

УДК 624.131.438

https://doi.org/10.33619/2414-2948/89/43

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ НАЧАЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ НА МОДЕЛИ ИЗ ГИПСОИЗВЕСТНЯКОВОГО КОМПОЗИТА

©Сатыбаев А. Т., ORCID: 0000-0002-6413-5532, Ошский государственный университет,
г. Ош, Кыргызстан, ordoosh@mail.ru

©Ташполотов Ы., ORCID: 0000-0001-9293-7885, SPIN-код: 2425-6716, д-р физ.-мат. наук,
Ошский государственный университет, г. Ош, Кыргызстан, itashpolotov@mail.ru

CONSIDERATION OF THE INFLUENCE OF THE INITIAL STRESS STATE OF ROCK BASES OF HYDRO-ENGINEERING STRUCTURES ON MODELS FROM GYPSUM PORCELAIN COMPOSITE

©Satybaev A., ORCID: 0000-0002-6413-5532, Osh State University,
Osh, Kyrgyzstan, ordoosh@mail.ru

©Tashpolotov Y., ORCID: 0000-0001-9293-7885, SPIN code: 2425-6716, Dr. habil.,
Osh State University, Osh, Kyrgyzstan, itashpolotov@mail.ru

Аннотация. Анализируются методы исследования напряженно-деформированного состояния скальных оснований гидротехнических сооружений, подчеркивается трудоемкость и дороговизна крупномасштабных натуральных исследований в полевых условиях. Скальные основания представляет собой природный композит с начальным напряженным состоянием и ее влияние деформируемость оснований гидротехнических сооружений является одним из важных вопросов, который интересует научный мир. На образцах определены прочностные и деформационные показатели гипсоизвестнякового композита при нагружении на сжатие и растяжение. На основе разработанного метода штампа на плоской модели из гипсоизвестнякового композита с целиком проведенные экспериментальные данные показывают влияние на опытные величины модуля деформации, определяемые методом нагружения пород штампом.

Abstract. Methods of researching the stress-deformed state of rock foundations of hydraulic structures are analyzed, laboriousness and costliness of large-scale natural studies in field conditions are emphasized. Rock foundations are a natural composite with an initial stress state, and its influence on the deformability of the foundations of hydraulic engineering structures is one of the most important issues of interest to the scientific world. The strength and deformation indicators of the gypsum-lime composite under compression and tension loading were determined on the samples. Based on the developed method of the stamp on a flat model made of gypsum-limestone composite, the experimental data show the influence of the experimental values of the modulus of deformation determined by the method of loading the rocks with the stamp.

Ключевые слова: природный композитный массив, напряжение деформация, целиком, штамп, гипсоизвестняковый композит.

Keywords: natural composite mass, stress-strain, pillar, stamp, gypsum-limestone composite.

Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния скальных оснований гидротехнических сооружений в полевых условиях в большинстве случаев

проводится на горных выработках – в штольнях, камерах и скважинах. Создание выработок, штолен, камер и скважин приводит к трансформации поле природных напряжений. При этом особенно возрастают составляющие напряжений на площадках, перпендикулярных направлению силового воздействия. Для оценки деформационных свойств гидротехнических скальных пород разработано [1, 4] несколько статических методов — штампа, гидравлических подушек, радиального прессы, скважинного дилатометра и т.д.

Крупномасштабные натурные исследования напряженно-деформированного состояния скальных оснований гидротехнических сооружений относятся к дорогостоящим процедурам. Полученные данные при помощи различных методов на одних и тех же массивах скальных пород дают существенный разброс. Кроме этого, не вполне определимо влияние на результаты испытаний природных напряжений. Поэтому считается целесообразным отдать предпочтение изучению лабораторных моделей, адекватных по физическим, прочностным и деформационным характеристикам скальных оснований [5, 6].

Экспериментальная задача моделирования скальных оснований гидротехнических сооружений с учетом начального напряженного состояния рассматривалась на модели из композитных материалов, в частности, гипсоизвестняковых материалов с цементом (Рисунок 1).

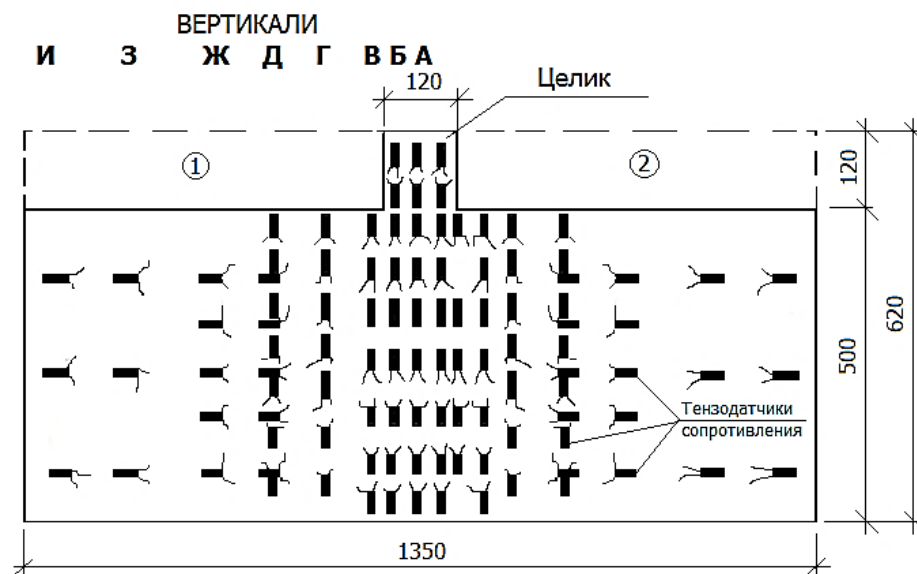


Рисунок 1. Модельное полотно из гипсоизвестнякового композита с наклеенными тензодатчиками сопротивления

При этом в материале реализовывалось плоское напряженное состояние. Опыты были поставлены в лаборатории скальных оснований Московского инженерно-строительного института им. В.В. Куйбышева. Из частей 1 и 2 материала модели изготовлены образцы для испытания на сжатие и растяжение. Эксперимента на сжатие осуществлялись на рычажном прессе с соотношением плеч 1:5 (Рисунок 2а) по стандартной методике на двенадцати образцах с размерами 0,04 x 0,04 x 0,14 м. А природных массивах скальных оснований при прохождении проходок (тоннелей) исследователи наблюдали такой эффект, так называемый стрельяние пород. Для проведения опытов на растяжение (Рисунок 2б) были подготовлены 6 образцов с размерами 0,04 x 0,06 x 0,24 м.

Результаты прозвучивания образцов на приборе УКБ-1М было установлено, что динамический модуль упругости колеблется в пределах: $E_d = (2300... 3200)$ МПа, для образцов на сжатие и $E_d = (2838... 3836)$ МПа, для образцов на растяжение. Такой разброс

значений динамических модулей упругости объясняется неоднородностью, обусловленной технологией изготовления модельного полотна.

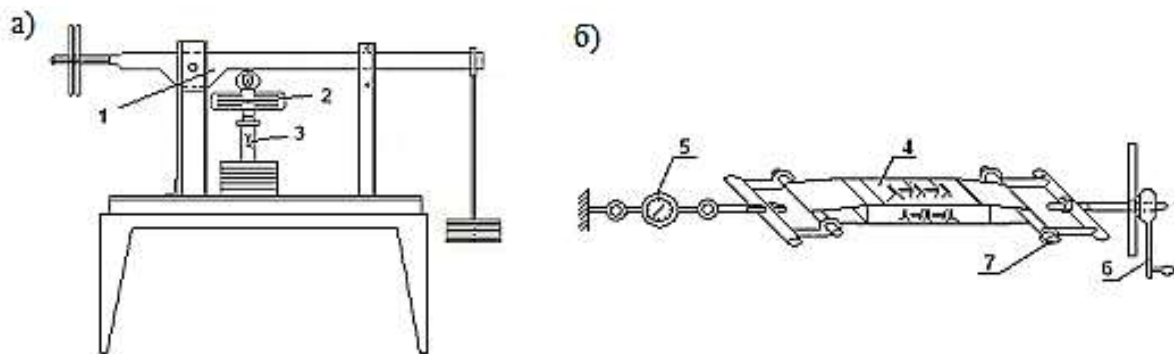


Рисунок 2. Испытание образцов из гипсоизвестняковых композитов на рычажном прессе (а) и приборе для испытания образцов на растяжение (б). 1 – рычажной пресс; 2 – динамометр ДС-0,5; 3 – образец на сжатие; 4 – образец на растяжение; 5 – динамометра ДР-0,5; 6 – рукоятка для придачи растягивающей нагрузки; 7 – приспособление для захвата образца

Соотношение пределов прочности на растяжение и сжатие у разных скальных пород имеет разное значение и надо предположить, что деформационные характеристики на сжатие и растяжение также отличаются между собой. К сожалению, этот параметр учеными исследователями не изучался. Только некоторые исследователи, такие как Осидзе В. И., Сахновского К. В., Цискарелли Г. Д. [7], Симонова М. З. [8] и Амбарцумян С. А. [9] при исследовании бетона констатируют необходимость учета разных модулей при растяжении и сжатии строительных конструкций. Результаты испытания образцов на сжатие и растяжение приведены в Таблице.

Таблица

Наименование				Ед. изм.	Величина	Примечание
Предельная	призменная	прочность	модельного	МПа	3,22÷5,3	Образцы размером $(4 \times 4 \times 14) \cdot 10^{-2}$ м, испыт. на сжатие
полотна $R_{сж}^{np}$						
Статический модуль общей деформации $E_0^{сж.}$				МПа	2300÷3200	Образцы размером $(4 \times 6 \times 24) \cdot 10^{-2}$ м, испыт. на растяжение
Коэффициент поперечной деформации $\mu_{сж}$				-	0,188÷0,290	
Предельная	призменная	прочность	модельного	МПа	0,45÷0,61	Образцы размером $(4 \times 6 \times 24) \cdot 10^{-2}$ м, испыт. на растяжение
полотна $R_{рас}^{np}$						
Статический модуль общей деформации $E_0^{рас.}$				МПа	2838÷3836	Образцы размером $(4 \times 6 \times 24) \cdot 10^{-2}$ м, испыт. на растяжение
Коэффициент поперечной деформации $\mu_{рас}$				-	0,187÷0,403	

Первоначально на выделение целика из полотна модельного материала возлагалась надежда на возможность определения деформационных и прочностных характеристик путем испытаний его на сжатие, отрыв и сдвиг. Такой подход мог бы дать преимущества сравнительно с опытами на жестких штампах. Обеспечение жесткости целика проверялось по показателю гибкости М. И. Горбунова-Посадова [1] в виде:

$$\Gamma = \frac{12\pi a^2 \nu E_0 (1 - \mu_1^2)}{H^2 E_1 (1 - \mu_0^2)} \quad (1)$$

здесь $2a, 2b$ — соответственно меньшая и большая стороны целика; h — высота целика; $E_1 = E_0$ и $\mu_1 = \mu_0$ — соответственно модуль упругости и коэффициент поперечной деформации целика и модели из гипсоизвестнякового композита. Формула (1) позволяет установить ограничение на высоту целика. Поскольку имеет место неравенство $0 \leq \Gamma \leq 8/\sqrt{\alpha}$, где $\alpha = a/b$, то для рассматриваемого случая $\alpha = 0,75$, при котором жесткость целика считается конечной. Полагая для Γ предельный случай, т.е. $\Gamma = 8/\sqrt{\alpha}$, будем иметь $\Gamma = 9,24$. Решая зависимость (1) относительно h , получаем наименьшую высоту «целика-штампа» из условия обеспечения жесткости целика по отношению к испытываемому модельному основанию, равную:

$$H = \left(\frac{3\pi a^2 b \sqrt{\alpha}}{2} \right)^{1/3} \approx 10,552 \cdot 10^{-2} \text{ м.}$$

Полученный результат позволяет утверждать, что условие жесткости ($H = 12 \cdot 10^{-2} \text{ м} > 10,552 \cdot 10^{-2} \text{ м}$) целика выполняется. Будем считать, следуя [1, 4], что материал модели по своим механическим характеристикам соответствует реальному массиву скальных пород. На Рисунке 3а схематично изображен рычажной стенд с моделью из гипсоизвестнякового композита с целиком. Эксперимент состоял из отдельных опытов с различными значениями равномерного давления, прикладываемого по горизонтали к боковым граням плоской модели (σ_x) и вертикали на «штамп-целик» (σ_z). При нагружении соблюдались условия, в соответствии которому составляющие напряжений σ_x и σ_z не должны превышать 70% призматической прочности, установленной при испытаниях образцов на сжатие и растяжение (Таблица).

Горизонтальные давления (Рисунок 3) создавались при помощи шести домкратов (по три домкрата с каждой стороны) и выдерживались постоянными при значениях: 0; 0,05; 0,10; 0,15 МПа. Затем производилась разгрузка модели в обратном режиме. Результаты опытов показали, что после разгрузки модель полностью восстанавливала размеры и форму, то есть остаточные деформации не возникали.

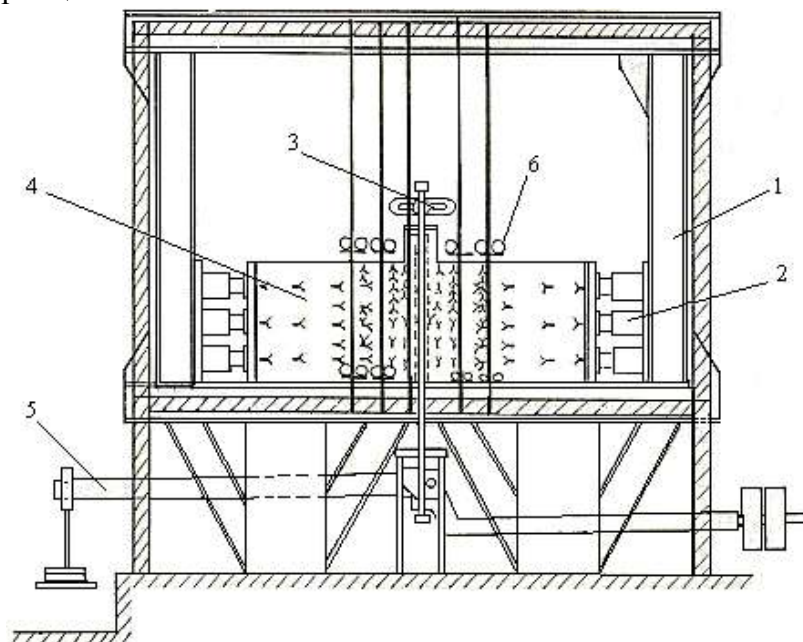


Рисунок 3. Схема испытания гипсоизвестняковой модели с целиком: 1 – стенд для испытания плоских моделей; 2 – гидравлические домкраты; 3 – динамометр пятитонный; 4 – плоская модель с целиком; 5 – рычажная силовая установка с соотношением плеч 1:10, для вертикальной нагрузки модели; 6 – мессуры, индикаторы часового типа (тысячники)

В дальнейших опытах при постоянном горизонтальном давлении на модель прикладывались вертикальная нагрузка тремя ступенями на целик через жесткий штамп с последующей разгрузкой. Такое ступенчатое изменение потребовалось для набора данных, необходимых для статистической обработки. При этом величина вертикального давления доводилась до максимума 0,3 МПа, а за тем производилась полная разгрузка. После снятия нагрузки модель выдерживалась не менее двух часов для ликвидации упругого последствия. Тот же опыт повторялся для всех значений горизонтальных давлений. Для измерения деформаций модельного поля использовались проволочные тензодатчики сопротивления, методика применения которых апробировалось автором [2]. Относительные деформации определялись с помощью комплекта цифровой тензометрической аппаратуры ЦТК-1 с точностью $1 \cdot 10^{-5}$. Тензодатчики в количестве 194-х штук, наклеены на поверхности модели из гипсоизвестнякового композита согласно схеме симметрично относительно центральной оси. Поэтому значения деформаций определялись как среднее результатов по двум датчикам по вертикали А (Рисунок 2 б), а для остальных — по четырем датчикам. Показания датчиков фиксировались после приложения нагрузки. Следующий замер производился после 30-минутной выдержки с целью выяснения изменения деформаций во времени. Оказалось, что фактор времени не имеет существенного значения. Как указывалось выше, между сериями опытов модельное полотно оставалось ненагруженным в течение двух часов.

Анализы результатов эксперимента представлены на Рисунке 4а в виде эпюр изменения относительной продольной деформации ε_z от глубины. Величина вертикального давления сохраняется, как уже отмечалось, постоянной и равной 0,3 МПа, а горизонтальное давление изменяется ступенями.

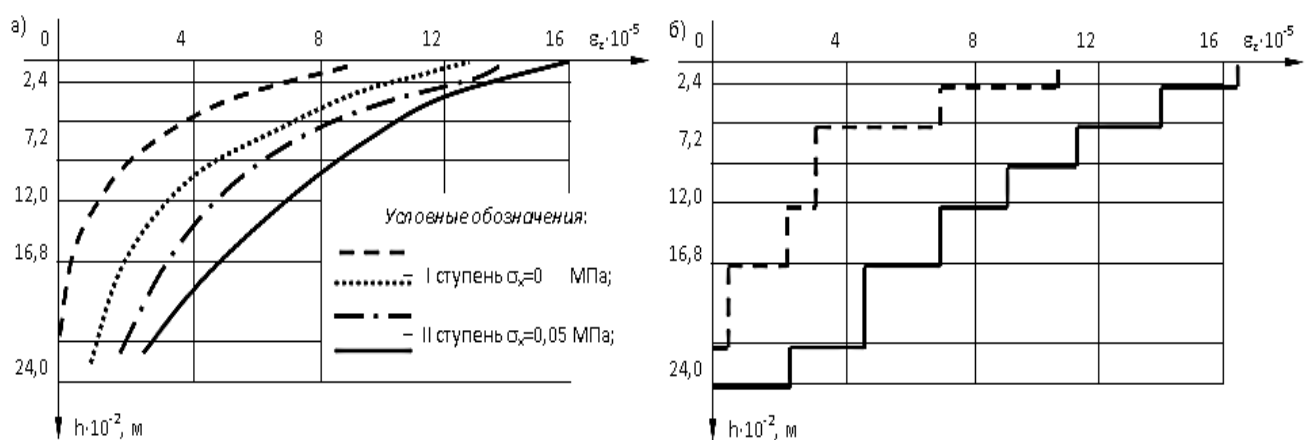


Рисунок 4. График изменения относительных деформаций в вертикали «Б» с глубиной при $\sigma_z = 0,3$ МПа и $\sigma_x = 0,00 \div 0,15$ МПа. а) полученные результаты опытов; б) приведенный график для определения осадки

Результаты опытов показывает, что:

- наибольшие относительные продольные деформации ε_z имеет место в точках модельного поля, расположенных в целике и вблизи него;
- с увеличением горизонтальных давлений деформации ε_z на всех уровнях уменьшаются.

Абсолютную осадку какой-либо точки модельного поля можно определить как площадь эпюры $\varepsilon_z - h$. Напомним, что значение деформаций фиксировались в определенных точках модельного поля, причем горизонтальные давления прилагались ступенями. Криволинейные эпюры $\varepsilon_z - h$ для первого и четвертого этапов горизонтального загрузения заменим

ступенчатым графиком обеспечением равенства этих площадей. Величину абсолютной осадки S подошвы «целика-штампа» с использованием ступенчатой эпюры $\varepsilon_z - h$ определим по формуле:

$$S = \sum h_i \varepsilon_{zi} \quad (2)$$

где: h_i — толщина выделенного элемента, в пределах которого относительная деформация считается постоянной, ε_{zi} — относительная деформация отдельных элементов под «целиком-штампом». При известной величине осадки модуль общей упругости легко вычисляется. Имеем

$$E_0 = \frac{K}{S_0}, \quad (3)$$

Здесь для K получено /4/ $K = \omega_{пл} (1 - \mu_0^2) \nu P$, причем $\omega_{пл}$ — коэффициент, зависящий от местоположения точки, P — величина давления под «целиком-штампом» ($P = 0,3$ МПа), ν — ширина целика.

Расчеты по результатам опытов показали, что значения модуля общей деформации $E_0 = 8083,3$ МПа превышает значение $E_0 = 2923,22$ МПа, установленное при отсутствии бокового давления. Последнее значение E_0 соизмеримо с полученными на образцах. Следовательно, влияние схемы напряженного состояния на механические параметры оказываются ощутимым, следует учитывать при проектировании и строительстве гидротехнических сооружений.

Список литературы:

1. Ухов С. Б. Скальные основания гидротехнических сооружений. М.; Энергия, 1975. 263 с.
2. Ухов С. Б., Сатыбаев А. Т. Выбор метода замера деформации низко модульного материала // Материалы всесоюзной конференции по измерительной технике и технологии. Чимкент, 1986.
3. Турчанинов И. А., Марков Г. А., Иванов В. И., Козырев А. А. Тектонические напряжения в земной коре и устойчивость горных выработок. Л.: Наука, 1978. 256 с.
4. Терновский И. Н. Оценка деформационных свойств трещиноватых скальных пород по результатам полевых статических испытаний жестким штампом: Автореф. ... канд. техн. наук. М., 1972. 18 с.
5. Сеитов Б. М., Сатыбаев А. Т. Влияние начального напряженного состояния скальных оснований массивных сооружений на ее деформируемость // Инженер: научное и периодическое издание Инженерной академии Кыргызской Республики. 2018. №16, 17. С. 65-72.
6. Сатыбаев А. Т., Сеитов Б. М. О Разномодульности деформационных свойств скальных оснований // Материаловедение. 2013. №2. С. 60-63.
7. Осидзе В. И. Некоторые вопросы прочности и деформации бетонов: Автореф. ... канд. техн. наук. Тбилиси, 1958. 21 с.
8. Симонова М. И. Структурные параметры шпинельных фаз сложного состава: Автореф. ... канд. физ.-мат. наук. Свердловск, 1964. 26 с.
9. Амбарцумян С. А. Разномодульная теория упругости. М.: Наука, 1982. 320 с.

References:

1. Ukhov, S. B. (1975). Skal'nye osnovaniya gidrotekhnicheskikh sooruzhenii. Moscow. (in Russian).
2. Ukhov, S. B., & Satybaev, A. T. (1986). Vybor metoda zamera deformatsii nizkomodul'nogo materiala. In *Materialy vsesoyuznoi konferentsii po izmeritel'noi tekhniki i tekhnologii*, Chimkent. (in Russian).
3. Turchaninov, I. A., Markov, G. A., Ivanov, V. I., & Kozyrev, A. A. (1978). Tektonicheskie napryazheniya v zemnoi kore i ustoichivost' gornyx vyrabotok. Leningrad. (in Russian).
4. Ternovskii, I. N. (1972). Otsenka deformatsionnykh svoystv treshchinovatykh skal'nykh porod po rezul'tatam polevykh staticheskikh ispytaniy zhestkim shtampom: Avtoref. ... kand. tekhn. nauk. Moscow. (in Russian).
5. Seitov, B. M., & Satybaev, A. T. (2018). Vliyanie nachal'nogo napryazhennogo sostoyaniya skal'nykh osnovanii massivnykh sooruzhenii na ee deformiruemost'. *Inzhener: nauchnoe i periodicheskoe izdanie Inzhenernoi akademii Kyrgyzskoi Respubliki*, (16,17), 65-72. (in Russian).
6. Satybaev, A. T., & Seitov, B. M. (2013). O Raznomodul'nosti deformatsionnykh svoystv skal'nykh osnovanii. *Materialovedenie*, (2), 60-63. (in Russian).
7. Osidze, V. I. (1958). Nekotorye voprosy prochnosti i deformatsii betonov: Avtoref. ... kand. tekhn. nauk. Tbilisi. (in Russian).
8. Simonova, M. I. (1964). Strukturnye parametry shpinel'nykh faz slozhnogo sostava: Avtoref. ... kand. fiz.-mat. nauk. Sverdlovsk. (in Russian).
9. Ambartsumyan, S. A. (1982). Raznomodul'naya teoriya uprugosti. Moscow. (in Russian).

*Работа поступила
в редакцию 15.03.2023 г.*

*Принята к публикации
15.03.2023 г.*

Ссылка для цитирования:

Сатыбаев А. Т., Ташполотов Ы. Учет влияния начального напряженного состояния скальных оснований гидротехнических сооружений на модели из гипсоизвестнякового композита // Бюллетень науки и практики. 2023. Т. 9. №4. С. 376-382. <https://doi.org/10.33619/2414-2948/89/43>

Cite as (APA):

Satybaev, A., & Tashpolotov, Y. (2023). Consideration of the Influence of the Initial Stress State of Rock Bases of Hydro-engineering Structures on Models From Gypsum Porcelain Composite. *Bulletin of Science and Practice*, 9(4), 376-382. (in Russian). <https://doi.org/10.33619/2414-2948/89/43>