Записки Ленинградского орденов Ленина и Трудового Красного Знамени горного института им. Г. В. Плеханова, т. XLIX, вып. 1, 1964 г.

ИССЛЕДОВАНИЕ НА МОДЕЛЯХ ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ МЕЖДУКАМЕРНЫХ БЕТОННЫХ ОПОР

Ю. И. Паненков

При подземной разработке месторождений цветных металлов довольно часто рудные междукамерные целики заменяют искусственными обычно бетонными «целиками»-опорами, чтобы добиться наиболее полного извлечения богатых руд, получить возможность применения высокопроизводительных способов отбойки руды как в камерах, так и при отработке целиков.

С точки зрения снижения себестоимости руды толщина опор и прочность бетона должна быть возможно меньшими. Вместе с тем бетонные опоры должны быть достаточно прочными и устойчивыми до окончания работ по выемке руды, а иногда и на более длительный срок. Поэтому выбор оптимальных размеров бетонных опор весьма важен и ответственен. Однако определившейся методики расчета параметров бетонных опор пока нет. Их размеры и марки прочности бетона определяют обычно, исходя из данных практики.

Кафедрой разработки рудных месторождений Ленинградского горного института был предложен метод расчетного выбора параметров разработки с бетонными опорами и закладкой под действующим карьером Алтын-Топканского рудника. Рассчитанные параметры приняты в проекте опытных работ, осуществленном на практике.

Разработку с применением бетонных опор и закладкой ведут на участке ограниченной длины (72 *м*), защищенном рудным массивом. В таких условиях, как показывает практика (рудники Оутукумпу, Квемонт), бетонные опоры воспринимают лишь небольшую часть нагрузки от вмещающих пород и при расчете на сжатие можно принять достаточно тонкие бетонные опоры и средние марки прочности бетона. Однако при разработке мощных круто падающих месторождений междукамерная бетонная опора должна противостоять значительным боковым нагрузкам, возникающим от веса магазинированной руды, веса закладочного материала, от взрывных работ. Ширина опоры и марка прочности бетона, выбранные из условий сжатия, могут не обеспечить безопасного ведения работ.

Рассмотрим случай разработки системой с магазинированием руды при наличии бетонных опор. Здесь наиболее опасен период, когда по одну сторону бетонной опоры камера пустая, а камера с другой стороны опоры заполнена рудой. Несущая способность и характер разрушения бетонных опор при односторонней нагрузке исследовались на моделях в условиях недостаточного сцепления бетона с породами в торцах камеры. Кроме того, выявлялось влияние угла падения рудного тела на несущую способность бетонных стенок при боковых нагрузках.

Цель исследований заключалась в проверке приемлемости расчетов, известных в теории сооружений, а также в уточнении методики

производственных исследований. Натурные условия (рис. 1), выбранные для моделирования, следующие: ширина опоры $b = 8$ *м*; высота опоры (полезная высота камеры) $h = 55$ *м*; длина (горизонтальная мощность рудного тела) $m = 30$ *м*; ширина вторичных камер (между бетонными опорами) B от 8 до 30 *м*; угол падения α, равный 90, 80 и 70°.

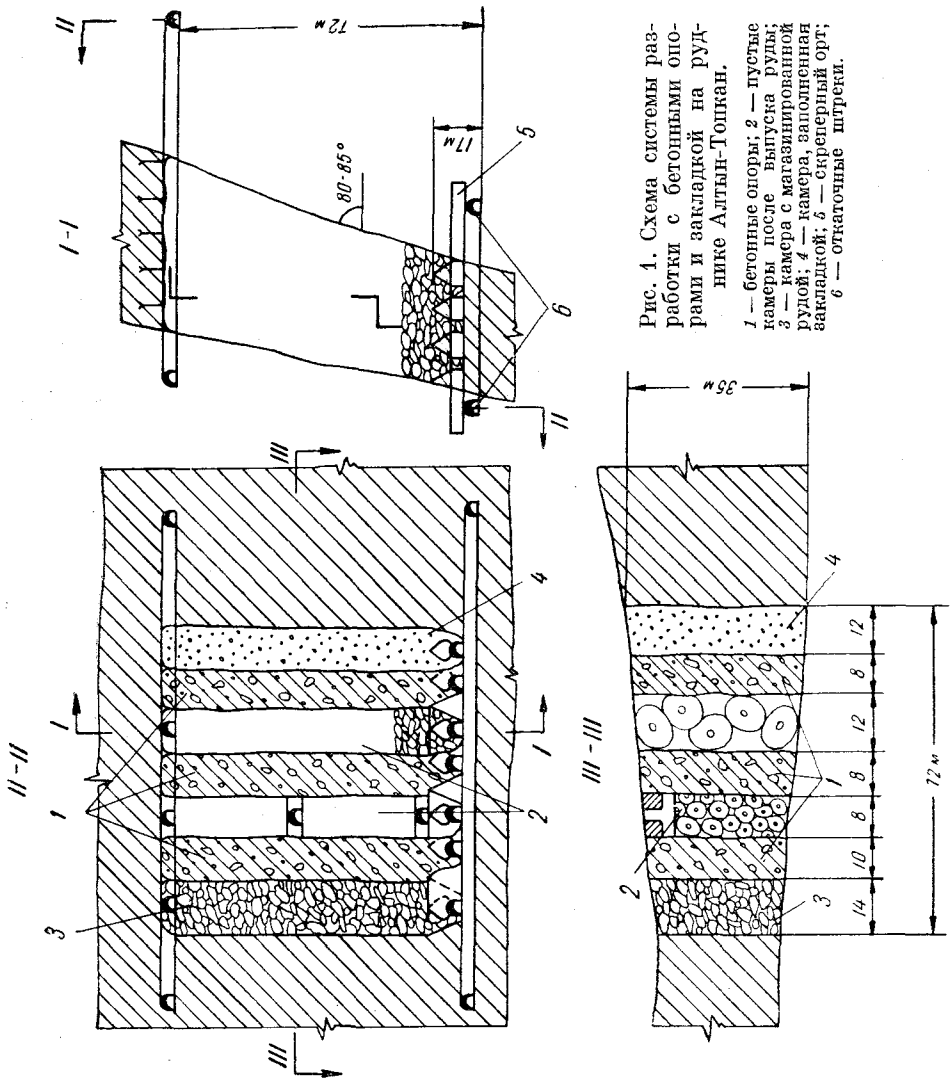


Рис. 1. Схема системы разработки с бетонными опорами и закладкой на руднике Алтын-Топкан.

1 — бетонные опоры; *2* — пустые камеры после выпуска руды; *3* — камера с магазинированной рудой; *4* — камера, заполненная закладкой; *5* — скреперный орт; *6* — откаточные штреки.

Модели готовились из натурных материалов: бетонная опора — из бетона, а нагрузка имитировалась песком [1] или дробленой рудой. В таких моделях распределение давления по высоте стенки аналогично натуре ввиду автомодельности процесса. Чтобы сохранить соотношение между действующей нагрузкой и несущей способностью бетонной опоры, прочность бетона в модели определялась из условия

$$R_{сж_м} = \frac{l_м}{L_н} \cdot \frac{\gamma_м}{\gamma_н} R_{сж_н},$$

где $R_{сж_м}$ и $R_{сж_н}$ — предел прочности на сжатие соответственно материала модели и материала натуры;

[1] Объемный вес песка 1,6 *т/м*³.

$\frac{l}{L}$ — отношение линейных размеров модели и натуры;

$\frac{\gamma_м}{\gamma_н}$ — отношение объемных весов материала модели и натуры.

Для исследований был изготовлен стенд (рис. 2). Его стенкам можно было придавать любой угол наклона к основанию. Расстояние между стенками по горизонтали было постоянным и соответствовало горизон-

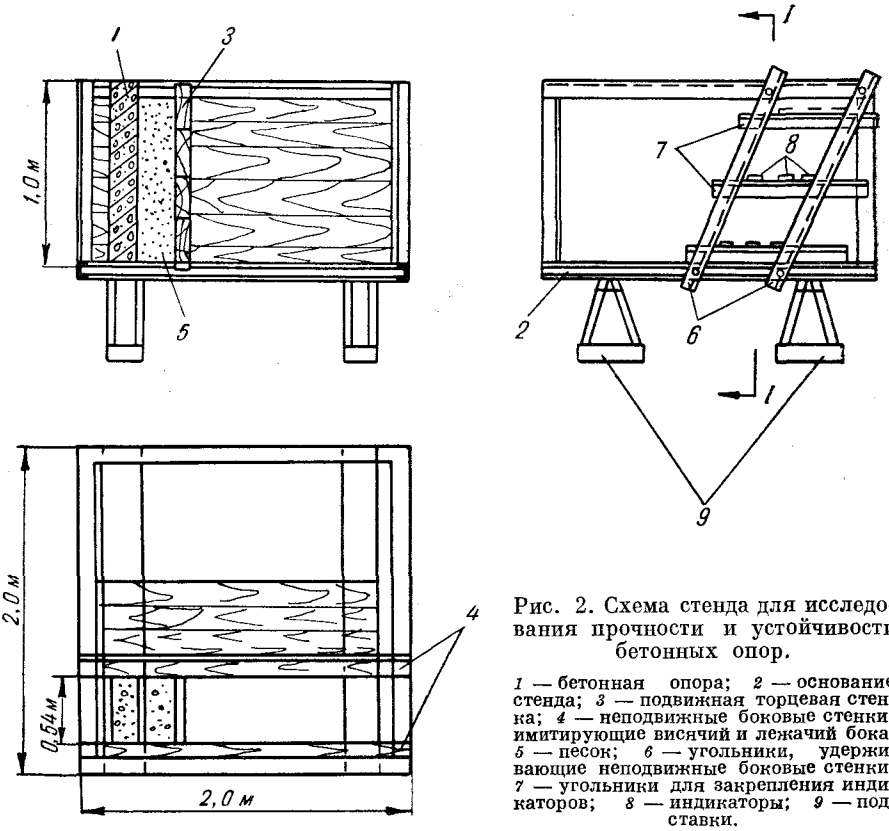


Рис. 2. Схема стенда для исследования прочности и устойчивости бетонных опор.

1 — бетонная опора; *2* — основание стенда; *3* — подвижная торцевая стенка; *4* — неподвижные боковые стенки, имитирующие висячий и лежачий бока; *5* — песок; *6* — угольники, удерживающие неподвижные боковые стенки; *7* — угольники для закрепления индикаторов; *8* — индикаторы; *9* — подставки.

тальной мощности рудного тела 30 *м*. Передняя торцевая стенка представляла собой бетонную опору. Задняя стенка могла перемещаться, что позволяло имитировать камеры различной ширины.

Бетонные опоры изготовлялись из цементно-песчаного раствора (мелкозернистый бетон) состава 1 : 10 по объему при водоцементном отношении 2 : 3. Расход материалов (цемент, песок, вода) определялся пробными замесами. Прочность контролировалась раздавливанием 12 образцов размером 7,05 × 7,05 × 7,05 *см*, которые изготовлялись одновременно с опорой. На третьи сутки устанавливалась прочность материала. Если он оказывался недостаточно прочным, опыты откладывались на два-три дня, затем снова испытывалась прочность еще трех образцов.

Исследование устойчивости бетонной стенки начиналось с получения материалом необходимой прочности. После этого для контроля испытывали еще три образца, выпиленные из опоры. Порядок исследования следующий: а) опору освобождали от опалубки, и подвижную стенку ящика устанавливали в начальное положение (см. рис. 2), образуя камеру шириной, равной ширине опоры; б) у свободной стороны опоры устанавливали индикаторные головки; в) фиксировали начальные значения прогибов по шкале индикаторных головок; г) камеру загружали сыпучим

материалом и через 10 мин. снимали значения прогибов; д) подвижную стенку медленно отодвигали на 2 *см*, записывали новые значения прогибов; е) модель загружали на полную высоту и через 10 мин. фиксировали полученные прогибы.

Камеру расширяли до полного разрушения опоры или прекращали опыты, исчерпав длину ящика. Результаты опытов сведены в таблицу.

В опытах 2 и 4 бетонные опоры разрушились от потери устойчивости на опрокидывание и сдвиг (оседание). В опытах 1, 3 и 6 максимальные прогибы зафиксированы по вертикальной линии *2*, *5*, *8* (рис. 3), а по гори-

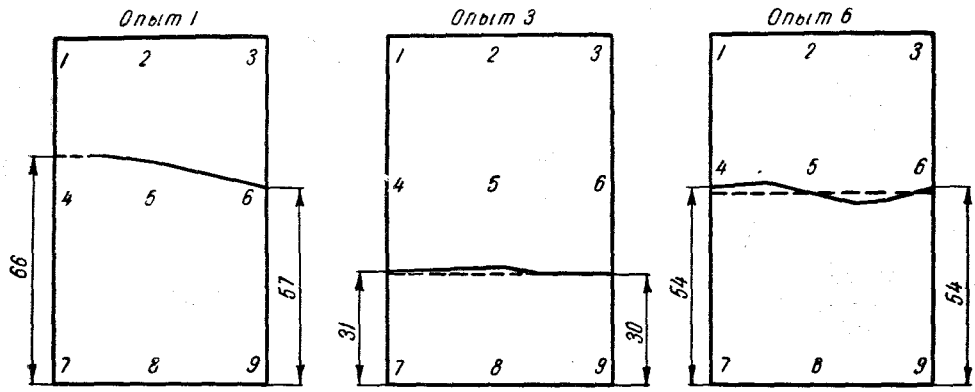


Рис. 3. Положение трещин в опытах при угле падения $\alpha = 90°$; $h = 100$ *см*; $m = 60$ *см*; $b = 12$ *см*; *1—9* номера индикаторов.

Опыт	$\gamma_м$, *г/см*³	$R_{сж_м}$, *кг/см*²	*в*:*В* при	
			прочном состоянии	появление трещин
1	1,1	0,18	12:32	12:50
3	1,74	0,28	14:42	12:48
6	1,7	0,21	12:24	12:36

зонтали — по линии *4*, *5*, *6*. Разрушение опоры начиналось с появления поперечной трещины в средней трети опоры по высоте при соотношении ширины опоры к ширине камеры 1 : 3—1 : 4.

Опытом 5 выяснялось изменение прогибов, прочности и устойчивости при выпуске сыпучего материала из камеры через выпускные отверстия в днище. Максимальные прогибы, как и в других опытах, зафиксированы по линиям *2*, *5*, *8* и *4*, *5*, *6*. При полном выпуске сыпучего из камеры прогибы уменьшались, но не исчезали полностью.

В опытах *7—10* исследовались бетонные опоры при наклоненных боковых стенках (рис. 4). Характер разрушения тот же (рис. 5), что при $\alpha = 90°$, однако трещина появлялась при бóльшем соотношении ширины опоры к ширине камеры (1 : 3,5—1 : 4 при $\alpha = 80°$ и 1 : 5—1 : 5,5 при $\alpha = 70°$).

После появления трещины испытания обычно продолжались до полного разрушения стенки. Причем непосредственной причиной полного разрушения опоры была потеря устойчивости на опрокидывание или сдвиг образовавшихся частей стенки. Нагрузка, которую выдерживает опора после появления трещины, иногда в 2—3 раза превышала нагрузку трещинообразования. Установлено, что при действии нагрузки (ударная воздушная волна) характер разрушения опоры сохранился (опыты *11* и *12*).

Таблица

Результаты опытов по одностороннему загружению сыпучим материалом опор-стенок

Номер опыта	Ширина опоры, *см*	Ширина камеры при появлении трещины, *см*	Полные прогибы в момент образования трещины по индикаторам, *мм*									Ширина камеры в момент разрушения опоры, *см*	Причины полного разрушения опоры
			1	2	3	4	5	6	7	8	9		
Прямоугольная опора-станка, $\alpha = 90°$													
1	12	50	10^{-3}	15^{-3}	8^{-3}	8^{-3}	13^{-2}	8^{-3}	10^{-3}	11^{-3}	9^{-3}	Не доведена до разрушения	
2	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8	Оседание с образованием площадок среза по граням и в основании стенки
3	12	42	6^{-2}	3^{-2}	4^{-2}	8^{-2}	10^{-2}	7^{-2}	10^{-2}	8^{-2}	7^{-2}	75	Опрокидывание нижних блоков стенки и оседание верхних
4	12		1	1,1	1	1,1	2,1	1,2	2^{-3}	3^{-3}	1^{-3}	24	Сдвиг в основании и оседание стенки
5	12	54	$3{,}5^{-2}$	$2{,}5^{-2}$	5^{-2}	33^{-2}	57^{-2}	50^{-2}	23^{-2}	31^{-2}	26^{-2}	Не доведена до разрушения	
6 *	16	40	2^{-2}	$3{,}5^{-2}$	$2{,}5^{-2}$	$3{,}5^{-2}$	$9{,}5^{-2}$	12^{-2}	$3{,}5^{-2}$	$3{,}5^{-2}$	$3{,}5^{-2}$	50	Сдвиг верхней части, опрокидывание и сдвиг частей стенки
11 **	12	12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	12	
12 **	12	24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	24	То же
Косоугольная опора-стенка, $\alpha = 80°$													
7	12	30	1^{-2}	0	12^{-2}	20^{-2}	10^{-2}	11^{-2}	34^{-2}	27^{-2}	20^{-2}	42	Сдвиг и оседание нижней части стенки
8	12	56	$4{,}3^{-2}$	$3{,}7^{-2}$	$1{,}7^{-2}$	6^{-2}	11^{-2}	7^{-2}	5^{-2}	8^{-2}	$5{,}2^{-2}$	Не доведена до разрушения	
$\alpha = 70°$													
9	12	62	2^{-2}	1^{-2}	5^{-2}	$5{,}5^{-2}$	2^{-2}	$1{,}5^{-2}$	$1{,}8^{-2}$	$1{,}6^{-2}$	1^{-2}	То же	
10 ***	12	60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	»	

* Нагрузка дробленой породой, $\gamma_м = 1{,}7$ *г/м*³.
** Нагрузка взрывная. Два капсюля-детонатора в центре камеры — на высоте 50 *см*, $R_{сж} = 0{,}02$ *кг/см*².
*** Трещина появилась при взрыве капсюля-детонатора, помещенного в породу, которой загружалась камера.

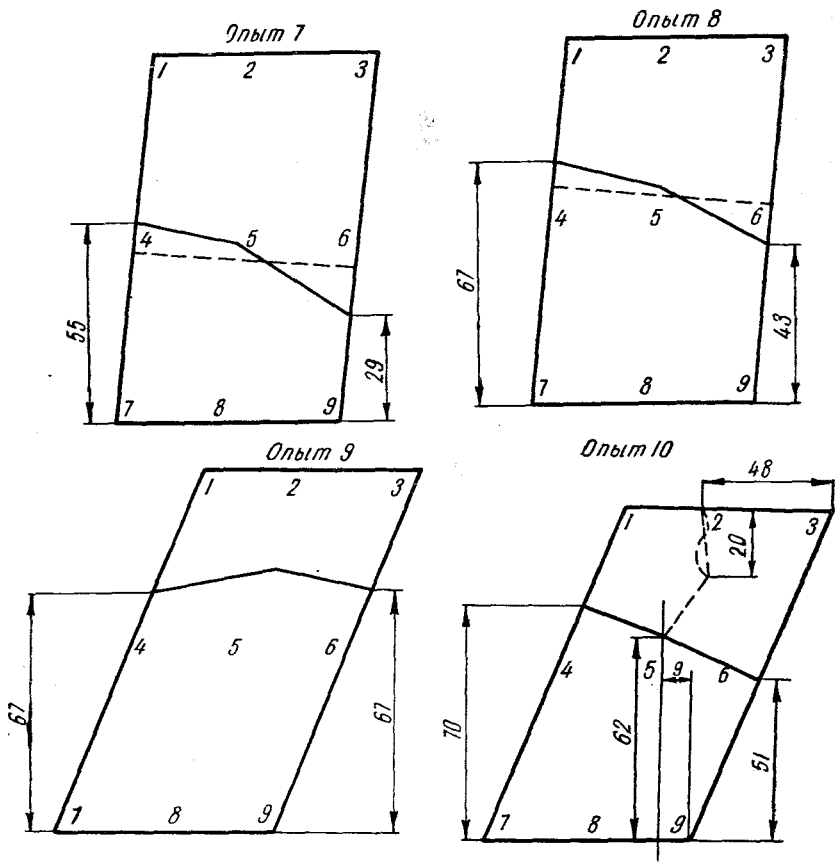


Рис. 4. Размещение индикаторов и положение трещин при $h = 100$ *см*; $m = 60$ *см*; $b = 12$ *см*.

Опыт	$\gamma_м$, *г/см*³	$R_{сж_м}$, *кг/см*²	b:B при		α°
			прочном состоянии	появлении трещин	
7	1,7	0,18	12:36	12:42	80
8	1,71	0,2	12:36	12:48	80
9	1,7	0,2	12:48	12:60	70
10	1,6	0,2	12:60	12:60	70

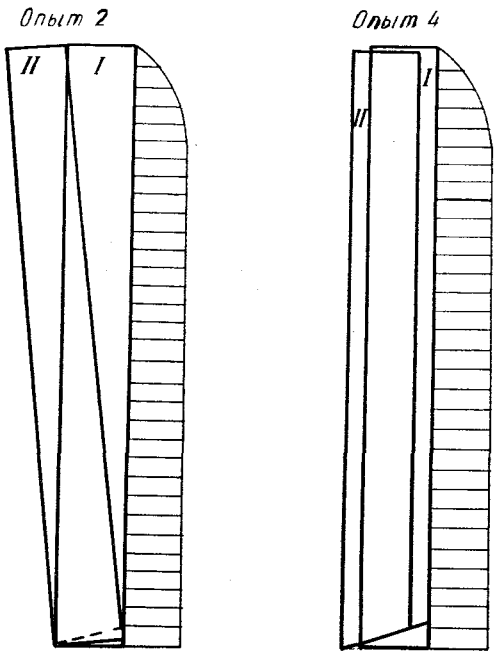


Рис. 5. Схемы разрушения опор в опытах 2 и 4.
Положение стенки: *I* — в начале опыта; *II* — в момент разрушения.

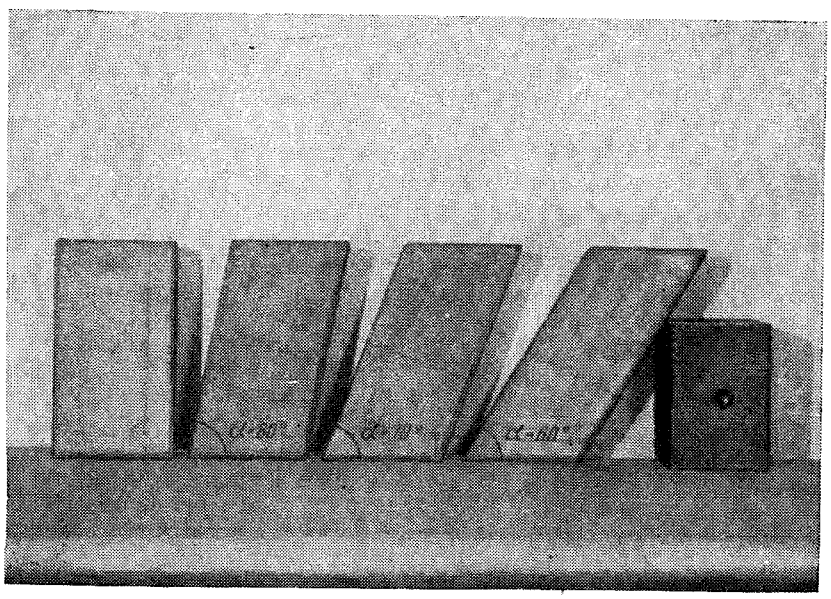


Рис. 6. Бетонные плиты с различными значениями α.

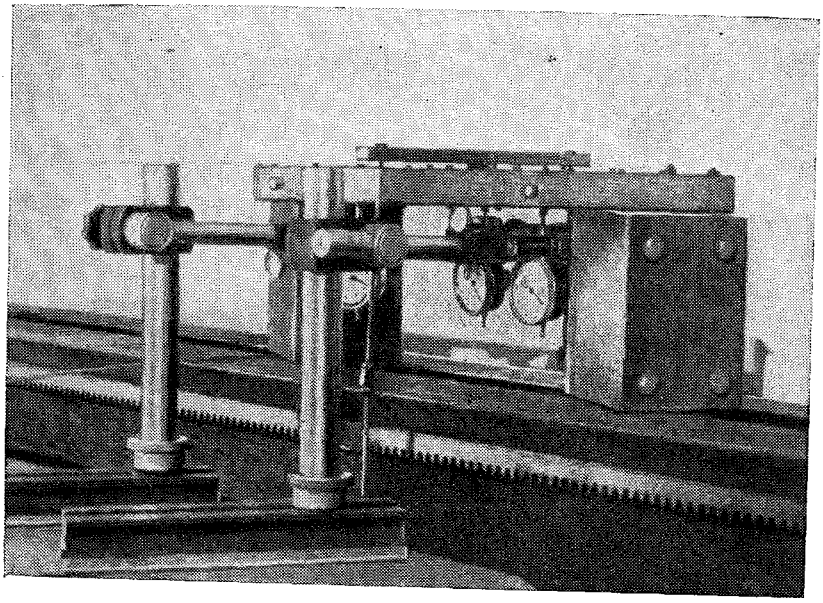


Рис. 7. Общий вид стенда для испытаний плит сосредоточенной нагрузкой.

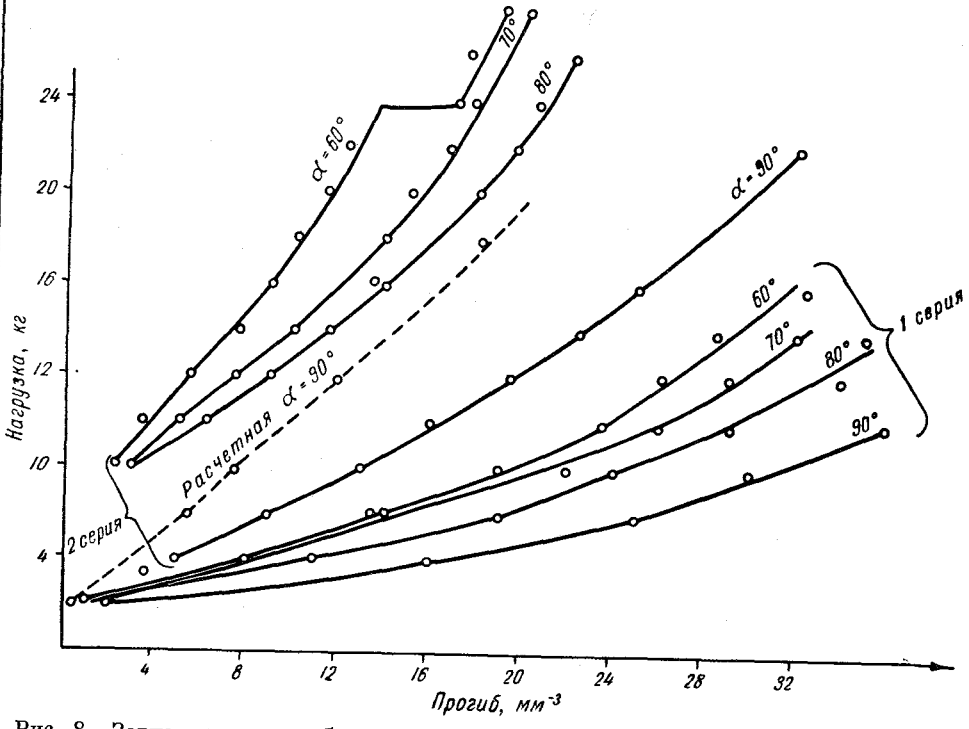


Рис. 8. Зависимость прогибов в центре плиты от величины нагрузки при α, равных 60, 70, 80 и 90°.

Для установления количественных изменений прогибов при угле падения, отличном от 90°, исследованы плиты с размерами, отвечающими масштабу 1 : 100.

Плиты (рис. 6) изготовлялись из цементно-песчаного раствора с углами наклона стенок 90, 80, 70 и 60°. Для испытаний их закрепляли на специальном стенде (рис. 7) и нагружали через механическую систему гирями. Прогибы замеряли индикаторными головками. Были проведены две серии опытов: при $R_{сж} = 50$ *кг/см*^{2} и $R_{сж} = 60$ *кг/см*^{2}. Как показали результаты (рис. 8), с уменьшением угла α несущая способность плиты увеличивается при одинаковой ширине основания и прочих равных условиях.

Выводы

1. При недостаточном сцеплении бетона искусственных междукамерных опор по контуру их опирания может не быть «конвертной» схемы расположения трещин при боковой односторонней нагрузке. Как показали стендовые испытания моделей плит, начало разрушения, как при балочных плитах, связано с образованием поперечной трещины.

2. Окончательное разрушение бетонной опоры при односторонней боковой нагрузке сыпучим материалом происходит в результате потери устойчивости на сдвиг или опрокидывания опоры в целом, или ее частей. После появления трещины, до полного разрушения, бетонная опора может воспринимать нагрузку, превышающую нагрузку трещинообразования (иногда в 2—3 раза).

3. При недостаточном сцеплении бетона опоры с породами по контуру опирания расчет параметров опор следует вести, как и плит, опирающихся по контуру, по двум стадиям: а) по упругой стадии — на изгиб; б) на устойчивость опрокидыванию и сдвигу.

4. Если нельзя выполнить мероприятия (врезку в породы, установку анкеров и т. д.), обеспечивающее надежное сцепление опоры с породами, расчетная толщина опор должна определяться по формулам балочных плит в направлении бóльшего пролета.

5. При одной и той же горизонтальной мощности изгибающие моменты в случае одинаковых по величине нагрузок различны для разных углов падения.

Количественные изменения изгибающих моментов зависят от прочности бетона, величины нагрузки, условий закрепления по контуру, угла падения и других факторов. Для ориентировочных расчетов можно принимать следующие коэффициенты уменьшения расчетных изгибающих моментов и прогибов по отношению к прямоугольной стенке при надежном сцеплении бетона с породами: 0,8 для $\alpha = 60°$; 0,85 для $\alpha = 70°$; 0,9 для $\alpha = 80°$.