

ВЛИЯНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ НА ОПОЛЗНЕОПАСНЫЕ СКЛОНЫ

О. А. Вовк, инж. (НТУУ «КПИ»)

Розглянуто випадок динамічного впливу на зсувне тіло, при якому необхідно коректувати статичний коефіцієнт стійкості шляхом додавання горизонтальної складової прискорення або напруження до зсувних зусиль і віднімання вертикальної компоненти від затримуючих зусиль.

Оползни в настоящее время являются одним из наиболее опасных рельефообразующих процессов, происходящих вследствие дезинтеграции горных пород под влиянием природных и техногенных факторов. Они мешают использованию для строительства значительных территорий, расположенных вблизи склонов или на них. По неполным данным на склонах территории Украины в настоящее время насчитывается свыше 20000 оползневых проявлений (табл. 1). За последние десятилетия в Украине наблюдается активизация оползневых процессов, как из-за выпадения аномального количества атмосферных осадков, так и вследствие роста антропогенного воздействия на окружающую среду. В результате Украина по эколого-геологическому фактору стала одним из наиболее неблагоприятных регионов Восточной Европы. Только в районах активной хозяйственной деятельности, в условиях сложного рельефа (Крым, Кривбасс, Донбасс, побережье Черного моря) выявлено свыше 9,5 тыс. оползней, в Карпатском регионе активизировалось свыше 2,5 тыс. оползневых тел. Кроме того, на территории Украины зарегистрировано свыше 3000 карстовых и суффозионно-карстовых объектов, оказывающих вредное воздействие на поверхность Земли. Необходимо отметить, что оползни имеют свойство активизироваться с цикличностью 8–10 и ~30 лет. В естественных условиях дезинтеграция оползневого тела может длиться многие годы и десятилетия [1], однако при наличии природных или техногенных факторов этот процесс значительно ускоряется вплоть до реализации в аварийном режиме. Из числа техногенных факторов наименее изученными являются возрастающие динамические воздействия в виде сейсмических возмущений, которые в сочетании со статическими силовыми полями ускоряют деформационные процессы на оползневых склонах. С учетом воздействия атмосферной влаги, изменяющей водный режим и снижающей прочностные характеристики грунта, динамические факторы могут служить причиной значительного повышения чувствительности склонов к действию природных оползнепровоцирующих событий. Так, например, под воздействием вибрационных нагрузок обводненные пески приобретают свойства плывунов, способствуя формированию оползневых тел [5].

Таблица 1. Количество оползневых склонов по регионам Украины

Области	Количество оползней	Площадь оползневых массивов, кв. км
Львовская	870	$\geq 6,5$
Закарпатская	200	≥ 13
Ивано-Франковская	573	6,5
Черновицкая	1622	≥ 13
Тернопольская	–	6,5
Хмельницкая	397	1,3
Херсонская	37	–
Винницкая	402	1,3
Киевская	794	$\geq 1,3$
Черниговская	11,0	–
Сумская	430	–
Черкасская	1170	6,5
Полтавская	810	13
Харьковская	730	6,5
Луганская	1100	1,3
Донецкая	180	–
Днепропетровская	314	$\geq 6,5$
Кировоградская	198	$\leq 1,3$
Николаевская	1202	$\leq 6,5$
Запорожская	206	$\leq 1,3$
Одесская	5481	$\geq 1,3$
Автономная республика Крым	1336	$\geq 6,5$
Всего по Украине	19863	

В результате землетрясений или сейсмических воздействий техногенного происхождения в устойчивых до этого склонах могут происходить смещения породного тела по определенной поверхности скольжения. Кроме того, землетрясения нарушают структуру поверхностного тела и способствуют доступу поверхностных вод вглубь тела оползневого участка, вызывая одновременные изменения силового поля и свойств грунта, что особо значимо в районе потенциального зеркала скольжения, формирование которого значительно ускоряется.

На рис. 1 изображен профиль оползневого склона и различные варианты локализации и стабилизации движения оползневых тел [1].

При оценке оползнеопасных систем вдоль линейно протяженных объектов (горные склоны, берега рек) в качестве первичного параметра подлежит определению коэффициент устойчивости склона K_y для двух случаев:

$$\begin{aligned} &\text{при } \operatorname{tg}\varphi \leq \operatorname{tg}\alpha \quad (K_y^I); \\ &\text{при } \operatorname{tg}\varphi > \operatorname{tg}\alpha \quad (K_y^{II}), \end{aligned} \quad (1)$$

где φ – угол внутреннего трения; α – угол наклона поверхности скольжения.

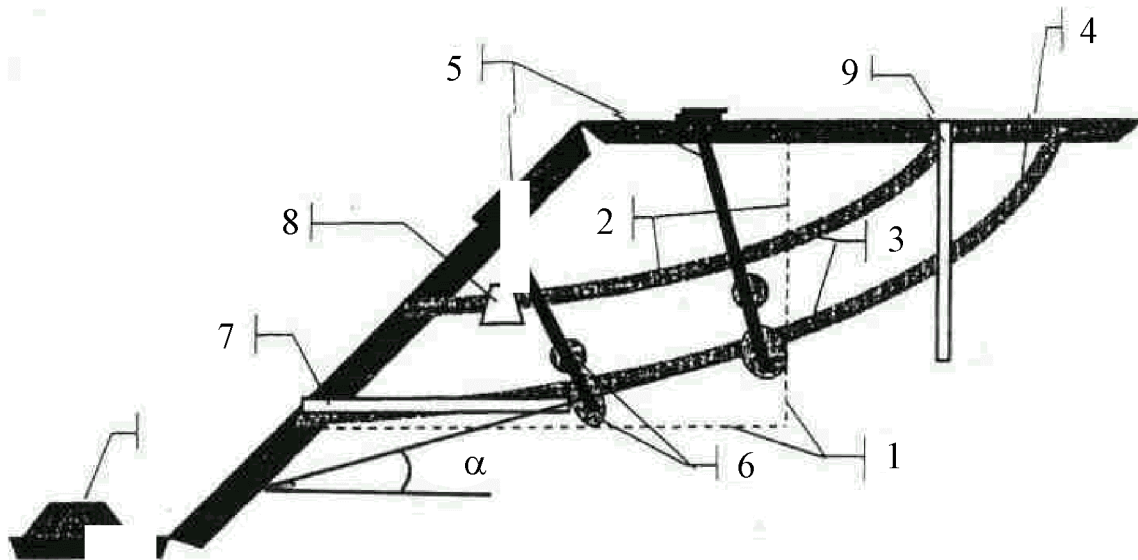


Рис. 1. Профиль оползнеопасного участка склона: 1 – условная граница созревания оползня; 2 – вероятная конфигурация тела оползня с учетом наличия зеркала скольжения 3; 3 – зеркало скольжения (глинистый пропласток); 4 – водоносный горизонт; 5 – инъекционные анкера; 6 – возможные камуфлетные расширения корня и ствола анкера взрывным способом; 7 и 8 – штольня и штрек, пройденные взрывным способом и заполненные раствором для увеличения сопротивления сдвигу тела оползня; 9 – противодиффузионный экран

Значения этих коэффициентов даны Гинзбургом Л. К. в [2].

Комплексный анализ устойчивости участка склона длиной l и высотой толщ H оценивается на основе статических соотношений следующего вида:

$$K_y \left(\gamma_{cp} H \frac{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \varphi}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} + m H \gamma_w \operatorname{tg} \beta \right) l = c l, \quad (2)$$

откуда

$$K_y^I = \frac{c}{H} \left(\frac{1}{\gamma_{cp} \frac{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \varphi}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} + m \gamma_w \operatorname{tg} \beta} \right); \quad (3)$$

$$K_y^{II} l m H \gamma_w \operatorname{tg} \beta = l \left(c + \gamma_{cp} H \frac{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \varphi}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} \right), \quad (4)$$

откуда

$$K_y^{II} = \frac{c + \gamma_{cp} H \frac{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \varphi}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}}{H_m \gamma_w \operatorname{tg} \beta} = \frac{1}{m \gamma_w \operatorname{tg} \beta} \left(\frac{c}{H} + \gamma_{cp} \frac{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \varphi}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} \right), \quad (5)$$

где γ_{cp} – средний объемный вес грунта по высоте H с учетом взвешивающего действия воды; γ_w – объемный вес воды; c – сцепление грунта; m – отношение

средней высоты обводненной зоны ко всей высоте H ; H_m – высота обводненности зоны; β – угол наклона депрессионной кривой грунтовых вод.

Как видим, величина статического коэффициента устойчивости находится в зависимости как от свойств слагаемых пород, так и от степени обводненности массива, ввиду чего в случае изменения водного режима следует проводить комплекс противофильтрационных мероприятий.

Нарушение устойчивости откосов происходит при достижении предельно напряженного состояния грунта по всей поверхности сдвига независимо от напряжений в остальной части призмы обрушения.

Упругие волны любого происхождения порождают в горных породах множество разнообразных физико-химических и физико-механических процессов (увеличение проницаемости, эмиссия электронов, изменение прочностных характеристик и т.п.). При их воспроизводстве в лабораторных условиях в изученных образцах наблюдалось увеличение диффузии за короткое время в 40–50 раз, а проницаемости для воды и нефти – в 70 раз [5].

В осадочных породах под воздействием сейсмических возмущений происходит деформирование пород, смещение зерен друг относительно друга, упругое и пластическое изменения, раскалывание, формирование и миграция внутренних дефектов, активизация поверхностей и в конечном итоге разрывы межмолекулярных и межатомных связей, что приводит к формированию на поверхности зерен активных центров с избыточной свободной энергией. Эти процессы, наряду с другими факторами (гравитацией, гидрологической обстановкой и т.п.), способствуют активизации процесса дезинтеграции и формированию оползнеопасных блоков. В природных условиях указанные физико-химические и механические изменения возможны лишь в рамках больших промежутков времени при многократном воздействии землетрясений – явлений сравнительно редких. Техногенные же источники упругих колебаний грунтов характеризуются высокой повторяемостью во времени (на много порядков выше природных) и способны вызвать подобные изменения, по крайней мере на макроуровне, за короткий период, так как четвертичные отложения характеризуются агрегатным строением и слабыми межагрегатными связями.

Воздействие динамических возмущений на горные склоны происходит в двух направлениях:

снижение прочностных характеристик грунта, в частности за счет увеличения сдвиговых деформаций, разжижения, динамической усталости грунта, и, как следствие, снижение длительной прочности по сравнению с фактической;

снижение коэффициента устойчивости за счет динамической составляющей в виде ускорения a_b , прилагаемого в направлении к горизонту под углом ω_c и действующего в дополнение к сдвигающим силам, то есть условие прочности Кулона принимает вид

$$\tau_{\text{сц}} = \sigma^* f + c - f(a_b). \quad (6)$$

Расчет устойчивости откосов, как правило, осуществляют, используя теорию предельного равновесия, которая позволяет выявить форму равноустой-

чивого откоса с учетом действующих внешних нагрузок. При решении такого рода статических задач исходят из допущения об одновременном достижении состояния предельного равновесия во всех точках кривой скольжения, описываемого уравнением Навье.

Выражения для определения коэффициента запаса устойчивости (3) и (4) перепишем в следующем виде:

$$K_y = \frac{\int_0^L \left[Q(y) \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\cos^2 \alpha} \right] dx}{\int_0^L Q(y) \operatorname{tg} \alpha dx}, \quad (7)$$

где $Q(y)$ – давление столба грунта в точке K с учетом взвешивающего влияния воды (рис. 2).

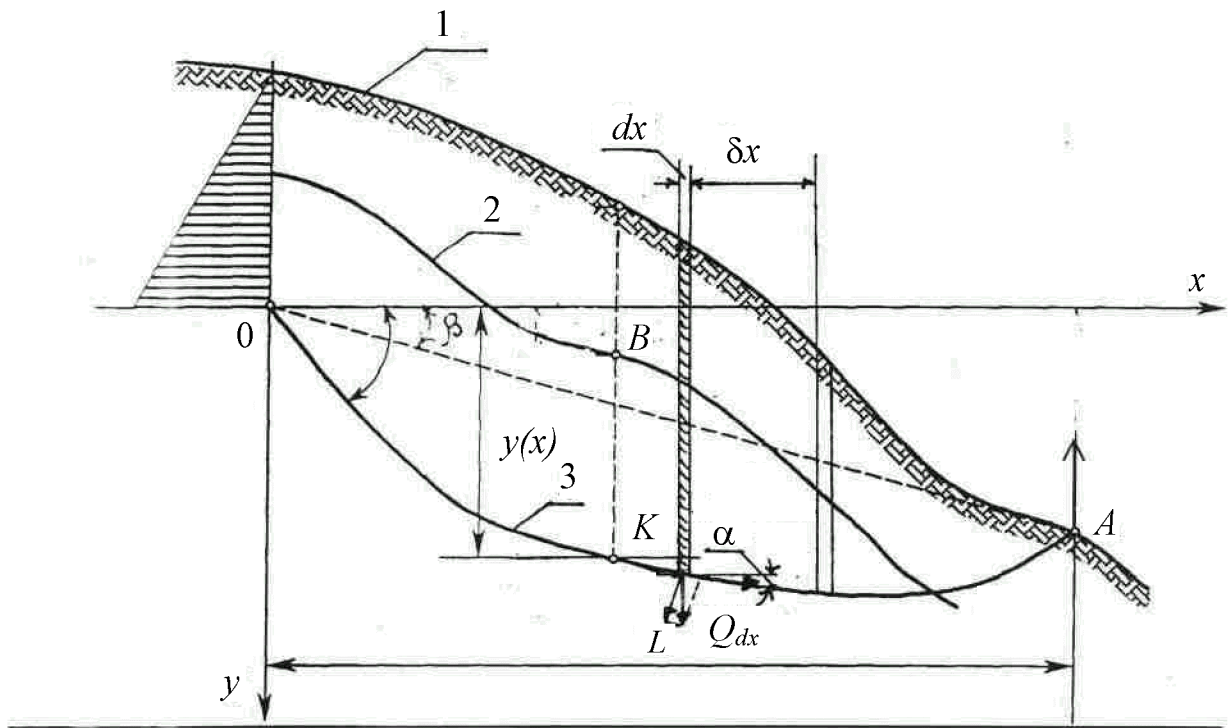


Рис. 2. Схема к расчету коэффициента устойчивости склона с учетом влияния сейсмических волн: 1 – контур горного склона $y_n(z)$; 2 – контур поверхности грунтовых вод $y_v(z)$; 3 – контур поверхности скольжения $y_c(x)$; 4 – dx -элементарный столбик оползневого тела; α – угол между текущей касательной к линии скольжения; β – угол наклона приведенной поверхности скольжения

Решая это уравнение с применением модели Герсеванова и функционалов Соловьева и используя метод Риза, авторы выполнили расчеты устойчивости откоса, позволяющие определить формы линии скольжения откоса, состоящего из реальных грунтов, и коэффициент запаса устойчивости. Однако эти решения будут справедливы лишь при неизменных характеристиках грунтов, слагающих откосы.

Для учета влияния однократных сейсмических волн представим, что на элементарный столбик dx тела склона воздействует сейсмический импульс, направленный к горизонту под углом ω_c . Импульс может быть выражен через одну из характеристик сейсмической волны: массовую скорость U , ускорение a , напряжение σ на фронте волны, а его вектор должен совпадать с направлением сдвигающих сил. Вектор задается в виде ускорения a_c , его составляющие будут равны [6]:

$$\text{горизонтальная} - a_{сг} = a_c \cdot \cos \omega_c ; \quad (8)$$

$$\text{вертикальная} - a_{св} = a_c \cdot \sin \omega_c . \quad (9)$$

Величина инерционных составляющих сил выражается следующими зависимостями в соответствии с (9) и (10):

$$S_{сг} = P_{и} \cdot a_{сг} \cdot S_{св} = P_{и} \cdot a_{св} ;$$

$$P_{и} = \frac{Q(y)}{g} , \quad (10)$$

где $P_{и}$ – функционал инерционной составляющей.

Работу удерживающих сил при определении коэффициента устойчивости в формуле (7), выраженную через функционал $Q(y)$, запишем в виде разности статической составляющей $Q_c^{ст}(y)$ и вертикальной динамической (сейсмической) компоненты $Q_c^B(y)$ функционала, которая имеет вид

$$Q_c^B(y) = (Q(y) - P_{и} \cdot a_{св}) \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\cos^2 \alpha} . \quad (11)$$

Результирующие сдвигающие силы (знаменатель в формуле (7)), представляющие собой сумму статической составляющей и горизонтальной динамической компоненты $Q_c^Г(y)$ функционала, запишем в виде

$$Q_c^Г(y) = (Q(y) - P_{и} \cdot a_{св}) \operatorname{tg} \alpha .$$

Величины $\frac{a_{сг}}{g}$ и $\frac{a_{св}}{g}$ постоянные для всей призмы обрушения и могут быть вынесены из-под знака интеграла.

Таким образом, динамический коэффициент устойчивости $K_y^д$ представляет собой отношение разности удерживающих статических сил $Q_{уд}^{ст}(y)$ и вертикальной составляющей динамической компоненты $Q_c^B(y)$ к сумме статических сдвигающих сил $Q_{сд}^{ст}$ и горизонтальной динамической составляющей $Q_c^Г(y)$, то есть

$$K_y^d = \frac{Q_{уд}^{ст}(y) - Q_c^B(y)}{Q_{сд}^{ст}(y) + Q_c^Г(y)} = \frac{Q_{уд}^{ст} - S_c^B}{Q_{сд}^{ст} - S_c^Г} \quad (12)$$

Несмотря на кажущуюся простоту, данная методика учета сейсмической компоненты при прогнозировании устойчивости склона не всегда может быть реализована по целому ряду причин, главной из которых является отсутствие учета физико-механических свойств грунтов и связанных с ними закономерностей распространения сейсмозрывных волн. Принятый гиперболический закон затухания инерционных сил $f(x)$ вдоль призмы сползания не отражает действительной картины движения сейсмической волны; при этом силовое поле может быть описано лишь в неявной форме из-за отсутствия отдельных исходных компонентов.

Динамическую составляющую сил: удерживающих (с отрицательным знаком) и сдвигающих (с положительным знаком) целесообразно определять в зависимости от источника сейсмических колебаний с учетом их основных параметров.

При прогнозировании поведения откосов в случае воздействия на них сейсмических волн, вызванных землетрясением, необходимо исходить из показателя сейсмической балльности, известной для каждой местности. Соотношение баллов и массовой скорости на фронте сейсмической волны приведены в табл. 2.

Таблица 2. Сравнительные данные скоростей колебаний и балльности сейсмической шкалы

Ускорение, см/с ²	Скорости колебаний, см/с	Баллы, соответствующие этим скоростям
45,8–83,4	1–1,82	6
87,6–166,9	1,91–3,64	7
171–333,8	3,73–7,28	8
337,9–667,6	7,37–14,56	9

Для определения силовой компоненты через массовую скорость воспользуемся соотношением Ландау-Лифшица:

$$\sigma_0 = u_{\max} V_S \frac{\gamma}{g}, \quad (13)$$

где σ_0 – предел прочности породы на сжатие (граница начала упругих возмущений); u_{\max} – максимальная массовая скорость в начале движения сейсмической волны; V_S – скорость поперечной волны; g – ускорение силы тяжести.

Таким образом, согласно (13) текущему значению массовой скорости u_{\max} будет соответствовать текущее значение напряжения σ_T , которое при движении по наносам может быть определено из выражения

$$\sigma_T = 0,102u_{\max}\gamma \frac{\gamma_{\text{ск}} - 1,19}{475 \cdot 10^{-6}}. \quad (14)$$

Горизонтальная составляющая $\sigma_{\text{Гс}}$, влияющая на величину сдвигающих сил, по аналогии с (8) будет равна

$$\sigma_{\text{Гс}} = 0,102u\gamma \cdot \left[(\gamma_{\text{ск}} - 1,19) / 475 \cdot 10^{-6} \right] \cdot \cos \omega_c, \quad (15)$$

а вертикальная, аналогично (9):

$$\sigma_{\text{вс}} = 0,102\gamma \left[(\gamma_{\text{ск}} - 1,19) / 475 \cdot 10^{-6} \right] \sin \omega_c. \quad (16)$$

Таким образом, выражение для определения коэффициента устойчивости может быть преобразовано к следующему виду, содержащему конкретные характеристики грунта:

$$K_y = \frac{Q_{\text{уд}}^{\text{ст}} - 0,102u\gamma \left(\frac{\gamma_{\text{ск}} - 1,19}{475 \cdot 10^{-6}} \right) \cdot \sin \omega_c}{Q_{\text{сд}}^{\text{ст}} + 0,102u\gamma \left[\frac{\gamma_{\text{ск}} - 1,19}{475 \cdot 10^{-6}} \right] \cdot \cos \omega_c}. \quad (17)$$

Статические удерживающие силы можно выразить через уравнение Кулона

$$\tau_{\text{сц}} = \sigma f + c. \quad (18)$$

Сдвигающие силы можно принять эквивалентными $\tau_{\text{сд}}$ из соотношения Навье.

Тогда соотношение (18) можно записать как

$$K_y^{\text{д}} = \frac{\left[\sigma - \left(0,102u\gamma \frac{\gamma_{\text{ск}} - 1,19}{475 \cdot 10^{-6}} \right) \sin \omega_c \right] \text{tg} \varphi + c}{\tau_{\text{сд}} + 0,102u\gamma \left[\frac{\gamma_{\text{ск}} - 1,19}{475 \cdot 10^{-6}} \right] \cos \omega_c}. \quad (19)$$

Нарушение устойчивости горных склонов динамическими колебаниями вызывает необходимость стабилизации оползнеопасных участков устройством подпорных свайных сооружений или закреплением анкерами (рис. 3)

Устройство свайных подпорных стенок осуществляют, исходя из условий прочности:

$$M \leq M_p; \quad (20)$$

$$Q \leq Q_p,$$

где M и Q – момент и поперечная сила, действующие в рассматриваемом сечении; M_p и Q_p – момент и поперечная сила, воспринимаемые сечением сваи.

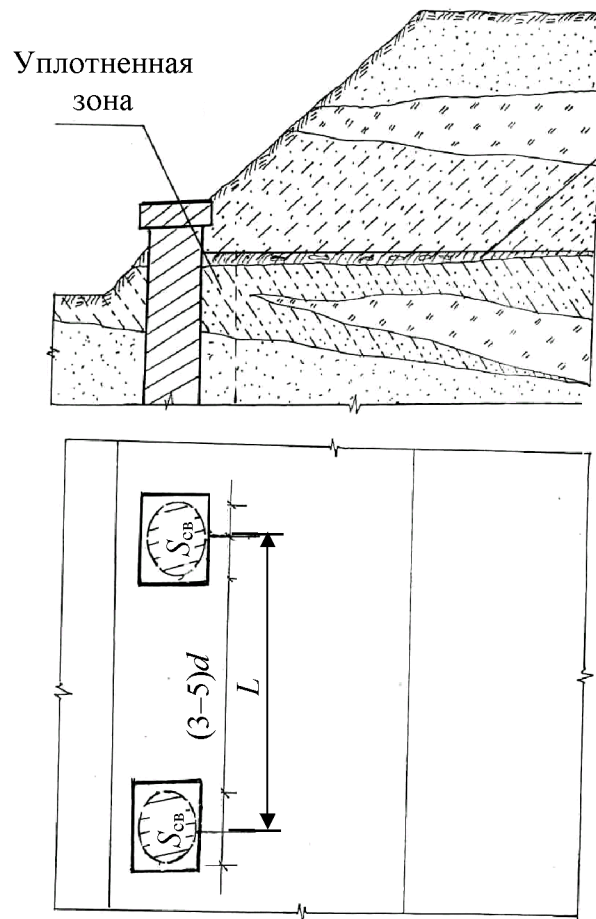


Рис. 3. Схема расположения буронабивных свай: $S_{св}$ – поперечное сечение свай; L – расстояние между сваями

Применение свай, армированных металлом с заполнением бетоном, далеко не всегда оправдано из-за высокой стоимости конструкций. Если сваи расположены таким образом, что зеркало скольжения находится не ниже $1/4$ длины свай, а в качестве заполняемого материала использованы неармированные глиноцементные материалы невысокой прочности, расчет их параметров предлагается производить, принимая лишь второе условие из (20), то есть $Q \leq Q_p$.

В качестве действующей поперечной силы принимаем разницу между сдвигающими и удерживающими усилиями из (27), а в качестве воспринимающей – прочность материала свай на сдвиг, то есть

$$\tau_{сд}^{св} \cdot S_{св} z, \quad (21)$$

где $\tau_{сд}^{св}$ – предел прочности материала свай на сдвиг.

Таким образом, при устройстве противооползневой конструкции должно выполняться условие

$$\tau_{сд} + 0,102U\gamma \left(\frac{\gamma_{ск} - 1,19}{475 \cdot 10^{-6}} \right) \cos \omega_c - \left\{ c + \left[\sigma - 0,102U\gamma \left(\frac{\gamma_{ск} - 1,19}{475 \cdot 10^{-6}} \right) \sin \omega_c \right] \right\}. \quad (22)$$

После некоторых формальных преобразований это условие можно представить в виде

$$\tau_{сд} - c - \sigma \operatorname{tg} \varphi + 0,102U\gamma \left(\frac{\gamma_{ск} - 1,19}{475 \cdot 10^{-6}} \right) (\cos \omega_c + \sin \omega_c \cdot \operatorname{tg} \varphi) \leq \tau_{сд}^c \cdot S_{св} \cdot z \cdot K_{уп}. \quad (23)$$

Здесь $K_{уп}$ – коэффициент, учитывающий повышенную сопротивляемость грунта сдвигу в уплотненной зоне по отношению к $\tau_{сд}$ при получении полости под сваю взрывным способом. Это условие объясняется тем, что вокруг полости, полученной взрывным способом, грунт разбит серией радиальных трещин, которые будут заполнены скрепляющим раствором. Таким образом, вокруг сваи образуется упрочненная зона грунта, увеличивающая поперечные воспринимающие силы сваи. Объем этих пор (трещин) составляет 18–20 % от объема полости. Как следует из рис. 8, сдвигающие силы будут удерживать лишь половина уплотненной зоны со стороны откоса с объемом трещин 9–10 % от объема полости. Таким образом, приведенное сечение сваи $S_{св}^{пр} Q_{уд}^{ст}(y)$ принимаем равным

$$\pi r_n^2 + 0,258 r^2 = 3,43 r^2, \quad (24)$$

то есть в данном случае $K_{уп} = 1,10$. В зависимости от конкретных грунтовых условий и учитывая, что упрочненная взрывом зона значительно больше, чем ее часть, разбитая трещинами, $K_{уп}$ может изменяться от 1,1 до 1,2 (нижнее значение принимается при более прочных материалах наполнителя, верхнее – при менее прочных). Определению расчетным путем подлежат два параметра свайных конструкций: диаметр сваи и диаметр между сваями. В первую очередь необходимо задаться величиной первого параметра, зависящего от того, в какой степени грунтовые условия позволяют получить полость с устойчивыми стенками, обеспечивающими возможность заполнения связывающими материалами. Таким образом, зная сопротивляемость одной сваи, можно определить расстояние между ними.

Выводы

1. Динамические воздействия на оползнеопасные участки склонов приводят к нарушению природного равновесия и способствуют ускоренной дезинтеграции.

2. Оценка динамической компоненты силового поля, воздействующего на оползневое тело, заключается в корректировке статического коэффициента устойчивости K_y^c путем вычитания вертикальной составляющей из удерживающих сил и прибавления горизонтальной – к сдвигающим силам (12), (17).

3. При значениях динамического коэффициента, меньших единицы, требуется устройство противооползневых конструкций, которые воспринимали бы сдвигающие поперечные силы, представляющие собой разность между сдвигающими и удерживающими силами (23).

1. Вовк О. О. Метод прогнозування деформацій зсувонебезпечних масивів для попередження аварійних ситуацій // Проблеми охорони праці в Україні. – К.: ННДІОП. – 1999. – Вип. 2. – С. 160–165.

2. Гинзбург Л. К. Методы определения оползневого давления // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1980. – № 3. – С. 88–91.
3. Вовк О. А. Применение энергии взрыва для создания противооползневых инженерных объектов // Вісник Черкаського інженерно-технологічного інституту. Серія “Будівництво”. – 2002. – Вип. 2. – С. 48–54.
4. Вовк О. А. Изменение физико-механических свойств породного массива под влиянием упругих возмущений // Вісник НТУУ “КПІ”. Серія “Гірництво”: Зб. наук. праць. – К.: НТУУ КПІ. – 2001. – Вип. 5. – С. 24–29.
5. Чан Юн Бок, Вовк О. А. Влияние упругих возмущений на физико-механические свойства породного массива // В сб. «V Jubileuszowa Szkoła Geomechaniki». – 2001. – S. 23–34.
6. Месчан С. Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. – М.: Недра, 1978. – 207 с.