

ОПОЛЗНЕВЫЕ ДЕФОРМАЦИИ И РАСЧЕТ ОПОЛЗНЕВОГО ДАВЛЕНИЯ НА УСТОЙ МОСТА

Инженер-строитель А. Е. ТЕР-СТЕПАНЯН¹

Реферат. Описаны деформации моста, левый устой которого находится под оползневым давлением. Для определения величины оползневого давления использованы данные для соседнего оползня, находящегося в тех же геологических условиях. Для этого оползня найдены величины пикового и остаточного сопротивления сдвигу глины. Для оползня, оказывающего давление на мост, определено сопротивление сдвигу по поверхности скольжения. Оползневое давление вычислено как разность между общим горизонтальным давлением и этим сопротивлением. Предельное значение этой разности равняется пассивному давлению земли. Предложены противооползневые меры и способы восстановления моста.

Введение

В результате оползня в горной долине произошли серьезные деформации моста и пролетное строение было зажато между устоями; возникла задача определения оползневого давления на мостовой устой. Расположение моста и оползня, производящего давление на его левый устой, показано на рис. 1,а.

Для более близкого к природным условиям определения параметров сопротивления сдвигу грунтов был произведен обратный расчет соседнего однотипного оползня, происшедшего в тех же геолого-гидрогеологических условиях на расстоянии около 150 м вниз по течению реки. Оба оползня развиваются в коренных глинах миоценового возраста и в продуктах их выветривания.

Непосредственное определение оползневой силы путем статического расчета, принимая найденные этим путем параметры сопротивления сдвигу, было невозможным, поскольку часть давления, воспринимаемого левым устоем, передается через пролетное строение правому устью, а затем породам, слагающим правый берег реки (рис. 1а). Поэтому величина воспринимаемой устоем оползневой силы была найдена как разность общей смещающей силы, вызывающей движение земляного массива и сил сопротивления, действующих вдоль поверхности скольжения.

Деформации моста

Мост на шоссе-ной дороге представляет собой однопролетную металлическую балочную конструкцию длиной между опорами 32,4 м. Мост состоит из четырех балок двутаврового сечения высотой 2 м с ветровыми связями. Неподвижная опора моста расположена на левом устое, а подвижная, качающегося типа, на правом устое. Покрытие пролетного строения железобетонное с двумя деформационными швами, расположенными над опорами. Перила моста железобетонные, не имеют деформационных швов. Общая высота устоя моста от подошвы

¹ Старший инженер Лаборатории геомеханики ИГИС АН АрмССР.

фундамента до проезжей части составляет 10,4 м, разность отметок между опорами балок и проезжей частью 2,55 м. Устои возведены из базальта на цементном растворе. Устои отдельные; задняя часть устоя состоит из трех стенок, обсыпанных грунтом с грунтовым ядром; устои обсыпаны насыпью, с откосом 1:1,5. В нижней части сделано мощение. Деформации моста впервые были обнаружены в 1963 г. Они проявились: 1) в образовании вала на асфальтовом покрытии дороги у примыкания последней к железобетонному перекрытию задней части левого устоя; 2) в продольном изгибе низовых перил моста над правым устоем, сопровождавшемся отщеплением цементного защитного слоя и выпучиванием арматуры; 3) в наклоне качающихся опор над правым устоем в сторону берега. Эти деформации вначале были настолько незначительными, что многие не признавали их оползневое происхождение.

С течением времени деформации получили дальнейшее развитие и в настоящее время являются настолько значительными, что не оставляют никакого места для сомнений в их природе.

К весне 1969 г. наиболее важные из оползневых деформаций моста были следующие: грунт у подходной насыпи к левой опоре смещен, асфальт местами поврежден, имелись навалы оползневых масс на шоссе на дорогу; высота завала местами достигла 3—4 м, длина 35—40 м. Этот завал был развит, главным образом, в левой части языка, приходящейся на участок, расположенный против моста и ниже его по течению. В правой части языка, расположенной по течению выше моста, такой завал не наблюдался, но имело место общее смещение оползневых масс к реке, вызвавшее разрушение бетонного лотка, в котором были уложены трубы теплоснабжения санатория, а также сооружения подсобного хозяйства (котельная, прачечная, склад и др.).

К весне 1971 г. все отмеченные ранее деформации моста усилились. За истекшее время были восстановлены сильно деформированные перила с низовой стороны моста; в результате продолжающегося процесса разрушения моста имеются трещины и на восстановленных перилах, по линиям существовавших ранее трещин. Общая картина перемещения земляных масс в области, примыкающей к левой опоре моста, представляется в следующем виде.

Оползневое тело в правой части языка имело возможность свободно перемещаться к реке, тогда как в левой части этому движению частично препятствовала опора моста. Надо также иметь в виду, что оползень против моста смещается к реке, образуя небольшой острый угол с осью моста. В начальной фазе развития оползневые смещения были небольшими. Земляные массы вместе с левым устоем моста смещались в направлении движения оползня. Вместе с опорой перемещалось и все пролетное строение, поскольку на левом устое расположены неподвижные опоры. В этой фазе движению левого устоя и пролетного строения препятствовало только сопротивление железобетонных перил, работавших на продольный изгиб. Поскольку поперечное движение левого устоя (т. е. движение вверх по течению реки) было незначительным, перила в общем работали в одинаковых условиях. Оказываемое ими сопротивление было небольшим и поэтому не могло оказать влияния на движение земляных масс у левого устоя.

По мере наклона качающихся (подвижных) опор на правом устое металлическое пролетное строение моста сближалось с шкафной стенкой устоя, а в дальнейшем стало ее разрушать. По мере перемещения шкафной стенки к грунту здесь стало развиваться пассивное

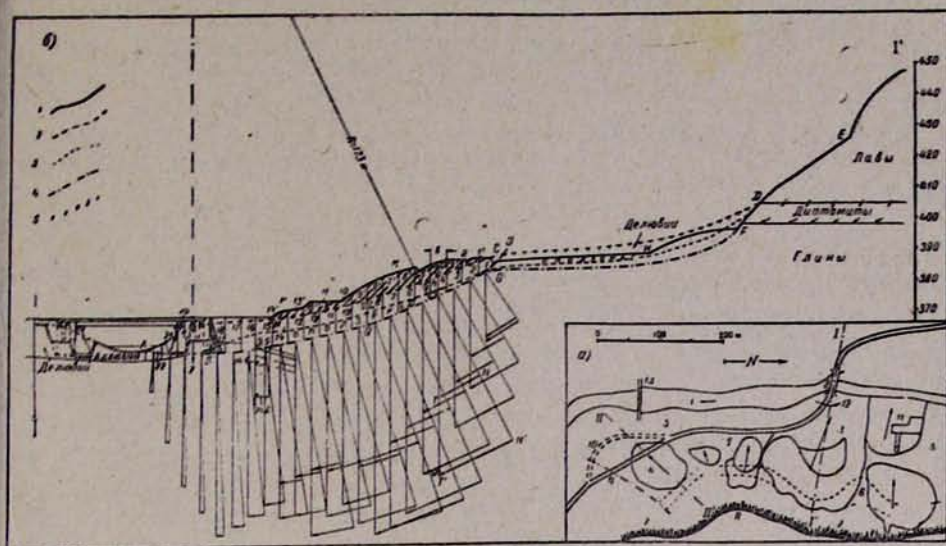


Рис. 1. Разрез по оси оползня у моста (к определению оползневого давления на устой моста): а) план оползней в районе моста; б) графический обратный расчет оползня

նկ. 1. Սղանքի առանցքով կտրվածք (կամուրջի հաստարանի վրա տղող սղանքային ճնշման որոշման համար). ա) սղանքների պլանը կամուրջի շրջանում, б) սղանքի գրաֆիկական հետադարձ հաշիվարկ:

Fig. 1. Cross-section along axis of the landslide at the bridge (to determination of the landslide pressure): а) map of landslides close by the bridge; б) graphical back analysis of the landslide

давление земли, которое уже создало существенное сопротивление движению моста. В результате этого земляные массы оползня против моста при своем движении отклонились от первоначального направления и угол, образуемый их траекторией и осью моста, увеличился. Поэтому сейчас наряду с движениями левого устоя внутрь пролета происходит вращение левого устоя относительно правого устоя как центра. Вследствие этого в настоящее время деформации верховых перил превосходят деформации низовых. Здесь перила отделяются от стоек с раскрытием шва между ними, шириной 5 см.

Определение характеристик сопротивления сдвигу грунта на соседнем оползне

Прямое измерение оползневого давления, оказываемого смещающимися земляными массами на левый устой моста, могло быть произведено только в случае, если на устоях были бы установлены динамометры. Ввиду отсутствия таких приборов была сделана попытка определения этого давления косвенным путем. Оползневое тело 3 (рис. 1, а), спускающееся к мосту 2, встречает сопротивление со стороны левого устоя. Можно подсчитать давление грунта на устой как разность между общей силой, вызывающей смещение земляных масс, и силой, им сопротивляющейся.

На склоне в аналогичных геологических условиях произошел соседний оползень 4, расположенный в 150 м вниз по течению реки. Оползающие земляные массы свободно спустились вниз по склону, пройдя значительное расстояние (до 23 м) по поверхности скольжения. Зная размеры оползневого тела, можно определить характеристики

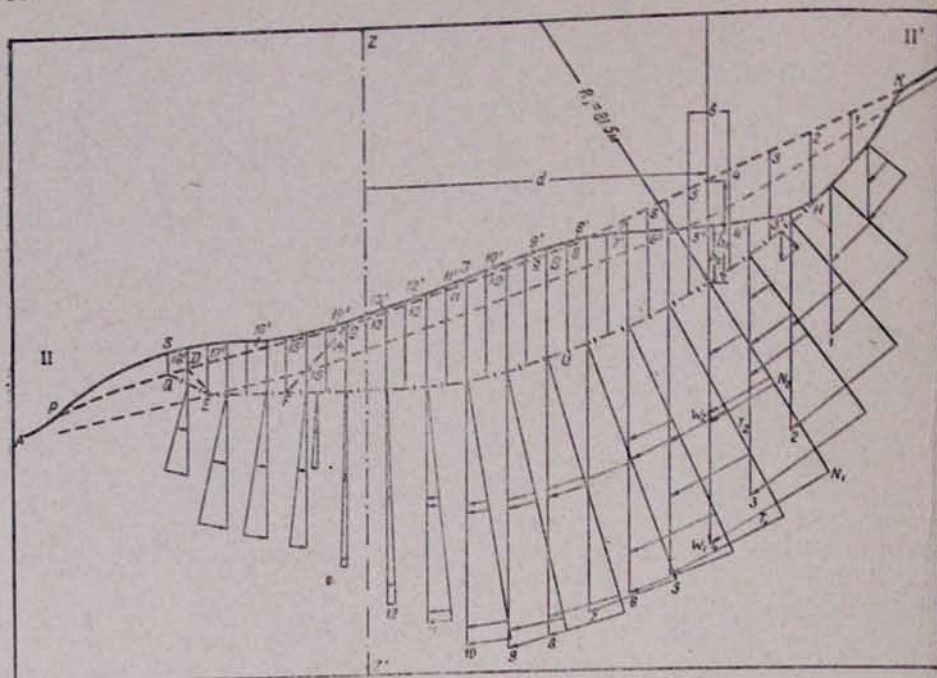


Рис. 2. Разрез по оси соседнего оползня (к обратному расчету оползня).
 նկ. 2. Հարևան սողանքի առանցքով կտրվածք (սողանքի հետադարձ հաշվարկի համար)։
 Fig. 2. Cross-section along axis of the neighbouring landslide (to back analysis of the landslide).

сопротивления сдвигу в природных условиях. Результаты измерений на оползне 4 были использованы для определения характеристик сопротивления сдвигу грунтов. На чертеже (рис. 2) показан разрез по оси этого оползня. Поверхность склона до постройки шоссеиной дороги показана пунктирной линией $ADGBK$; она соответствует профилю предельного равновесия. При строительстве дороги была устроена выемка $DEFG$. Верховой откос выемки FG оказался в неустойчивом положении, и произошел оползень по круглоцилиндрической поверхности $FUHK$, с радиусом $R_1 = 81,5$ м. После оползания склон принял новое очертание $APSJHK$, показанное на рис. 2 сплошной линией. Здесь замечаются следующие элементы: KH —главная стенка отрыва оползня, HJP —поверхность оползневого тела, APQ —несмещенный подоползневой склон. Сместившиеся земляные массы заполнили дорожную выемку $DEFG$, затем, продолжая перемещаться, частично сместили верхнюю часть низового откоса выемки по линии QE и образовали выступ в области языка, прикрыв подоползневой склон на участке PQ . Поверхность скольжения в начальной фазе обрушения представлена дугой $FUHK$, в конечной фазе— $QEFUH$; соответственно земляное тело в начальной фазе ограничено линией $FGBKHUF$ и в конечной фазе—линией $PSJHUFEP$.

Оползание на склоне носило прогрессирующий характер; оно началось в оползневом очаге и, постепенно распространяясь, захватило всю поверхность скольжения. Величина смещения грунтов вдоль поверхности скольжения легко устанавливается по стенке отрыва оползня KH и по протяженности напользания земляных масс в области языка PQ и составляет не менее 17 м. Исходя из этого можем

следующим образом аппроксимировать оползневой процесс: в начальной фазе сопротивление сдвигу для всего склона определяется пиковыми значениями параметров сдвига

$$\tau_i = c_i + \sigma'_i \operatorname{tg} \varphi_i, \quad (1)$$

а в конечной фазе — условиями длительных перемещений, т. е. определяется остаточным значением параметров

$$\tau_r = c_r + \sigma'_r \operatorname{tg} \varphi_r. \quad (2)$$

В соответствии с литературными данными (Скемpton, 1967) $c_r \approx 0$ и $\varphi_r \approx \varphi_i$. Это позволяет определить не только среднее сопротивление сдвигу по поверхности скольжения, но и параметры уравнений. Для расчета выбирается продольная полоса шириной $a=1$ м. Эта полоса разбивается на поперечные полосы шириной $b=5$ м. Определяется высота h каждой такой полосы, затем ее объем $V=abh$ и наконец вес $W=\rho g V$, где ρ — плотность грунта, принимаемая для грунта на основании лабораторных определений равной $\rho=2000$ кг/м³, и g — ускорение силы тяжести. Веса прилагаем на соответствующих участках поверхности скольжения под центром тяжести каждой поперечной полоски. Через центр поверхности скольжения проводим вертикаль ZZ' и определяем расстояния d от этой вертикали до центра тяжести каждой полоски. Далее, определяем момент M веса каждой полоски относительно центра поверхности скольжения, $M=Wd$. Затем графически разлагаем вес полосок на нормальную N и касательную T составляющие и находим суммы ΣM , ΣN и ΣT с учетом знаков; определяем также длину дуги скольжения L ; в начальной фазе $L_1=92,5$ м и в конечной фазе $L_2=83,0$ м.

Среднее касательное напряжение по поверхности скольжения составит $\tau = \Sigma T/aL$ и среднее нормальное напряжение — $\sigma = \Sigma N/aL$. Контролем расчета служит определение момента всех сил относительно центра вращения как произведение касательных сил на радиус дуги $M = R \Sigma T$. Такой расчет производим дважды — для начальной стадии, т. е. для земляного тела *FGBKHUF*, и для конечной стадии, т. е. для земляного тела *PSJHUF EQSP*, в последнем расчете пренебрегаем сопротивлением, оказываемым свалившимися на склон земляными массами *PQS*. Построение сил и их разложение производим на тех же вертикалях; оно показано на полоске № 5.

Результаты подсчета сведены в таблице. Как указано, напряжение

Расчет среднего сопротивления сдвигу оползня

Միջին օճիկի միջին դիմադրության հաշիւարկ

Calculation of the average shear strength of the landslide

№	ΣW , МН	ΣM , МНм	ΣT , МН	ΣN , МН	R , м	L , м	$R \Sigma T$, МНм	τ , кПа	σ , кПа
1	15,89	437,23	5,38	14,58	81,5	92,5	438,5	58,0	158
2	14,90	214,33	2,63	14,22	81,5	83,0	214,3	31,6	171
3	16,89	646,25	3,75	16,60	173	120	648,8	31,2	138
4	22,11	929,0	5,36	21,27	173	120	927,3	44,7	177

в начальной фазе определяют пиковые условия (расчет № 1), вызывавшие оползание, а в конечной фазе—остаточные условия, соответствующие сопротивлению при длительном перемещении (расчет № 2). Среднее пиковое сопротивление сдвигу составляет 58,0 кПа, а среднее остаточное—31,6 кПа. Соответственно, средние нормальные напряжения равны 158 и 171 кПа. Как указывалось, сопротивление грунта сдвигу при длительных перемещениях может быть представлено уравнением (2). Подставляя известные величины, получим $\operatorname{tg} \varphi_r = \tau_r / \sigma = 31,6 / 171 = 0,184$ и $\varphi_r = 10^\circ 25'$. Принимая с известным допущением, что падение сопротивления сдвигу от пикового значения к остаточному происходит за счет коэффициента сцепления и что величина угла внутреннего трения практически не изменяется, находим среднее значение коэффициента сцепления c_r при пиковом сопротивлении τ_r : $c_r = \tau_r - \sigma \operatorname{tg} \varphi_r = 58 - 158 \cdot 0,184 = 29$ кПа. Таким образом, сопротивление сдвигу грунта по натурным измерениям оползневого тела составляет:

В е л и ч и н а	Пиковое значение	Остаточное значение
Среднее сопротивление сдвигу по поверхности скольжения, кПа	$\tau_r = 58$	$\tau_r = 31,8$
Среднее значение угла внутреннего трения	$\varphi_r = 10^\circ 25'$	$\varphi_r = 10^\circ 25'$
Среднее значение коэффициента внутреннего трения	$\operatorname{tg} \varphi_r = 0,184$	$\operatorname{tg} \varphi_r = 0,184$
Среднее значение коэффициента сцепления, кПа	$c_r = 29$	$c_r \approx 0$

Определение оползневого давления на левый устой моста

До строительства дороги и водовода на левобережном плато склон (пунктирная линия *ABCD*, см. рис. 2) находился в состоянии динамического равновесия. При проведении шоссеиной дороги произошло оползание полувыемки, имевшее местное значение. После устройства водовода на плато, вследствие утечек воды из него, усилилось поступление вод в трещиноватые лавовые покровы. Эти воды легко проникали до подошвы лав и попадали в подстилающие, сильно проницаемые диатомиты. Здесь они достигали контакта с подстилающими глинами и, протекая по этому контакту, насыщали прислоненные делювиальные отложения. В результате насыщения пород водой в средней части склона *CD* возник оползень; оползание произошло по криволинейной поверхности скольжения *DFGC*. После оползня образовалась крутая главная стенка отрыва *DF*, и поверхность склона приняла новое очертание (сплошная линия *FHJ*). Здесь образовалось небольшое озеро застоявшейся воды, определившее собой пьезометрический уровень воды, насыщавшей оползневого тела, с условной отметкой стояния около 388 м.

Сместившиеся земляные массы загрузили нижнюю часть склона, в результате чего поверхность рельефа оказалась выше, чем до оползания (сплошная линия *JKP*). Под действием этой нагрузки равновесие склона оказалось нарушенным и возник оползень по круглоцилиндрической поверхности скольжения *JQSA*. Радиус дуги скольжения $R = 173$ м, длина ее $L = 120$ м. Поверхность скольжения проходила в коренных глинах, обладающих такими же характеристиками сдвига, что и на соседнем оползне. Смещающиеся массы находятся еще в начальной фазе оползания; часть сдвигающей силы компенс-

руется сопротивлением сдвигу по поверхности скольжения, оставшаяся часть этой силы воспринимается левым устоем моста. Под действием этой силы левый устой моста вместе с пролетным строением смещаются к правому устою, и давление воспринимается грунтом. При этом происходит разрушение пролетного строения и правого устоя моста, тогда как левый устой жестко перемещается вместе с прилегающим грунтом.

Таким образом, левый устой моста в настоящее время находится под действием оползневого давления, равного разности между полной сдвигающей силой ΣT , вызываемой оползанием тела, и суммарным сопротивлением сдвигу по поверхности скольжения, равным произведению среднего сопротивления сдвигу τ на площадь полосы вдоль дуги скольжения. Первая величина является постоянной, так как определяется статическими условиями, а вторая—переменной, так как зависит от величины τ . Эта величина изменяется между ее наибольшим пиковым значением и наименьшим, остаточным. Расчетная величина оползневого давления соответствует остаточному значению. Эту величину можно получить, используя результаты обратного расчета соседнего оползня в случае, когда сопротивление сдвигу по поверхности скольжения падает до остаточного значения, т. е. в конечной фазе оползания:

$$U = \Sigma T - \tau_a L_a. \quad (3)$$

Исходя из предыдущего, выделяем полосу шириной $a=1$ м и делим ее на вертикальные полосы шириной $b=5$ м; расчет ведется графическим способом (рис. 2). Результаты расчета приведены в табл. 1. В строке для расчета № 3 рассматриваем обстановку, которая сложилась на склоне у шоссе моста в состоянии динамического равновесия, после имевшего место оползня. Среднее сопротивление сдвигу составило $\tau_a = \Sigma M/R_a L_a = 646,25/173 \cdot 1 \cdot 120 = 31,2$ кПа.

Сравнивая полученное значение (31,2 кПа) для условия динамического равновесия оползня у моста с полученным ранее значением остаточного сопротивления (31,6 кПа) для соседнего оползня, устанавливаем хорошую сходимость; отсюда следует, что остаточное сопротивление сдвигу глин составляет около 31 кПа и что динамическое равновесие соответствует остаточным условиям, т. е. оползень не является перворазовым.

Производим такой же расчет для оползня у моста в существующих условиях, когда склон оказался загруженным весом оползшего грунта вышерасположенной ступени (рис. 2). Результаты расчета приведены в табл. 1 (расчет № 4). Среднее касательное напряжение по поверхности скольжения составляет 44,7 кПа при среднем нормальном напряжении 177 кПа. Часть этого касательного напряжения (касательного усилия, приходящегося на 1 кв. м площади поверхности скольжения) воспринимается остаточным сопротивлением грунта сдвигу, а остальная часть воспринимается устоем моста. Оползневое давление U , приходящееся на 1 пог. м устоя, выражается уравнением (3); подставляя известные величины, получаем оползневое давление $U = 5,36 - 0,0312 \cdot 1 \cdot 120 = 1,62$ МН/пог. м, а всего на устой моста в настоящее время приходится равнодействующая оползневая сила $Q = UB = 1,62 \cdot 9 = 15,48 \approx 15,5$ МН, где ширина устоя $B=9$ м получена из чертежа. Эта сила распределяется по вертикальной задней поверхности устоя по закону треугольника, поэтому точка приложения равнодействующей находится на глубине $2/3$ от высоты устоя, т. е. примерно на глубине 7 м от поверхности дороги.

Величина оползневое давление не может превышать пассивного давления земли E_p , так как в противном случае грунт будет обтекать препятствие. Строим эпюру пассивного давления земли по формуле $p = \rho g z N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi}$, где $N_\varphi = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$ — показатель течения. Подставляя известные величины, получим $N_\varphi = \operatorname{tg}^2(45^\circ + 10^\circ 25'/2) = 1,45$ и $p = 28,45 z + 69,8$ кПа. Имеем на уровне проезжей части при $z=0$ $p=70$ кПа; на уровне опорной плиты при $z=2,55$ м $p=143$ кПа; на уровне подошвы фундамента при $z=10,4$ м $p=366$ кПа. Оползневое давление на 1 пог. м устоя составит $(70+366) \cdot 10,4/2 = 2,267$ МН/пог. м, что значительно превышает величину найденного выше оползневого давления ($U=1,62$ МН/пог. м). Полная расчетная оползневая сила составит $Q = 2,267 \cdot 9 = 20,40$ МН.

Противооползневые меры

Противооползневые меры по сохранению моста распадаются на четыре группы. К первой группе относятся меры, направленные на ослабление оползневой деятельности. С этой целью должны быть осуществлены сбор и отвод поверхностных вод, а также вод, выклинивающихся из оползневых трещин или собирающихся во впадинах на оползне. Необходимо устроить канавы для быстрого отвода вод с поверхности оползня, забить грунтом оползневые трещины во избежание проникновения по ним вод в глубокие горизонты, осуществить на оползне лесонасаждение. Наиболее целесообразна посадка лещины (орешника), дающей глубокую корневую систему.

Ко второй группе относятся меры, направленные на уменьшение давления смещающихся масс на зону, непосредственно примыкающую к левому устью. Радикальной мерой является уборка грунта, сместившегося в результате оползня верхней ступени и загрузившего склон над мостом, на протяжении от первой до четырнадцатой полосок. Объем подлежащего уборке грунта на 1 пог. м поперечного сечения составит $V = \Sigma h'b - \Sigma hb = 761 - 520 = 241$ м³/пог.м, а полный объем, считая необходимой уборку на пятикратную ширину устоя моста, — $5 \cdot 9 \cdot 241 = 10845$ куб. м. грунта.

Другим возможным решением было бы образование полосы ослабленного грунта вокруг левого устоя моста, который мог бы деформироваться и уплотняться при увеличении давления напорающих земляных масс. Эта зона шириной порядка 0,5 м и глубиной 10 м создается путем систематического выбуривания с помощью хотя бы шнекового бурения скважин диаметром 127 мм. Выбуривается не вся зона, а лишь отдельные скважины с таким расчетом, чтобы выбуренная часть сечения составляла 0,3—0,4 от общего сечения полосы. Для возможности прохождения транспорта выбуренная зона сверху должна быть покрыта железными листами. По мере увеличения давления оползня выбуренные отверстия будут закрываться и бурение должно возобновляться. Это, по-видимому, представляет собой наиболее дешевый способ предохранения моста от развивающегося давления и глубинной ползучести склона.

Третья группа мер направлена на приспособление моста к существующей оползневой обстановке. Здесь должны быть выполнены следующие меры:

1. Замена качающихся опор на правом устое подвижными опорами на катках; рекомендуется предусмотреть увеличенную площадь нижней опорной плиты под катками с таким расчетом, чтобы катки

могли переместиться по этой плите на расстояние до 50 см. Это даст возможность эксплуатировать мост в течение нескольких лет.

2. Устройство новой шкафной стенки на правом устое с таким расчетом, чтобы дать возможность пролетному строению переместиться к правому берегу на то же расстояние (50 см).

3. Устройство деформационного шва шириной 50 см, покрытого металлическими плитами в проезжей части между пролетным строением и правым устоем.

4. Ремонт перил. Над деформационными швами перила могут быть выполнены в виде двух труб, телескопически входящих друг в друга при смещении пролетного строения. Указанная конструкция перил может быть заменена любой другой, допускающей возможность перемещения пролетного строения и в то же время обеспечения безопасности пешеходов.

Четвертая группа мер направлена на восприятие оползневой силы левым устоем моста и передачу этой силы правому устою. По существу эта передача оползневой силы правому устою уже совершается в настоящее время, однако она осуществляется через пролетное строение, которое на такую передачу силы не рассчитано. По мере перемещения пролетного строения к правому устою и деформации правого устоя будет развиваться пассивное давление земли, действующее на заднюю поверхность устоя. К тому времени, когда перемещение устоя достигнет критической величины, составляющей около 0,01 от высоты устоя, т. е. около 10 см, давление на устой возрастет до предельного значения пассивного давления. Тогда пролетное строение окажется под действием продольной силы порядка 20 МН (2000 т).

Следует провести поверочный расчет пролетного строения на действие этой силы; можно было бы также запроектировать усиление его. Однако такое решение окажется недостаточным по следующим причинам:

1) если пролетное строение, даже после усиления его, сможет воспринимать нагрузку 20 МН (2000 т) и работать на продольный изгиб, оно будет находиться в невыгодных условиях работы на температурные напряжения, поскольку будет работать в условиях защемления между устоями;

2) равнодействующая оползневая сила действует на глубине 7 м от поверхности дороги, тогда как нижний пояс блока отстоит на расстоянии 2 м по вертикали от этой поверхности. Отсюда вытекает, что пролетное строение будет работать под совместным действием продольной оползневой силы $Q=20$ МН и момента от внецентренности нагрузки $M=20 \cdot (7-1)=120$ МНм. Эти нагрузки потребуют существенного усиления пролетного строения.

Дальнейшая работа сооружения будет зависеть от поведения устоя. Пока устой цел, он будет поворачиваться под действием возрастающего оползневого давления внутрь пролета, вращаясь вокруг точки упора шкафной стенки в пролетное строение; эта ситуация показана на рис. 3,а. Когда оползневое давление окажется достаточным для разрушения устоя, то в нем появится горизонтальная трещина F на уровне опорной плиты. Пролетное строение разгрузится от большей части оползневого давления и будет воспринимать только ту часть его, которая приходится на высоту шкафной стенки, равную 2,55 м. Оно составит $E'_p = (70 + 143)2,55/2 = 272$ кН/пог.м, а все усилие составит $Q' = 272 \cdot 9 = 2,448$ МН. Остальная часть оползневого давления $E''_p = E_p - E'_p = 2,267 - 0,272 = 1,995$ МН/пог.м будет восприниматься нижней, отколовшейся частью устоя и будет вызывать

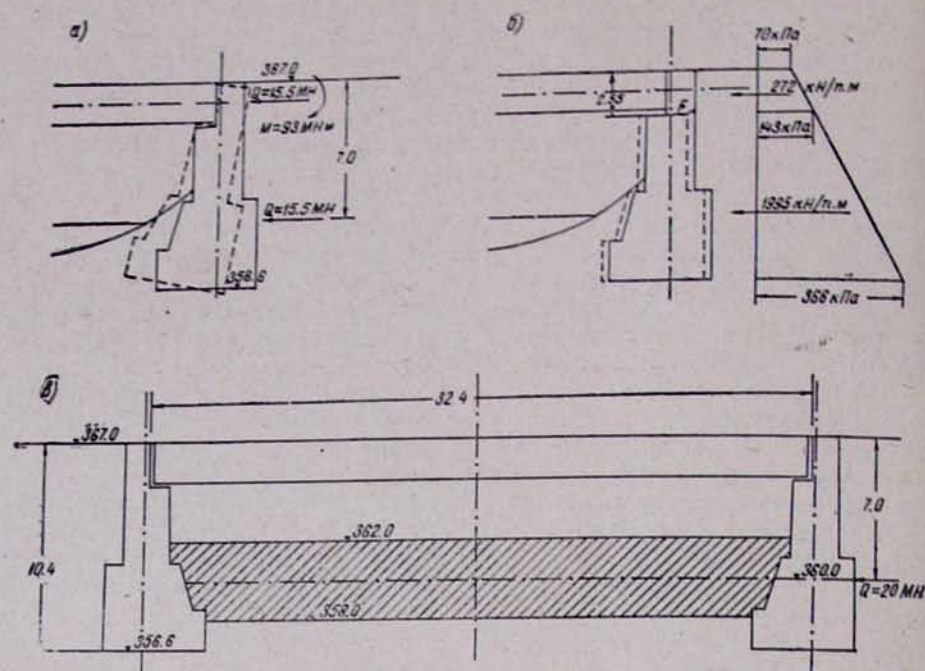


Рис. 3. Схема работы моста: а) до образования горизонтальной трещины в устое на уровне опорной плиты; б) при максимальном развитии оползневого давления и образовании горизонтальной трещины F ; справа показана эпюра пассивного давления земли; в) при устройстве упорной стенки между устоями.

նկ. 3. Կամուրջի աշխատանքի սխեման՝ ա) մինչև հենարանում հենման հարթակի մակարդակի վրա հորիզոնական ճեղքվածքի առաջանալը. Ե) սողանքային ճնշման առավելագույն զարգացման և հաստարանում հենման մակարդակի վրա հորիզոնական F ճեղքվածքի առաջացման դեպքում. ց) հաստարանների միջև նեցուկային պատի կառուցման դեպքում:

Fig. 3. Scheme of operation of the bridge. а) before formation of a horizontal fissure in the abutment at the level of the base plate; б) by maximum development of the landslide pressure and formation of the horizontal fissure F in the abutment at the level of the base plate; a diagram of passive earth pressure is shown on the right; в) by construction of the buttressing wall between abutments

его перемещение в горизонтальном направлении; действующая на устой сила составит $Q'' = Q - Q' = 20,40 - 2,45 = 17,95$ МН. Эта ситуация показана на рис. 3,б.

В качестве радикальной меры рекомендуется в нижней части отверстия моста, приблизительно между условными отметками 358 и 362 м, устроить железобетонную упорную стенку, упирающуюся в оба устоя и работающую на продольный изгиб под действием оползневой силы. Ось упорной стенки должна находиться на глубине 7 м от поверхности дороги, т. е. на условной отметке 360 м (рис. 3,в). Размеры стенки определяются расчетом. Упорная стенка может служить барражем для данного участка реки. Расчетная нагрузка на упорную стенку—центральная продольная сила 20 МН. Эта ситуация показана на рис. 3в.

ՍՈՂԱՆՔԱՅԻՆ ՁԵՎԱՓՈԽՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԸ ԵՎ ՀԱՍՏԱՐԱՆԻ ՎՐԱ
ՍՈՂԱՆՔԱՅԻՆ ՃՆՇՄԱՆ ՀԱՇՎԱՐԿԸ

Ինժեներ—շինարար ՀԱՍՄԻԿ ՏԵՐ-ՍՏԵՓԱՆԻԱՆ¹

Ռ Ե Ֆ Ե ր ա թ. Կամուրջի հաստարանը դեռի ձախ ափում դանդաղում է սողանքային ճնշման տակ: Նկարագրված են կամուրջի ձևափոխությունները: Սողանքային ճնշման մեծությունը որոշելու համար օգտագործված են նույն երկրաբանական պայմաններում գտնվող հարևան սողանքի տվյալները: Այդ սողանքի համար գտնված են կավի սահքին պիկային ու մնացորդային դիմադրությունների մեծությունները: Կամուրջի վրա ազդող սողանքի համար որոշված է գործող սահքի դիմադրությունը սահեցման մակերևույթի երկայնքով տվյալ պայմաններում: Սողանքային ճնշումը հաշվարկվում է սողանքի կողմից զարգացող ընդհանուր հորիզոնական ճնշման և դիմադրության տարբերությամբ: Այդ տարբերության սահմանային մեծությունը հավասար է պասսիվ հողաճնշմանը: Առաջարկված են հակասողանքային միջոցներ և կամուրջի վերականգնուման ձևերը:

LANDSLIDE DEFORMATIONS AND ESTIMATING THE LANDSLIDE
PRESSURE ON ABUTMENT OF A BRIDGE

HASMIK TER-STEPANIAN, C. E.²

Synopsis. The left abutment of a bridge is affected by the landslide pressure. The deformations of the bridge are described. The data for a neighbouring landslide, being in the same geological conditions were used for the estimating the landslide pressure. The values of the peak and residual shear strength were determined for this landslide. Then value of the shear strength along the sliding surface was determined for the landslide under consideration. The landslide pressure is estimated as a difference between the total horizontal pressure acting on the abutment and the value of the shear strength. The limiting value of this difference is equal to the passive earth pressure. The corrective measures for the landslide control are proposed and methods of restoration of the bridge are described.

¹ ՀՍՍՀ ԳԱ ԳԻՍԻ զեոմեխանիկայի լաբորատորիայի ավագ ինժեներ:

² Senior Engineer, Laboratory of Geomechanics IGES, Armenian Ac.Sc.