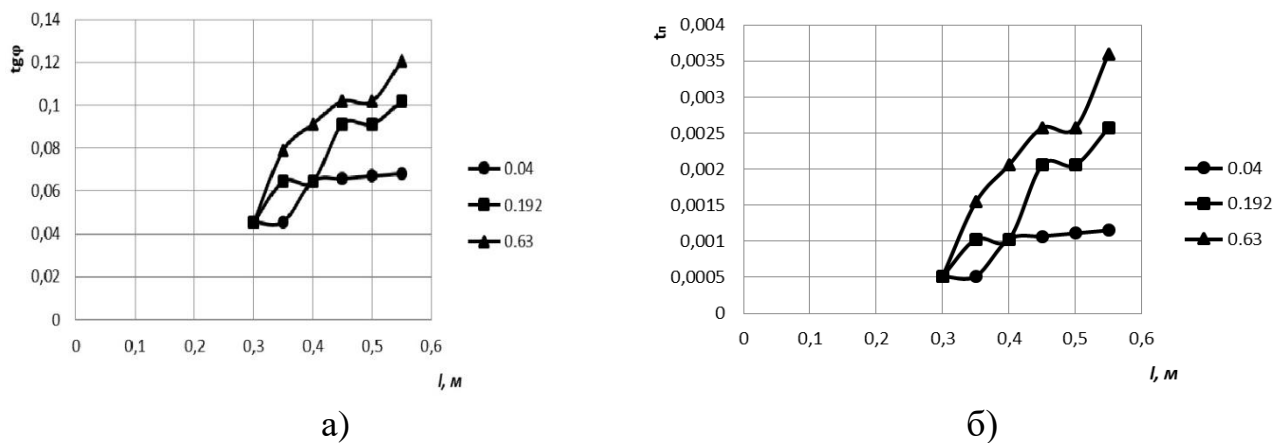


Рисунок 8 – Изменение величины сдвига фазы $\text{tg } \varphi_0$ (а) и промежутка времени t_n , (б) между окончанием действия внешней силы и деформацией консольной балки при падении породного блока массой m , (кг) на различном расстоянии l , (м): 1 – $m=0,04$ кг; 2 – $m=0,192$ кг; 3 – $m=0,63$ кг

Промежуток времени, между окончанием действия внешней силы и деформацией консольной балки, когда величина последней достигает наибольших значений, с увеличением массы падающего породного блока m , (кг) и расстояния l , (м) увеличивается (рис. 8,б). Очевидно, при исследовании фазовых соотношений между внешней силой и откликом осциллятора, когда место соударе-

ния падающего блока с балкой ближе к податливой опоре, отклик податливой опоры всегда будет отставать от воздействия на максимальную величину t_n , (с).

Рассмотрим воздействие внешней силы на нагруженную собственным весом систему. В результате этого, внутренние силы и изгибающие моменты в деформированном состоянии не будут находиться в равновесии с внешними нагрузками.

В рассматриваемой системе, работа силы тяжести и силы упругости пружины постоянной жесткости при перемещении балки после удара из начального положения в конечное, в процессе деформации, определяется по выражению

$$A = -\frac{C}{2} x_0^2 + \frac{m_0 g}{2} x_0 \quad . \quad (8)$$

Считается, что при опускании балки работа сил упругости пружины отрицательная, а работа силы тяжести положительная.

Для того, чтобы оценить мощность силы N , (Вт) за время, в течении которого консольная балка максимально прогибается и деформируется, с момента приложения внешней силы, используем выражение как в

$$N = \frac{A}{t_{уд.} + t_n} \quad , \quad (9)$$

где $t_{уд.} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{x_0}{g}}$, время продолжительности удара, (с), определяется как в [26].

Из анализа зависимостей (8) и (9) видно, что при падении блока массы m , (кг) на податливую опору, когда место соударения приближается к податливой опоре-пружине, работа по перемещению балки A , (Дж) увеличивается. При этом также увеличивается и мощность силы N , (Вт). Очевидно, максимальное количество энергии, затрачиваемой для перемещения и деформирования балки, зависит от массы падающего на балку блока и расстояния от места соударения тел относительно податливой опоры, с учетом ее демпфирующих свойств.

Однако, в рассматриваемых дискретных моделях, используемая пружина обладала постоянной жесткостью, величина которой не зависит от величины нагрузки, в то время как сопротивление реального закладочного массива должно изменяться по мере увеличения или уменьшения величины внешней силы. В связи с этим, на следующем этапе исследований податливую опору, на которую опирается балка, представили в виде разрыхленной горной породы, различного гранулометрического состава.

Для определения гранулометрического состава используемой в моделях разрыхленной горной породы, использовали ситовой метод [18], позволяющий определить содержание фракций диаметром более 0,1мм. Закладочный массив был представлен разрыхленной породой с частицами различных размеров. Гранулометрический состав (%) закладочного материала податливой опоры, представлен в табл. 2.

Податливая опора, состоявшая из разрыхленной горной породы, характеризуется насыпной массой, (кг/м³) и пустотностью M , (%). Эти параметры были определены в соответствии с [18].

Таблица 2 – Гранулометрический состав закладочного материала для податливой опоры

Вариант	Размер частиц, мм				
	4,0	3,0	2,0	1,0	<1,0
Базовый	17%	21%	24%	19%	19%
№1	100%	-	-	-	-
№2	50%	-	-	-	50%
№3	30%	-	30%	-	40%
№4	50%	50%	-	-	-
№5	-	50%	50%	-	-
№6	-	-	40%	40%	20%
№7	-	-	-	-	100%

В табл. 3 представлены экспериментальные данные определения насыпной массы ρ_n , (кг/м³) разрыхленной горной породы, используемой для податливой опоры в моделях. Из полученных данных (табл. 3) видно, что разница между максимальным и минимальным значениями ρ_n , (кг/м³) составляет 16 %.

Таблица 3 – Данные экспериментальных исследований определения насыпной массы ρ_n , (кг/м³) разрыхленной горной породы, используемой для податливой опоры в моделях

Значение	Варианты моделирования							
	Базовый	1	2	3	4	5	6	7
ρ_n , (кг/м ³)	1845	1678	1752	1745	1870	1875	1882	1988

На рис. 9 представлена зависимость, отражающая изменение пустотности M , (%) закладочного материала от величины его насыпной массы ρ_n , (кг/м³).

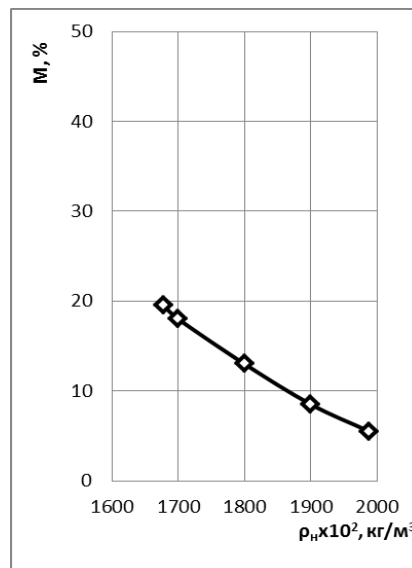


Рисунок 9 – Изменение пустотности закладочного материала M , (%) от величины его насыпной массы ρ_n , (кг/м³)

Из приведенной зависимости видно, что насыпная масса ρ_n , ($\text{кг}/\text{м}^3$) разрыхленной горной породы, увеличивается по мере уменьшения ее пустотности M , (%) (рис. 9). Чем меньше размеры частиц породы и чем больше их в общей массе закладочного материала, тем больше жесткость податливой опоры. Очевидно, увеличение насыпной массы происходит за счет уменьшения доли межзерновых пустот в насыпном объеме закладочного материала, что способствует изменению жесткости податливой опоры. Тем не менее, при проведении экспериментов учитывались результаты проведенных ранее исследований изучения пустотности песка [19]. Тогда было установлено, что пустотность материала, размер зерен которого $d < 0,1 \text{ мм}$, растет за счет тонкого воздушного сольватного слоя, окружающего зерна. Такой подход определил выбор гранулометрического состава закладочного массива для определения его жесткости C , ($\text{Н}/\text{м}$) и диссипативных свойств при испытании моделей (табл. 2).

На рис.10 представлены зависимости, отражающие изменение пустотности закладочного массива M , (%) и величины насыпной массы ρ_n , ($\text{кг}/\text{м}^3$) разрыхленной горной породы от жесткости C , ($\text{Н}/\text{м}$) податливой опоры.

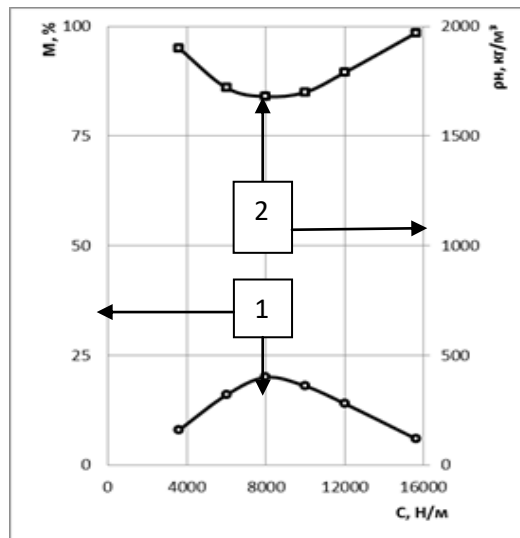


Рисунок 10 – Изменение пустотности закладочного массива M , (%) и величины насыпной массы ρ_n , ($\text{кг}/\text{м}^3$) разрыхленной горной породы от жесткости C , ($\text{Н}/\text{м}$) податливой опоры: 1 – M , %; 2 – ρ_n , ($\text{кг}/\text{м}^3$)

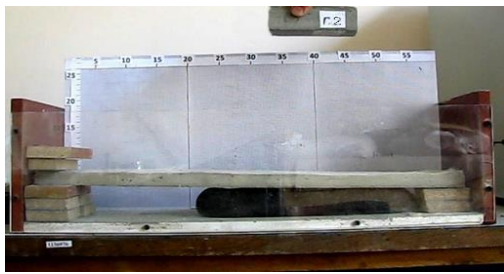
При проведении экспериментальных исследований было установлено, что гранулометрический состав закладочного массива влияет на пустотность M , (%) и жесткость C , ($\text{Н}/\text{м}$) податливой опоры. Так, наличие 100% в закладочном массиве зерен с размерами частиц $d < 1,0 \text{ мм}$, обеспечивает жесткость податливой опоры $C = 15695 \text{ Н}/\text{м}$ при пустотности массива $M = 6 \%$. Величина насыпной массы при этом соответствует $\rho_n = 1988 \text{ кг}/\text{м}^3$ (рис. 10).

Добавка 20 % мелких фракций $d < 1,0 \text{ мм}$ и 40 % фракций $d = 1,0 \text{ мм}$ к 40 % фракций $d = 2,0 \text{ мм}$ обеспечивает минимальную жесткость податливой опоры $C = 3018 \text{ Н}/\text{м}$ при ее пустотности $M = 10 \%$. Наличие в податливой опоре 100 % частиц, размер которых $d = 4,0 \text{ мм}$ обеспечивает ее максимальную пустотность $M = 20 \%$ при жесткости $C = 7818 \text{ Н}/\text{м}$ и насыпной массе $\rho_n = 1678 \text{ кг}/\text{м}^3$ (рис. 10).

Очевидно, это происходит в результате изменения коэффициента внутреннего трения между частицами разрыхленной горной породы в закладочном массиве при различном гранулометрическом составе.

Особенностью ударных нагрузок является то, что при их действии, рассматриваемая система переходит в состояние движения. По этой причине, исследуя ударное воздействие на моделируемую породную балку, толщины которой соответствовала $h=0,02$ м, с высоты $H=0,3$ м на модель одноразово сбрасывали груз массой m , (кг), в результате чего балка перемещалась. Масса падающего груза изменялась и соответствовала $m=0,192$ кг, $m=0,55$ кг, $m=0,63$ кг, $m=0,92$ кг, $m=1,37$ кг.

Следует отметить, что при испытании моделей, в результате увеличения массы m , (кг) падающего груза, материал балки испытывал изгибные деформации, когда $m \leq 0,55$ кг (рис. 11,а) или значительные необратимые деформации и разрушался при $m \geq 0,63$ кг (рис. 11,б). Исходя из этого, научный и практический интерес представляли исследования изгибных колебаний балки массой $m_0=1,37$ кг, когда на нее падал породный блок массой $m=0,55$ кг. При этом фиксировался неупругий удар ($k_0 = 0$), в процессе которого при соударении твердых тел, имели место изгибные деформации без нарушения целостности балки.



а)



б)

Рисунок 11 – Характер взаимодействия, на моделях из эквивалентных материалов, падающего породного блока различной массы m , (кг) с балкой, которая опирается на закладочный массив жесткостью $C=15695$ Н/м;

а) $m=0,55$ кг; б) $m=0,92$ кг

При испытании моделей, экспериментально была установлена величина прогиба балки x_0 , (м), которая опиралась на закладочный массив – податливую опору различной жесткости C , (Н/м). Данные по вариантам моделирования представлены в табл. 4.

С учетом коэффициента восстановления при ударе, когда $k_b=0$, по установленным экспериментальным данным была получена зависимость, отражающая изменение величины смещения балки x_0 , (м) от жесткости C , (Н/м) податливой опоры (рис. 12).

Из приведенной зависимости видно, что при неупругом ударе, с увеличением жесткости закладочного массива с $C=3018$ Н/м до $C=15695$ Н/м, смещения балки уменьшаются в 5,2 раза (рис. 12).

Таблица 4 – Экспериментальные данные, полученные в результате падения груза массой $m=0,55\text{кг}$ на консольную балку при испытании моделей

Установленные параметры	Ед. изм.	Варианты моделирования							
		Базовый	1	2	3	4	5	6	7
Смещение балки при ударе, x_0	м	0,0042	0,0025	0,0037	0,0036	0,005	0,0058	0,0065	0,00125
Жесткость закладочного массива, С	Н/м	4671	7848	5303	5450	3924	3383	3018	15695

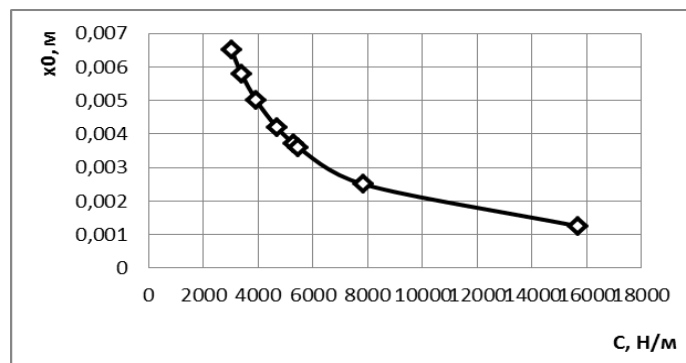
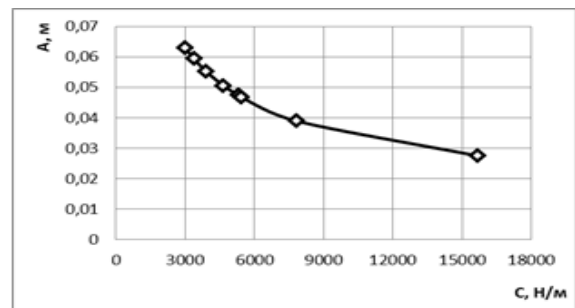
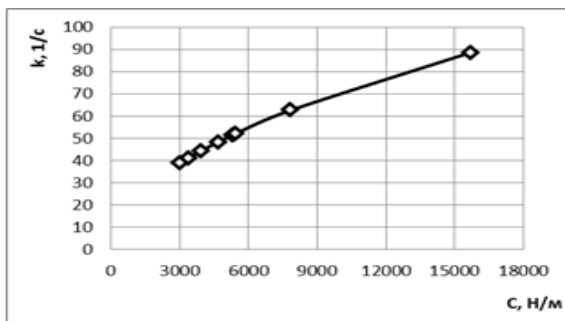


Рисунок 12 – Зависимость величины смещений балки x_0 , (м) опирающейся на закладочный массив различной жесткости C , (Н/м) при падении на нее породного блока массой $m=0,55\text{ кг}$

Установлено, что с увеличением жесткости закладочного массива C , (Н/м), круговая частота колебаний балки k , (1/с) увеличивается (рис. 13,а), а амплитуда колебаний A , (м) – уменьшается (рис. 13,б). В случае уменьшения величины k , (1/с) перемещения защищаемого объекта стали больше, т.е. больше величина прогиба балки x_0 , (м).



а)

б)

Рисунок 13 – Зависимость а) круговой частоты k , (1/с) и б) амплитуды A , (м) колебаний балки от жесткости закладочного массива C , (Н/м)

Физический процесс собственных колебаний системы характеризуется ее добротностью D , величина которой определяется по выражению [6]

$$D = \pi N_e, \quad (10)$$

где N_e - число полных колебаний, совершаемых системой за время релаксации колебаний.

На рис. 14 приведена зависимость отражающая изменение величины добротности системы D от жесткости закладочного массива C , (Н/м), из которой видно, что с увеличением C , (Н/м) в 5,2 раза, величина D увеличивается в 2,5 раза. Чем больше добротность колебательной системы D , тем чувствительнее она к воздействию внешней силы и тем больше вероятность появления бифуркации.

Добротность системы, когда $D \leq 0,5$ соответствует не колебательному движению, а при $D < 100$ система, с точки зрения изучения колебаний, считается неэффективной [6, 7, 24].

Известно [6], что в колеблющихся системах при колебаниях, кроме восстанавливающих сил, проявляются силы трения. Последние, совершают необратимую работу, что приводит к диссипации механической энергии, т.е. способности закладочного массива максимально поглощать энергию деформирования.

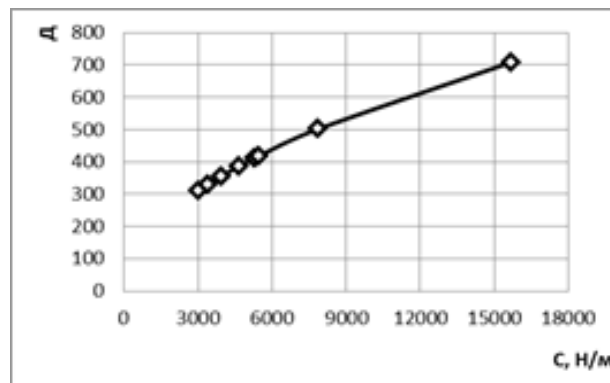


Рисунок 14 – Зависимость добротности D рассматриваемой системы от жесткости закладочного массива C , (Н/м)

В качестве количественного показателя оценки демпфирующей способности рассматриваемой системы, предлагается использовать коэффициент диссипации ψ , который определяется по выражению, как в [8, 22]

$$\psi = \frac{W}{E_p}, \quad (11)$$

где W – рассеянная за цикл колебания энергия, Дж; E_p – потенциальная энергия системы, Дж.

На рис. 15 представлена зависимость, отражающая изменение коэффициента диссипации ψ от жесткости закладочного массива C , (Н/м).

Установлено, что минимальные значения исследуемой нами величины, отмечены при максимальной жесткости C , (Н/м) закладочного массива, (рис. 15),

когда доля межзерновых пустот в насыпном объеме разрыхленного материала минимальная. Очевидно, причиной уменьшения значений коэффициента ψ являются силы, обусловленные внутренним трением в закладочном массиве, когда более мелкая (менее 1,0 мм) и однородная порода, лучше проявляет демпфирующие свойства опоры.

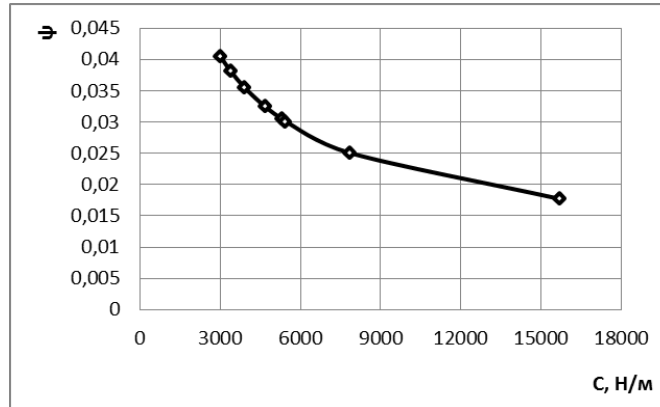


Рисунок 15 – Зависимость коэффициента диссипации ψ от жесткости закладочного массива C , (Н/м)

Демпфирующая способность закладочного массива приводит к ослаблению собственных колебаний системы, т.е. существенному уменьшению амплитуды и, соответственно, сглаживанию напряжений в зоне их концентрации, т.е. в месте соударения породного блока с балкой, но при определенных значениях жесткости C , (Н/м).

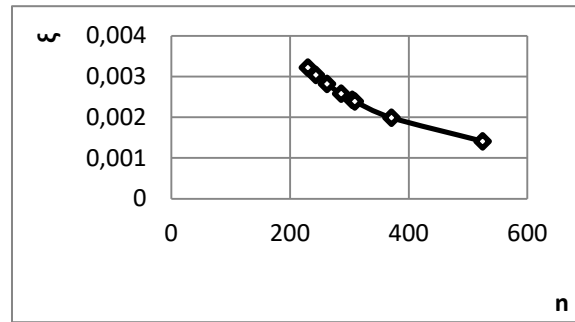
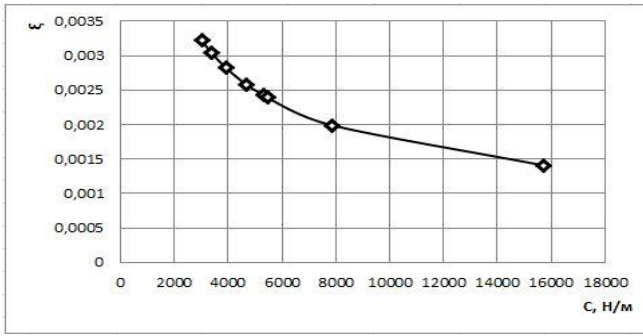
Физической величиной, определяющей характер колебаний при демпфировании, является коэффициент демпфирования, определяемый как в [23, 24]

$$\xi = \frac{r}{2mk}, \quad (12)$$

где r – коэффициент силы сопротивления движения, $r=0,3-0,5$ кг/с; m – масса системы, кг.

На рис. 16 а,б представлены зависимости, отражающие изменение коэффициента демпфирования ξ от жесткости закладочного массива C , (Н/м) и числа фиксированных колебаний n в рассматриваемой системе.

Из рисунка 16,а видно, что с увеличением жесткости опоры C , (Н/м), коэффициент демпфирования ξ уменьшается. Во всех случаях, связанных с изменением жесткости податливой опоры в испытываемых моделях, его значение существенно меньше $\xi < 1$, что свидетельствует о плавном затухании колебаний в рассматриваемой системе. Отмечено так же, что с увеличением жесткости опоры, когда уменьшается коэффициент демпфирования ξ за время существования заметных колебаний $t_k=37,17$ с, их число изменялось от $n=230$ до $n=529$ (рис. 16, б). Очевидно, чем меньше значение коэффициента ξ , тем дольше совершаются колебания рассматриваемой системы.



а)

б)

Рисунок 16 – Зависимость коэффициента демпфирования ξ при различных значениях жесткости закладочного массива C , (Н/м) (а) и числа фиксированных колебаний n (б)

Уравнение движения системы, с учетом затухания колебаний во времени, согласно [6, 25] имеет вид

$$x = Ae^{-\beta t} \quad (13)$$

Графически это выражение можно представить в виде зависимостей, изображенных на рис. 17, с учетом минимальной $C=3018$ Н/м (зависимость 1) и максимальной $C=15695$ Н/м (зависимость 2) жесткости закладочного массива. Во всех рассматриваемых случаях зависимость амплитуды колебаний консольной балки от координаты x , (м) имеет вид убывающей функции.

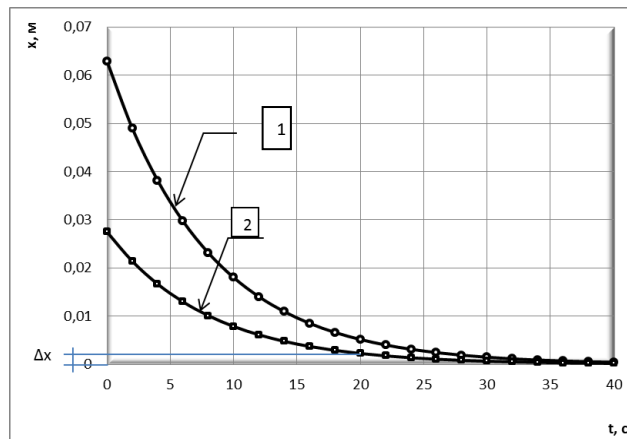


Рисунок 17 – Зависимость координаты точки тела x , (м) консольной балки длиной $L=0,6$ м, опирающуюся на закладочный массив различной жесткости C , (Н/м) при падении породного блока $m=0,55$ кг:
 $\beta=0,12$; 1 – $C=3018$ Н/м; 2 – $C=15695$ Н/м, Δx – размер зоны застоя, м

В случае, когда $x \leq \Delta x$, система попадает в застойную зону, обозначаемую Δx , (м) и движение прекращается. Величина этой зоны представляет отрезок, удаленный от оси Ot на определенную величину Δx , (м), в которой реакция податливой опоры равна максимальной силе сопротивления, и определяется по выражению

$$\Delta x = \frac{f \cdot G}{C}, \quad (14)$$

где f – коэффициент сцепления между частицами.

Из приведенных зависимостей видно, чем больше жесткость закладочного массива, тем меньше размеры зоны застоя Δx , (м), а значит больше число фиксированных колебаний в системе.

Таким образом, для анализа напряженно-деформированного состояния боковых пород, с учетом влияния изгибных деформаций на состояние кровли разрабатываемого угольного пласта с закладкой выработанного пространства, при внезапных обрушениях расслоившейся толщи, породы кровли можно считать консольной балкой, а закладочный массив – податливой опорой.

В результате действия, в таких условиях, на породы кровли внешней силы, при пустотности закладочного массива $M \leq 20$ %, когда обеспечивается его минимальная жесткость, амплитуда колебаний рассматриваемой системы становится максимальной. Деформации, вызванные соответствующими перемещениями, достигают своего наибольшего значения не одновременно с окончанием действия внешней силы, обеспечивающей максимальный прогиб консоли, а через некоторый промежуток времени, одно после другого.

При увеличении жесткости закладочного массива в 5 раз, когда его пустотность уменьшается, а насыпная плотность увеличивается, рассматриваемая система максимально поглощает энергию деформирования. Жесткое основание, насыпная масса которого увеличивается, а пустотность соответствует $M \leq 6$ %, ухудшает условия работы рассматриваемой системы. В таких условиях увеличивается ее добротность, число фиксированных колебаний и уменьшается промежуток времени между моментом приложения внешней силы и достижением максимального прогиба кровли, а сама система становится более чувствительной к воздействию внешней силы и разрушению.

В результате выполненных исследований установлено, что максимальное количество энергии, затрачиваемой для деформации балки, зависит от массы падающего на балку породного блока, параметров породной консоли и гранулометрического состава податливой опоры, на которую опирается балка, с учетом демпфирующих свойств закладочного массива. Коэффициент демпфирования при этом характеризует темп относительного затухания колебаний в единицу времени и зависит от амплитуды колебаний.

Для нормального функционирования рассматриваемой системы необходимо, чтобы закладочный массив состоял из неоднородных по размеру частиц разрыхленной горной породы или имел пустотность $M=(9-20)\%$ при уменьшении насыпной плотности. При соблюдении этих условий обеспечивается целостность боковых пород в углепородном массиве, вмещающем выработки, при действии на них ударных нагрузок.

ВЫВОДЫ. При способе управления горным давлением в очистном забое закладкой выработанного пространства, обеспечивается устойчивое состояние боковых пород в углепородном массиве, вмещающем выработки за счет демпфирующей способности податливой опоры, поддерживающей породы кровли позади очистного забоя. Для нейтрализации ударных нагрузок, имеющих место при

внезапных обрушениях расслоившейся толщи, к закладочному массиву предъявляются определенные требования, среди которых величина его усадки. Гранулометрический состав закладочного массива, его насыпная плотность, определяют диссипативные свойства податливой опоры.

ЛИТЕРАТУРА

1. Снижение травматизма от проявления горного давления. В.И. Николин, С.В. Подкопаев, А.В. Агафонов, Н.В. Малеев. Донецк, 2005. 232 с.
2. Сдвигение и разрушение горных пород. С.Д. Викторов, М.А. Иофис, С.А. Гончаров. Москва, 2005. 277 с.
3. Шашенко А.Н., Пустовойтенко В.П., Сдвижикова Е.А. Геомеханика. Київ, Науковий друк, 2016. 528 с. ISBN 978-617-635-088-0.
4. Радченко В.В., Медведев Э.Н., Кузьменко Н.С. Предотвращение травматизма от обвалов и обрушений на угольных шахтах. Киев, 2010. 372 с.
5. Лапшин В.В., Юдин Е.А. Нелинейная упругопластичная модель коллинеарного удара. Вестник МГТУ им. Н.Э. Баумана. Серия Естественные науки. 2016. № 1. С. 90–99.
6. Стрелков С.П. Введение в теорию колебаний. СПб, 2005. 440 с.
7. Baddour N. Recent Advances in Vibration Analysis. Rijeka, Croatia, 2011. 236 p.
8. Шакирзянов Р.А., Шакирзянов Ф.Р. Динамика и устойчивость сооружений. Казань, 2005. 120 с.
9. Борщ-Компониец В.И. Практическая механика горных пород. М. Изд-во «Горная книга», 2013. 322 с. ISBN 978-5-98672.
10. Икрин В.А. Сопротивление материалов с элементами теории упругости и пластичности. М., Изд. АСВ, 2004. 424 с. ISBN 5-94052-041-3.
11. ДСТУ EN196-1:2007 Національний стандарт України. Методи випробування цементу. Частина 1. Визначення міцності (EN 196-1:2005, IDT). Київ, Мінбуд України, 2007. 30 с.
12. Каркашадзе Г.Г. Механическое разрушение горных пород. М. Изд-во МГГУ, 2004. 222 с. ISBN 5-7418-0301-6.
13. Яблонский С.А., Норейко С.С. Курс теории колебаний. М.: Изд-во ВНУ, 2007. 336 с. ISBN: 978-5-94157-989-1
14. Якоби О. Практика управления горным давлением. М.: Недра, 1987. 566 с.
15. Бриджмен П.В. Анализ размерностей. Ижевск: НИЦ «Регулярная и хаотическая динамика», 2001. 148 с.
16. Водопьянов В.И., Белов А.А. Исследование демпфирующих свойств материалов. Волгоград, ВолгГТУ, 2001. 12 с.
17. Гусев А.Ф., Новоселова М.В. Прикладная теория колебаний. Тверской госуд. ун-т, 2017. 160 с. ISBN 978-5-7995-0908-8.
18. Механіка гірських порід. Під заг.ред. СС.Гребьонкіна, М.М. Гавриша. – Донецьк: ДонНТУ, 2004. 169 с. ISBN966-7559-92-0, ISBN 966-7559-93-9.
19. Коробкин В.И., Передельский Л.В. Инженерная геология и охрана природной среды. Ростов-на-Дону: Изд-во Рост. Ун-та, 2013. 348 с. ISBN978-5-7507-0533-7.

20. Фотограмметрия. А.И. Обиралов, А.Н. Лимонов, Н.А. Гаврилова. М.: Колос С, 2004. 240 с.
21. Advances in Vibration Analisic Research. In Tech. F. Ebrahimi. 2011. 456 p. ISBN 9789533072098.
22. Определение оптимальных параметров демпфирования в системах сейсмоизоляции. Н.В. Ковалева, Ю.Л. Рутман, Г.В. Давыдова. Инженерно-строительный Журнал. Magazine of Civil Engineering, № 5. 2013. С. 107–115.
23. Зотеев В.Е. Параметрическая идентификация диссипативных механических систем на основе разностных уравнений. М.: Машиностроение, 2009. 344 с. ISBN978-5-94275-450-1.
24. Bottega W.J. Engineering Vibrations. CRC Press, Taylor&Francis Group, 2006. 727 p. ISBN0849334209.
25. Pippard A.B. The Physics of Vibration. Cambridge University Press, 2007. 656 p. ISBN: 0521033330.
26. Кильчевский Н.А. Динамическое контактное сжатие твердых тел. Удар. К.: Наукова думка, 1976. 311 с.

ON THE INFLUENCE OF BENDING DEFORMATIONS ON THE CONDITION OF THE ROOF OF A COAL PLAST WITH EXTREMELY BREAKS OF BROWN THICKNESS

S. Podkopaev, E. Konopelko, I. Iordanov, D. Chepiga, Y. Simonova.

State Higher Educational Institution "Donetsk National Technical University" sq. Shibankova, 2, Pokrovsk, Donetsk region, 85300, Ukraine.

E-mail: yuliia.simonova@donntu.edu.ua

P. Bugun.

ComfortBud LLC,
vul. Melnikova, 83D, Kiev, 04119, Ukraine.

E-mail: bugunpavel@gmail.com

Purpose. It has been experimentally established that the damping capacity of the filling massif, which is a compliant base for the roof of the coal seam in its development, has a significant effect on the behavior of the lateral rocks in the vicinity of the mine workings during sudden collapse of the stratified strata or plantings of the main roof. **Methodology.** Experimental studies of its bending deformations on models of equivalent materials were carried out. **Findings.** In the method of controlling the mining pressure in the bottomhole of the worked-out space, a stable condition of the side rocks in the coal-bearing rock mass is accommodated, containing the workings due to the damping ability of the compliant support supporting the roof rocks behind the face. **Results.** As a result of the action on the roof of the external force, with the voiding of the filling massif $M \leq 20\%$, when its minimum rigidity is ensured, the amplitude of the oscillations of the system under consideration becomes maximum. It is proved that when the stiffness of the filling massif is increased 5 times, when its cavitation decreases, and the bulk density increases, the system under consideration absorbs the deformation energy as much as possible. **Originality.** Under such conditions, its Q-factor, the number of fixed oscillations, and the time interval between the application of the external force and the maximum deflection of the roof are increased, and the

system becomes more sensitive to such force and destruction. **Practical value.** The damping coefficient in this case characterizes the rate of relative damping of the oscillations per unit time and depends on the amplitude of the oscillations. A more rigid base of the backfill array, whose cavitation $M \leq 6\%$, worsens the stability of the system under consideration, and for its normal functioning it is necessary that the packing array consist of uneven particle-sized loosened rock or has a cavitation $M = (9-20)\%$ with decreasing bulk density. **Conclusions.** To neutralize the shock loads that occur during sudden collapse of the stratified strata, certain requirements are imposed on the filling massif, among which the size of its shrinkage.

Key words: shock absorption; caving; cavitation; filling mass; foil bearing.

REFERENCES

1. Nikolin, V.I., Podkopayev, S.V., Agafonov, A.V., Maleyev, N.V. (2005) *Snizheniye travmatizma ot proyavleniya gornogo davleniya* [Reducing traumatism from the manifestation of rock pressure], Donetsk: Nord-Press.
2. Viktorov, S.D., Iofis, M.A., Goncharov, S.A. (2005) *Sdvizheniye i razrusheniye gornykh porod* [Shift and destruction of rocks] Nauka, Moscow.
3. Shashenko, A.N., Pustovoytenko, V.P., Sdvizhikova, Y.A. (2016) *Geomekhanika*, Noviy druk, ISBN978-617-635-088-0.
4. Radchenko, V., Medvedev, E., Kuz'menko, N. (2010) *Predotvrashcheniye travmatizma ot obvalov i obrusheniy na ugol'nykh shakhtakh* [Prevention of injuries from collapses and collapses in coal mines] Kiev. 372 p.
5. Lapshin, V.V., Yudin, Y.A. (2016) *Nelineynaya uprugoplastichnaya model' kollinearnogo udara* [Nonlinear elastoplastic model of the collinear impact] Vestnik MGTU im. N.E. Bauman. Seriya Yestestvennyye nauki. doi:10.18698/1812-3368-2016-1-90-99.
6. Strelkov, S.P. (2005) *Vvedeniye v teoriyu kolebaniy* [Introduction to the theory of oscillations] Izd-vo «Lan'», 440 p. ISBN5-8114-0614-2.
7. Baddour, N. (2011) *Recent Advances in Vibration Analysis*. [Recent advances in vibration Analysis] In Tech., Rijeka, Croatia.
8. Shakirzyanov, R.A. Shakirzyanov, F.R. (2005) *Dinamika i ustoychivost' sooruzheniy* [Dynamics and stability of structures] Kazan': Izd-vo Kazans. gos. arkhitekt. un-ta.
9. Borshch-Komponiyets, V. (2013) *Prakticheskaya mekhanika gornykh porod* [Practical mechanics of rock formations] M. Izd-vo «Gornaya kniga». 322 p. ISBN 978-5-98672.
10. Ikrin, V. (2004) *Soprotivleniye materialov s elementami teorii uprugosti i plastichnosti* [Resistance of materials with elements of the theory of elasticity and plasticity] M., Izd. ASV. 424 p. ISBN 5-94052-041-3.
11. *Natsional'niy standart Ukraïni. Metodi viprobuvannya tsementu. Chastina 1. Vznachennya mitsnosti* [National standard of Ukraine. Methods of test of cement. Part 1. Determination of strength] (2007) (EN 196-1:2005, IDT) DSTU EN196-1:2007 Kyiv, Ministry of Internal Affairs of Ukraine.
12. Karkashadze, G. (2004) *Mekhanicheskoye razrusheniye gornykh porod* [Mechanical destruction of rocks] M. Izd-vo MGGU, 2004. 222s. ISBN 5-7418-0301-6.

13. Yablonskiy, S.A., Noreyko, S.S. (2007) *Kurs teorii kolebaniy* [Course of the theory of oscillations] Izd-vo BHV, Moscow, ISBN: 978-5-94157-989-1.
14. Yakobi, O. (1987) *Praktika upravleniya gornym davleniyem* [Practice of mining pressure control], Nedra, Moscow.
15. Bridzhmen, P.V. (2001) *Analiz razmernostey* [Analysis of dimensions], Izhevsk: NITS «Regulyarnaya i khaoticheskaya dinamika.
16. Vodop'yanov, V.I., Belov, A.A. (2001) *Issledovaniye dempфирuyushchikh svoystv materialov* [Investigation of the damping properties of materials], Volgograd, VolgGTU.
17. Gusev, A.F., Novoselova, M.V. (2017) *Prikladnaya teoriya kolebaniy* [Applied theory of oscillations], Tverskoy gos-ud. un-t, ISBN 978-5-7995-0908-8.
18. Greb'onkina, S.S., Gavrisha, M.M. (2004) *Mekhanika girs'kikh porid* [Mechanics of rocks], Donetsk: DonNTU, ISBN966-7559-92-0, ISBN 966-7559-93-9.
19. Korobkin, V.I., Peredel'skiy, L.V. (2013) *Inzhenernaya geologiya i okhrana prirodnoy sredy* [Engineering Geology and Protection of the Environment], Rostov-na – Donu: Izd-vo Rost. Un-ta, ISBN978- 5-7507- 0533-7.
20. Obiralov, A.I., Limonov, A.N., Gavrilova, N.A. (2004) *Fotogrammetriya* [Photogrammetry], Kolos, Moscow.
21. Ebrahimi, F. Advances in Vibration Analisic Research. In Tech. 2011. 456 p. ISBN 9789533072098.
22. Kovaleva, N.V., Rutman, Y.L., Davydova, G.V. (2013) *Opredeleniye optimal'nykh paramterov dempфирvoaniya v sistemakh seysmoizolyatsii* [Determination of optimal damping parameters in seismic isolation systems], Inzhenerno-stroitel'nyy Zhurnal. Magazine of Civil Engineering.
23. Zoteyev, V.Y. (2009) *Parametricheskaya identifikatsiya dissipativnykh mekhanicheskikh sistem na osnove raznostnykh uravneniy* [Parametric identification of dissipative mechanical systems based on difference equations], Mashinostroyeniye, Moscow, ISBN978-5-94275-450-1.
24. Bottega, W.J. Engineering Vibrations. CRC Press, Taylor&Francis Group, 2006. – 727 p. ISBN0849334209.
25. Pippard, A.B. The Physics of Vibration. – Cambridge University Press, 2007. – 656 p. ISBN: 0521033330.
26. Kil'chevskiy, N.A. (1976) *Dinamicheskoye kontaktnoye szhatiye tverdykh tel. Udar.* [Dynamic contact compression of solids. Strike.], Naukova dumka. 311 p.

Стаття надійшла 24.05.2018.