

ОЦЕНКА ОПОЛЗНЕВОЙ УГРОЗЫ ДЛЯ МЕТРОМОСТА ВОРОБЬЕВЫХ ГОР В МОСКВЕ

ASSESSMENT OF LANDSLIDE THREAT TO VOROBYOVY GORY METRO BRIDGE IN MOSCOW

КРОПОТКИН М.П.

Директор ООО «НПП «Сингеос»», г. Москва,
singeos@narod.ru

KROPOTKIN M.P.

Director of the «Singeos» LLC Research and Production Enterprise,
Moscow, singeos@narod.ru

Ключевые слова:

блоковые оползни; метроост Воробьевых гор в Москве;
расчеты устойчивости; мониторинг; инженерная защита.

Key words:

block landslides; Metro Bridge in Moscow; stability calculations;
monitoring; engineering protection.

Аннотация

Рассматривается угроза смещения крупного блокового оползня в районе комбинированного (автомагистраль и линия метрополитена) моста через Москву-реку, опоры которого выполнены с опиранием на оползневой массив. Данные режимных наблюдений за реперами, инклинометрии в скважинах и расчеты с применением алгоритмов минимизации коэффициента устойчивости показали неэффективность выполненной ранее планировки склона и нахождение массива в фазе глубинной ползучести. Оценена общая продолжительность периода ползучести, показана невозможность его самопроизвольного затухания. Предложены мероприятия по мониторингу и инженерной защите.

Abstract

We consider the threat of displacement of large block landslide in the area of joint (highway and subway line) bridge across the Moscow River. Bridge supports are installed on the landslide deposits. Regular geodetic observations, inclinometric monitoring, and calculations using algorithms to minimize the stability factor showed the ineffectiveness of slope planning previously made. The slope is in deep creep phase. Total duration creep period was estimated, the impossibility of spontaneous decay are showed. The measures for monitoring and engineering protection are proposed.

На оползневом склоне Воробьевых гор в г. Москве и прилегающей прибрежной полосе размещается большое количество зданий и сооружений, наиболее крупными и дорогостоящими из которых являются комплекс президиума РАН и комбинированный мост через Москву-реку (далее — метроост). Метроост был построен в рекордно короткий срок — за 19 месяцев и открыт в январе 1959 г. Оползневая ситуация на непосредственно прилегающем к нему с востока участке склона (рис. 1) рассматривается в данной статье. Видно, что к этому участку приурочен еще не сместившийся крупный оползневый блок, который расположен в западной части большого и, видимо, относительно молодого, оползневого цирка.

Геологическое строение массива и гидрогеологические условия приведены на рис. 2 на основе анализа более 40 выработок глубиной до 99 м, пробуренных в 1956–2008 гг. (рис. 3).

Известняки (C_2) перекрываются мощной толщей верхнеюрских глин келловей-оксфорда (J_3cl-ox), на которых залегают суглинки и глины кимериджского яруса (J_3km) и пески и алевроиты с прослоями суглинков титона — нижнего мела (J_3tt+K_1). Венчают разрез четвертичные отложения — моренные и покровные суглинки и флювиогляциальные суглинки и пески. Высота бровки склона над нынешним уровнем воды в Москве-реке 54 м. Массив, за исключением верхних 20–25 м на «плато», обводнен, напоры достигают местами 30 м.

Оползневая ситуация

Основным фактором возникновения и активизации глубоких оползней на этом участке являлся подмыв основания склона Москвой-рекой. Максимальные зафиксированные паводки вызывали в прошлом подъем уровня на 8,5 м над меженным, то есть до абсолютной отметки около 126 м. С 1937 г. Москва-река зарегулирована. Тем не менее, например, в период 1955–1960 гг. уровень воды в паводок ежегодно поднимался на 2–2,5 м.

Геодезические наблюдения, проводившиеся на Воробьевых горах с 1954 г., фиксировали в этот период

значительные смещения наблюдательных реперов, наибольшие из которых (свыше 40 мм/мес.) наблюдались в 250–300 м ниже по течению реки от метропоста. Здесь же наблюдались многочисленные и наиболее значительные по размерам трещины и срывы.

В 1959–1962 гг. были осуществлены:

- уположение склона и пригрузка языка оползня отсыпкой в прибрежной части русла банкета шириной до 15–20 м;
- предохранение от размыва языка оползня за счет строительства стенки набережной на свайном основании глубиной 9–11 м;
- устройство каменной наброски перед стенкой набережной;
- дренирование высачивающихся на склоне подземных вод;
- расширение русла р. Москвы на 35 м в сторону левого берега;
- общее благоустройство.

Созданный дренаж в нижней части склона прекратил суффозию и развитие многочисленных до 1960 г. суффозионных оползней и оползней выплывания, разрушавших склон и уменьшавших мощность естественного «контрбанкета» из оползших блоков, но склон в целом на многих участках Воробьевых гор остался в состоянии, близком к предельному равновесию. Берегоукрепительные работы полностью устранили лишь возможность возникновения более мелких оползней в нижней части склона. Сваи в основании набережной, целиком размещенные в оползневом теле, естественно, также не могут играть удерживающей роли.

Реальным результатом планировки склона на данном участке согласно выполненным автором расчетам стало снижение коэффициента устойчивости на 1% (рис. 4). Ситуацию спасло, видимо, прекращение размыва языка оползня после строительства набережной, а также то, что подход к мосту был запроектирован в выемке, что повысило устойчивость верхней части склона. Пригрузка в нижней части склона конструкциями станции метрополитена также способствовала повышению устойчивости непосредственно в зоне моста. За время эксплуатации при систематических об-

следованиях в тоннелях метрополитена никаких деформаций не обнаружено.

Последующие режимные геодезические наблюдения на склонах показали, что после осуществления противооползневых мероприятий смещение глубоких оползней замедлилось, но не прекратилось, особенно в нижней по течению от метропоста части склона.

По данным режимных геодезических наблюдений последнего времени (2008–2015 гг.) на рассматриваемом участке зона горизонтальных смещений поверхностных реперов (заглубленных ниже слоя промерзания) простирается на расстояние до 80 м за бровкой «плато» (см. рис. 3). Суммарная величина смещений составляет около 100 мм за 7 лет наблюдений при точности измерений около 2 мм. Весьма показательны также практически полное совпадение величин направления горизонтальных смещений у реперов, расположенных на склоне и «плато» (см. рис. 3, табл. 1). На остальной территории Воробьевых гор реперы на «плато», за исключением некоторых, находящихся в 1–3 м от бровки, никаких смещений не испытывают.

Подобный характер плановых смещений при незначительных вертикальных смещениях (опускание реперов на 5–10 мм за 7 лет) говорит о движении всего этого массива как единого целого, причем в субгоризонтальном направлении, а не в режиме раздавливания верхнеюрских грунтов.

Мы видим, что векторы плановых смещений грунтовых реперов ориентированы не по направлению максимального уклона дневной поверхности, а отклонены от него в направлении центральной оси вышеуказанного оползневого цирка (см. рис. 2). Примерно по центру этого оползневого цирка фиксировались и максимальные смещения до 1961 г.

Анализ результатов геодезического мониторинга за 2008–2015 гг. показывает, что в последние три года в районе метропоста складывается опасная в оползневом отношении ситуация. Среди всех наблюдательных инклинометрических скважин на Воробьевых горах максимальные величины смещений зафиксированы в скважинах V-2 и V-3, которые расположены вблизи метропоста с его восточной стороны (см. рис. 3).



Рис. 1. Оползневый склон Воробьевых гор

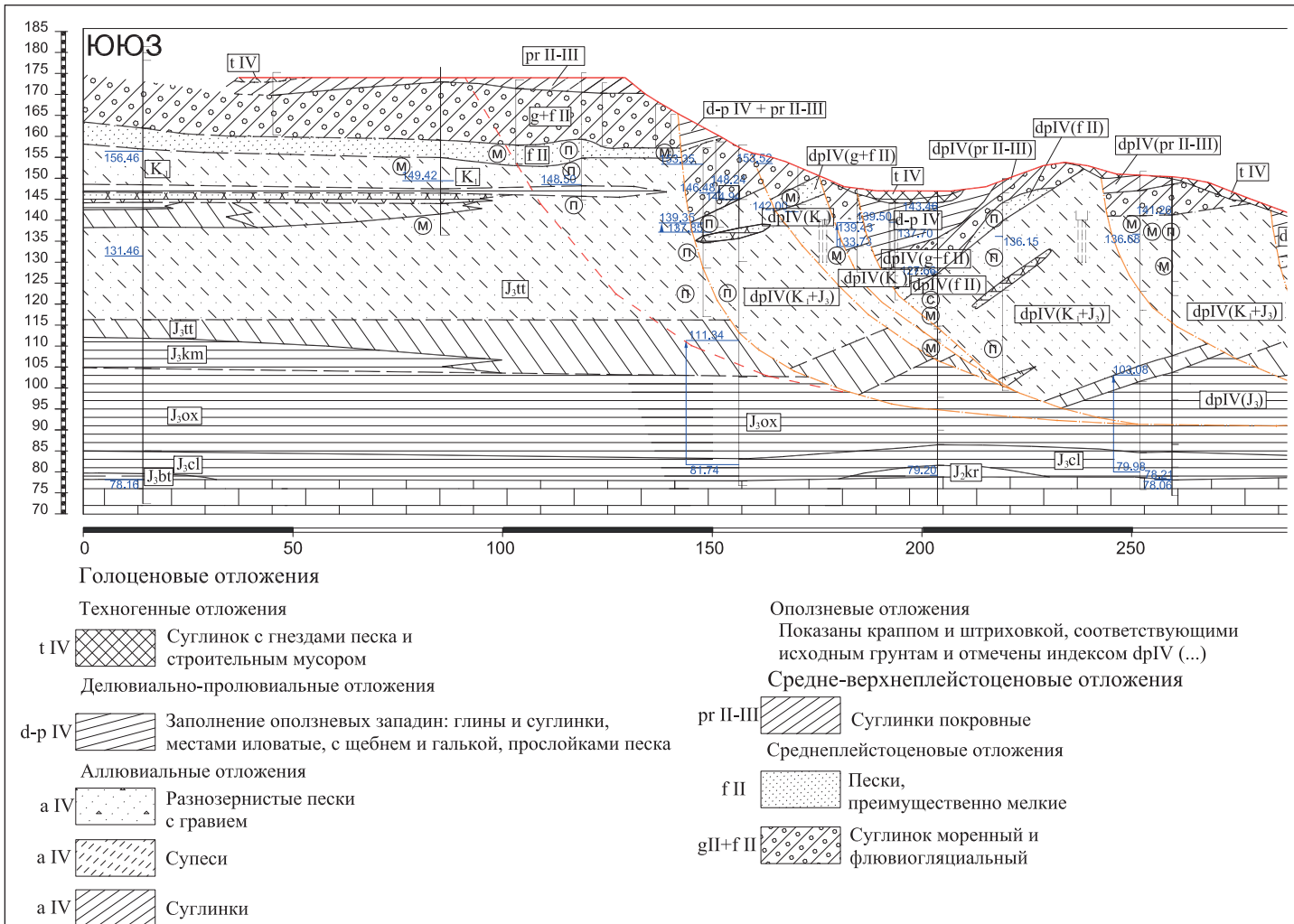


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез восточнее метромаста

Графики инклинометрических наблюдений за последние 7 лет (рис. 5, 6) и более длительных (около 60 лет) наблюдений за поверхностными реперами демонстрируют, что на этом участке деформации, замедлившись в 1960–1970-е годы, в последующем снова возросли. В массиве в настоящее время реализуются деформации двух видов:

- периодическое «проскальзывание» блоков тела существующего оползня по зонам смещения малой мощности, после чего возможны многолетние перерывы в подобных деформациях;
- постепенное «перекашивание» в направлении базиса оползания всего оползневого тела как целого, включая участок «плато» за бровкой, при котором величины смещений нарастают к дневной поверхности. Эти деформации непрерывны, хотя скорость их колеблется.

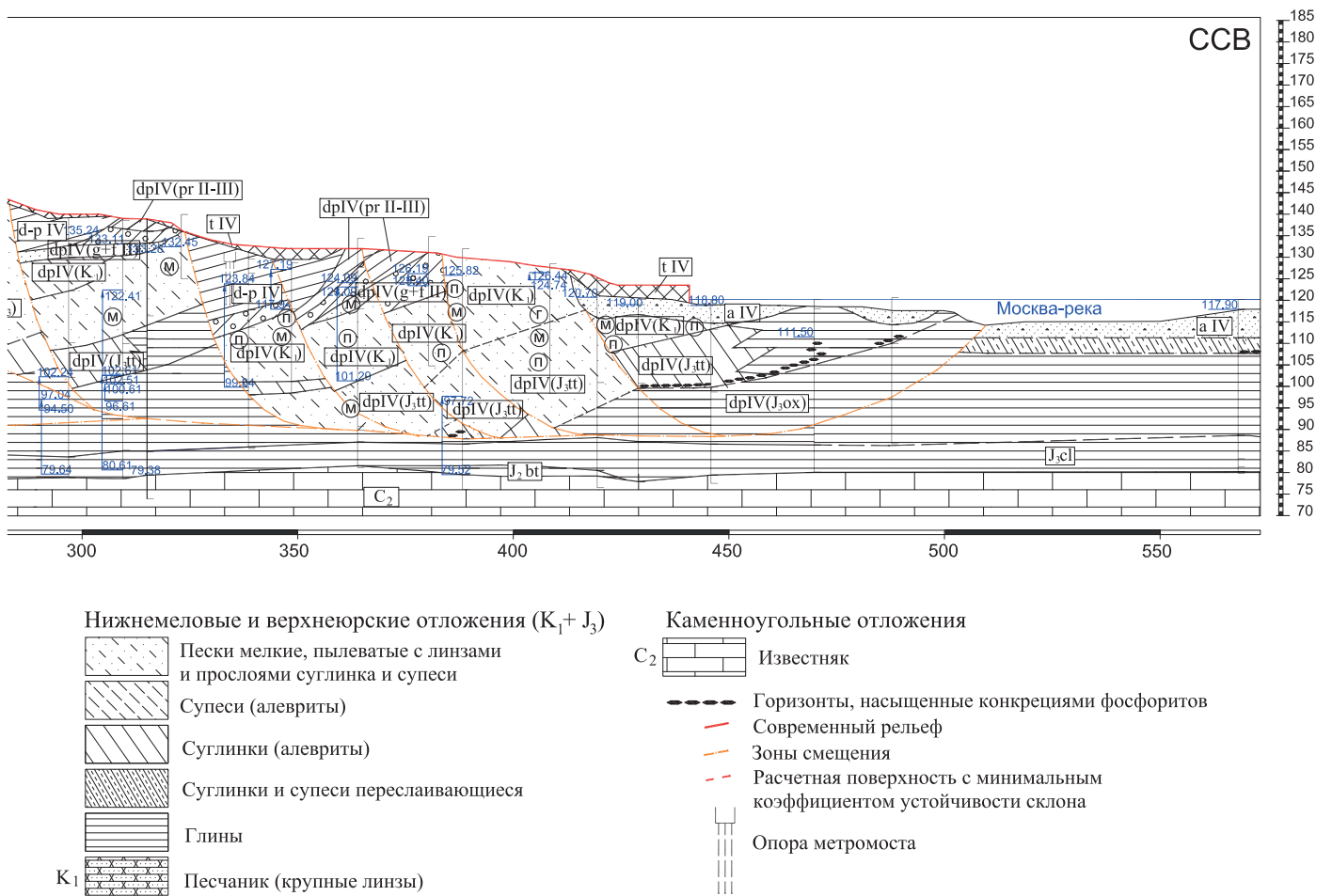
По всей видимости, эти процессы связаны между собой и совместно, хоть и по-разному, изменяют напряженно-деформированное состояние массива. «Перекашивание» способствует формированию в массиве зон растягивающих напряжений, проявляющихся в том числе в виде трещин разрыва на поверхности. Совместное действие этих процессов, по-видимому, создает условия для «расседания» оползающих блоков и формирования «подсевших» (со сравнительно малой амплитудой смещения) серповидных блоков, осложняющих общее крупноблоковое строение оползневого

массива (см. рис. 2). Однако устойчивого тренда ускорения смещений, предвещающего близкую катастрофу, пока не наблюдается.

Программные средства, использованные при расчетах устойчивости

Для расчетов устойчивости была использована программа PSK (ПСК), разработанная ООО «НПП «Сингеос»» в 1992 г. и использовавшаяся на 65–70 оползневых и оползнеопасных объектах в России, в том числе на газопроводе «Голубой поток», на склонах у Саратовского НПЗ, Казанского и Нижегородского кремлей и т.д. (всего около 300 оползневых массивов). Расчеты устойчивости выполнялись на объектах собственно НПП «Сингеос», объектах ПНИИИС и по заказу ряда других организаций.

Программа обеспечивает автоматизированный поиск наиболее опасной поверхности возможного или реального смещения оползня, то есть поверхности скольжения (сдвига), дающей минимальный коэффициент устойчивости склона. Алгоритм поиска позволяет анализировать поверхность любой формы без ограничений на количество точек перегиба. Начальные и конечные точки оползневого тела могут задаваться, например, при наличии трещин закола или четко выраженного языка оползня, как и отдельные точки в массиве, где предполагается (или обнаружена) зона смещения.



Аппроксимация поверхности склона (откоса), границ между расчетными геологическими элементами, пьезометрических уровней подземных вод и поверхности смещения производится при помощи непрерывных кусочно-ломаных линий. Выполняется поиск положений узловых точек, при которых достигается минимальный коэффициент устойчивости. В основе 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.

Пара уравнений для *i*-го блока имеет следующий вид:

- горизонтальные силы:

$$N_i \sin a_i + E_{i-1} \cos a_{i-1} - E_i \cos a_i + Wg_i = F_i \cos a_i / K_y, \quad (1)$$

- вертикальные силы:

$$P_i - N_i \cos a_i + E_{i-1} \sin a_{i-1} - E_i \sin a_i - Wv_i = F_i \sin a_i / K_y, \quad (2)$$

где N_i — сила реакции опоры блока (перпендикулярна поверхности скольжения); a_i — угол наклона поверхности скольжения; E_{i-1} — сдвигающая сила от вышележащего блока (параллельна поверхности скольже-

ния); a_{i-1} — угол наклона поверхности скольжения вышерасположенного по склону блока; E_i — сдвигающая сила; Wg_i , Wv_i — горизонтальные и вертикальные силы напорных и фильтрующихся вод; F_i — предельная сила сопротивления сдвига по опоре бло-

Таблица 1

| Смещения грунтовых реперов, заложенных около метромоста за период 2008–2015 гг. [1] | | | |
|---|----------------------|------------------------|------------------------|
| № реперов | Смещение в плане, мм | Смещение по высоте, мм | Азимут смещения, град. |
| 4A/1 | 82,4 | -18 | 38,2 |
| 4A/2 | 95,9 | -13 | 38,1 |
| 4A/3 | 91,4 | -6 | 38,1 |
| 4A/4 | 108,2 | -7 | 37,8 |
| 4A/5 | 118,2 | -5 | 37,3 |
| 5/1 | 99,4 | -4 | 40,2 |
| 5/2 | 108,4 | -10 | 39,9 |
| 5/3 | 96,6 | -9 | 39,6 |
| 5/4 | 96,9 | -8 | 39,5 |

ка, рассчитываемая в соответствии с законом Мора — Кулона; K_y — коэффициент устойчивости; P_i — вес блока, включая пригрузку.

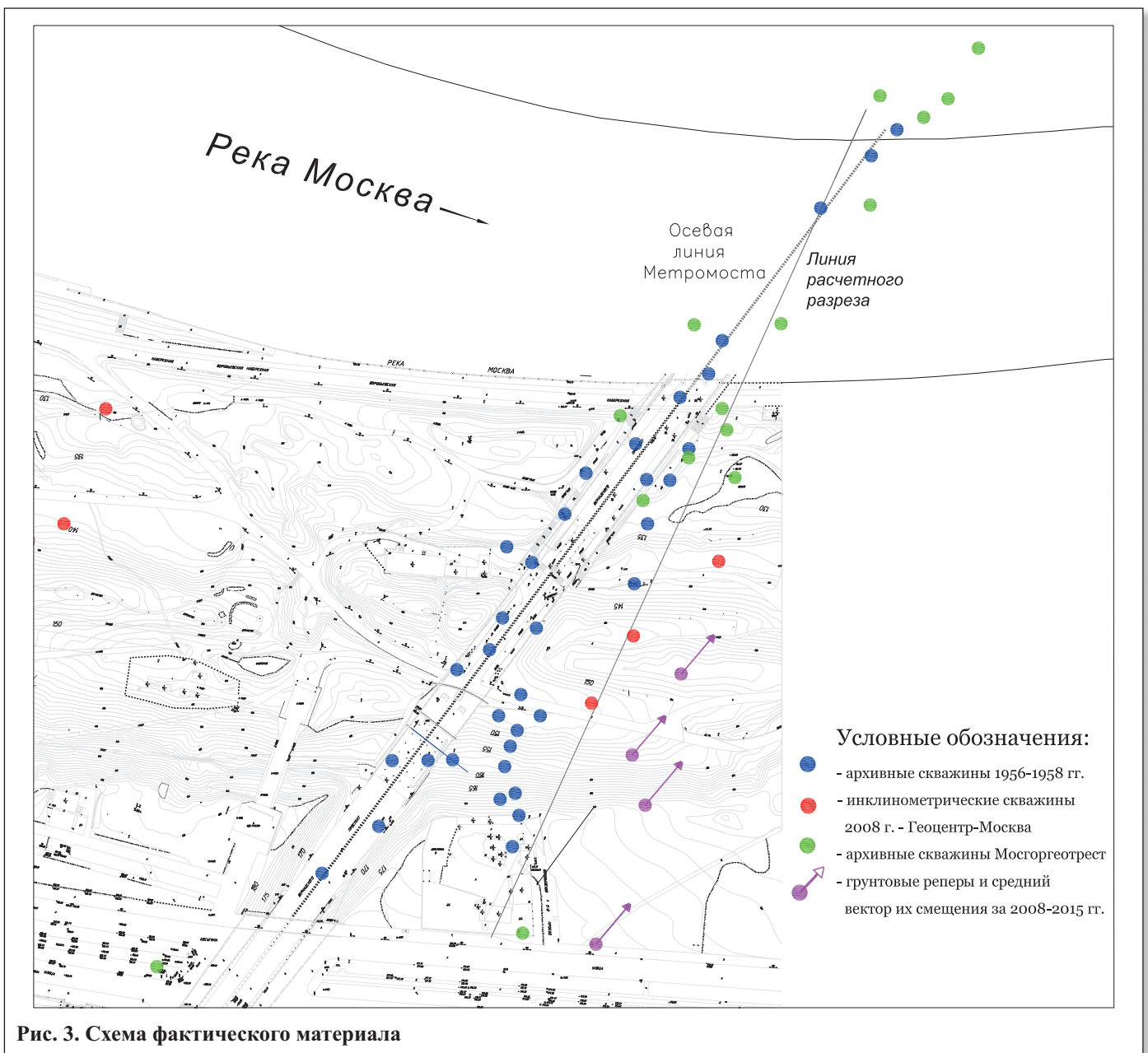
Эту систему можно рассматривать как систему $2n$ линейных уравнений с $2n$ неизвестными: n неизвестных величин N_i , $n-1$ неизвестных E_i ($E_n = 0$) и $1/K_y$, которая в общем случае имеет единственное решение. Однако следует заметить, что коэффициенты при $1/K_y$ являются не постоянными величинами, а зависят от N_i . Поэтому приходится прибегать к итерационному методу решения системы уравнений, при котором начальное значение F_i рассчитывается из предположения, что $N_i = P_i \cos \alpha_i$, в дальнейшем F_i и сумма удерживающих сил ищутся. Расчеты выполняются в плоской (двухмерной) постановке.

Силовое воздействие фильтрационного потока (T_ϕ) вычисляется в программе PSK по формуле:

$$T_\phi = \sum_{k=1}^s \gamma h_k l \Delta h_k n_k \cos \beta_k, \quad (3)$$

где s — количество литологических слоев в блоке; γ — удельный вес грунтовой воды; h_k — мощность фильтрационного потока в слое k ; l — длина блока; Δh_k — потеря напора в пределах блока; n_k — эффективная пористость слоя; β_k — угол направления фильтрационного потока к горизонтальной плоскости, принимаемый средним между углом наклона пьезометрической поверхности и углом наклона поверхности водоупора. Данный способ учета фильтрационных сил применительно к рассматриваемому объекту «идет в запас», то есть при традиционном их учете коэффициент устойчивости был бы еще ниже.

Взвешивание грунтов принимается для песчаных, крупнообломочных, трещиноватых скальных, насыпных и некоторых других видов грунтов. В глинистых грунтах, находящихся ниже УПВ, взвешенное состояние не принимается ввиду их малой активной пористости, низкой водопроницаемости и развитых структурных связей. Вместо этого при прохождении потенциальной зоны смещения по глинистым грунтам их прочностные свойства задаются с учетом порового



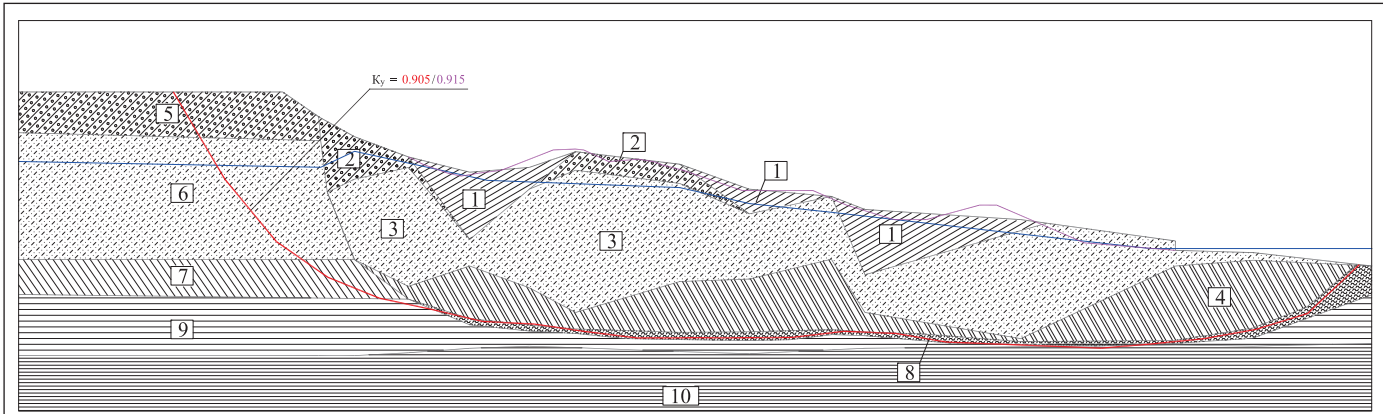


Рис. 4. Результаты поиска ПС с минимальным K_y при $C = C_s$ (— современный рельеф, — рельеф до 1959 г., — потенциальная поверхность смещения по результатам расчетов, — уровень грунтовых вод), $K_y = 0,905/0,915$ — рассчитанные минимальные коэффициенты устойчивости при современном рельефе и рельефе до 1959 г.), □ — расчетные грунтовые элементы, выделенные в модели

давления, определяемого в полевых условиях пьезометрами или по напорам, фиксируемым в более проницаемых прослоях, либо рассчитываемого по разности отметок пьезометрической поверхности и подошвы отсека. Подобный подход обоснован Н.А. Цытовичем [11].

Так как в программах серии PSK не предусмотрен непосредственный ввод величин порового давления, для их учета в слоях ниже уровня подземных вод вычисляется эффективный угол внутреннего трения ($\varphi_{эф}$):

$$\text{tg } \varphi_{эф} \cdot \sigma_{\text{тот}} = \text{tg } \varphi \cdot (\sigma_{\text{тот}} - H), \quad (4)$$

где $\sigma_{\text{тот}}$ — общие напряжения от веса водонасыщенных (включая содержащуюся в грунте воду) и неводонасыщенных грунтов в точке поверхности смещения, являющейся средней по длине прохождения поверхности смещения в оцениваемом слое (расчетном грунтовом элементе), φ — угол внутреннего трения; H — напор в данной точке.

Исходный угол внутреннего трения при этом берется по данным консолидированно-дренированных испытаний. При наличии сведений о прочности грунта на сдвиг при конкретных (соответствующих природным в зоне смещения) величинах поровых давлений при расчете должны использоваться именно эти параметры прочности.

В наиболее простых случаях подобный учет равнозначен введению «взвешивания» и, таким образом, соответствует общепринятому принципу: для сдвигающих сил, пропорциональных весу грунта, взвешивание грунтов не учитывается, а в составе удерживающих сил составляющая внутреннего трения принимается с учетом взвешивания.

Результаты расчетов устойчивости

Сдвиговый механизм формирования и развития подобных крупных блоковых оползней позволяет использовать при оценке их устойчивости принципы и программные средства, разработанные для оползней сдвига (срезания) [2, 3]. Направление расчетного профиля (см. рис. 3) было выбрано как среднее между направлением максимальной крутизны рельефа на

данном участке и направлением смещения наблюдаемых реперов.

Свойства грунтов, использованные при расчетах устойчивости, основывались на лабораторных данных, приведенных в табл. 2. Характеристики грунтов задавались на основе их нормативных значений. Схемати-

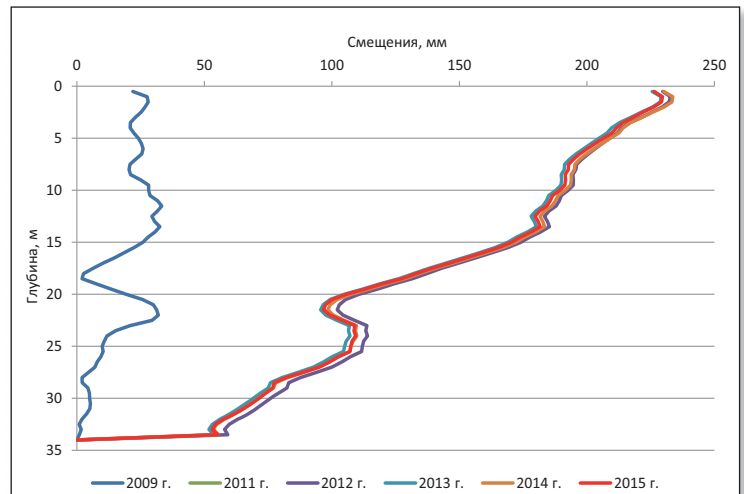


Рис. 5. Полное смещение профиля скважины V-2 (в 2011 г. перегиб обсадных труб на глубине 34 м) [1]

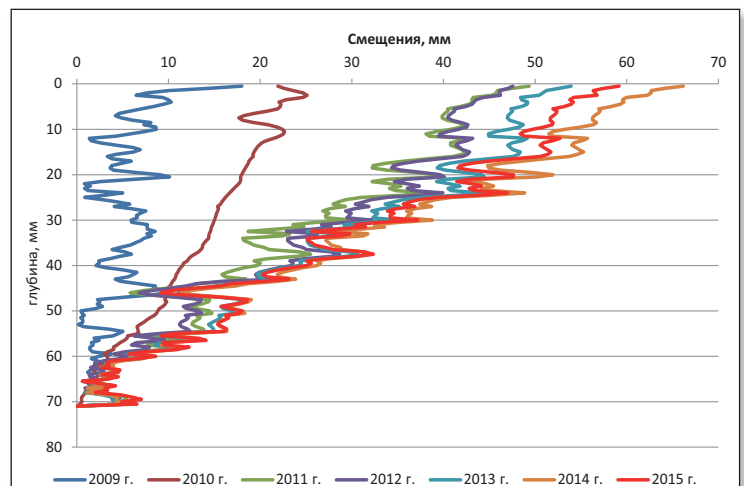


Рис. 6. Полное смещение профиля скважины V-3 [1]

Таблица 2

| Обоснование характеристик грунтов | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|-------------|------------|-------------|------------------------------------|----------|--------|---|--------------------|-----------|--------------------|----------------------------|--------------------|------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|
| Горные породы | НПО «НОЭКС» (группа Тер-Мартirosяна), 2001 г. + ГСПИ, 2000 г. | | | | «Сингеос», 2003 г. (выше/ниже УГВ) | | | «Геонцентр-Москва», 2008 г. (Лаборатория ИГЭ РАН) | | | | «Фундаментпроект», 2004 г. | | | | | |
| | ф, град. | | С, КПа | | %, КПа/м ³ | ф, град. | С, КПа | ф, град. | | первичные | «плашка по плашке» | С, КПа | | ф, град. | первичные | «плашка по плашке» | %, КПа/м ³ |
| | пол-точный | оста-точный | пол-точный | оста-точный | | | | первичные | «плашка по плашке» | | | первичные | «плашка по плашке» | | | | |
| tIV + смещенные g+f | 12 | 5 | 13 | 6 | 20,3 | 12 | 18 | 19,5 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Суглинок g+пП | 16 | | 24 | | 21,7 | 18/16 | 36/30 | 21,5 | 25 | | | 27 | | | | | |
| Пески с прослоями супеси пП | 26 | | 21 | | 18,3 | 26 | 8/6 | 18,6/9,2 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Пески с прослоями супеси К ₁ | 27 | | 7 | | 19,2 | 27/25 | 8/6 | 19 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| фр пески с прослоями супеси и суглинка | 29 | | 0 | | 19,2 | 20/18 | 10/8 | 18,5/9 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| фр глины J ₃ | 6 | 3,5 | 28 | 16 | 17,7 | -7,5 | -31 | 17,5 | 16-стаб.* | | 124-стаб.* | | 19-стаб.* | 6-стаб.* | 152-стаб.* | - | - |
| | | | | | | | | | 15 | 5 | 89 | 86 | | | | | |
| Суглинка К ₁ | 28 | | 31 | | 19,6 | 11 | 80/60 | 19 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Пески и супеси J ₃ ft | 28 | | 16 | | 20,3 | 27/25 | 8/6 | 19 | (27-25) | (26-18) | (62-53) | (17-20) | - | - | - | - | - |
| Глины J ₃ km | 13 | | 62 | | 19,7 | - | - | 19 | 9-7 | 4 | 64-81 | 11 | - | - | - | - | - |
| Глины J ₃ ox | 9 | 7 | 95 | 37 | 17,7 | - | - | 17,7 | 11-16 | 10 | 98 | 36 | 8-16 (среднее 9) | 6-12 (среднее 9) | 115-215 (среднее 131) | 19-139 (среднее 38) | 18 |
| | | | | | | | | | Kr 13-14 vd 15 | - | 57-95-120 | 14 | 20 | 132 | 19-27 | | |
| Известняк C ₂ | 40 | | 500 | | 20,0 | - | - | - | - | - | - | - | 37 | - | 70 | - | 24 |
| Из зоны скольжения (КД-сдвиги) | - | - | - | - | - | 5,5/5,5 | 29/29 | - | 11 | 3 | 35 | 32 | - | - | - | - | - |

ф — угол внутреннего трения; С — удельное сцепление; γ — объемный вес.
* стаб. — по результатам стабиллометрических (при трехосном нагружении) испытаний.

зированная модель включает 10 расчетных грунтовых элементов (РГЭ), использованные характеристики грунтов приведены в табл. 3.

Принималось введенное Н.Н. Масловым в рамках физико-технической теории ползучести разделение удельного сцепления на структурное сцепление (C_c) и сцепление связности (C_w) и условия [4]:

- общего сопротивления глинистых грунтов сдвигу:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + C_c + C_w; \quad (5)$$

- возникновения установившейся ползучести:

$$\tau \geq \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + C_c; \quad (6)$$

- продолжения ползучести без перехода в стадию затухания:

$$\tau \geq \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + C_w, \quad (7)$$

где τ — сдвигающее напряжение, σ — нагрузка, φ_w — угол внутреннего трения.


Сцепление в грунтах зоны смещения (РГЭ-8), уже нарушенных подвижками предыдущих оползневых блоков, по лабораторным данным может варьировать от 11 до 38 КПа, при среднем значении около 25 КПа. Для уточнения были выполнены две серии обратных расчетов. Первая выполнена для существовавшего оползневого тела, принимая, что до 1959 г. оно находилось в состоянии установившейся ползучести. Был задан рельеф, существовавший до 1959 г. Коэффициент устойчивости (K_y) 0,95, соответствующий предельному состоянию (то есть $K_y = 1,00$) фронтального

оползня в объемной постановке, был получен при сцеплении 16 КПа. Вторая серия расчетов была выполнена, исходя из факта, что весь массив, включая забровочную часть, не находился и не находится в стадии прогрессирующего разрушения, то есть при задании общего сцепления коэффициент устойчивости, соответственно, не должен быть ниже 0,95. При этом для РГЭ-8 получено сцепление 18 КПа. Получаем неравенства $C \leq 16$ КПа, $C \geq 18$ КПа, очевидно, не имеющие общего решения. Однако, с учетом реальной точности методов, для РГЭ-8 возможно принять сцепление 17 КПа как приближенное значение, отвечающее обоим условиям.

При задании величин удельного сцепления остальных РГЭ, равных структурному сцеплению (C_c), минимальный рассчитанный коэффициент устойчивости в двухмерной постановке составил 0,905 (см. рис. 4), то есть ниже величины $K_y \approx 0,95$, соответствующей $K = 1,0$ для реально трехмерного фронтального оползневого тела. Для этого же массива с рельефом, существовавшим до 1959 г., получен минимальный $K_y = 0,915$.

Ширина потенциального оползневого блока на «плато» по расчету составила 38 м, что хорошо согласуется с фактическими размерами блоков, сформированных при предыдущих оползневых циклах (см. рис. 2). Таким образом, расчеты подтвердили переход массива в стадию ползучести. Сцепление связности (C_w) у грунтов всех РГЭ меньше C_c , из чего следует, что согласно условию (7) процесс склоновых деформаций самопроизвольно не прекратится. Это подтверждают и полученные невысокие значения коэффициента устойчивости.

Таблица 3

| Свойства грунтов, использовавшихся при расчетах участка у метрооста | | | | | | | | | | | |
|---|--------|--------------------------------|-----|----------------------------------|-----------------------------|------|-----------|-----------------------------|------|----------------------|----------------------------------|
| Штриховка | № слоя | Угол внутреннего трения, град. | | | Сцепление, т/м ² | | | Плотность, т/м ³ | | | Эффективная пористость, доля ед. |
| | | выше УГВ | в/н | в/н (с учетом порового давления) | выше УГВ | в/н | C_c/C_w | выше УГВ | в/н | с учетом взвешивания | |
|  | 1 | 16 | 16 | 16 | 4,0 | 4,0 | 1,5/2,5 | 2,03 | 2,06 | — | 0,07 |
|  | 2 | 18 | 18 | 17 | 3,0 | 3,0 | 1,5/1,5 | 2,10 | 2,13 | — | 0,05 |
|  | 3 | 25 | 22 | 22 | 0,6 | 0,6 | 0,5/0,1 | 1,85 | 1,93 | 0,95 | 0,18 |
|  | 4 | — | 15 | 8,6 | — | 2,8 | 1,8/1,0 | — | 1,77 | — | 0,02 |
|  | 5 | 19 | — | — | 3,3 | — | 2,3/1,0 | 2,15 | — | — | 0,03 |
|  | 6 | 28 | 26 | 26 | — | 2,3 | 1,8/0,5 | 1,90 | 2,02 | 1,02 | 0,12 |
|  | 7 | — | 17 | 10,6 | — | 6,5 | 4,5/2,0 | — | 1,93 | — | 0,04 |
|  | 8 | — | 5 | 3,2 | — | 1,7 | —/1,7 | — | 1,75 | — | 0,06 |
|  | 9 | — | 13 | 5,1 | — | 10,8 | 8,1/2,7 | — | 1,78 | — | 0,02 |
|  | 10 | — | 15 | 8,5 | — | 9,0 | 6,7/2,3 | — | 1,88 | — | 0,01 |

C_c — структурное сцепление, C_w — сцепление связности, в/н — в водонасыщенном состоянии.

Оценка возможной продолжительности периода установившейся ползучести

На основании разработок З.Г. Тер-Мартirosяна и М.В. Прошина [7, 8] можно прийти к выводу, что на данном участке в настоящее время реализуется первая стадия пластического деформирования со сравнительно небольшими скоростями деформаций.

Среднюю скорость деформаций собственно в зоне смещения (уже сформировавшейся и зарождающейся) на данном участке, по-видимому, можно оценить величиной 20–80 см за столетие. При сопоставлении скоростей смещения и предельных деформаций глин, отнесенных к наклонной протяженности (50 м) проходящего через РГЭ-7 и РГЭ-9 участка потенциальной поверхности смещения, и приняв среднюю для глин предельную относительную деформацию 5%, получим суммарную предельную деформацию $\approx 2,5$ м. При нынешней скорости деформирования это соответствует длительности этой стадии в диапазоне 300–1250 лет.

Попытка рассчитать период установившегося деформирования до перехода в стадию прогрессирующей ползучести по предложенному А.М. Мочаловым методу [5] дала неоднозначный результат. Приняв скорость деформирования равной средней, зафиксированной за 2008–2015 гг., $V = 15:365 = 0,041$ мм/сут = $41 \cdot 10^{-6}$ м/сут, получим продолжительность периода установившейся ползучести ($T_{уп}$):

$$T_{уп} = 2,41 V^{-1,182} = 3,133 \cdot 10^5 \text{ сут} = 857 \text{ лет.} \quad (8)$$

Полученная цифра выглядит достаточно правдоподобно, так как отражает общую продолжительность этого периода, а не время, оставшееся до обрушения. Однако при нынешней средней скорости ползучести 1,5 см/год суммарное смещение за 857 лет должно составить почти 13 м, причем еще до начала прогрессирующего разрушения, что представляется все же чрезмерной величиной.

Предельные относительные деформации «перекашивания» (скашивания), согласно исследованиям З.М. Карауловой и Нгуен Тхо [4], для глин составляют 14–18%. При средней мощности деформируемого массива в оползневом теле и за бровкой на «плато», равной 50 м, 16% этой величины соответствуют деформации на дневной поверхности 8 м. При нынешней средней скорости смещения реперов 1,5 см/год получаем продолжительность периода «перекашивания» 533 года. Полученная цифра является сугубо приближенной как из-за масштабного эффекта, так и вследствие того, что оползневое тело представлено не только глинами.

Мы не имеем точных сведений о том, какая часть периода подобных деформационных процессов уже прошла. Однако, исходя из морфологического облика рельефа и мощностей отложений, накопленных в оползневых западинах (см. рис. 2), можем утверждать, что это основная, а возможно, и подавляющая (более 90%) часть.

Возможные мероприятия по мониторингу и противооползневой защите

Как следует из вышеизложенного, непосредственная угроза развития быстрого и значительного по ве-

личине «основного» смещения в самое ближайшее время маловероятна. Вместе с тем оползневый риск, рассчитанный на более длительный (10–20 лет и более) период, весьма высок, учитывая стоимость и уровень ответственности метромоста. Надо учитывать, что опоры метромоста выполнены с опиранием на оползневый массив (см. рис. 2).

В связи с этим необходимо немедленное усиление работ по мониторингу деформаций и гидрогеологической ситуации на склоне и присклоновом массиве. Необходимо бурение и оборудование как минимум двух дополнительных скважин для инклинометрических и одной скважины для режимных гидрогеологических наблюдений. Инклинометрические скважины целесообразно разместить: одну — на «плато» вблизи бровки, вторую — примерно посередине высоты верхнего уступа, на абсолютной отметке около 155 м, примерно в 80 м восточнее расчетного профиля. Частоту замеров следует увеличить с одного до пяти-шести раз в год, в том числе два замера — в марте–мае, два замера — в октябре–декабре. Подобная периодичность целесообразна и для грунтовых деформационных реперов, количество которых на данном участке следует увеличить с четырех до 12. В том числе следует разместить три дополнительных репера в нижней половине склона в 20–40 м восточнее профиля и пять реперов — по склону на различных морфологических элементах в 80–120 м восточнее профиля, включая один репер на «плато» за бровкой.

Ускорение ползучести может означать как скачкообразную перестройку структуры в зоне сдвига, так и в случае устойчивой тенденции ускорения переход в стадию прогрессирующей ползучести, когда противооползневые мероприятия станут чрезвычайно сложными и дорогостоящими.

Для активных оползней, находящихся в стадии ползучести, японский ученый М. Саито [6] предложил способ прогноза времени до разрушения склона на основе логарифмической зависимости между ним и относительной скоростью оползневого смещения. Эта зависимость получена на основе натуральных наблюдений и лабораторных испытаний. Время (T , мин) по формуле М. Саито с подстановкой в нее абсолютной скорости деформирования (взамен относительной) [9, 10]:

$$\log T = 2,33 - 0,916 \log V \pm 0,59, \quad (9)$$

где V — скорость ползучести, мм/мин.

Величина $\pm 0,59$ в формуле (9) отражает верхнюю и нижнюю границы доверительного предела 95%. Например, при ускорении деформаций до 15 см в год, то есть в 10 раз по отношению к нынешнему уровню, скорости смещения поверхностных реперов составляют:

$$V = 150/5,26 \cdot 10^5 = 2,85 \cdot 10^{-4} \text{ мм/мин;} \quad (10)$$

$$\log T = 2,33 - 0,916 \log (2,85 \cdot 10^{-4}) = 6,41. \quad (11)$$

Ожидаемое время до разрушения склона составляет $T = 2\,570\,396$ мин = 4,9 года, с вероятностью 95%: $T_{max} = 19$ лет, $T_{min} = 1,26$ года.

Одновременно целесообразно вести подготовительные работы для проектирования противооползневых мероприятий, включающие уточнение фильтрационных свойств грунтов, плотности и физико-механических свойств песков и алевроитов, в том числе с помощью глубокого зондирования. Немедленное выполнение самих противооползневых мероприятий, по мнению автора, на данной стадии развития процесса является преждевременным.

При обнаружении признаков приближающейся активизации (ускорение смещений глубинных и поверхностных реперов, повышение УПВ и т.д.) необходимо их тщательно проанализировать и приступить к поэтапной реализации инженерной защиты, контролируя эффект от ее введения и претворяя в жизнь, таким образом, концепцию мониторинга как управления.

Такой поэтапный подход, по мнению автора, более оправдан в данном случае, учитывая сложный рельеф, а также статус данной территории, относящейся к особо охраняемым природным территориям (ООПТ), что исключает серьезное вмешательство в ландшафт.

Разработка комплекса противооползневых мероприятий ввиду большой мощности оползневых тел, сложного рельефа, статуса данной территории — одной из основных зон отдыха мегаполиса, представляет собой непростую задачу. Повторить мероприятия 1959–1962 гг. в увеличенном масштабе невозможно, к тому же их эффективность недостаточна.

Возможны следующие защитные мероприятия.

1. Лучевой дренаж подземных вод, осуществляемый:

- из верхней оползневой западины, то есть с отметок 145–150 м; скважины, восстающие под углом $+(5-10^\circ)$, в плане направленные на юг и юго-восток, самоизливом;
- с площадки набережной, с использованием горизонтальных скважин, самоизливом.

Конструкция в целом почти полностью скрытая.

2. Короткие сваи-шпонки, размещенные по глубине в районе зоны смещения, прежних оползневых подвижек. При небольшой длине свай-шпонок в пре-

делах оползающего слоя плечо и, соответственно, момент вращения подобной сваи сравнительно небольшой, основным является сопротивление срезу. При устройстве подобных свай вышележащую часть выбуренного ствола следует заполнить грунтом. Таким образом, защитное сооружение выполняется полностью скрытым.

3. Устраиваемый вблизи набережной подводный свайный ряд (ряды). Поскольку на этом участке мощность оползневой тела небольшая (около 25 м), длина свай около 45 м обеспечит их заглубление в известняки примерно на 5 м. Конструкция при этом также скрытая.

Как сваи-шпонки, так и подводные сваи могут размещаться группами, образуя своего рода «подземные контрфорсы». Целесообразно останавливать лишь блок, непосредственно угрожающий метромосту, допуская продолжение смещений в остальной части этого крупного цирка. Возможно использовать принцип отсекания движущегося оползневой тела от метромоста с помощью свайных рядов или групп свай.

Выводы

Несмотря на выполненный 55 лет назад комплекс мероприятий, устойчивость оползневых склонов в районе метромоста обеспечить не удалось. Данные режимных наблюдений, как и расчеты, показывают продолжение деформаций глубинной ползучести, в том числе с захватом следующего оползневой блока на «плато». Самопроизвольного прекращения этого процесса ожидать не следует. Вероятность катастрофической активизации оползания в ближайшие один-два года сравнительно невелика, тогда как оцениваемый на период 10–20–30 лет риск, напротив, слишком высок. Необходимо немедленное усиление работ по мониторингу и проведение целевых инженерных изысканий для разработки проекта защитных мероприятий, включающих дренирование массива и полностью скрытые подземные и подводные удерживающие конструкции. 🌐

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ведение мониторинга геоэкологических процессов в городе Москве за период 2008–2015 гг. ГПБУ «МосЭкоМониторинг», Департамент природопользования и охраны окружающей среды г. Москвы. ОАО «ГЕОЦЕНТР—МОСКВА», Региональный центр государственного мониторинга состояния недр. М., 2015.
2. Кротошкин М.П. Природа крупных оползней Москвы и Подмосковья // Инженерная геология. 2016. № 1. С. 4–14.
3. Кротошкин М.П. Существуют ли оползни выдавливания? // Инженерная геология. 2016. № 2. С. 28–40.
4. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними): учебное пособие для вузов. М.: Стройиздат, 1977. 320 с.
5. Мочалов А.М. Оценка устойчивости бортов карьеров по наблюдаемым деформациям // Совершенствование методов расчета сдвижений и деформаций горных пород, сооружений и бортов разрезов при разработке угольных пластов в сложных горно-геологических условиях. Л.: ВНИМИ, 1985. С. 42–52.
6. Саито М. Фактический анализ случаев предсказания обрушения склонов // Проблемы геомеханики. Ереван: Изд-во АН АрмССР, 1983. Вып. 8. С. 45–74.
7. Тер-Мартirosян З.Г., Прошин М.В. Кратковременная и длительная устойчивость склонов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2002. № 2. С. 2–5.
8. Тер-Мартirosян З.Г., Прошин М.В. Прогнозирование оползневых смещений склонов // Академические чтения Н.А. Цытовича. 2-е Денисовские чтения. М.: МГСУ, 2003. С. 38–47.
9. Тихвинский И.О. Оценка и прогноз устойчивости оползневых склонов. М.: Наука, 1988. 144 с.
10. Тихвинский И.О., Постоев Г.П. Контроль активности оползней // Горный журнал. 1997. № 1. С. 32–35.
11. Цытович Н.А. Механика грунтов. М.: Госстройиздат, 1963. 636 с.