

ROCK MASS STRENGTH -CATRIN EDELBRO 2003

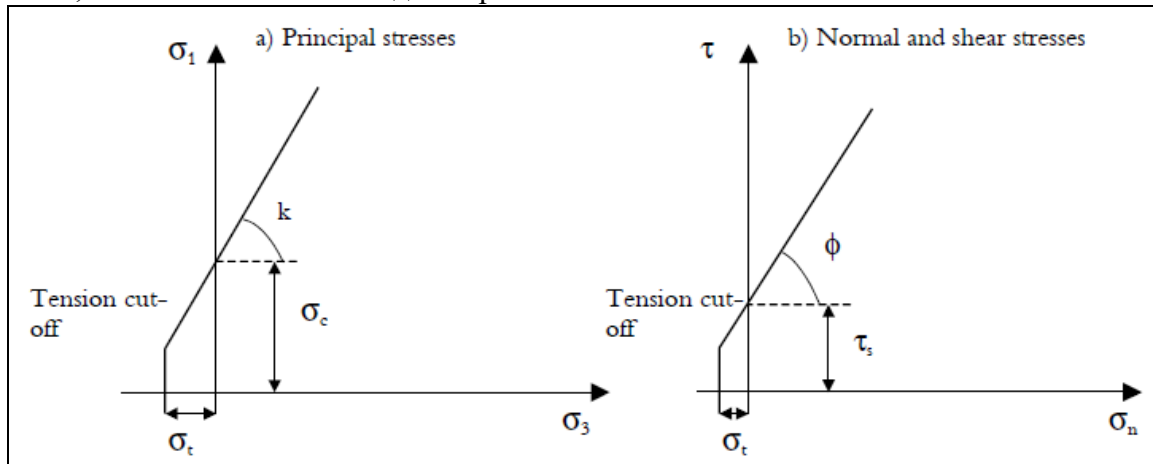
1. MOHR-COULOMB STRENGTH CRITERION : $\tau_f = c + \sigma_n \tan \phi$
 or in many cases written as

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{2c \cos \phi}{\sigma_3(1 - \sin \phi)} + \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi},$$

 Or $\sigma_1 = \sigma_c + k\sigma_3,$

The values of the friction angle (ϕ) and the cohesion (c) can be calculated using:

$$\sin \phi = \frac{k-1}{k+1}, \quad c = \frac{\sigma_c(1 - \sin \phi)}{2 \cos \phi}, \quad \text{където при } C=0: \quad \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = k$$



Фиг.1 Mohr-Coulomb criterion in terms of a) principal stresses and b) normal and shear stresses.

2. THE 2002 EDITION OF HOEK-BROWN FAILURE CRITERION

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a, \quad \text{където:}$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right), \quad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right), \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

3. MOHR-COULOMB CRITERION APPLIED TO ROCK MASSES

Nearly all software for soil and rock mechanics analyses is written in terms of Mohr-Coulomb criterion. Consequently it is desirable to find equivalent Mohr-Coulomb parameters (c , ϕ) to the non-linear Hoek-Brown criterion. This would allow the Hoek-Brown criterion to be used as input to numerical analysis. The latest version of fitting an average linear relationship to the curve generated by the generalized Hoek-Brown criterion was done in 2002, see **Figure 5.1**.

Hoek et al., (2002) presented the equations, based on balancing the areas above and below the Mohr-Coulomb plot, for the effective angle of friction ϕ' and effective cohesive strength c' as:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}] (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})^2} / ((1+a)(2+a))}$$

where $\sigma_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci}$.

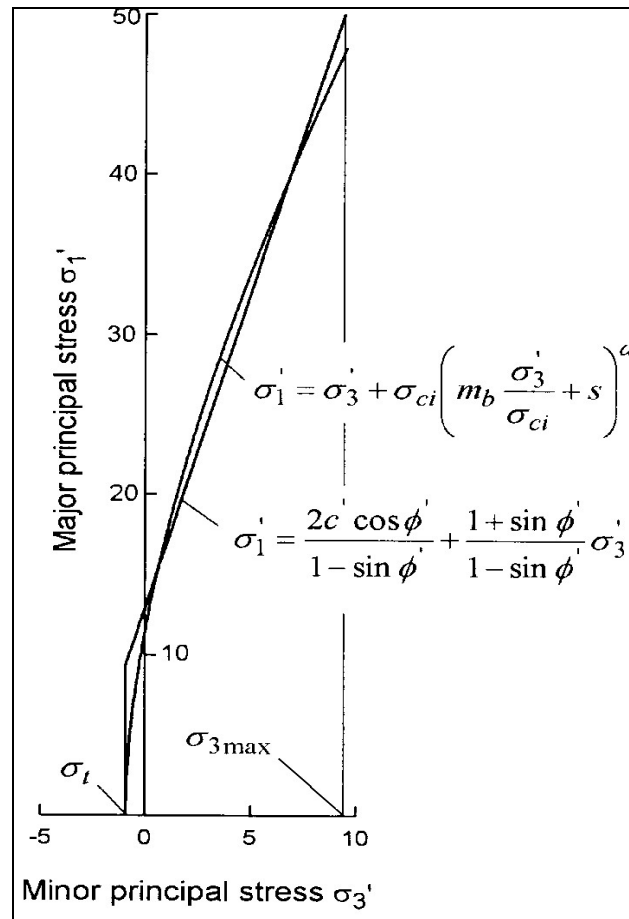


Figure 5.1 The relationships between major and minor principal stresses for Hoek-Brown and equivalent Mohr-Coulomb criteria (Hoek et al., 2002).

$\sigma'_{3\max}$ is the upper limit of confining stress over which the relationship between Mohr-Coulomb and Hoek-Brown criteria are considered, as can be seen in Figure 5.1. For underground excavations the relationship of $\sigma'_{3\max}$, for equivalent Mohr-Coulomb and Hoek-Brown parameters, is suggested as (Hoek et al., 2002):

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma_{in-situ}} \right)^{-0.94},$$

where: $\sigma_{in-situ}$ is the maximum primary stress acting perpendicular to tunnel axis and σ'_{cm} is the rock mass strength. If the vertical stress is the maximum stress, the $\sigma_{in-situ}$ is determined by $\rho g H$, where ρ is the density of the rock and H is the depth of the tunnel below surface.

Hoek et al., (2002) also introduced a **concept of a global rock mass strength** e.g., for estimating the **overall strength of pillars**. The global rock mass strength can be estimated using (Hoek et al., 1997) as:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}, \text{ with } c' \text{ and } \phi' \text{ determined, for the stress range } \sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_a/4, \text{ giving:}$$

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}.$$

When treating block-caving problems, the Hoek-Brown and Mohr-Coulomb parameters should not be related (Hoek et al., 2002), since Equation (74) is only applicable to underground excavations, which are surrounded by a zone of failure that does not extend to the surface.

4. Rock Quality Designation (*RQD*), *RMR* and *GSI*

$$RQD = \frac{\sum \text{Length of core pieces} > 10 \text{ cm}}{\text{total core length}} \cdot 100 (\%).$$

RQD (%)	Rock Quality
< 25	Very Poor
25-50	Poor
50-75	Fair
75-90	Good
90-100	Excellent

Correlation between *RQD* and rock mass quality (Deere, 1968).

Meaning of rock mass classes determined from total ratings (Bieniawski, 1978).

Parameter/properties of rock mass	Rock Mass Rating (Rock class)				
Ratings	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Classification of rock mass	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
Average stand-up time	10 years for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of the rock mass	> 400 kPa	300-400 kPa	200-300 kPa	100-200 kPa	< 100 k Pa
Friction angle of the rock mass	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°

There are three ways of calculating the *GSI*:

1. By using the rock mass rating for better quality rock masses (*GSI* > 25):

2.

For $RMR_{76}' > 18$ $GSI = RMR_{76}'$

For $RMR_{89}' > 23$ $GSI = RMR_{89}' - 5$

3. By using the *Q*-system: $GSI = 9 \ln Q' + 44$

4. By using their own *GSI*-classification.

Palmstrom-THE DEFORMATION MODULUS OF ROCK MASSES-2001

8. CONCLUSIONS

8.1 In situ measurements

From the many field tests of deformation performed by the CSMRS, the following conclusions can be made:

- The plate jacking test (PJT) gives the best in situ measurement results of the plate loading tests (PLT) and the Goodman jacking tests (GJT).
- The values measured by the Goodman jack test (GJT) and the plate loading test (PLT) are generally lower, in average they should be multiplied by a factor $R_p = 2.5$ to be compared with the PJT measurements.
- The excavation of test adits by blasting creates a zone of damaged rock around the adit, which is believed to cause reduced values of the deformation modulus measured in situ. A blast damage or field factor of $F_f = 3$ has been roughly estimated for the blasting influence. The measurements in PJT tests should not start closer than 0.8 m below the invert and 0.5 m from the roof to avoid the damaged zone.
- Due to the closing of cracks and joints in the damaged and distressed zone, the modulus value increases with the increase in applied pressure. Therefore, the values for the highest test pressures - 4 to 6 MPa, both for the plate jacking tests (PJT) and for the Goodman jack tests GJT) - should be used. For the same reason the deformations in the first cycle should not be included in the measurements.
- The effect of Poisson's ratio on modulus of deformation is almost insignificant within the interval of $\nu = 0.1$ to 0.35.

8.2 Indirect estimates from classification or characterization systems

Table 4 gives a summary of the findings in Figures 9 to 12.

Table 4: Summing-up of indirect estimates of the deformation modulus of rock masses (E_m).

System or method	E_m (GPa) in moderately jointed rock masses	E_m (GPa) in massive and slightly jointed rock masses
RMR	$E_m = 2 \text{ RMR} - 100$ for $55 < \text{RMR} < 90$ (Bieniawski)	The RMR system should not be applied for massive rock masses
	$E_m = 10^{(\text{RMR} - 10) / 40}$ for $30 < \text{RMR} < 55$ (Serafim and Pereira)	
Q	Existing equation $E_m = 25 \log Q$ (for $Q > 1$)	The Q system should only be applied for very strong, massive rocks ($\sigma_c > 150$ MPa)
	Best trend $E_m = 8 Q^{0.4}$ (for $1 < Q < 30$)	
RMi	$E_m = 5.6 \text{ RMi}^{0.375}$ (for $\text{RMi} > 0.1$)	$E_m = 7 \text{ RMi}^{0.4}$ (for $1 < \text{RMi} < 30$) limited accuracy for $\sigma_c < 100$ MPa
Estimate from laboratory test adjusted for scale effect	Not applicable	$E_m \approx 0.2 \sigma_c$ or, when the rock type is known: $E_m \approx 0.5 \sigma_c \times \text{MR}/1000$ *)

*) $\text{MR} = E / \sigma_c$ is the modulus ratio in Table A-1 in the Appendix. It varies with the type of rock.

In addition to the results in Table 4 the following conclusions can be drawn:

- Estimates based on the RMR and RMi systems show better deformation modulus values for *jointed* rock masses than the Q system. A reason may be that the Q system does not use input for the intact rock.
- The two existing equations for estimating E_m by Bieniawski and by Serafim and Pereira in the RMR system seem applicable for *jointed rock* within their recommended range. However, the latter does not seem to cover values of $\text{RMR} < \text{approximately } 30$.
- New, adjusted equations for E_m have been suggested both for the Q and the RMi systems.
- RMi gives better estimates of E_m for *massive* rock than the Q and the RMR systems.
- For weak, massive rocks the deformation value should be estimated from laboratory test results adjusted for the scale effect.

4.3 Для обоснования надежности и безопасности ГТС должны выполняться расчеты состояния системы «сооружение-основание» на основе применения современных главным образом численных методов механики сплошной среды с учетом реальных свойств материалов и пород оснований.

Обеспечение надежности системы «сооружение-основание» должно обосновываться результатами расчетов по методу предельных состояний их прочности (в том числе фильтрационной), устойчивости, деформаций и смещений. Основопологающим условием обеспечения надежности при этом является условие

$$\gamma_{lc} F_0 \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R_0, \quad (1)$$

здесь F_0 - расчетное значение обобщенного силового воздействия (сила, момент, напряжение), деформации или другого параметра, по которому производится оценка предельного состояния, определенного с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ (см. 7.3);

R_0 - расчетное значение обобщенной несущей способности, деформации или другого параметра, устанавливаемого с учетом коэффициентов надежности по грунту γ_g (см. раздел 5);

γ_n - коэффициент надежности по ответственности сооружения;

γ_{lc} - коэффициенты сочетаний нагрузок;

γ_c - коэффициенты условий работы.

Указания по определению γ_n , γ_{lc} , γ_c даны в 4.5.

4.5 Расчеты оснований гидротехнических сооружений следует производить по двум группам предельных состояний:

по первой группе (потеря несущей способности и (или) полная непригодность оснований и сооружений на них к эксплуатации) - расчеты общей прочности и устойчивости системы «сооружение-основание», расчеты перемещений, от которых зависят прочность и устойчивость;

по второй группе (непригодность к нормальной эксплуатации) - расчеты местной, в том числе, фильтрационной прочности оснований, перемещений и деформаций, не относящихся к расчетам по первой группе.

Меньшая значимость возможных последствий при достижении предельных состояний второй группы по сравнению с предельными состояниями первой группы учитывается регламентацией соответственно и менее жестких расчетных условий. В связи с этим в условии (1) принимаются следующие значения коэффициентов надежности:

для первой группы предельных состояний:

γ_n для сооружений I, II, III и IV классов соответственно равными 1,25; 1,20; 1,15; и 1,10;

γ_{lc} равными:

для основного сочетания нагрузок в период нормальной эксплуатации - 1,00;

при особой нагрузке, в том числе сейсмической на уровне проектного землетрясения (ПЗ), годовой вероятностью 0,01 и менее - 0,95;

при особой нагрузке, кроме сейсмической, годовой вероятностью 0,001 и менее - 0,90;

при сейсмической нагрузке уровня максимального расчетного землетрясения (МРЗ) - 0,85;

для сочетания нагрузок в периоды строительства и ремонта - 0,95;

для второй группы предельных состояний во всех случаях γ_n и γ_{lc} равными 1.

Значения коэффициента γ_c регламентируются в зависимости от видов сооружений, оснований и расчетов в соответствующих разделах настоящего документа.

Таблица А.1 - Классификация по трещиноватости скальных массивов

Степень трещиноватости	Модуль трещиноватости M_j	Показатель качества породы RQD, %	Коэффициент трещинной пустотности $K_{ТП}$, %	Объем породных блоков, $дм^3$	Относительная деформируемость E/E_B , %	Относительная скорость упругих волн $v_p/v_{p,B}$, %	Ширина раскрытия трещин, мм	Размер ребра блока, мм
Очень слаботрещиноватые	< 1,5	> 90	< 0,1	Тысячи	> 70	>60	Менее 0,5	Более 1,5
Слаботрещиноватые	1,5-5	75-90	0,1-0,5	Сотни	50-70	60-30	0,5-1	0,5-1,5
Среднетрещиноватые	5-10	50-75	0,5-2,0	Десятки	25-50	30-10	1-5	0,3-0,5
Сильнотрещиноватые	10-30	25-50	2,0-5,0	Единицы	10-25	10-3	5-10	0,1-0,3
Очень сильнотрещиноватые	> 30	0-25	> 5	Доли единиц	3-10	< 3	Более 10	Менее 0,1

Условные обозначения, принятые в таблице А.1:

M_j - число трещин на 1 м линии измерения нормально главной или главным системам трещин;

RQD - отношение общей длины сохранных кусков керна длиной более 10 см к длине пробур. интервала в скважине;

$K_{ТП}$ - отношение суммарной площади трещин к площади породы;

E , $v_{p,B}$ - то же, в породном блоке (отдельности).

Примечание - Слаботрещиноватые и очень сильнотрещиноватые массивы рекомендуется характеризовать одним значением M_j , относящимся к любой системе трещин. Средне- и сильнотрещиноватые массивы могут характеризоваться несколькими значениями M_j , относящимися к различным главным системам трещин.

Таблица А.2 - Классификация скальных массивов по водопроницаемости

Степень водопроницаемости	Коэффициент фильтрации k , м/сут	Удельное водопоглощение q , л/мин
Практически водонепроницаемые	< 0,005	< 0,01
Слабоводопроницаемые	0,005-0,3	0,01-0,1
Водопроницаемые	0-3	0,1-1
Сильноводопроницаемые	3-30	1-10
Очень сильноводопроницаемые	> 30	>10

Таблица А.3 - Классификация скальных грунтов по деформируемости

Степень деформируемости	Модуль деформации массива E , МПа
Очень слабodeформируемые	> 20000
Слабodeформируемые	10000-20000
Среднедеформируемые	5000-10000
Сильнодеформируемые	2000-5000
Очень сильнодеформируемые	< 2000

Таблица А.4 - Классификация скальных массивов по степени выветрелости

Степень выветрелости	Коэффициент выветрелости K_w	Коэффициент трещинной пустотности K_{mn} , %	Раскрытие трещин Δ_a , мм
Сильновыветрелые	< 0,8	> 3	> 5
Выветрелые	0,8-0,9	3-1	1-5
Слабовыветрелые	0,9-1,0	1-0,5	0,5-1
Невыветрелые	1,0	< 0,5	0,1-0,5

K_w - отношение плотности выветрелого образца грунта к плотности невыветрелого образца того же грунта.

Примечания

1 Степень выветрелости скального грунта, характеризующая таблицей А.4, тесно связана с разгрузкой скального массива. По степени развития этих явлений скальные массивы по мере их заглубления от дневной поверхности рекомендуется разделять на четыре зоны (или подзоны), которые кроме указанных в таблице А.4 показателей характеризуются также следующим:

2 Зона А сильного выветривания (элювиирования) обычно сложена малопрочными породными блоками существенно измененного химико-минерального состава и имеет большее число разноориентированных трещин, как правило, заполненных рыхлыми продуктами выветривания материнской породы или привнесенным мелкоземом.

3 Зона Б средней степени разгрузки и выветривания имеет заметно измененную окраску, но малоизмененный минеральный и химический состав породных блоков, учащенные и расширенные трещины с заполнителем из мелкозема и местное интенсивное избирательное выветривание.

4 Зона В слабой разгрузки и выветривания характеризуется несколько большим, чем в неизменном массиве, количеством трещин и наличием вдоль некоторых трещин слабого избирательного выветривания,

7 Расчеты устойчивости (несущей способности) оснований

Основные положения

7.1 Расчеты устойчивости (несущей способности) системы «сооружение-основание» следует производить для сооружений всех классов по предельным состояниям первой группы; расчеты устойчивости склонов (массивов) следует производить в зависимости от последствий их разрушения либо по предельным состояниям первой либо второй группы.

7.2 Критерием обеспечения устойчивости (несущей способности) системы «сооружение-основание» и склонов является выполнение условия (1)

$$\gamma_{lc} F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R. \quad (5)$$

Здесь F и R - расчетные значения соответственно обобщенных сдвигающих сил и сил предельного сопротивления или моментов сил, стремящихся сдвинуть (повернуть) и удержать систему «сооружение-основание» или склон. При их определении используют коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f и по грунту γ_g , определяемые по указаниям 7.3 и разделу 5, и коэффициенты γ_n , γ_c определяемые по 4.5.

Коэффициент условий работы γ_c принимается по таблице 6.

Таблица 6

Типы сооружений и оснований	Коэффициент условий работы γ_c
Гравитационные: бетонные, железобетонные, металлические и другие сооружения на нескальных и полускальных основаниях	1,0
То же, на скальных основаниях (кроме распорных сооружений) для расчетных поверхностей сдвига: приуроченных к трещинам не приуроченных к трещинам	1,0 0,95
Распорные сооружения: арочные плотины другие распорные сооружения на скальных основаниях	0,75 1,0 - E/T, E - распор; T - сдвигающая нагрузка
Естественные откосы и склоны	1,0
Примечания 1 При расположении сооружений в северной строительной-климатической зоне (ССКЗ) и прохождении расчетных поверхностей сдвига в зоне промораживания-оттаивания приведенные коэффициенты следует умножать на 0,95. 2 В необходимых случаях, кроме приведенных в таблице коэффициентов, должны приниматься дополнительные коэффициенты условий работы, учитывающие несоответствие расчетной схемы и методов расчета действительным условиям работы системы «сооружение-основание». Величины этих коэффициентов должны быть обоснованы специальными исследованиями.	

11.6.2 Расчетная глубина сжимаемого слоя основания H_c принимается из условия

$$\sigma_{z,p} = 0,5\sigma_{z,g}, \quad (30)$$

где $\sigma_{z,p}$ - вертикальные напряжения от внешней нагрузки на нижней границе сжимаемой толщи грунта (суммарные напряжения от сооружения, соседних зданий и сооружений, от боковых пригрузок и т.д., возникающие после начала возведения сооружений);

$\sigma_{z,g}$ - максимальные вертикальные напряжения в грунте до строительства сооружения.

При расположении указанной нижней границы слоя в грунте с $E < 5$ МПа или при залегании такого грунта непосредственно ниже этой границы он включается в сжимаемую толщу. Нижнюю границу сжимаемого слоя в этом грунте следует определять исходя из условия $\sigma_{z,p} = 0,2\sigma_{z,g}$.

При залегании грунтов с модулем деформации $E > 200$ МПа в пределах H_c глубина сжимаемой толщи ограничивается кровлей этого грунта.

Значения напряжений должны определяться с учетом фильтрационных сил и взвешивающего действия воды ниже уровня грунтовых вод.

Эффективное горизонтальное напряжение в условиях естественного залегания $\sigma'_{3,0}$ определяется формулой

$$\sigma'_{3,0} = k_0 \sigma'_{1,0}, \quad (\text{Б.4})$$

где k_0 - коэффициент бокового давления (принимается по таблице Б.1).

Таблица Б.1

Грунт	Значение k_0
Песок	0,35-0,55
Супесь	0,40-0,55
Суглинок	0,50-0,60
Глина:	
при $I_L \leq 0,25$,	0,33-0,60
при $0,25 I_L \leq 1,0$	0,60-0,82
Примечания 1 Вычисление порового давления u_0, эффективных вертикального $\sigma'_{1,0}$ и горизонтального $\sigma'_{3,0}$ напряжений в массиве может производиться с учетом наличия в основании относительного водоупора (слоев глинистых грунтов с низкими значениями коэффициента фильтрации). В этом случае эффективные вертикальные напряжения по кровле водопроницаемого слоя, лежащего ниже водоупора, равны полным напряжениям на подошве перекрывающего его водоупорного слоя. 2 Для илов и текучепластичных глинистых грунтов можно принять $k_0 = 1,0$. 3 В существенно переуплотненных грунтах (при $OCR > 4$) следует принимать $k_0 \geq 1,0$.	

Табл. 5 Расчетные значения характеристик $tg\phi_I$; $tg\phi_{II}$ и c_I ; c_{II} скальных грунтов для расчетов

Категория грунта	Грунты основания	Расчетные значения характеристик $tg\phi_I$; $tg\phi_{II}$ и c_I ; c_{II} скальных грунтов для расчетов												Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов
		местной прочности по площадке сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетона скала	устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве	устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига в массиве, приуроченных к трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, с шириной их раскрытия, мм										
				менее 2 (в том числе сомкнутые)	от 2 до 20				более 20					
					преимущественно с песчаным заполнителем		преимущественно с глинистым заполнителем							
		$tg\phi_I$	c_{II} , МПа	$tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$	c_I , c_{II}/γ_g , МПа	$tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$	c_I , c_{II}/γ_g , МПа	$tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$	c_I , c_{II}/γ_g , МПа	$tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$	c_I , c_{II}/γ_g , МПа	$tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$	c_I , c_{II}/γ_g , МПа	$R_{i,m,II}$, МПа
1	Скальные (массивные, крупноблочные, слоистые, плитчатые, очень слабо- и слаботрещиноватые, невыветрелые) с $R_c^* > 50$ МПа	1,8	2,0	0,95	0,4	0,8	0,15	0,70	0,1	0,6	0,1	0,55	0,05	-0,25
2	Скальные (массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые, среднетрещиноватые, слабовыветрелые) с $R_c^* > 50$ МПа	1,5	1,7	0,85	0,3	0,8	0,15	0,70	0,1	0,6	0,1	0,55	0,05	-0,17

3	Скальные (массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые, сильно и очень сильнотрещиноватые) с $15 < R_c \leq 50$ МПа; скальные слабовыветрелые, слаботрещиноватые) с $5 < R_c \leq 15$ МПа	1,3	1,0	0,80	0,2 (2,0)	0,7	0,1	0,65	0,05	0,55	0,05	0,45	0,02	-0,10
4	Полускальные (плитчатые, тонкоплитчатые, средне-, сильно- и очень сильнотрещиноватые) с $R_c^* > 5$ МПа	1,0	0,3 (3,0)	0,75	0,15 (1,5)	0,65	0,0 5 (0,5)	0,55	0,03 (0,3)	0,50	0,03 (0,3)	0,45	0,02 (0,2)	-0,05 (- 0,5)

* R_c - нормативные значения предела прочности отдельностей на одноосное сжатие.

Примечания

1 В графах 5-14 следует принимать $\gamma_g = 1,25$.

2 Для поверхностей сдвига, приуроченных к прерывистым и кулисообразным трещинам, приведенные в графах 7-14 значения характеристик $\operatorname{tg} \varphi_1$, $\operatorname{tg} \varphi_1 / \gamma_g$ необходимо умножать на коэффициент 1,1, характеристик c_1 , c_{11} / γ_g - на коэффициент 1,2.

3 Приведенные в таблице характеристики соответствуют водонасыщенному состоянию массива грунта.

КОРРЕКТИРОВКА ЗНАЧЕНИЙ ДИНАМИЧЕСКОГО МОДУЛЯ УПРУГОСТИ ГРУНТОВ, определяемой сейсморазведкой для расчетов сейсмостойкости с-ми сооружение-основание - Известия ВНИИГ-Volume_239

Метод сейсморазведки, позволяющий в натурных условиях оперативно определять значения скорости продольной V_p и поперечной V_s волн, на сегодня является основным методом оценки динамических характеристик деформируемости грунтовых плотин и их оснований в натурных условиях. Как известно, значения динамических характеристик деформируемости – модуля упругости E_d , модуля сдвига G_d , коэффициента Пуассона и др., определенных сейсмическими методами разведки (сейсморазведка, акустика, ультразвук), отвечают чисто упругим деформациям при кратковременных знакопеременных напряжениях малой величины (доли КПа). В области значительных напряжений и амплитуд деформаций, характерных для условий сильных землетрясений, нарушается линейный характер связи деформаций и напряжений. Поэтому основной недостаток метода сейсморазведки (точнее, ограничение) при решении данной задачи состоит в том, что динамические характеристики, определенные сейсморазведкой (преобладающие частоты $f_{\text{тр}} = 20 \dots 100$ Гц, амплитуда деформаций $\epsilon = 10^{-6} \dots 10^{-3} \%$), в общем случае могут отличаться от таковых в условиях сильных землетрясений ($f_{\text{тр}} = 0,5 \dots 5$ Гц и $\epsilon = 10^{-2} \dots 10^{-1} \%$).

Поскольку коэффициенты корреляции в вариантах, показанных на рис.2,б и 2,в, существенно ниже, чем на рис.2,а (соответственно $R = 0,881$ (рис.2,б) и $R = 0,880$ (рис.2,в)), то на практике при оценке значений E_d для расчетов напряженно-деформированного состояния системы сооружение – основание с учетом сейсмических нагрузок рекомендуется использовать уравнения (4) или (4 а).

$$\lg E_{d(\text{сейсмол})} = 1,2058 \lg E_{d(c/p)} - 1,0619 \quad (4)$$

$$E_{d(\text{сейсмол})} = \frac{E_{d(c/p)}^{1,2058}}{11,5} \approx 0,087 E_{d(c/p)}^{1,21} \quad (4a)$$

Уравнение получено в диапазоне изменения аргумента $E_{d(c/p)} = 160 \dots 100000$ МПа. Оно справедливо как для дисперсных (кроме глинистых), так и для скальных грунтов, которые могут находиться в различных состояниях (талом, мерзлом).
нистых), так и для скальных грунтов, которые могут находиться в различных состояниях (талом, мерзлом).

Сопоставим полученные результаты с выводами из дисперсионных соотношений В.Футермана [10] для однородных неидеально упругих сред (с поглощением). Используя их, А.И.Савич и др. [9] пришли к следующей оценке

Полагая $\frac{f_{(c/p)}}{f_{(сейсмол)}} = 10^{-2}$ и задаваясь реальными значениями Δ_p , оценим

соотношения рассматриваемых модулей для следующих случаев:

1. Скальные и полускальные грунты «in situ» – если $\Delta_p \approx 0,01$, то $E_{д(сейсмол)} \approx 0,99 E_{д(c/p)}$;
2. Нескальные грунты «in situ» – если $\Delta_p \approx 0,5$, то $E_{д(сейсмол)} \approx 0,66 E_{д(c/p)}$;
3. Насыпные, слабоуплотненные грунты в плотинах, насыпях и т.д. – если $\Delta_p \approx 1,0$, то $E_{д(сейсмол)} \approx 0,46 E_{д(c/p)}$.

Нанесение этих данных на рис.2, в свидетельствует о том, что теоретические оценки по В.Футерману дают заниженные отношения $E_{д(c/p)}/E_{д(сейсмол)}$, хотя и находятся в пределах поля корреляции $\frac{E_{д(c/p)}}{E_{д(сейсмол)}} = f[E_{д(c/p)}]$. Отмеченное обстоятельство связано с тем, что соотношения В.Футермана объясняют лишь ту часть дисперсии фазовой скорости упругих волн, которая обусловлена эффектом поглощения в рамках модели однородной упругой среды.

МЕТОДИКА СОСТАВЛЕНИЙ МОДЕЛЕЙ СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ В ГИДРОСООРУЖЕНИЯХ К СНиП 2.02.02-85-1991

В настоящее время для оценки деформационных характеристик скальных массивов широко применяются разночастотные сейсмические методы исследований [44, 63, 67]. Примеры графиков связи E_0 с v_p и E_d приведены, на рис. 4-8 и 4-9.

Характеристики сопротивления пород сдвигу, как правило, определяют путем проведения полевых или лабораторных опытов и лишь в редких случаях используют корреляционные связи геофизическими или статическими деформационными характеристиками (рис. 4-11).

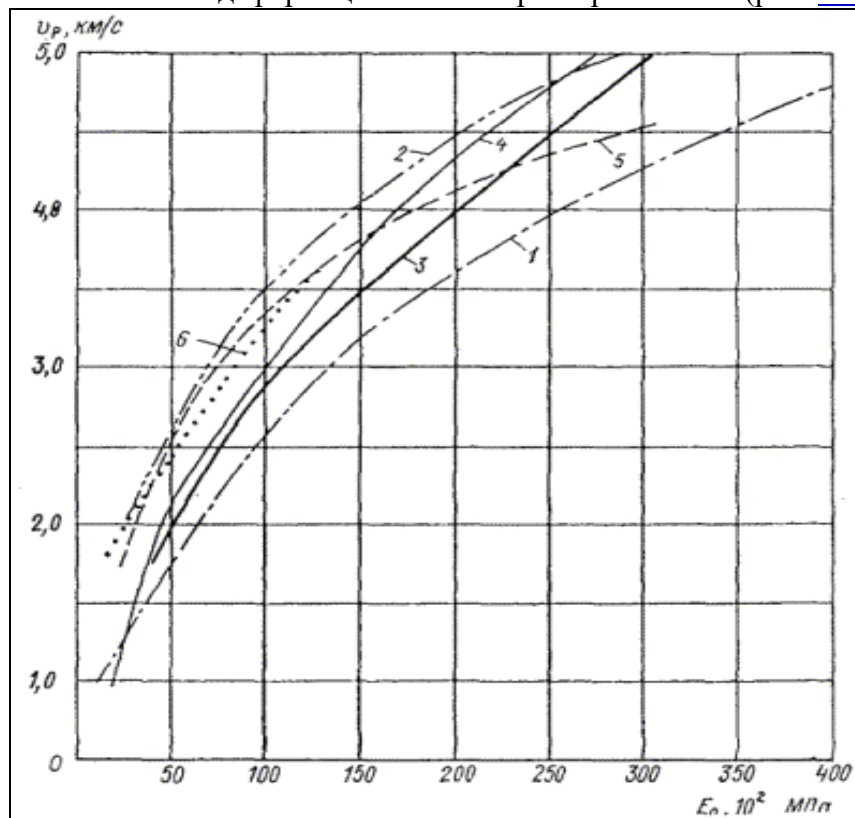


Рис. 4-9. Связь статического модуля деформации E_0 и скорости продольных упругих волн v_p в массивах скальных пород (данные прямой корреляции) 1 - разные породы по М.Ф. Болло; 2 - то же по Х. Масуда; 3 - кристаллические сланцы (основание Саяно-Шушенской ГЭС); 4 - известняки (основание Ингури ГЭС); 5 - то же (основание Токтогульской ГЭС); 6 - диориты (основание Зейской ГЭС).

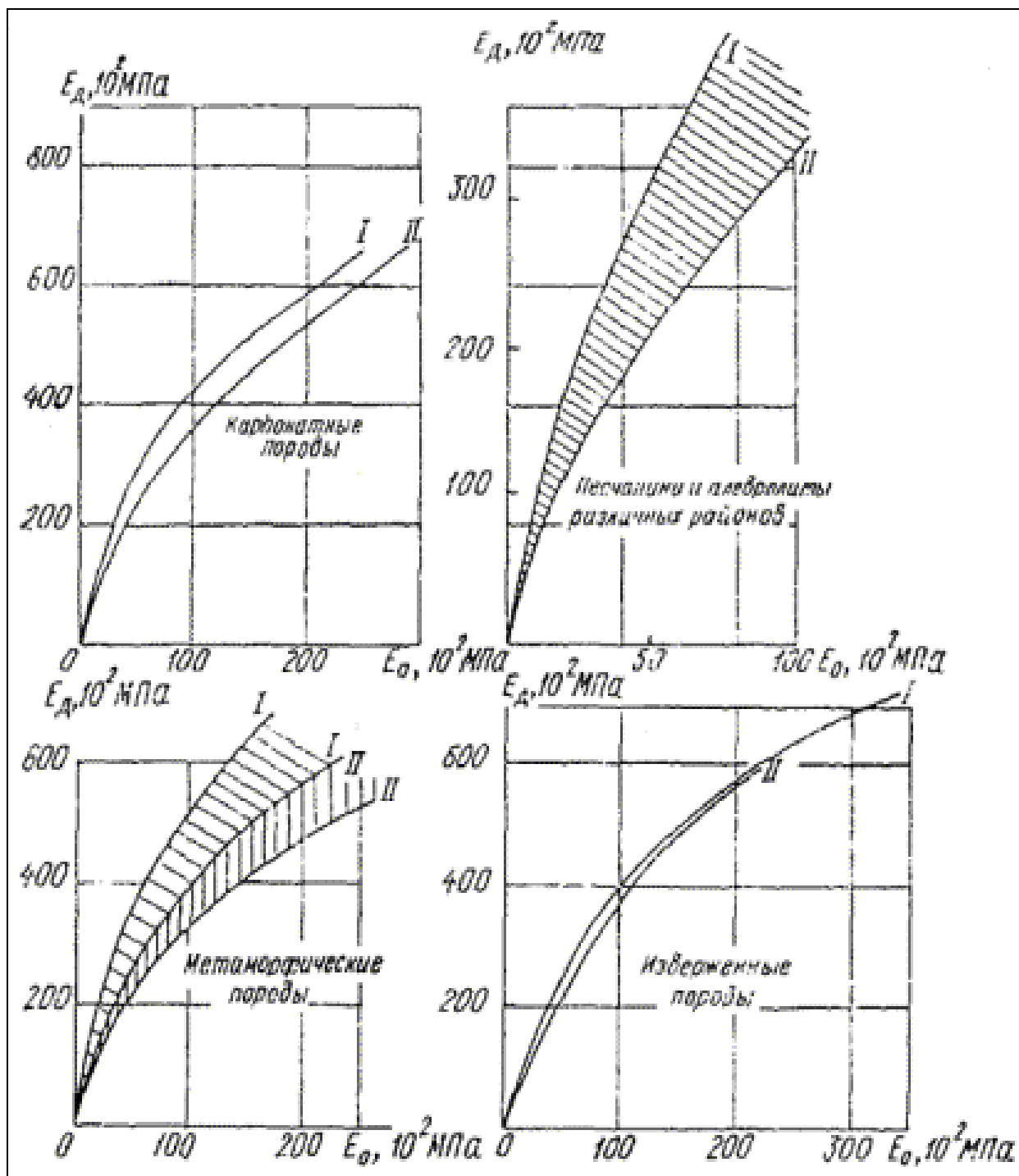


Рис. 4-8. Осредняющие взаимосвязей E_d (E_0) (и области наиболее вероятных значений) для различных скальных пород, рекомендуемые А.И. Савичем

Таблица 4-2

Тип блочности пород в массиве	v_p , км/с (в зоне аэрации)	M_t , 1/м	$\bar{V}_{зпв}$, дм^3
Крупноблочный	6,0 - 4,5	менее 1,0	более 1000
Блочный массивный	6,0 - 3,5	0,8 - 2,0	1000 - 100
Толстоплитчатый	3,5 - 2,4	2,0 - 5,0	100 - 10
Среднеплитчатый	2,4 - 2,0	5 - 10	10 - 1
Мелкоплитчатый	2,0 - 1,5	10 - 20	1 - 0,1
Пластинчатый (сланцеватый)	менее 1,5	более 20	менее 1,0

Таблица 4-4 Классификация массивов скальных пород по трещиноватости и относительным характеристикам свойств (по [СНиП 2.02.02-85](#) с дополнениями)

Степень трещиноватости пород	Модуль трещиноватости M_T , 1/м	Объем блоков V , дм ³	$K_{тп}$, %	Показатель качества породы RQD, %	Относительная деформируемость $E_0/E_{0 \max}$, %	Относительная прочность $R_{сж}/R_{сж \max}$, %	Относительная скорость упругих волн $v_p/v_{p \max}$, %
Очень слаботрещиноватые	менее 1,5	тысячи	менее 0,5	90 - 100	70 - 100	70 - 100	95 - 100
Слаботрещиноватые	1,5 - 5	сотни	0,5 - 1,0	75 - 90	50 - 70	45 - 70	85 - 95
Среднетрещиноватые	5 - 10	десятки - сотни	1,0 - 1,5	50 - 75	25 - 50	18 - 15	65 - 85
Сильнотрещиноватые	10 - 30	единицы - десятки	1,5 - 2,5	25 - 50	10 - 25	7 - 18	48 - 65
Очень сильнотрещиноватые	более 30	менее 1	более 2,5	0 - 25	3 - 10	2 - 7	33 - 48

Примечание. Относительные значения деформируемости, прочности и скорости волн даны для сухих и водонасыщенных пород (немерзлых). $E_{0 \max}$, $R_{сж \max}$, $v_{p \max}$ - среднемаксимальные значения, полученные на монолитных образцах соответствующего состояния (сухого, водонасыщенного).

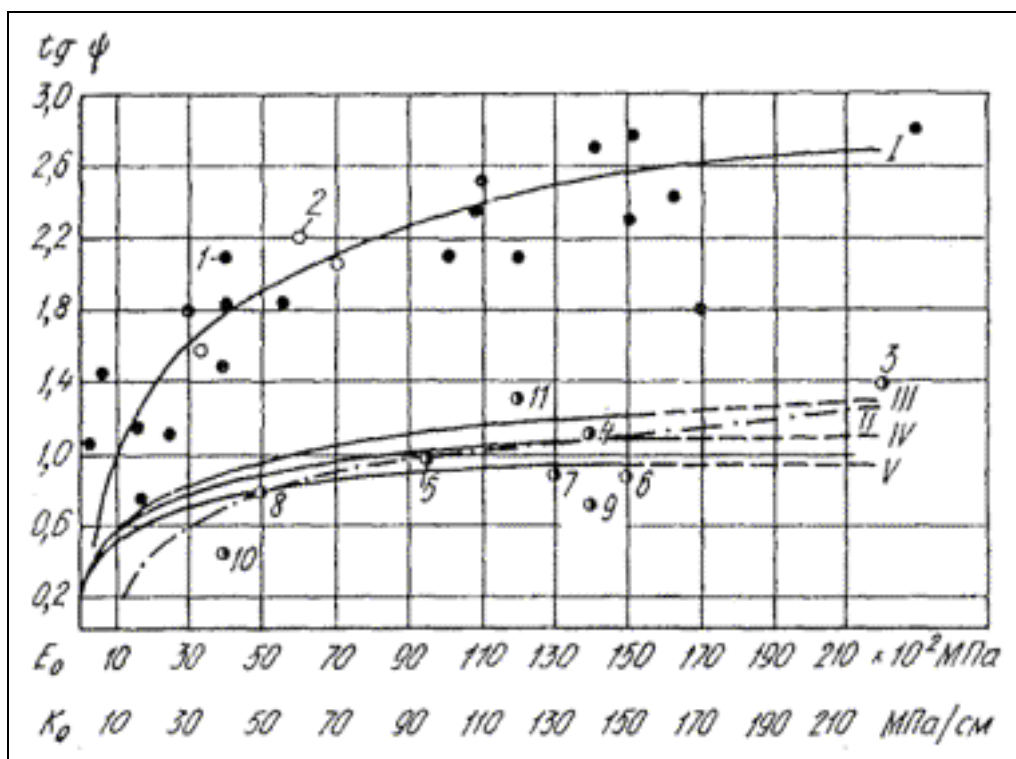


Рис. 4-11. Приближенная связь коэффициента сдвига ($\operatorname{tg} \varphi$) с модулем деформации E_0 и коэффициентом отпора K_0 в массивах скальных и полускальных пород (по Ю.А. Фишману)

I - $\operatorname{tg} \varphi_{пр} = t_{пр}/\sigma_{пр}$ на сдвиг бетонных штампов (I) и целиков (2); II - $\operatorname{tg} \varphi$ расчетные, принятые в рабочих чертежах плотин ГЭС: 3 - Саяно-Шушенской; 4 - Наглу; 5 - Токтогульской; 6 - Усть-Илимской; 7 - Константиновской; 8 - Андижанской; 9 - Гримзель; 10 - Миатлинской; 11 - Ингурской; III , IV , V - соответственно максимальные, средние и минимальные расчетные значения $\operatorname{tg} \varphi$ для стадии ТЭО по классификации оснований плотин при $s = 2,0$ МПа.

Таблица 3-5 Приближенные диапазоны характеристик квазиоднородных инженерно-геологических блоков (ИГБ) и зон ослабления (ИГЗ) скальных массивов

Признаки, характеристики		Сингенетические элементы, их типы								
		Квазиоднородные структурно-петрологические блоки (СПБ) и зоны ослабления (СПЗ-1) I рода								
		I	II	III	IV	V	VI	VII		
По прочности		Прочные			Неравномерно-прочные			Малопрочные		
По блочности		Массивные крупноблочные	Толстоплитчатые крупноблочные	Среднеплитчатые и среднеблочные	Равномерно-плитчатые или блочные	Плитчатые или блочные	Столбчатые или тонкоплитчатые	Агломератные или сланцеватые		
По однородности		Квазиоднородные по свойствам части СПБ и СПЗ - инженерно-геологические блоки (ИГБ) и зоны (ИГЗ)								
По подзонам влияния выветривания и разгрузки		Очень слабое Г	слабое В	среднее Б	Г	В	Б	Г	В	Б
Обломочные породы	$V_{ЭПБ}$, дм ³	5000 - 100	1000 - 100	300 - 30	100 - 1,0	100 - 1,0	80 - 1,0	1 - 0,1	0,5 - 0,1	< 0,1
	$K_{тп}$, %	0,2 - 0,5	0,5 - 2,0	1,0 - 5,0	0,5 - 0,7	0,7 - 3,0	2 - 8	0,7 - 1,0	1 - 2	2 - 5
	v_p , км/с	5,5 - 3,5	4,0 - 3,5	3,5 - 3,0	3,5 - 3,0	3,0 - 2,0	2,5 - 2	2 - 1,5	< 1,5	< 1,0
	$K_{ф}$, м/сут	0,01 - 0,05	0,05 - 1,0	1 - 10	0,05 - 5,0	1 - 10	5 - 0,5	2 - 0,01	3 - 0,05	5 - 0,05
	E_0 , 10 ² МПа	100 - 60	90 - 60	70 - 50	80 - 60	60 - 40	50 - 30	30 - 20	20 - 10	< 10
	tgj	0,8 - 0,7	0,8 - 0,65	0,65 - 0,6	0,65 - 0,5	0,55 - 0,40	0,45 - 0,35	0,40 - 0,35	0,35 - 0,30	< 0,3
	C, МПа	0,25 - 0,2	0,2 - 0,15	< 0,15	0,15 - 0,02	0,05 - 0,03	0,03 - 0,02	0,02 - 0,01	< 0,02	< 0,01
Карбонатные породы	$V_{ЭПБ}$, дм ³	1500 - 100	1000 - 100	300 - 30	100 - 1,0	100 - 1,0	80 - 1,0	1,0 - 0,1	0,5 - 0,1	< 0,1
	$K_{тп}$, %	0,2 - 0,5	0,5 - 2,0	1,0 - 5	0,5 - 0,7	0,7 - 3,0	2,0 - 10,0	0,7 - 1,0	1 - 2	2 - 5
	v_p , км/с	5,0 - 4,0	4,0 - 3,5	3,5 - 3,0	3,5 - 2,5	3,0 - 2,5	2,5 - 2,0	2,0 - 1,5	1,5 - 1,0	< 1,0
	$K_{ф}$, м/сут	0,01 - 0,5	0,5 - 50*	5 - 100*	0,5 - 2,0	2,0 - 10,0*	2,0 - 0,5*	0,5 - 0,01	0,1 - 5,0	< 0,1
	E_0 , 10 ² МПа	140 - 80	120 - 60	80 - 50	80 - 40	60 - 40	40 - 30	30 - 20	20 - 10	< 10
	tgj	0,9 - 0,7	0,7 - 0,6	0,6 - 0,5	0,6 - 0,5	0,5 - 0,4	0,4 - 0,35	0,35 - 0,3	0,3 - 0,25	< 0,25
	C, МПа	0,3 - 0,25	0,15 - 0,1	0,1 - 0,05	0,1 - 0,05	0,05 - 0,03	0,03 - 0,02	0,02 - 0,04	< 0,01	< 0,01
Метаморфические породы	$V_{ЭПБ}$, дм ³	2000 - 100	1000 - 100	500 - 50	100 - 1,0	100 - 1,0	50 - 0,5	1,0 - 0,1	1,0 - 0,1	0,5 - 0,05
	$K_{тп}$, %	0,2 - 0,5	0,5 - 1,0	1,0 - 2,0	0,5 - 0,7	0,7 - 1,0	1 - 2	0,7 - 1,0	1 - 2	2 - 5
	v_p , км/с	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	4,5 - 3,5	4,0 - 3,5	4,0 - 3,0	3,5 - 2,5	3,5 - 2,5	3,0 - 2,5	< 2,5
	$K_{ф}$, м/сут	0,01 - 0,5	0,5 - 1,0*	1 - 50*	0,1 - 1,0	1 - 50*	5 - 100*	0,01 - 0,5	0,5 - 1,0	1 - 5
	E_0 , 10 ² МПа	250 - 180	180 - 120	120 - 70	100 - 70	100 - 50	70 - 40	70 - 30	40 - 30	< 30
	tgj	1,0 - 0,8	0,9 - 0,8	0,8 - 0,7	0,8 - 0,7	0,7 - 0,6	0,6 - 0,5	0,6 - 0,5	0,55 - 0,45	< 0,45
	C, МПа	0,4 - 0,3	0,3 - 0,25	0,25 - 0,2	0,25 - 0,2	0,2 - 0,15	0,15 - 0,05	0,2 - 0,15	0,15 - 0,05	< 0,05
Магматические	$V_{ЭПБ}$, дм ³	2500 - 100	1000 - 100	500 - 50	100 - 1,0	100 - 1,0	50 - 0,5	1 - 0,1	1,0 - 0,1	0,5 - 0,05

Признаки, характеристики		Сингенетические элементы, их типы								
		Квазиоднородные структурно-петрологические блоки (СПБ) и зоны ослабления (СПЗ-1) I рода								
		I		II		III	IV	V	VI	
породы	$K_{тп}$, %	0,2 - 0,5	0,5 - 1,0	1,0 - 2,0	0,5 - 0,7	0,7 - 1,0	1 - 2	0,7 - 1,0	1 - 2	2 - 5
	ν_p , км/с	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	4,5 - 3,5	4,0 - 3,5	4,0 - 3,0	3,5 - 2,5	3,5 - 2,5	3,0 - 2,5	< 2,5
	$K_{ф}$, м/сут	0,01 - 0,5	0,5 - 1,0	1 - 150**	0,1 - 1,0	1 - 50**	5 - 100**	0,1 - 5	5 - 10	0,1 - 10
	E_0 , 10 ² МПа	250 - 180	180 - 120	120 - 70	100 - 70	100 - 50	70 - 40	70 - 30	40 - 30	< 30
	tgj	1,0 - 0,8	0,9 - 0,8	0,8 - 0,7	0,9 - 0,7	0,7 - 0,6	0,6 - 0,5	0,6 - 0,5	0,55 - 0,45	< 0,45
	C, МПа	0,4 - 0,3	0,3 - 0,25	0,25 - 0,2	0,3 - 0,25	0,25 - 0,2	0,15 - 0,05	0,2 - 0,15	0,15 - 0,05	< 0,05
Постгенетические тектонические элементы. Квазиоднородные тектонические структурно-петрологические зоны дробления (СПЗ-2) разломов III - V порядков в различных типах сингенетических элементов скальных массивов										
Подзоны сместителя и разлинования	$V_{ЭПБ}$, дм ³	300 - 10	200 - 5	100 - 1	50 - 5	40 - 5	20 - 1	1 - 0,01	1 - 0,01	< 0,1
	$K_{тп}$, %	1 - 2	2 - 5	5 - 10	0,5 - 1	1 - 3	3 - 5	0,5 - 1,0	1,0 - 1,5	1,0 - 2,0
	ν_p , км/с	3,5 - 2,0	3,0 - 1,5	1,5	2,5 - 2,0	2,0 - 1,5	< 1,5	2,0 - 1,5	< 1,5	< 1,5
	$K_{ф}$, м/сут	0,1 - 1,0	1 - 5*	1 - 10*	0,1 - 1,0	1 - 5*	> 5*	< 10	< 1,0	< 1,0
	E_0 , 10 ² МПа	40 - 20	30 - 10	10	30 - 20	20 - 10	< 10	< 10	< 10	< 10
	tgj	0,7 - 0,6	0,6 - 0,5	0,5 - 0,4	0,5 - 0,4	0,5 - 0,4	< 0,4	< 0,5	< 0,4	< 0,4
	C, МПа	0,1 - 0,05	< 0,05	0	0,1 - 0,05	< 0,05	0	< 0,01	0	0
Подзоны трещин оперения	$V_{ЭПБ}$, дм ³	500 - 50	400 - 20	200 - 10	100 - 10	80 - 5	50 - 1	1,0 - 0,1	1,0 - 0,01	< 0,10
	$K_{тп}$, %	0,5 - 1,0	1 - 2	2 - 10	0,5 - 1,0	0,7 - 2	2 - 10	0,7 - 1,0	1 - 2	2 - 3
	ν_p , км/с	4,0 - 3,0	3,0 - 2,5	< 2,5	3,0 - 2,5	3,0 - 2,0	< 2,0	< 2,0	< 1,5	< 1,5
	$K_{ф}$, м/сут	0,5 - 1,0	5 - 50*, **	5 - 100*, **	0,5 - 10	1,0 - 15*, **	0,5 - 10*, **	0,1 - 5,0	0,1 - 5,0	0,1 - 10,0
	E_0 , 10 ² МПа	80 - 50	60 - 30	< 40	60 - 30	50 - 20	30 - 10	30 - 20	< 20	< 10
	tgj	0,8 - 0,7	0,8 - 0,7	< 0,7	0,7 - 0,6	0,7 - 0,6	0,7 - 0,6	< 0,6	< 0,5	< 0,4
	C, МПа	0,25 - 0,2	0,2 - 0,15	< 0,15	0,2 - 0,15	< 0,15	< 0,1	< 0,05	0	0
Примечания: 1. Сопротивл. сдвигу (tgj, C) может снижаться при наличии в подзоне смесителя и в трещинах слабого заполнителя (глинки трения и др.); 2. Значения ν_p даны применительно к зоне аэрации массива (неводонасыщенное состояние).										
* Вероятно резкое увеличение водопроницаемости в зоне развития карста, зачастую связанного с тектоническими нарушениями в карбонатных скальных массивах;										
** Возможно резкое увеличение водопроницаемости в подрусловой зоне разгрузки массива и в бортах долины.										

В нашей стране на протяжении многих лет используется классификация ненарушенных скальных грунтов (Эристов и др., 1970), в основу которой также положена прочность на одноосное сжатие, выраженная через предложенный М.М. Протодяконовым коэффициент крепости породы

$$f = 0,1R_c. \quad (1.26)$$

Коеф. на Протодяконов f , обемно тегло $\gamma_{ск}$, ъгъл на вътр. триене ρ , коеф. на разбухване χ

Таблица 10

Коефициент на здравината по Протодяконов f , обемно тегло $\gamma_{ск}$, ъгъл на вътр. триене ρ и показатели на пробиваемостта на скални масиви

f	Клас на скалата	Скала	Средно обемно тегло $\gamma_{ск}$, $N/m^3 \cdot 10^4$	ρ°	χ
1	2	3	4	5	6
0,3	—	Разводнени скали; пясък с тинести примеси; торф, льос и други разводнени почви	0,6—1,5	9	1,8
0,5	—	Сипкав пясък, дребен чакъл, прясно насипана почва; скали в стрити обводнени зони	1,7	27	1,8
0,6	—	Влажен пясък; лека суглинка; растителна почва	1,5	30	1,8
0,8	—	Лека пясъчлива глина; льос; баластра	1,6	40	1,8
1,0	—	Плътна глина и наноси; стрити скали	1,8	45	1,4—1,8
1,5	—	Сбит чакъл; натрошени скали; мек мергел; сбита много плътна глина	1,8—2,0	60	1,4—1,8
2,0	—	Меки шисти и варовици; обикновен мергел; гипс; конгломерати с глинеста спойка	2,4	65	1,4—1,8
3,0	XII	Глинести шисти със средна здравина; плътен мергел; слаби пясъчни шисти; слаби варовици, конгломерати и пясък	2,5	70	1,8
4,0	XI	Здрави глинести шисти; слаби пясъчни и варовици; конгломерати с варовикова спойка	2,8	70	2,0
5	IX	Пясъчно-глинести шисти; изветрели гранити, гнайси и сиенити; мергелен варовик, слюдени шисти; доломити	2,5	72	2,0
6	IX	Сидерит; магнезит; плътен варовик	2,5	75	2,0
8	VIII	Здрави варовици, пясъчни и мрамори; слаби гранити; конгломерати със здрава варовикова спойка	2,5	80	2,0
10	VII	Гранит, гнайс и сиенит отчасти изветрели; конгломерат на силициева спойка	2,5—2,6	82	2,2
12	VI	Здрави доломити и мрамори; среднозърнести гранити и сиенити; здрави гнайси	2,6—2,7	83	2,2
15	V	Изключително здрави варовици и пясъчни; здрави гнайси; андезити и базалти със следи от изветряване	2,6—2,9	85	2,2
18	IV	Здрави ситнозърнести гранити; много здрави гнайси; диабаз; порфирит; здрав трахит	2,6—3,0	86	2,2
22	III	Много здрави ситнозърнести гранити; гранитогнайси; диорити и порфирити	2,7—3,1	87	2,2
25	II	Много здрави андезити, базалти, кварцити; диабаз и габро	2,8—3,1	87	2,2
25	I	Лабрадор и оливин базалт; габродиабаз; извънредно здрави кварцити и порфирити	2,9—3,2	88	2,2

НОРМАТИВНЫЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАССИВОВ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ*

Таблица 7.3

Категория	Грунты	$E, \dots$	f_m	k_0 Н/см ³	В массиве по площадкам, не приуроченным к поверхностям ослабления, для расчетов				Вдоль трещин с песчаным (ПЗ) и глинистым (ГЗ) заполнителем*** при ширине их раскрытия, мм									
					НДС и местной прочности		устойчи- вости** и для физи- ческого моделиро- вания		< 2		2–20				> 20			
									в том числе сомкнутые		ПЗ		ГЗ		ПЗ		ГЗ	
					tg φ	c, МН/м ²	tg φ	c, МН/м ²	tg φ	c, МН/м ²	tg φ	c, МН/м ²	tg φ	c, МН/м ²	tg φ	c, МН/м ²	tg φ	c, МН/м ²
1	Скальные (массивные, крупнообломочные, слоистые, плитчатые, очень слабо и слаботрещиноватые неветрелые) с $R_c > 50$ МПа	10 000	8	>4000	1,80	2,00	1,40	1,60	1,1	0,30	1,00	0,20	0,85	0,15	0,75	0,10	0,55	0,04
2	Скальные (массивные, крупнообломочные, блочные, слоистые, плитчатые, среднетрещиноватые слабоветрелые) с $R_c < 50$ МПа	5000–10000	5–8	2500–4000	1,50	1,70	1,20	1,30	1,0	0,20	0,90	0,15	0,75	0,10	0,70	0,06	0,55	0,03
3	Скальные (массивные, крупнообломочные, блочные, слоистые, плитчатые, сильно и очень сильнотрещиноватые) с $R_c = 15 \dots 50$ МПа; скальные (слабоветрелые, слаботрещиноватые) с $R_c = 5 \dots 15$ МПа	3000–5000	3–4	1500–2000	1,30	1,00	1,00	0,80	0,90	0,15	0,80	0,10	0,70	0,06	0,60	0,03	0,50	0,02
4	Полускальные (плитчатые, тонкоплитчатые, среднесильно и очень сильнотрещиноватые) с $R_c < 5$ МПа	<3000	<3	<1000	1,00	0,30	0,80	0,25	0,80	0,10	0,70	0,06	0,60	0,03	0,55	0,02	0,40	0,015

* Обозначения: E – модуль деформации; f_m – коэффициент крепости в массиве; k_0 – коэффициент удельного отпора; tg φ и c – параметры сопротивления сдвигу. ** Методами предельного равновесия. *** Для всех видов расчетов и физического моделирования.

