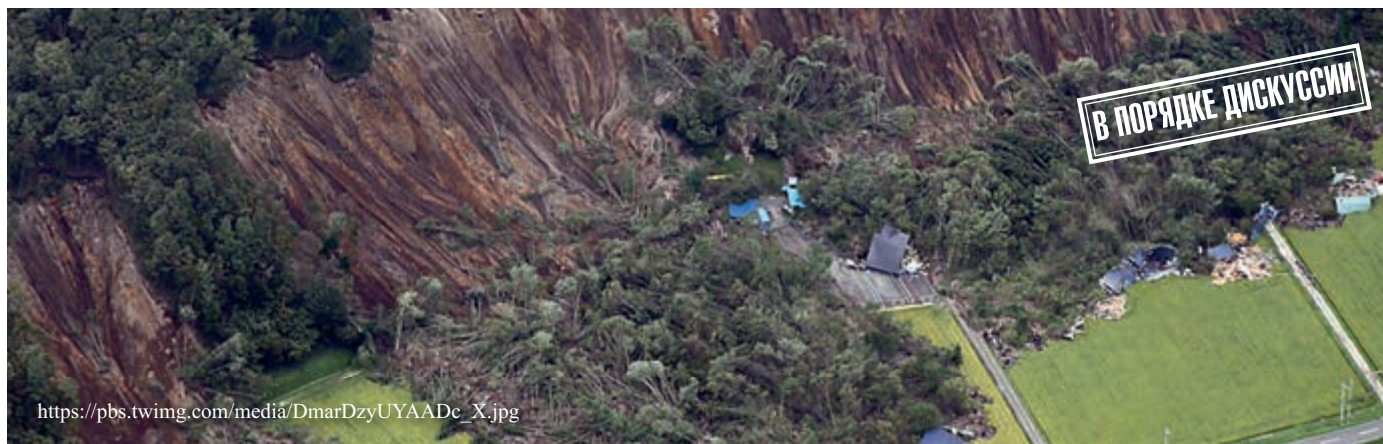


ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МОДИФИЦИРОВАННОГО ПСЕВДОСТАТИЧЕСКОГО МЕТОДА ДЛЯ РАСЧЕТОВ УСТОЙЧИВОСТИ СЕЙСМОГЕННЫХ ОПОЛЗНЕЙ (НА ПРИМЕРЕ ОПОЛЗНЯ ШУЙЦЗИНЯНЬ, КИТАЙ, 2008 г.)



КРОПОТКИН М.П.*

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, singeos@narod.ru
Адрес: Ярославское шоссе, д. 26, г. Москва, 129337, Россия

ПРАСОЛОВ А.А.

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, ghfcjkjdfylhtq@yandex.ru
АО «Центральное производственно-геологическое объединение», г. Москва, Россия
Адрес: ул. 2-я Рощинская, д. 10, г. Москва, 115191, Россия

Оригинальная статья

Поступила в редакцию 17.11.2019 / Принята к публикации 25.12.2019 / Дата публикации 29.12.2019

© 000 «Геомаркетинг», 2019

Аннотация

Совершенствование расчетов устойчивости оползнеопасных склонов в сейсмически активных регионах является одной из актуальных проблем инженерной геологии. Как псевдостатический, так и динамический методы учета сейсмического воздействия содержат много субъективных допущений, снижающих возможность достоверной оценки устойчивости склонов. Предлагается развитие псевдостатического метода с использованием уточнения сейсмических ускорений на разных участках оползнеопасного склона с использованием специализированных компьютерных программ, разработанных для инженерной сейсмологии и опирающихся на различие в сейсмических, физических и деформационных характеристиках грунтов в пределах массива; уточнения ускорений для разных участков склона на основе его высоты, крутизны, формы и предполагаемой глубины прохождения зоны смещения. Необходимы также уточнение направлений и силы сейсмических воздействий на основе представлений о возможных углах подхода сейсмических волн, направлениях колебаний и расстояниях до сейсмогенерирующего разлома; расчет коэффициентов сейсмичности для отдельных блоков потенциального оползневого тела по определенной методике с использованием акселерограмм; дифференцированный учет сейсмических ускорений для разных участков склона; выполнение завершающего расчета без сейсмического воздействия при параметрах остаточной прочности грунтов, в случае получения расчетного значения коэффициента устойчивости $K_u < 1$ в результате расчета по вышеупомянутой методике при сейсмическом воздействии. Проведены расчеты устойчивости на примере сейсмогенного оползня Шуйцзинянь, возникшего в результате Вэньчуаньского землетрясения 2008 г. в Китае. Уточнены физико-механические характеристики грунтов в массиве, возможные сейсмические ускорения и коэффициенты сейсмичности. В результате расчетов устойчивости, выполненных по предлагаемой методике как с учетом сейсмического воздействия, так и после его завершения, получены коэффициенты устойчивости 0,94–0,98, т.е. соответствующие разрушению склонового массива именно в том объеме, в котором это фактически произошло.

Ключевые слова:

скальные оползни; направление сейсмического воздействия; топографический эффект; дифференцированный учет сейсмических ускорений; расчет коэффициентов сейсмичности; остаточная прочность грунтов

Ссылка для цитирования:

Кропоткин М.П., Прасолов А.А., 2019. Использование модифицированного псевдостатического метода для расчетов устойчивости сейсмогенных оползней (на примере оползня Шуйцзинянь, Китай, 2008 г.). Инженерная геология, Том XIV, № 4, с. 58–72, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2019-14-4-58-72>.

IMPLICATION OF THE MODIFIED PSEUDOSTATIC METHOD FOR STABILITY ESTIMATION OF SEISMOGENIC LANDSLIDES (ON THE EXAMPLE OF SHUIJINIAN LANDSLIDE, CHINA, 2008)

MIKHAIL P. KROPOTKIN*

Moscow State (National Research) University of Civil Engineering, Moscow, Russia, singeos@yandex.ru
Address: Bld. 26, Jaroslavskoe Hwy, 129337, Moscow, Russia

ANDREI A. PRASOLOV

Moscow State (National Research) University of Civil Engineering, Moscow, Russia, ghfcjkjdfylhtq@yandex.ru
"Central Product and Geological Association" JSC, Moscow, Russia
Address: Bld. 10, 2nd Roshchinskaya St., 115191, Moscow, Russia

Original paper

Received 17 November 2019 / Accepted 25 December 2019 / Published 29 December 2019

© "Geomarketing" LLC, 2019

Abstract

Improving the stability estimation of landslide-hazardous slopes in seismically active regions is one of the urgent problems of engineering geology. Both pseudostatic and dynamic methods of seismic effects accounting contain many subjective assumptions that reduce the possibility of a reliable assessment of the slope stability. The development of the pseudostatic method using the refinement of seismic accelerations in different parts of the landslide-hazardous slope, using specialized computer programs developed for engineering seismology and based on the difference in seismic, physical and deformation characteristics of soils within the massif; the refinement of accelerations in different parts of the landslide-hazardous slope based on its height, steepness, shape and estimated depth of the displacement zone is proposed. It is also necessary to clarify the directions and strength of seismic impacts based on ideas about the possible angles of approach of seismic waves, directions of vibrations and distances to the seismic generating fault; the calculation of seismicity coefficients for individual blocks of a potential landslide body according to a certain method with the use of accelerograms; the differentiated accounting of seismic accelerations for different sections of the slope; the completion of the estimation without seismic impact with parameters of residual soil strength, in the case of obtaining the calculated value of the stability coefficient $K_u < 1$ as a result of calculation by the aforementioned method under seismic impact. The stability calculations are carried out on the example of the seismogenic Shuijinyan landslide resulting from the Wenchuan earthquake of 2008, China. The physical and mechanical characteristics of soils in the massif, possible seismic accelerations and seismicity coefficients are specified. As a result of stability estimations performed according to the proposed method, both taking into account the seismic impact and after its completion, stability factor in range of 0.94–0.98 are obtained. This corresponds to the destruction of the slope massif exactly in the volume in which this actually happened.

Key words:

rock landslides; direction of seismic impact; topographic effect; differentiated accounting of seismic accelerations; calculation of seismicity coefficients; residual soil strength

For citation:

Kropotkin M.P., Prasolov A.A., 2019. Implication of the modified pseudostatic method for stability estimation of seismogenic landslides (on the example of Shuijinyan landslide, China, 2008). *Engineering Geology World*, Vol. XIV, No. 4, pp. 58–72, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2019-14-4-58-72>.

Введение

Сейсмогенные оползни и обвалы по данным мировой статистики являются одними из опаснейших природных и природно-техногенных процессов как по наносимому экономическому ущербу, так и по числу человеческих жертв. Оценка риска крупных гравитационных смещений, индуцированных землетрясениями, привлекает широкое внимание специалистов. Однако во многих случаях расчеты устойчивости склонов выполняются для изолированных объектов без учета сейсмологической ситуации (направление и углы подхода сейсмических волн, различие в воздействиях сейсмических колебаний разных типов, изменение интенсивности в зависимости от свойств грунтов и т.д.) и с недостаточным учетом влияния рельефа участка. Кроме того, расчеты устойчивости, как пра-

вило, выполняются с едиными параметрами сейсмического воздействия для всего потенциального оползневого тела.

Учет сейсмического воздействия при расчетах устойчивости склонов и откосов и определении оползневого давления в настоящее время выполняется двумя группами методов: псевдостатическими и динамическими.

В первом случае эффект от землетрясения моделируется путем введения дополнительных инерционных сил, задаваемых коэффициентами сейсмичности (K_c) в горизонтальном и вертикальном (либо только в горизонтальном) направлении. Сейсмическая сила раскладывается на параллельную и перпендикулярную по отношению к поверхности скольжения составляющие и геометрически складывается с соответствующими силами иной приро-

Величины коэффициентов, рекомендуемых зарубежными авторами при расчетах устойчивости псевдостатическим способом [25]

The values of the coefficients recommended by foreign authors for stability estimation in a pseudostatic way [25]

Источник	Рекомендуемый Кс	Рекомендуемый критический Ку
Terzhagi	0,10 ($R-F = IX$)	> 1,0
	0,20 ($R-F = X$)	
	0,50 ($R-F > X$)	
Seed (1979)	0,10 ($M = 6,50$)	> 1,15
	0,15 ($M = 8,25$)	
Marcuson (1981)	0,33–0,50 PGA/g	> 1,0
Hynes-Griffin and Franclin (1981)	0,50 PGA/g	> 1,0
California Geological Survey (1997)	0,15	> 1,1
JCOLD Japan	0,12–0,25	–
Corps of Engineering	0,10 (сильное землетрясение)	> 1,0
	0,15 (катастрофическое землетрясение)	> 1,0

$R-F$ — интенсивность по шкале Росси-Фореля (по 10-балльной шкале Росси-Фореля интенсивности землетрясения интервал VII–X баллов соответствует интервалу 6–9 баллов 12-балльной шкалы (шкала Медведева в СССР и шкала Меркалли, применяемая в США и некоторых других странах))

M — магнитуа землетрясения

PGA — пиковое ускорение на поверхности земли

g — ускорение свободного падения

ды. В частности, этот метод рекомендуется при расчетах сейсмического воздействия (давления) грунта на подпорные стены при применении квазистатических расчетных схем, согласно пункту 5.17 СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*». Чаще рассматривается только наиболее неблагоприятное направление сейсмической силы — горизонтально и в сторону склона, в некоторых случаях рекомендуют принимать его параллельным поверхности смещения¹. Сами расчеты устойчивости выполняются одним из методов предельного равновесия.

В другом, ныне редко применяемом, способе «фиктивного откоса» используется виртуальный поворот склона на угол, равный отклонению от вертикали равнодействующей гравитационной и сейсмической сил¹.

Необходимо отметить, что коэффициенты сейсмичности, установленные нормативными техническими документами России, Китая и европейских стран для одной и той же интенсивности воздействия, различаются в 2–4 раза [3].

Логичным подходом выглядит применение, в т.ч. в Еврокоде 8 «Design of structures for earthquake resistance. EN 1998-5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects», понижающего коэффициента для перехода от относительного пикового ускорения PGA/g (Peak Ground Acceleration) к коэффициенту сейсмичности. Однако в этом случае на разброс нормативных ускорений для определенной балльности, достигающий 70–100%, накладывается разброс рекомендуемых понижающих коэффициентов. Еврокод 8 для горизонтальных сейсмических сил рекомендует принимать понижающий коэф-

фициент 0,5, хотя табл. 1 показывает, что на этот счет существуют различные мнения.

Величина нормативных максимальных ускорений различается порой даже в пределах одной страны. Так, СП 14.13330.2018 устанавливает для землетрясения силой 8 баллов в средних грунтах (II категория) PGA = 0,2g, в то время как ГОСТ Р 57546-2017 «Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности» (табл. Б.2) для данной балльности рекомендует PGA = 0,28g, для интенсивности землетрясения 9 баллов рекомендуемые PGA составляют, соответственно, 0,4g и 0,7g. Для интенсивности 9,5 баллов ГОСТ Р 57546-2017 задает PGA уже 1,1g, в то время как Ф.Ф. Аптикаев со ссылкой на зарубежные обобщающие материалы утверждает, что в диапазоне 9–11 баллов средние значения PGA не изменяются, оставаясь на уровне 0,6g [1].

Все это приводит к большой неопределенности псевдостатических расчетов устойчивости. К тому же предлагаемые коэффициенты сейсмичности практически не имеют физического обоснования.

При динамическом способе учета сейсмического воздействия на устойчивость используются данные акселерограмм колебаний, что теоретически позволяет учитывать фактическую продолжительность и частотно-амплитудные характеристики землетрясений. Решение, как правило, выполняется методом конечных элементов с учетом жесткости и затухания колебаний [4]. При кажущейся гораздо более высокой достоверности этого метода он имеет ряд специфических трудностей. Важнейшей из них является получение в результате расчетов не коэффициента устойчивости, который при всех недостатках этого кри-

¹ Калинин Э.В., 2006. Инженерно-геологические расчеты и моделирование. Изд-во Московского университета, Москва.

терия определяет в первом приближении возможность достаточно быстрых деформаций массива по механизму сдвига, а суммарной величины смещений. Вопрос дальнейших деформаций массива после прекращения сейсмического воздействия при этом остается открытым. Предполагается, что существуют определенные пороговые деформации, за которыми следует общее нарушение устойчивости, однако очевидно, что величина их будет значительно зависеть от характера грунтов в зоне смещения, способности грунтов к восстановлению структурных связей, размеров потенциально смещающейся толщи, напряженного состояния, рельефа и т.д. Как справедливо отмечено в статье К. Кана, О.В. Зеркаля, И.К. Фоменко и соавторов [4], сколько-нибудь надежные критерии этих пороговых деформаций отсутствуют, разброс значений, предлагаемых зарубежными исследователями, очень велик — от 50 до 1000 мм.

Другая группа трудностей связана с необходимостью использования при подобных расчетах акселерограмм-аналогов, которые, как правило, нужно искусственно масштабировать до требуемого расчетного ускорения, либо использовать искусственные акселерограммы. К тому же степень «аналогичности» обычно не может быть высокой вследствие неизбежных различий между «аналогом» и объектом во взаимном положении сейсмического очага и оползнеопасного склона, различий вида, формы и размеров очага, геологического строения, рельефа и т.д., которые весьма сильно влияют на фактические параметры колебаний.

В свете вышеизложенного представляются необоснованными утверждения о значительном превосходстве динамических методов и бесперспективности псевдостатических при количественной оценке устойчивости склонов в условиях сейсмического воздействия². Авторами данной статьи сделана попытка соединить достоинства обоих методов на основе следующих принципов:

1. Уточнения сейсмических ускорений на разных участках оползнеопасного склона с использованием специализированных компьютерных программ, разработанных для инженерной сейсмологии и опирающихся на различие в сейсмических, физических и деформационных характеристиках грунтов в пределах массива.

2. Уточнения сейсмических ускорений для разных участков склона на основе его высоты, крутизны, формы и предполагаемой глубины прохождения зоны смещения.

3. Уточнения направлений и силы сейсмических воздействий на основе представлений о возможных углах подхода сейсмических волн, направлениях колебаний и расстояниях до сейсмогенерирующего разлома.

4. Расчета, а не назначения, коэффициентов сейсмичности для отдельных блоков потенциального оползневого тела по предлагаемой авторами методике, описанной ниже.

5. Использования различных коэффициентов сейсмичности для разных участков склона.

6. Выполнения расчета без сейсмического воздействия при параметрах остаточной прочности грунтов (в случае получения расчетного значения коэффициента устойчивости $K_y \leq 1$ в результате расчета при сейсмическом воздействии), что является завершением оценки устойчивости.

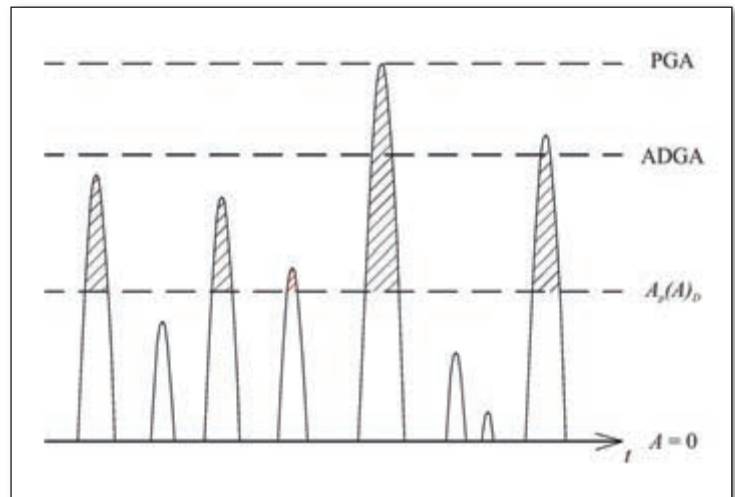


Рис. 1. Соотношение между различными уровнями сейсмических ускорений. Красным цветом отмечен пик колебаний, который не должен быть учтен при расчетах величины ADGA

Fig. 1. Relationship between different levels of seismic acceleration. The Red color indicates the peak of vibrations which should not be taken into account during ADGA calculation

Теоретические основы предлагаемого метода

Определение *коэффициента сейсмичности* предлагается выполнять следующим образом.

— На первом этапе обратным расчетом устойчивости определяется величина коэффициента сейсмичности K_c , при котором $K_y = 1,0$, а из него A_d (разрушающее ускорение — destroying acceleration) по формуле:

$$A_d = \frac{K_c \cdot g}{\cos \beta}, \quad (1)$$

где β — угол между касательной к поверхности смещения и направлением колебаний наиболее опасных сейсмических волн — угол «рассогласования». Ускорения, превышающие эту величину хотя бы на крайне малый промежуток времени, способны нарушать общую устойчивость массива.

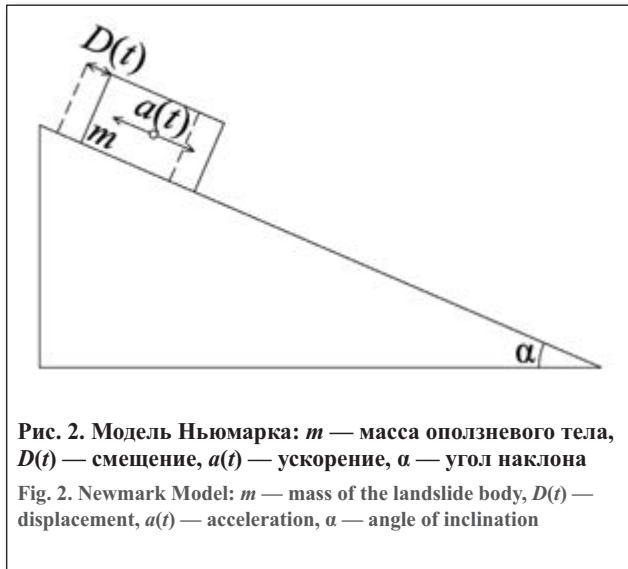
— Далее рассчитывается среднее значение ускорений, превышающих A_d , т.е. значение ADGA (Average Destroying Ground Acceleration) (рис. 1) на основе фактических, либо синтезированных акселерограмм. При этом не следует принимать в расчет пики ускорений, у которых продолжительность действия ускорения, превышающего A_d , умноженная на скорость распространения волн, дает величину, меньшую, чем ожидаемый размер оползня по направлению смещения.

— Определяется коэффициент сейсмичности по формуле:

$$K_c = 0,637 \frac{ADGA}{g} \cos \beta, \quad (2)$$

где 0,637 — коэффициент, соответствующий доле площади синусоиды от площади соответствующего прямоугольника и приближенно отражающий эквивалентное «постоянное» сдвиговое напряжение.

² Кан К., 2019. Оценка оползневой опасности территорий с высокой сейсмичностью (на примере Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуньского землетрясения (Китай)). Дис. ... канд. геол.-мин. наук, МГУ имени М.В. Ломоносова, Москва.



Отметим, что близкую величину — 0,65 — имеет коэффициент, введенный Н.В. Seed с соавтором [28], однако назначение и смысл его иной. Он отражает эмпирический факт, что «типовое сильное колебание» имеет максимальное ускорение, составляющее около 65% PGA. В предлагаемой же методике распределение ускорений по величине определяется на основе акселерограммы.

На последнем этапе, чтобы оценить возможность дальнейшего смещения в случае, если в ходе выполнения расчетов при заданном сейсмическом воздействии получен коэффициент устойчивости $K_y < 1$, необходимо выполнить расчет устойчивости без сейсмического воздействия при параметрах остаточной прочности грунтов, либо при параметрах прочности «параллельно напластованию», либо прочности по трещинам (в зависимости от вида грунта).

Смещения массива во время сейсмических колебаний невелики вследствие малой продолжительности землетрясений и большой инерционности массива. Поэтому в большинстве случаев для последнего расчета возможно использовать геомеханическую модель исходной формы и внутренней структуры.

По широко применяемому в настоящее время методу Ньюмарка оползень условно моделируется в виде блока, скользящего по наклонной поверхности. Смещение оползня при сейсмическом воздействии происходит, когда горизонтальные ускорения превышают критическое значение.

Величина критического ускорения $a_{кр}$ определяется по модели Ньюмарка следующим выражением:

$$a_{кр} = (K_3 - 1) \cdot g \cdot \sin \alpha, \quad (3)$$

где K_3 — статический коэффициент запаса устойчивости; α — крутизна склона.

Вряд ли целесообразно как-то связывать этот расчет с трением покоя, которое является переменной величиной, зависящей от приложенной к блоку силы, и имеет лишь два фиксированных значения: нулевое и максимальное, которое практически совпадает с сопротивлением сдвигу. При использовании данной упрощенной формулы оста-

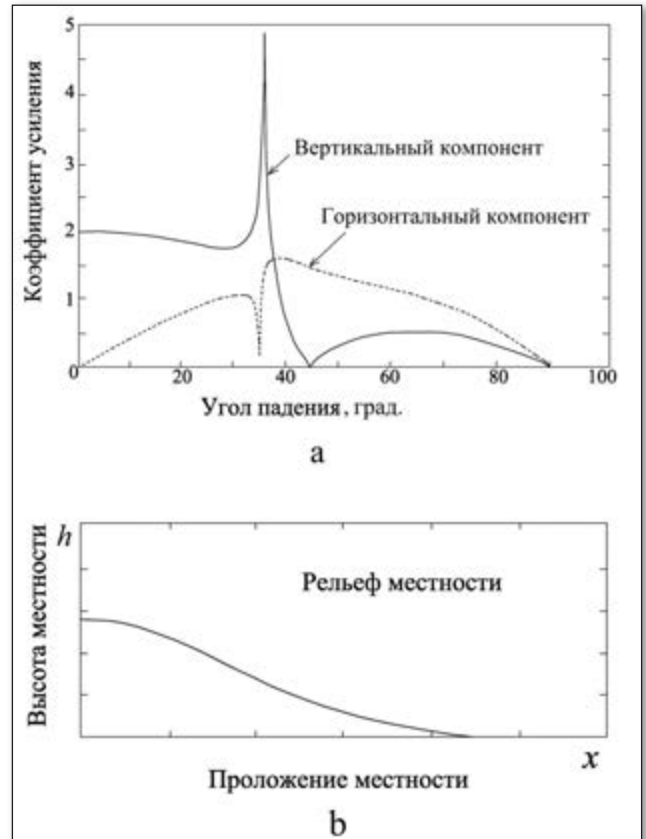


Рис. 3. Зависимость коэффициента усиления колебаний от угла падения волны для наклонно падающих SV-волн (а) для рельефа местности (б) (коэффициент Пуассона принят равным 0,25) [19]

Fig. 3. The dependence of the vibration gain on the angle of incidence of the wave for obliquely falling SV-waves (a) for the terrain (b) (the Poisson's ratio is assumed to be 0.25) [19]

ся неизвестным, на какой части поверхности смещения определять угол α , так как реальная поверхность смещения (ПС) часто весьма криволинейна, с изменением крутизны от 70–80° в зоне стенки срыва до отрицательных значений в районе языка оползня на восходящей ветви ПС.

По-прежнему во многих случаях при оценке воздействия землетрясения на устойчивость склонов не учитывается влияние рельефа на коэффициент сейсмичности и сейсмические силы. Лишь Приложение А Еврокода 8 содержит некоторые положения по учету рельефа, однако рекомендуемые коэффициенты усиления силового воздействия невелики. Так, для изолированных склонов рекомендуется коэффициент $ST = 1,2$ для участков вблизи верхнего края, а для узких гряд и гребней значение $ST = 1,4$ предлагается использовать для привершинных участков при средних углах склона более 30°. Для глубоких оползней, где поверхность разрушения проходит вблизи основания, топографическими эффектами при псевдостатическом методе анализа рекомендуется пренебречь. В целом эти рекомендации явно относятся к невысоким склонам и откосам. Между тем многочисленные отечественные и зарубежные исследования показали значительное усиление сейсмического воздействия на участках, примыкающих к бровкам и уступам, вершинах возвышенностей и на выпуклых формах рельефа³ [2, 9, 12, 15, 19, 22, 26].

³ Заалишвили В.Б., 2009. Сейсмическое микрорайонирование территорий городов, населенных пунктов и больших строительных площадок. Наука, Москва.

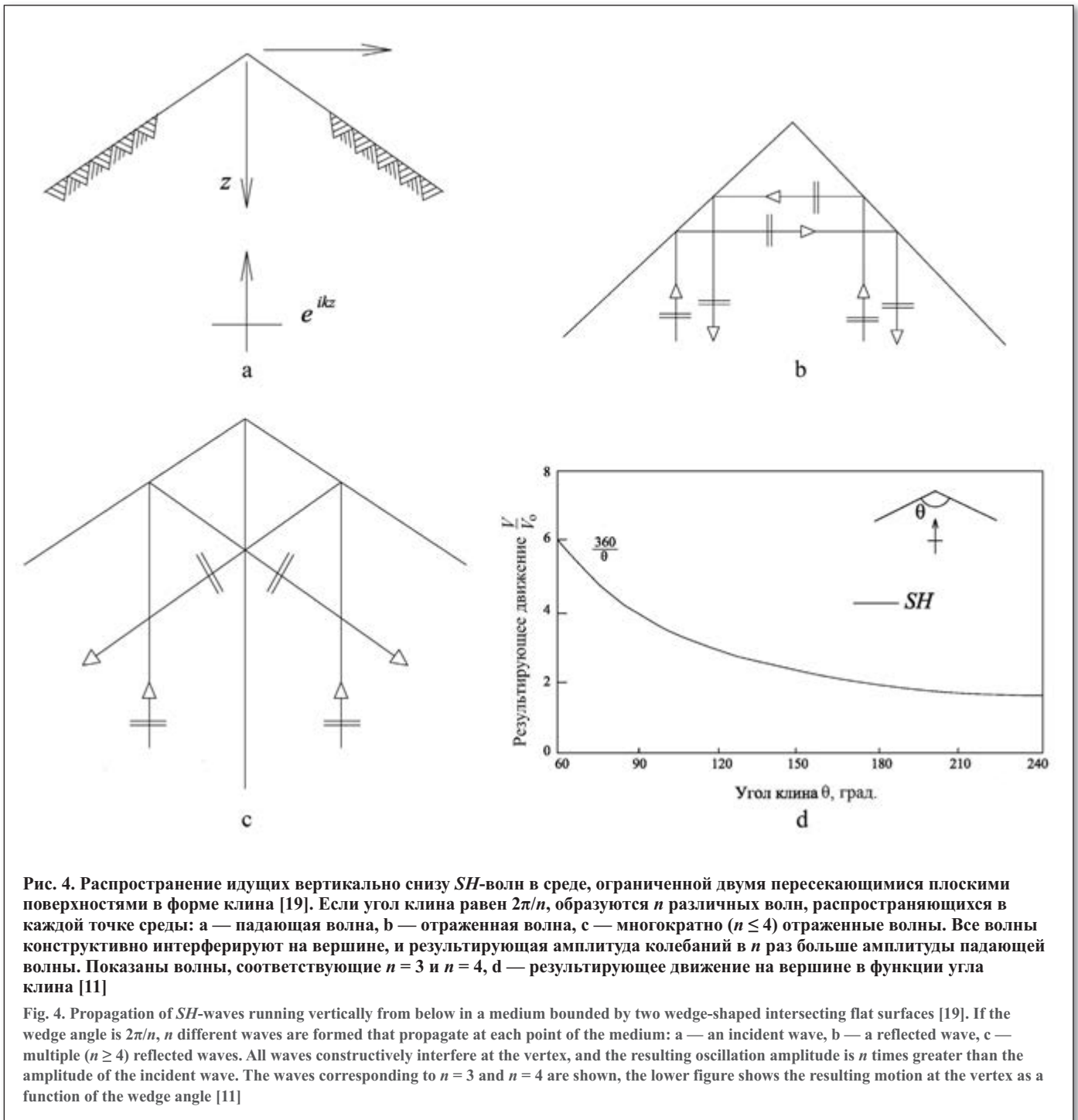


Рис. 4. Распространение идущих вертикально снизу SH -волн в среде, ограниченной двумя пересекающимися плоскими поверхностями в форме клина [19]. Если угол клина равен $2\pi/n$, образуются n различных волн, распространяющихся в каждой точке среды: а — падающая волна, б — отраженная волна, с — многократно ($n \geq 4$) отраженные волны. Все волны конструктивно интерферируют на вершине, и результирующая амплитуда колебаний в n раз больше амплитуды падающей волны. Показаны волны, соответствующие $n = 3$ и $n = 4$, д — результирующее движение на вершине в функции угла клина [11]

Fig. 4. Propagation of SH -waves running vertically from below in a medium bounded by two wedge-shaped intersecting flat surfaces [19]. If the wedge angle is $2\pi/n$, n different waves are formed that propagate at each point of the medium: a — an incident wave, b — a reflected wave, c — multiple ($n \geq 4$) reflected waves. All waves constructively interfere at the vertex, and the resulting oscillation amplitude is n times greater than the amplitude of the incident wave. The waves corresponding to $n = 3$ and $n = 4$ are shown, the lower figure shows the resulting motion at the vertex as a function of the wedge angle [11]

Теоретические и численные модели предсказывают усиление колебаний на вершинах, т.е. на «выпуклых» участках, и снижение интенсивности колебаний на «вогнутых» участках, таких, как долины и подножья холмов, причем величина эффекта зависит от характеристик падающих сейсмических волн: их типов, углов и азимутов падения (рис. 3, 4). На склонах холмов прогнозируется сложное распределение участков усиления и ослабления сейсмических сигналов.

Данные записей сильных землетрясений также свидетельствуют о том, что топография поверхности существенно влияет на амплитуду и частотный состав сейсмических колебаний. После землетрясений, вызывающих разрушения в горных областях, часто сообщалось, что постройки на вершинах холмов претерпевали гораздо большие разрушения, чем строения, расположенные в ни-

зинах. Примеры таких сообщений можно найти для землетрясения 1909 г. в Ламбеске (Франция), землетрясения 1976 г. во Фриули (Италия), землетрясения 1980 г. в Ирпинии (Италия), Чилийского землетрясения 1985 г. и др. Землетрясение 1995 г. в Козани (северная Греция) также дало свидетельства сильных разрушений в населенных пунктах, расположенных на вершинах холмов. Наблюдения необычных поверхностных трещин, поваленных деревьев и сдвинутых с мест больших валунов, свидетельствовавших о вертикальных ускорениях $> 1 g$, могут быть объяснены эффектами топографии и критическими углами выхода SV -волн [11].

Топографические эффекты землетрясений обусловлены тремя основными физическими механизмами:

— Зависимостью интенсивности колебаний на поверхности (и в приповерхностных слоях — $M.K.$) от угла па-

дения волны (особенно заметной для вертикально поляризованных поперечных волн, при углах падения, близких к критическим), выражающейся в значительных вариациях интенсивности колебаний при изменении наклонов поверхности (см. рис. 3). Этот эффект, возможно, объясняет сложную картину разрушений при землетрясении 1987 г. в Калифорнии (США).

— Фокусировкой и дефокусировкой сейсмических волн, отраженных от поверхности со сложной топографией. Теоретические исследования этого эффекта для среды, ограниченной двумя пересекающимися плоскостями (учитывая отсутствие сдвига фаз между падающими и отраженными волнами), показали, что амплитуда колебаний на вершине при многократном отражении волн в несколько раз превышает амплитуду падающей волны (см. рис. 4).

— Дифракцией объемных и поверхностных волн, отраженных от элементов рельефа, и их интерференцией с падающими волнами.

Наблюдаемые при сильных землетрясениях проявления «топографических эффектов» качественно согласуются с теорией в том, что касается усиления колебаний на вершинах холмов и ослабления в низинах. Усиление колебаний в большей мере отражается на их горизонтальных компонентах, чем на вертикальных, при этом из двух горизонтальных компонентов в наибольшей степени усиливаются колебания в направлении, перпендикулярном оси гребня. Чем больше средняя крутизна склона, тем выше усиление на вершине. Усиление и ослабление колебаний в максимальной степени наблюдается при длинах волн, сравнимых с горизонтальными размерами крупных неровностей рельефа. Степень усиления весьма различна и имеет значительные вариации даже в пределах одного склона [22].

Одно из наиболее ярких проявлений влияния рельефа местности зафиксировано инструментально на крутом склоне в Южных Альпах, где интенсивность колебаний изменялась в 10 раз в полосе частот 5–10 Гц. Другой пример — при землетрясении 1994 г. в Нортридже (США) наблюдалось пятикратное усиление колебаний на частотах около 3 Гц, зарегистрированных станцией Тарзана [11].

Рассчитанные для района г. Новороссийск приращения сейсмической интенсивности достигают 1–1,2 балла в районе вершин возвышенностей даже с меньшей, чем на рассматриваемом участке, относительной высотой и крутизной склонов. К подножью склонов приращения балльности уменьшаются, согласно отчету «Количественная оценка влияния рельефа на сейсмичность территории г. Новороссийска», подготовленному в 1990 г. НПО «Стройизыскания». Исходя из данных, полученных в ходе исследования на физической модели влияния сейсмичности (г. Сухуми)³, можно определить, что при коэффициентах рельефности рассматриваемого склона сейсмические ускорения увеличиваются примерно в 2,5 раза по сравнению с ускорениями на горизонтальных площадках. Согласно методике В.Б. Заалишвили, влияние геоморфологических условий на приращение балльности выражается следующей формулой [11]:

$$\Delta J_3 = -0,71 + 0,53 \lg(\alpha \cdot H) + K, \quad (4)$$

где ΔJ_3 — приращение сейсмической интенсивности в за-

висимости от геоморфологических условий, балл; $\alpha \cdot H$ — коэффициент рельефности: α — угол наклона рельефа, град, H — относительная высота, м; K — коэффициент, который определяет поправку на тип грунта.

По данным Ф.Ф. Аптикаева [1], пиковые ускорения при интенсивности землетрясений, превышающей 9 баллов, уже почти не возрастают. Однако эти данные получены на сейсмостанциях, находящихся на более-менее ровных площадках, и не могут таким образом распространяться на вышеописанные эффекты усиления колебаний за счет рельефа.

Объект анализа

Вэнчуаньское землетрясение 12 мая 2008 г. в Китае, помимо разрушений зданий и сооружений, вызванных непосредственно сейсмическими колебаниями, привело к формированию десятков тысяч опасных геологических явлений, около 90% которых составили оползни и обрушения склонов, в том числе сформировалось 30 оползней объемом более 10 млн. м³. При землетрясении погибло более 87 тыс. человек, экономический ущерб превысил 85 млрд. долларов [16]. Землетрясение имело магнитуду $M = 8,0$, глубина гипоцентра по разным данным составила 12–19 км, на протяжении около 215 км вдоль сейсмогенерирующего разлома интенсивность оценена китайскими исследователями⁴ в 10–11 баллов (рис. 5).

В качестве объекта апробации предлагаемой методики выбран сейсмогенный оползень Шуйцзинянь, по которому имелись легкодоступные данные, минимально необходимые для оценки устойчивости.

Сейсмогенный оползень Шуйцзинянь располагается в правом борту верхней части долины р. Дуба, сформировавшейся вдоль разлома Инсю-Бэйчуань. Абсолютные отметки верхней части склона составляют около 1300 м, перепад высот над днищем долины реки около 600 м. Склон имеет юго-восточную экспозицию, крутизна его на отдельных участках достигает 40° (рис. 6). Глубина оползневых деформаций — до 100 м, а объем грунтов, вовлеченных в смещение, достигает 12 млн. м³. Данный участок находится в 11-балльной зоне (см. рис. 5).

Достоверность любого расчета устойчивости массивов в большой степени определяется правильностью используемых расчетных параметров. В первую очередь к ним относятся прочностные характеристики грунтов. Для расчетов, использующих критерий Мора-Кулона, — это угол внутреннего трения и удельное сцепление.

При выполненных ранее расчетах устойчивости были использованы физико-механические свойства грунтов, приведенные в табл. 2 в диссертации К. Кана² и [5].

Как известно, у неветрелых и слаботрешиноватых песчаных сланцев характерные значения удельного веса (плотности) 25,5–26,5 кН/м³ (2,60–2,70 т/м³). Модуль упругости песчаных сланцев (на примере Донецкого бассейна)⁵ составляет (24–36) • 10³ МПа и даже у слабых песчаников он находится в диапазоне (6–20) • 10³ МПа. Исходя из приведенных в табл. 2 значений удельного веса и модуля упругости так называемых «основных пород» (песчаных сланцев), эти породы в данном массиве крайне ветрелы и трещиноваты и должны иметь гораздо более

⁴ Лю Ц., 2018. Геологическое строение и сеймотектоника зоны разломов Лунмэньшань (Юго-Западный Китай). Автореф. дис. ... канд. геол.-мин. наук, МГУ имени М.В. Ломоносова, Москва.

⁵ Ломтадзе В.Д., 1984. Инженерная геология. Инженерная петрология. Недра, Ленинград.

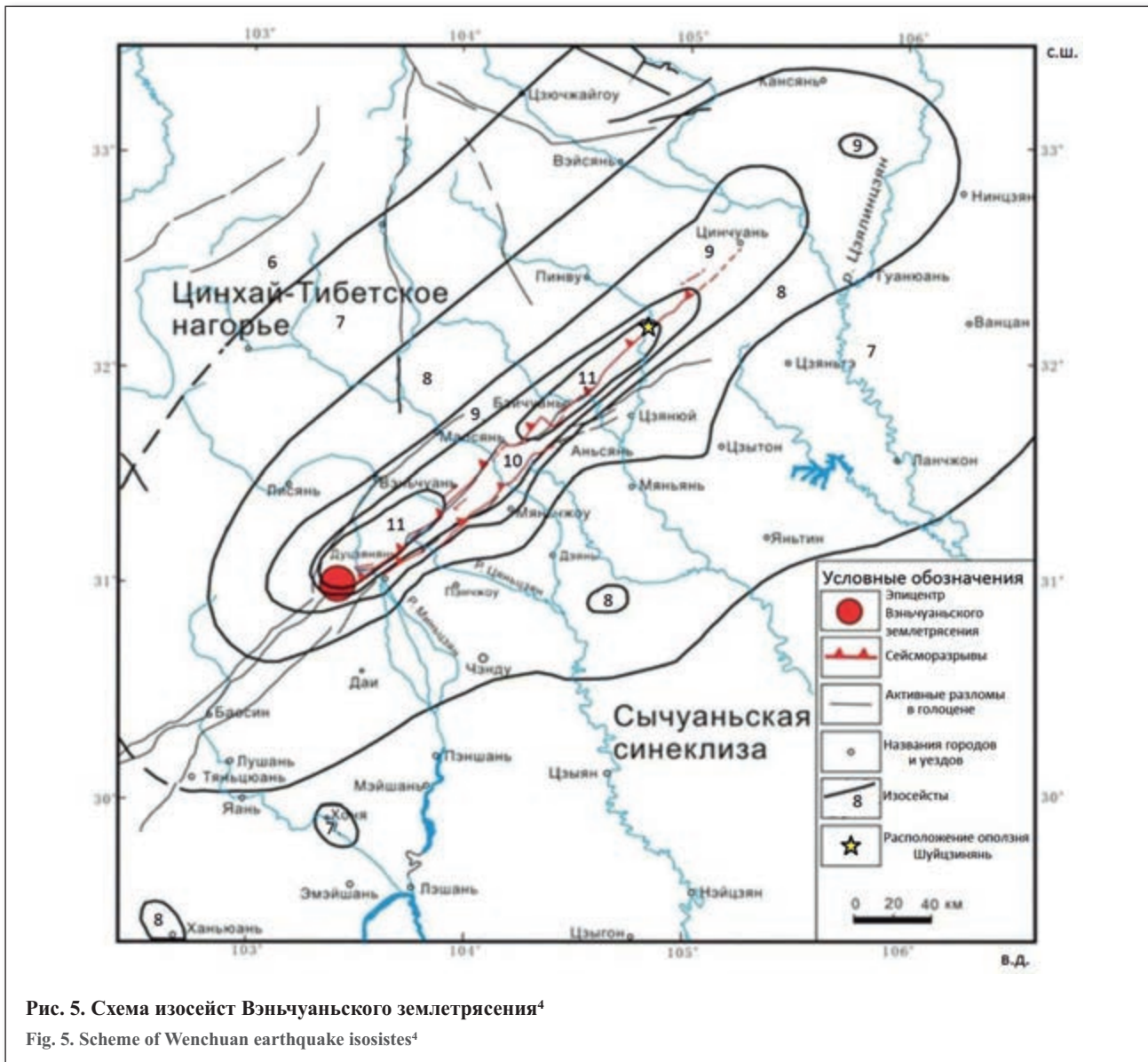


Рис. 5. Схема изосейст Вэньчуаньского землетрясения⁴

Fig. 5. Scheme of Wenchuan earthquake isosistes⁴

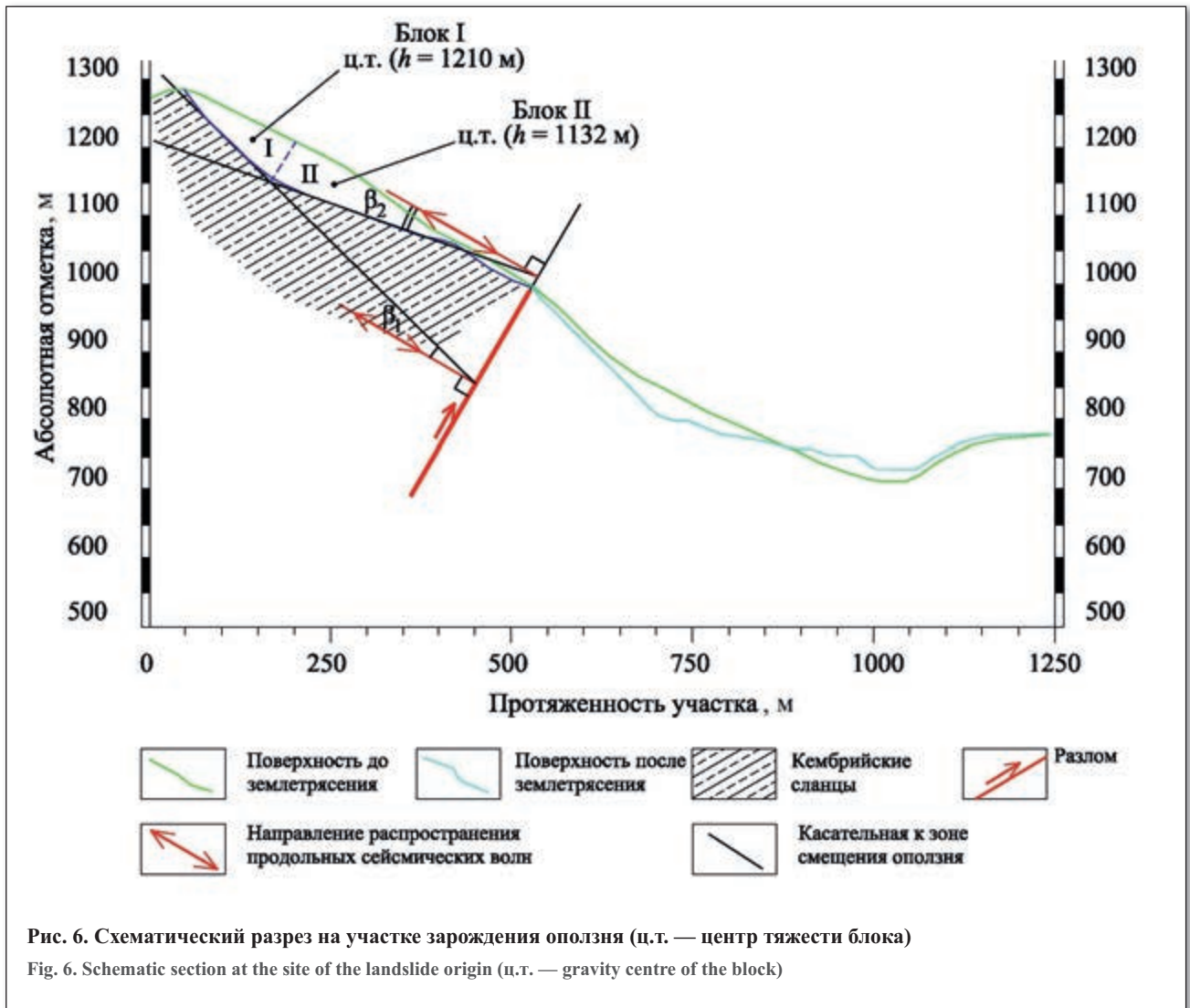
низкие прочностные характеристики (по сцеплению в 20–30 раз меньше), чем указанные в табл. 2.

Закономерным результатом завышенных прочностных характеристик грунтов стало получение для этого участка в вышеуказанной работе² весьма высокого значения коэффициента устойчивости $K_y = 4,18$ (без сейсмического воздействия). Но подобные долины с бортами умеренной крутизны (25–35°) во внеледниковой зоне формируются лишь в достаточно трещиноватых скальных и полускальных грунтах. Развитие таких долин происходит под действием не только эрозионных, но и оползневых и обвално-осыпных процессов, приводящих к тому, что реальные коэффициенты устойчивости всех оползнеопасных участков бортов долины практически всегда меньше 2 без сейсмического воздействия и, соответственно, не превышают 1,5 при сейсмических воздействиях повторяемостью один раз в 50–100 лет.

Однако при прочностных характеристиках ($\varphi = 25\text{--}30^\circ$, $C = 2\text{--}30$ кПа), соответствующих тем низким значениям удельного веса и модуля упругости грунтов, которые приведены в табл. 2, верхняя пригребневая часть склона, с учетом усиления колебаний за счет рельефа, теряла бы устойчивость уже при сейсмической интенсивности 6–7 баллов в долине. Землетрясения такой интенсивности,

по-видимому, происходили в данном регионе в недалеком прошлом, но к массовому сходу оползней не привели, из чего можно сделать вывод, что в глубине массива, в зоне прохождения поверхности смещения, плотность и модуль упругости выше, чем указано для песчаных сланцев. Соответственно, выше и прочностные характеристики.

Одним из немногочисленных нормативных технических документов, регламентирующих в нашей стране ориентировочные значения прочности скальных и полускальных массивов, является СП 23.13330.2018 «Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85 (с Изменением N 1)». Согласно таблицы 5 этого СП, у песчаных сланцев данного участка нормативные значения прочностных характеристик в массиве не выше следующих: $\varphi = 39,5^\circ$, $C = 125$ кПа. При оценках g с использованием широко распространенных в мире параметров методики Хоека-Брауна по номограммам Хоека (E. Hoek) [23, 24] авторами определены значения: $\varphi = 36\text{--}39^\circ$ и $C = 65\text{--}83$ кПа (при характерных для песчаных сланцев значениях параметра $m_i = 10\text{--}14$ и индексах $GSI = 65\text{--}75$ ед. (Geological Strength Index) у «частично нарушенного массива с блочной, хаотической» структурой и «шероховатой, слегка выветрелой поверхностью» трещин).

Таблица 2
Table 2

Физико-механические свойства грунтов², [5] Physical and mechanical properties of soils², [5]

Материалы	Удельный вес, кН/м ³	Модуль упругости, МПа 10 ³	Коэффициент Пуассона	Удельное сцепление, кПа	Угол внутреннего трения, град°
Песчаные сланцы	22,0	1,00	0,25	1000	42
Брекчия трения	21,5	0,50	0,28	500	30
Предполагаемая зона трещиноватости	21,5	0,01	0,30	200	28

На основании вышеизложенного целесообразно принять прочностные параметры данных грунтов в массиве следующими: $\varphi = 38^\circ$, $C = 100$ кПа (в районе зоны оползневого смещения), удельный вес/плотность (среднюю по оползневому телу до смещения) — 24 кН/м² ($2,45$ т/м³), т.к. указанные в табл. 2 значения удельного веса также могут соответствовать лишь самому верхнему, выветрелому слою.

Исходное пиковое сейсмическое ускорение в приразломной зоне китайскими исследователями² было оценено величиной около $0,9g$. При оценке устойчивости данного оползневого склона надо учитывать, что значение пикового ускорения данного участка, находящегося на «вися-

чем» крыле разлома, выше по сравнению с участками, находящимися на «лежачем» крыле [18, 20, 21, 30]. Оно может быть принято в районе $1,0g$, однако Ф.Ф. Аптикаевым показано, что величина PGA достигает максимума на расстоянии около 1 км от сейсмогенерирующего разлома. В данном случае центр оползневого тела находился на расстоянии 350–400 м от разлома, чему для сильных землетрясений соответствует снижение PGA на 30–35% [1, 17], следовательно, для участка возникновения оползня получим значение $PGA = 0,65–0,70g$.

Определенное снижение сейсмических ускорений на глубине несколько десятков метров [7], где проходит основная часть зоны оползневого смещения, в данном слу-

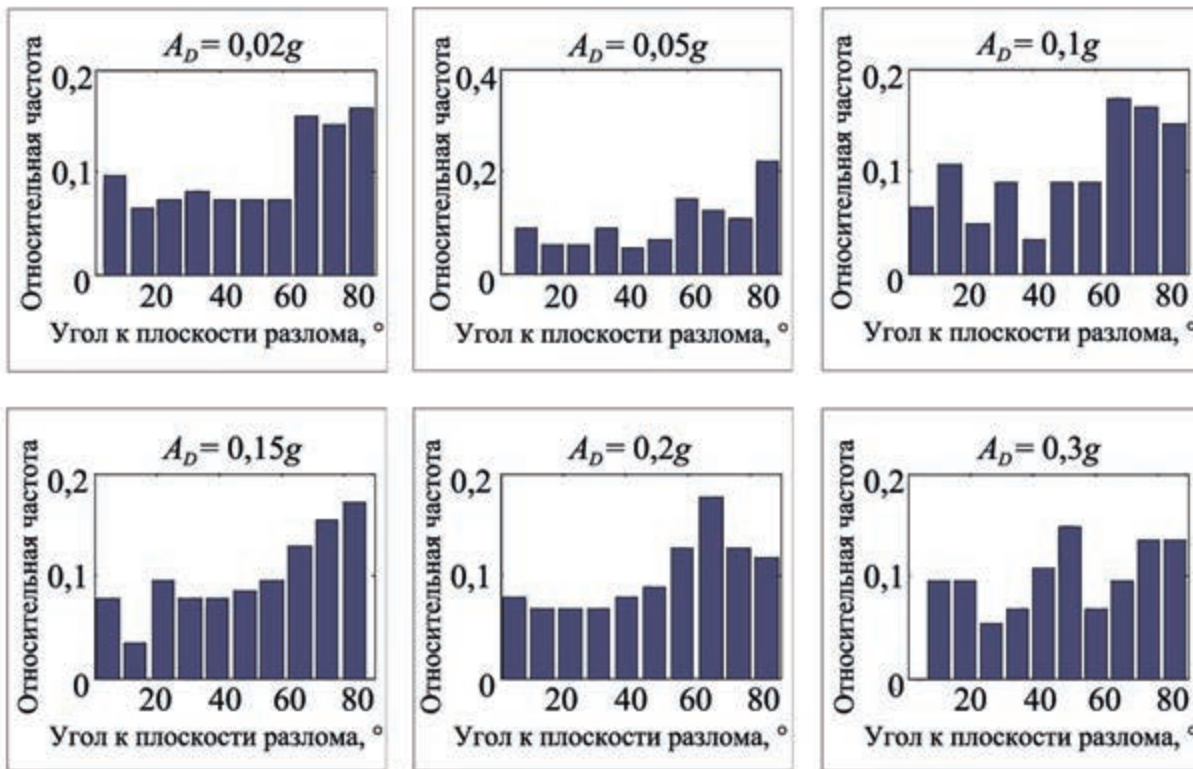


Рис. 7. Гистограммы, отражающие распределение максимальных смещений при различных разрушающих ускорениях A_D и различных углах между направлением смещения и плоскостью сейсмогенерирующего разлома для приразломных сейсмогенных деформаций с пульсирующим характером смещения

Fig. 7. Histograms of the distribution of maximum displacement at various destructive accelerations A_D and different angles between the displacement direction and the plane of the seismogenerating fault for fracture seismogenic deformations with a pulsating nature of the displacement

чае не учитывалось, т.к. исходное пиковое ускорение уже определялось применительно к расчетам устойчивости оползневых массивов⁶.

Результаты непосредственных определений скоростей волн в грунтах данного участка авторам неизвестны. В соответствии с известной формулой Гарднера, зависимость между плотностью и скоростью продольных волн для данных пород приближенно описывается формулой:

$$\rho = 1,741 \cdot V_p^{0,25}. \quad (5)$$

Приняв среднюю плотность песчаных сланцев 2,32 т/м³, скорость продольных волн составит 3150 м/с. Соответственно, при периоде наиболее сильных колебаний около 1,5 Гц полудлина волны составит 1050 м, т.е. напряжения одного направления (направленные либо вверх, либо вниз по падению склона) большую часть времени в течение землетрясения охватывали весь оползневой массив целиком.

Рассмотрено сейсмическое воздействие продольных волн, направление которого в данном случае является наиболее опасным для устойчивости склона. Источником сейсмических колебаний выступает протяженный очаг, моделируемый обычно излучающей многоэлементной площадкой [10], геометрически совпадающий в данном

случае с плоскостью разлома. Ввиду близости оползневого участка к разлому направление распространения сейсмических волн (продольных) принимается перпендикулярным к плоскости разлома. Значительный статистический материал о фактических смещениях грунтов, проанализированный в [29], подтверждает, что в приразломной зоне наибольшие смещения ориентированы преимущественно субперпендикулярно сейсмогенерирующему разлому, либо под значительными (более 50–60°) углами к нему (рис. 7).

Данный участок зарождения оползня находится в привершинной зоне, где приращение интенсивности за счет топографического эффекта может быть достаточно значительным. Расчет усиления сейсмических колебаний выполнялся по методике В.Б. Заалишвили³, при этом учитывалась крутизна склонов в пределах блоков и высота «центра тяжести» блоков над точкой выхода сейсмогенерирующего разлома на поверхность земли (принято 992 м абс. отм.). В данном случае, учитывая форму поверхности смещения, без заметной погрешности можно разделить оползневой массив лишь на два блока (см. рис. 6).

Соответствующие параметры составили: для Блока I — $H = 218$ м, $\alpha = 31^\circ$, для Блока II — $H = 140$ м, $\alpha = 33^\circ$. Полученные приращения балльности составляют:

⁶ Воскресенский Ю.Н., 2001. Изучение изменений амплитуд сейсмических отражений для поисков и разведки залежей углеводородов. РГУ нефти и газа им. И.М. Губкина, Москва.

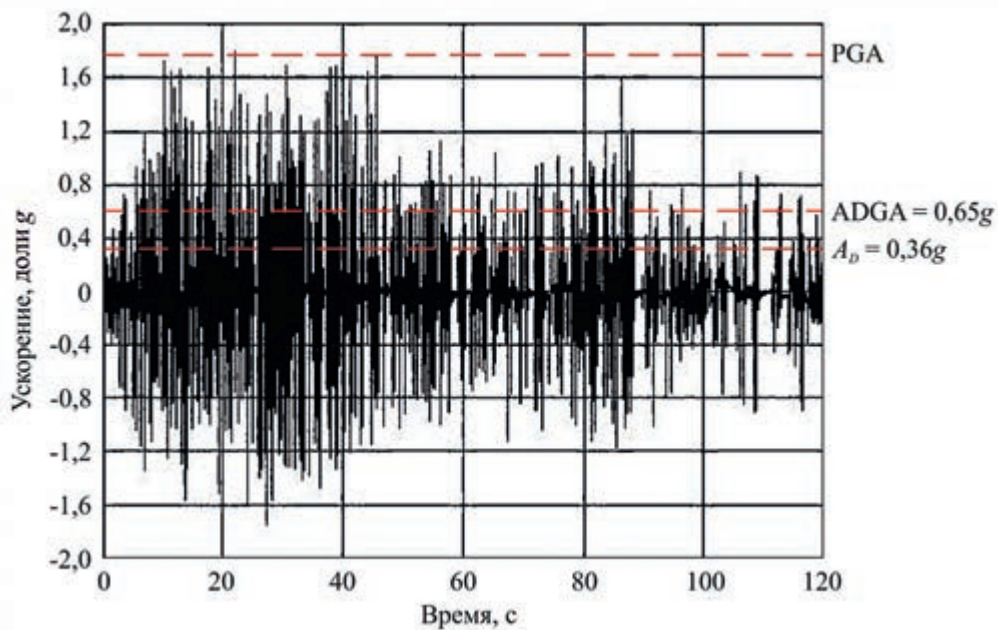


Рис. 8. Модифицированная акселерограмма ускорений данного землетрясения для верхней части склона, использованная при расчетах, с продолжительностью 120 с. Принято среднее для Блоков I и II ускорение $PGA = 1,8g$, в полученное значение $ADGA$ затем внесены поправки для дальнейшего раздельного расчета

Fig. 8. Modified accelerogram of accelerations of this earthquake for the upper part of the slope, used in the calculations, with a duration of 120 seconds. The average acceleration for Blocks I and II $PGA = 1.8g$ is accepted, the resulting $ADGA$ value is then corrected for further separate calculation

$$\Delta J = -0,71 + 0,53lg \cdot 6758 = 2,03 - 0,71 = 1,32 \text{ балла} \\ \text{для Блока I,}$$

$$\Delta J = -0,71 + 0,53lg \cdot 4620 = 1,94 - 0,71 = 1,23 \text{ балла} \\ \text{для Блока II.}$$

Приращение сейсмических ускорений при возрастании сейсмической интенсивности на 1 балл может быть оценено либо по СП 14.133330.2014 — удвоение ускорений, либо в соответствии с ГОСТ Р 57546-2017 по формуле $\Delta J = 2,5lg(PGA)$. Отсюда за счет влияния рельефа получаем увеличение ускорений для Блока I в 2,5–3,1 раза, для Блока II — в 2,2–2,8 раза, т.е. соответствующие значения PGA составят для Блока I — около 1,9g ($0,675 \times 2,8$), для Блока II — около 1,7g. Используя реальную акселерограмму произошедшего в этом районе в 2008 г. землетрясения (взятую из²), нормированную авторами по вышеуказанным значениям PGA (рис. 8), были рассчитаны средние разрушающие ускорения $ADGA$, которые составили для Блока I — 0,67g, для Блока II — 0,63g. На этой основе по формуле (2) рассчитаны коэффициенты сейсмичности:

$$K_c = 0,637 \times 0,67 \times \cos 14^\circ = 0,414 \text{ для Блока I,}$$

$$K_c = 0,637 \times 0,63 \times \cos 11^\circ = 0,391 \text{ для Блока II.}$$

Массив является трещиноватым и выветрелым, включая субперпендикулярную разлому вторичную трещиноватость, которая в данном случае близка по направлению к поверхностям оползневого смещения (см. рис. 6). Это дает возможность использовать для расчетов устойчивости программные комплексы, применяемые для оценки устой-

чивости массивов, сложенных дисперсными и дисперсно-крупнообломочными грунтами. Использовались программы PSK-98M5A и PSK-2018, осуществляющие автоматизированный поиск реальной или потенциальной поверхности смещения любой формы с минимальным коэффициентом устойчивости в двухмерной постановке [6].

В основе программ лежит математическая модель в виде системы уравнений предельного равновесия, отражающих соотношение сдвигающих и удерживающих сил в грунтовом массиве с учетом сил взаимодействия по граням расчетных отсеков и направлений их приложения. Коэффициент устойчивости на каждом шаге поиска рассчитывается итерационным методом путем решения системы уравнений равновесия горизонтальных и вертикальных сил для блоков плоской модели склона. Предусмотрена возможность учета давления напорных подземных вод, давления фильтрационного потока, воздействия различных пригрузок, влияния систем трещиноватости и т.д.

Значения коэффициента устойчивости (K_y) по поверхности смещения, задаваемой специалистами интуитивно, как правило, оказываются на 10–20% выше величин K_y , определяемых с помощью программ PSK. Многократно проводилось сопоставление итогов расчетов устойчивости с результатами, полученными традиционными методами (при предварительно найденном с помощью программ PSK положении опаснейшей поверхности потенциального смещения), а также с расчетами на основе численных методов определения напряженно-деформируемого состояния с использованием широко известных программ PLAXIS, Phase 2, FLAC-Slope. Все расчеты показали высокую сходимость, различия в величине K_y не превышают первых процентов.

Без сейсмического воздействия коэффициент устойчивости массива на участке зарождения оползня составил

1,71. Так как форма поверхности смещения в поперечном сечении близка к треугольной, была предпринята попытка сравнительных расчетов с заданием двух «ослабленных направлений» в массиве, по которым показатели свойств приняты несколько ниже вышеуказанных, а в самом массиве — несколько выше вышеуказанных. Направления были заданы с падением в плоскости разреза под углом в $43,3^\circ$ и 19° (см. рис. 6), с люфтом рассогласования 5° . В результате получен практически такой же коэффициент устойчивости.

Так как вышеописанные эффекты влияния рельефа по-разному воздействуют на разные части потенциального оползневого тела, сделана попытка это учесть в расчетах устойчивости при делении оползневого массива на два блока, описанных ранее.

Уточнение коэффициента устойчивости предлагается выполнять на основе сопоставления результатов, полученных при едином коэффициенте сейсмичности для склонового массива в целом и при раздельном учете коэффициента сейсмичности по блокам с использованием принципа «прислоненного откоса» по следующим формулам [8]:

$$G_i = P_i \cdot \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i, \quad (6)$$

$$\frac{\sum_{i=1}^n G + \sum_{i=1}^n F_H^{div}}{\sum_{i=1}^n G + \sum_{i=1}^n F_H^{gen}} = K_1, \quad (7)$$

$$K_{st} = \frac{K_{st}^{gen}}{K_1}, \quad (8)$$

где P_i — вес блока, α_i — угол наклона поверхности смещения блока, в данном случае $43,3^\circ$ для Блока I и 19° для Блока II, G — горизонтальная составляющая сдвигающей силы в блоке, F_H^{div} — горизонтальная сейсмическая сила для блока при раздельном учете коэффициента сейсмичности по блокам, F_H^{gen} — горизонтальная сейсмическая сила для блока при едином коэффициенте сейсмичности для склонового массива в целом, K_{st}^{gen} — коэффициент устойчивости при едином коэффициенте сейсмичности для склонового массива в целом.

Соответственно, $G_I = 19200 \cdot 0,6858 \cdot 0,7278 = 9583$ тс, $G_{II} = 27933 \cdot 0,3256 \cdot 0,9755 = 8599$ тс, горизонтальные сейсмические силы $F_{HI}^{div} = 0,414 \cdot 19200 = 7949$ тс, $F_{HII}^{div} = 27933 \cdot 0,394 = 11006$ тс, $F_{HI}^{gen} = 19200 \cdot 0,394 = 7565$ тс, откуда $K_1 = 1,010$. Все приведенные значения сил соответствуют полосе шириной 1 м в горизонтальной плоскости. $K_{st}^{gen} = 0,95$ при отклонении вычисленной поверхности смещения от фактической на 0,5–2,5 м при среднем отклонении около 1,5 м (необходимо учитывать, что само «фактическое положение» поверхности смещения вычислено по мелко-масштабному разрезу — см. рис. 6). Истинный коэффициент устойчивости составит: $K_{st} = 0,95/1,010 = 0,94$.

На завершающем этапе были выполнены расчеты устойчивости на момент завершения землетрясения. Ввиду отсутствия конкретных данных по свойствам подобных грунтов в зоне уже реализованного оползневого смещения, были использованы данные о свойствах *вдоль слоистости* аргиллитов и флишевой толщи с преобладанием аргиллитов (80–90% аргиллиты, 10–20% песчани-

ки) по литературным данным [13, 14]. Среднее значение угла внутреннего трения в данном случае составляет около 26° , удельного сцепления — 14 кПа; принято также незначительное (на 2%) уменьшение удельного веса (плотности) оползающих грунтов — до $2,35$ кН/м³ ($2,40$ т/м³). Получено значение коэффициента устойчивости 0,98 при среднем отклонении вычисленной поверхности смещения от фактической около 1,5 м. С учетом объемного характера оползневого тела, реальный коэффициент устойчивости, вероятно, чуть больше 1,0, однако надо учитывать, что Вэньчуаньское землетрясение отличалось аномально большой длительностью сильных колебаний — около 120 с (см. рис. 8). Таким образом, к моменту окончания сильных сейсмических толчков масса оползающих грунтов приобрела, видимо, определенную скорость и, соответственно, инерцию движения, и смещение, начавшееся в ходе землетрясения, уже не могло прекратиться. При переходе оползневых масс на более крутую часть склона (см. рис. 6) скорость их, естественно, продолжала возрастать, что и привело к «выплескиванию» некоторой части оползневых отложений на подножие склона противоположного борта долины.

Заключение

В результате расчетов устойчивости, выполненных по предлагаемой методике как с учетом сейсмического воздействия, так и после его завершения, получены коэффициенты сейсмичности 0,94–0,98, т.е. соответствующие разрушению склонового массива именно в том объеме, в котором это фактически произошло.

Таким образом, потенциально возможно существенное повышение точности количественных расчетов устойчивости, объемов оползневых тел и оползневых давлений на основе модифицированного псевдостатического подхода.

Изложенный выше подход применим в основном к типичным по продолжительности и по распределению ускорений землетрясениям. Для землетрясений с $M = 8,0$ (как у Вэньчуаньского) Н.В. Seed с соавторами определили наиболее типичное количество сильных колебаний ($a > 0,65$ PGA) — около 20 [27]. В случае, если акселерограмма-аналог содержит лишь 1–3 пика ускорений, превышающих критические, расчеты устойчивости, подобные приведенным, необходимо дополнять расчетами смещений, выполняемыми численными методами.

Даже получение в результате расчетов низких значений коэффициента устойчивости еще не является завершением общей оценки устойчивости массива в условиях сейсмического воздействия. Оценка возможности разрушения массива вряд ли осуществима без учета степени «повреждаемости» структурных связей грунтов массива и степени близости массива к предельному состоянию без сейсмического воздействия. На реальную возможность возникновения сейсмогенных гравитационных склоновых процессов, несомненно, сильно влияет и продолжительность разрушающего воздействия. Определяется она числом колебаний с ускорениями, превышающими критическую (разрушающую) величину A_p (A_d) и их периодом.


В общем случае, можно сказать, что минимальная суммарная продолжительность воздействия, видимо, требуется для возникновения обвалов, более значительная — для сравнительно небольших оползней в скальных и полускальных массивах и в сильно увлажненных лессовых

массивах, а максимальная, вероятно, — для крупных оползней в дисперсных массивах с глинистым основным деформируемым горизонтом. Так, при Спитакском землетрясении 1989 г. подавляющая часть вязкопластичных оползней не активизировалась. По крайней мере, можно утверждать, что при ускорениях в оползнеопасной (обвалоопасной) зоне, соответствующих 8,5 баллам, и продолжительности сильных колебаний не менее 5–12 с, устойчивость скального массива, имеющего коэффициент устойчивости менее 1,0 при расчетах по вышеприведенной методике, будет нарушаться в подавляющем числе случаев, т.к. нормативная величина смещений превышает 33 см согласно [10] и ГОСТ Р 57546-2017.

В то же время в песчаных и песчано-крупнообломочных массивах остаточная прочность грунтов мало отличается от исходной, поэтому даже значительные их перемещения (0,5–1,0 м и более) не приводят к оползанию в тех случаях, когда статический $K_y > 1,1$ –

1,2, что подтверждается устойчивостью откосов грунтовых плотин.

Для учета и интенсивности, и продолжительности сейсмического воздействия возможно использовать параметр энергии воздействия, получая его интегрированием. Таким образом, энергия может быть представлена как функция соответствующей суммарной площади всех колебаний на акселерограмме, дающих коэффициент устойчивости меньше 1,0 (заштрихованные области на рис. 1). Но надежно *предсказать* вышеуказанное число колебаний и их период невозможно, в лучшем случае может быть использована статистическая оценка.

Естественно, чтобы сделать вывод о пригодности или ошибочности предложенных подходов, необходимо получить статистически значимое количество оценок устойчивости с использованием этих подходов, в первую очередь, для сейсмогенных оползней с известными параметрами землетрясений. 

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аптикаев Ф.Ф., 2019. Достижения инженерной сейсмологии и строительные нормы. Изучение опасных природных процессов и явлений при инженерных изысканиях, Материалы докладов Общероссийской научно-практической конференции, Москва, 2019, с. 75–83.
2. Бугаев Е.Г., Лавров И.М., Харлов Э.М., 1975. Колебания Чиркейского каньона при афтершоках. В сб. статей под ред. А.Г. Назарова, Бюллетень по инженерной сейсмологии, № 9. Изд-во АН Армянской ССР, Ереван, с. 99–110.
3. Кан К., Зеркаль О.В., Лю Ц., 2017. Сравнительный анализ учета сейсмического воздействия при количественной оценке устойчивости склонов в России, Китае и Европе. Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации, Материалы докладов XIII Общероссийской конференции изыскательских организаций, Москва, 2017, с. 533–540.
4. Кан К., Зеркаль О.В., Фоменко И.К., Пономарев Ан.Ал., 2018. Современные подходы к количественной оценке устойчивости склонов при сейсмическом воздействии. Инженерная геология, Том XIII, № 1–2, с. 72–85, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2018-13-1-2-72-85>.
5. Кан К., Лю Ц., Зеркаль О.В., 2017. Псевдостатический анализ сейсмогенного оползня Шуйцзинянь при Вэньчуаньском землетрясении 2008 г. Инженерно-геологические задачи современности и методы их решения, Материалы научно-практической конференции, Москва, 2017, с. 167–174.
6. Кропоткин М.П., 2017. Расчеты устойчивости склонов и откосов с использованием алгоритмов минимизации коэффициента устойчивости. Инженерные изыскания, № 1, с. 20–30.
7. Миндель И.Г., Севостьянов В.В., Трифонов Б.А., Рагозин Н.А., 2016. К проблеме сейсмического микрорайонирования площадок строительства подземных сооружений и зданий с заглубленными фундаментами в дисперсных грунтах. Инженерные изыскания, № 13, с. 10–19.
8. Миронюк С.Г., Кропоткин М.П., Ионов В.Ю., 2019. Оценка устойчивости обвально-оползневого склона Черноморского побережья с учетом возможных сейсмических воздействий. Изучение опасных природных процессов и явлений при инженерных изысканиях, Материалы Общероссийской научно-практической конференции, Москва, 2019, с. 99–113.
9. Назимова А.Д., Гаврилов А.В., Калинин Э.В., Бершов А.В., 2016. Оценка влияния компонентов инженерно-геологических условий южного склона хребта Псехако (Краснодарский край) при сейсмомикрорайонировании с учетом техногенных преобразований. Инженерная геология, № 5, с. 32–38.
10. Общее сейсмическое районирование территории Российской Федерации. Пояснительная записка к комплексу карт ОСР-2016 и список населенных пунктов, расположенных в сейсмоактивных зонах, 2016. Инженерные изыскания, № 7, с. 49–121.
11. Павленко О.В., 2009. Сейсмические волны в грунтовых слоях: нелинейное поведение грунта при сильных землетрясениях последних лет. Научный мир, Москва.
12. Пучков С.В., Гарагозов Д., 1973. Исследование влияния холмистого рельефа местности на интенсивность сейсмических колебаний при землетрясении. Вопросы инженерной сейсмологии, Вып. 15, с. 90–94.
13. Сергеев Е.М. (ред.), 1977. Инженерная геология СССР. Том 3. Восточная Сибирь. Изд-во МГУ, Москва.
14. Ухов С.Б., Бурлаков В.Н., Паненков А.С., 1980. Исследование механических свойств флишевых пород. В сб. статей под общ. ред. Н.А. Цытовича, Л.Д. Белого, Вопросы прикладной геомеханики и инженерной геологии в строительстве, № 179. МИСИ, Москва, с. 118–126.
15. Федоренко В.С., Липилин В.И., Нилов Н.Н., 1983. Сейсмодислокации и их обвально-оползневая эволюция (на примере р. Зеравшан). В сб. статей Вопросы инженерной геологии и грунтоведения, Вып. 5. Изд-во Московского университета, Москва, с. 235–248.
16. Хуан Ж.Ц., Ли В.Л., 2010. Анализ опасных геологических процессов, вызванных Вэньчуаньским землетрясением 12 мая 2008 года в Китае. Геориск, № 1, с. 14–20.

17. Эртелева О.О., 2019. Прогноз ожидаемых ускорений грунта. Изучение опасных природных процессов и явлений при инженерных изысканиях, Материалы Общероссийской научно-практической конференции, Москва, 2019, с. 84–91.
18. Abrahamson N.A., Somerville P.G., 1996. Effects of the hanging wall and footwall on ground motions recorded during the Northridge earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 86, Issue 1 Suppl. B, pp. 93–99.
19. Bard P.-Y., 1995. Effects of surface geology on ground motion: recent results and remaining issues. *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna, Austria, 1995, pp. 305–324.
20. Campbell K.W., 1997. Empirical near-source attenuation relationships for horizontal and vertical components of peak ground acceleration, peak ground velocity and pseudo-absolute acceleration response spectra. *Seismological Research Letters*, No. 68, pp. 154–179, <https://doi.org/10.1785/gssrl.68.1.154>.
21. Fan X., Scaringil G., Korup O., West A.J., Van Westen C.J., Tanyas H., Hovius N., Hales T.C., Jibson R.W., Allstadt K.E., Zhang L.M., Evans S.G., Xu Ch., Li G., Pei X., Xu Q., Huang R., 2019. Earthquake-induced chains of geologic hazards: patterns, mechanisms, and impacts. *Review of Geophysics*, Vol. 57, Issue 2, pp. 421–503, <https://doi.org/10.1029/2018RG000626>.
22. Geli L., Bard P.-Y., Jullien B., 1988. The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 78, No. 1, pp. 42–63.
23. Hoek E., 1999. Putting numbers to geology — an engineer’s viewpoint. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, Vol. 32, No. 1, pp. 1–19, <https://doi.org/10.1144/GSL.QJEG.1999.032.P1.01>.
24. Hoek E., Kaiser P., Bawden W., 1998. Support of underground excavations in hard rock. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
25. Melo C., Sharman S., 2004. Seismic coefficients for pseudo static slope analysis. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, 2004, paper No. 369.
26. Pedersen H., Le Brun B., Hatzfeld D., Campillo M., Bard P.-Y., 1994. Ground-motion amplitude across ridges. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 84, No. 6, pp. 1786–1800.
27. Seed H.B., Arango I., Chan C.K., 1975. Evaluation of soil liquefaction potential during earthquakes. Report No EERC 75–28, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
28. Seed H.B., Idriss I.M., 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 97, No. SM9, pp. 1249–1273.
29. Song J., Gao Y., Feng T., 2017. Probabilistic assessment of earthquake-induced landslide hazard including the effects of ground motion directionality. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 105, pp. 83–102, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.11.027>.
30. Yu Y.X., Gao M.T., 2001. Effects of the hanging wall and footwall on peak acceleration during the Chi-Chi earthquake, Taiwan. *Acta Seismology Sinica*, Vol. 23, No. 6, pp. 615–621. (in Chinese)

REFERENCES

1. Aptikaev F.F., 2019. Achievements of engineering seismology and building code. Investigation of hazardous natural processes and phenomena in engineering surveys, Materials of the All-Russian scientific and practical Conference, Moscow, 2019, pp. 75–83. (in Russian)
2. Bugaev E.G., Lavrov I.M., Kharlov E.M., 1975. Aftershock-induced seismic oscillations of the Chirkey canyon. In collection of papers A.G. Nazarov (ed.), *Bulletin on Engineering Seismology*, No. 9. Publishing house of the Armenian SSR Academy of Sciences, Yerevan, pp. 99–110. (in Russian)
3. Kang K., Zerkal O.V., Liu J., 2017. Comparative analysis of seismic impact accounting during quantitative assessment of slope stability in Russia, China and Europe. Prospects for development of engineering survey in Russian Federation, Materials of the XIII All-Russian Conference of prospecting organizations, Moscow, 2017, pp. 533–540. (in Russian)
4. Kang K., Zerkal O.V., Fomenko I.K., Ponomarev An.A.I., 2018. Modern approaches to the quantitative assessment of slope stability under seismic conditions. *Inzhenernaya geologiya*, Vol. XIII, No. 1–2, pp. 72–85, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2018-13-1-2-72-85>. (in Russian)
5. Kang K., Liu J., Zerkal O.V., 2017. Pseudostatic analysis of the Shujinyan seismogenic landslide at 2008 Wenchuan earthquake. Engineering-geological tasks of modern times and methods of their solving, Materials of the scientific and practical Conference, Moscow, 2017, pp. 167–174. (in Russian)
6. Kropotkin M.P., 2017. Slope stability calculations based on algorithms of minimization of the stability coefficient. *Engineering Survey*, No. 1, pp. 20–30. (in Russian)
7. Mindel I.G., Sevost’yanov V.V., Trifonov B.A., Ragozin N.A., 2016. To the problem of seismic microzoning at construction sites of subsurface engineering structures and buildings with deep foundations in the fine-grained soils. *Engineering Survey*, No. 13, pp. 10–19. (in Russian)
8. Mironyuk S.G., Kropotkin M.P., Ionov V.Yu., 2019. Assessment of the Black Sea coast landslide slope stability taking into account the possible seismic impacts. Investigation of hazardous natural processes and phenomena in engineering surveys, Materials of the All-Russian scientific and practical Conference, Moscow, 2019, pp. 99–113. (in Russian)
9. Nazimova A.D., Gavrilov A.V., Kalinin E.V., Bershov A.V., 2016. Estimation of the influence of engineering geological components of the southern slope of the Psekhako ridge (Krasnodar region) in the seismic microzoning considering technological change. *Inzhenernaya geologiya*, No. 5, pp. 32–38. (in Russian)
10. General seismic zoning of the territory of the Russian Federation. Explanatory note to the OSR-2016 map set and a list of settlements located in seismically active zones, 2016. *Engineering survey*, No. 7, pp. 49–121. (in Russian)

11. Pavlenko O.V., 2009. Seismic waves in the ground layers: nonlinear soil behavior under strong earthquakes of recent years. Nauchnyi mir, Moscow. (in Russian)
12. Puchkov S.V., Garagozov D., 1973. Investigation of the influence of the hilly terrain on the intensity of seismic oscillations during an earthquake. Problems of Engineering Seismology, Issue 15, pp. 90–94. (in Russian)
13. Sergeev E.M. (ed.), 1977. Engineering geology of the USSR. Vol. 3. Eastern Siberia. Publishing house of the Moscow State University, Moscow. (in Russian)
14. Ukhov S.B., Burlakov V.N., Panenkov A.S., 1980. Investigation of mechanical properties of fleece rocks. In collection of papers N.A. Tsytovich, L.D. Belyi (eds.), Issues of applied geomechanics and engineering geology in construction, No. 179. Moscow Institution of Civil Engineering, Moscow, pp. 118–126. (in Russian)
15. Fedorenko V.S., Lipilin V.I., Nilov N.N., 1983. Seismodislocations and their landslide evolution: a case study of Zeravshan River. In collection of papers Issues of engineering geology and soil science, Issue 5. Publishing house of the Moscow State University, Moscow, pp. 235–248. (in Russian)
16. Huang R.Q., Li W.L., 2010. Analysis of the geohazards triggered by the Wenchuan earthquake 12.05.2008, China. Georisk, No. 1, pp. 14–20. (in Russian)
17. Erteleva O.O., 2019. Forecast of expected soil accelerations. Investigation of hazardous natural processes and phenomena in engineering surveys, Materials of the All-Russian scientific and practical Conference, Moscow, 2019, pp. 85–91. (in Russian)
18. Abrahamson N.A., Somerville P.G., 1996. Effects of the hanging wall and footwall on ground motions recorded during the Northridge earthquake. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 86, Issue 1 Suppl. B, pp. 93–99.
19. Bard P.-Y., 1995. Effects of surface geology on ground motion: recent results and remaining issues. Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Austria, 1995, pp. 305–324.
20. Campbell K.W., 1997. Empirical near-source attenuation relationships for horizontal and vertical components of peak ground acceleration, peak ground velocity and pseudo-absolute acceleration response spectra. Seismological Research Letters, No. 68, pp. 154–179, <https://doi.org/10.1785/gssrl.68.1.154>.
21. Fan X., Scaringi G., Korup O., West A.J., Van Westen C.J., Tanyas H., Hovius N., Hales T.C., Jibson R.W., Allstadt K.E., Zhang L.M., Evans S.G., Xu Ch., Li G., Pei X., Xu Q., Huang R., 2019. Earthquake-induced chains of geologic hazards: patterns, mechanisms, and impacts. Review of Geophysics, Vol. 57, Issue 2, pp. 421–503, <https://doi.org/10.1029/2018RG000626>.
22. Geli L., Bard P.-Y., Jullien B., 1988. The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 78, No. 1, pp. 42–63.
23. Hoek E., 1999. Putting numbers to geology — an engineer's viewpoint. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, Vol. 32, No. 1, pp. 1–19, <https://doi.org/10.1144/GSL.QJEG.1999.032.P1.01>.
24. Hoek E., Kaiser P., Bawden W., 1998. Support of underground excavations in hard rock. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
25. Melo C., Sharman S., 2004. Seismic coefficients for pseudo static slope analysis. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 2004, paper No. 369.
26. Pedersen H., Le Brun B., Hatzfeld D., Campillo M., Bard P.-Y., 1994. Ground-motion amplitude across ridges. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 84, No. 6, pp. 1786–1800.
27. Seed H.B., Arango I., Chan C.K., 1975. Evaluation of soil liquefaction potential during earthquakes. Report No EERC 75-28, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
28. Seed H.B., Idriss I.M., 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, No. SM9, pp. 1249–1273.
29. Song J., Gao Y., Feng T., 2017. Probabilistic assessment of earthquake-induced landslide hazard including the effects of ground motion directionality. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 105, pp. 83–102, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.11.027>.
30. Yu Y.X., Gao M.T., 2001. Effects of the hanging wall and footwall on peak acceleration during the Chi-Chi earthquake, Taiwan. Acta Seismologica Sinica, Vol. 23, No. 6, pp. 615–621. (in Chinese)

ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ

КРОПОТКИН МИХАИЛ ПЕТРОВИЧ

Старший преподаватель кафедры инженерных изысканий и геоэкологии Института гидротехнического и энергетического строительства Национального исследовательского Московского государственного строительного университета, к.г.-м.н., г. Москва, Россия

ПРАСОЛОВ АНДРЕЙ АЛЕКСАНДРОВИЧ

Аспирант кафедры инженерных изысканий и геоэкологии Института гидротехнического и энергетического строительства Национального исследовательского Московского государственного строительного университета; геолог 1 категории АО "Центральное производственно-геологическое объединение", г. Москва, Россия

INFORMATION ABOUT THE AUTHORS

MIKHAIL P. KROPOTKIN

Senior lecturer of the Department of Engineering Surveys and Geoecology, Hydraulic Engineering and Power Plant Construction Institute, Moscow State (National Research) University of Civil Engineering, PhD (Candidate of Science in Geology and Mineralogy), Moscow, Russia

ANDREI A. PRASOLOV

Postgraduate student of the Department of Engineering Surveys and Geoecology, Hydraulic Engineering and Power Plant Construction Institute, Moscow State (National Research) University of Civil Engineering; geologist 1st category of the "Central Product and Geological Association" JSC, Moscow, Russia