

ГИДРОЛОКАТОР БОКОВОГО ОБЗОРА EDGETECH 4125P

EdgeTech's 4125 Side Scan Sonar system with Full Spectrum® CHIRP technology is a perfect solution for shallow water survey such as channel conditioning/clearance surveys, hull inspections, dredging operations, port & harbor security etc. It is portable, handy and reliable system.



Рис. 1. Общий вид

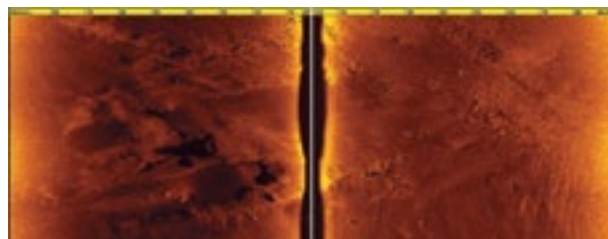


Рис. 2. Пример данных (частота 900 КГц)



Рис. 3. Портативная лебедка для буксировки

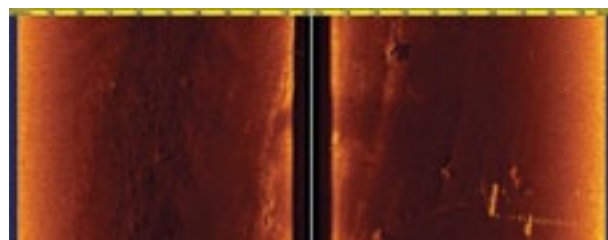


Рис. 4. Пример данных

Буксируемый ультразвуковой двухчастотный гидролокатор бокового обзора EdgeTech 4125 с технологией внутримпульсной линейно-частотной модуляции, которая позволяет получать четкую акустическую картину морского дна с высоким разрешением и низким уровнем шумов, можно использовать для решения разнообразных задач, в том числе и таких, как обеспечение безопасности судоходства на реках и каналах, мониторинг состояния подводных трубопроводов, анализ влияния деятельности человека на экологию (исследование степени загрязнений водных акваторий) и т. д.

Использование буксируемого носителя позволяет вывести гидроакустические антенны из верхнего, азрированного, слоя воды и приблизить к донной поверхности для получения более детального изображения. Гидролокатор бокового обзора EdgeTech 4125 — это полностью цифровая, синхронная, двухчастотная система. По выбору заказчика гидролокатор может поставляться с одной из двух пар рабочих частот (400/900 кГц или 600/1600 кГц).

EdgeTech 4125 разработан специально для работы на малых глубинах. Выбор пары рабочих частот 400/900 кГц (разрешающая способность по частотам 2,3 см/1,5 см соответственно) позволяет получить идеальную комбинацию рабочего диапазона и разрешающей способности на мелководье, частоты 600/1600 кГц (разрешающая способность по частотам 1,5 см/0,6 см соответственно) нужны для получения сверхвысокой разрешающей способности для идентификации целей небольших размеров. Глубина погружения носителя от 0 до 200 м. Рабочий диапазон: 150 м для частоты 400 кГц, 75 м для частоты 900 кГц, 120 м для частоты 600 кГц и 35 м для частоты 1600 кГц. В буксируемом носителе установлены: компас, датчик бортовой и килевой качки, датчик давления. Буксируемый носитель оборудован устройством для предотвращения потери носителя при ударах о подводные препятствия.

Опционально возможна поставка штанги для крепления носителя по борту катера и портативной электрической лебедки для буксировочного кабеля.

Использование технологии полного спектра импульса (EdgeTech Full Spectrum® CHIRP) более чем в 2 раза увеличивает разрешающую способность гидролокатора по сравнению с гидролокаторами, работающими на тех же рабочих частотах с использованием других технологий. Небольшой размер системы позволяет использовать гидролокатор бокового обзора EdgeTech 4125 с малых плавсредств. Электропитание системы возможно напряжением 12–24 вольт постоянного тока или 115/230 вольт переменного тока частотой 50/60 Гц. Для включения системы в работу требуется всего лишь несколько минут. Для облегчения транспортировки система поставляется в небольших пластиковых кейсах. Гидролокатор EdgeTech 4125 прост, удобен и надежен в эксплуатации.

196112 Санкт-Петербург, пр. Шаумяна, д. 18, оф. 118
Тел./факс (812) 574-5665, www.marimeter.ru



НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СТЕН КАМЕРЫ ШЛЮЗА № 2 КАНАЛА ИМЕНИ МОСКВЫ

Левачев С. Н.,
канд. техн. наук, профессор МГСУ
Мельник Г. В.,
начальник отдела научных исследований и экспериментального проектирования ОАО «Гипроречтранс»
Даревский В. Э.,
главный специалист ОАО «Гипроречтранс»
Федорова Т. С.,
инженер УКИМ

В настоящее время Канал имени Москвы является одним из крупнейших воднотранспортных соединений Российской Федерации и мира.

Большинство сооружений, эксплуатируемых ФГУП «Канал имени Москвы», построено более 70 лет назад. За этот период произошли разрушения отдельных элементов, износ оборудования, проявились отдельные недоработки проектов и дефекты производства строительных работ. Техническое состояние ряда сооружений требует проведения их реконструкции или капитального ремонта.

Статья посвящена оценке эффективности ранее выполненных ремонтных мероприятий, направленных на повышение надежности работы стен камеры шлюза № 2, наиболее показательного как по характеру проявления аварийных ситуаций, произошедших в первый год эксплуатации, так и по

This article describes the evaluation of the stress-strain state of the ferroconcrete walls of the chamber on one of the locks of the Moscow Canal. Some signs of emergency condition were first detected there and various methods to strengthen the structures were carried out. Based on the analysis of the results of the research and the performed calculations the recommendation on security for the further operation of the constructions were made.

тем мероприятиям, которые были приняты для повышения безопасности его эксплуатации.

Полезная длина камеры — 290,0 м, полезная ширина — 30,0 м. Минимальная глубина на пороге — 5,52 м. Камера разделена на 15 секций, из которых 14 имеют длину 20,0 м. Толщина днища 4,0 м, толщина стен по низу 6,0 м, по верху 1,0 м. Внутренний уклон стен 20:1, в примыкании к днищу устроен вут высотой 2,0 м с уклоном 2:1. Высота стен камеры 16,0 м (рис. 1). Стены выполнены из железобетона проектной марки В15 (М200).

Максимальный расчетный напор на шлюз составляет 11,31 м. Проектом предусмотрена разбивка стен по высоте на четыре блока бетонирования.

В основании камеры залегает преимущественно суглинок с гравием и валунный суглинок, толщина слоя составляет в

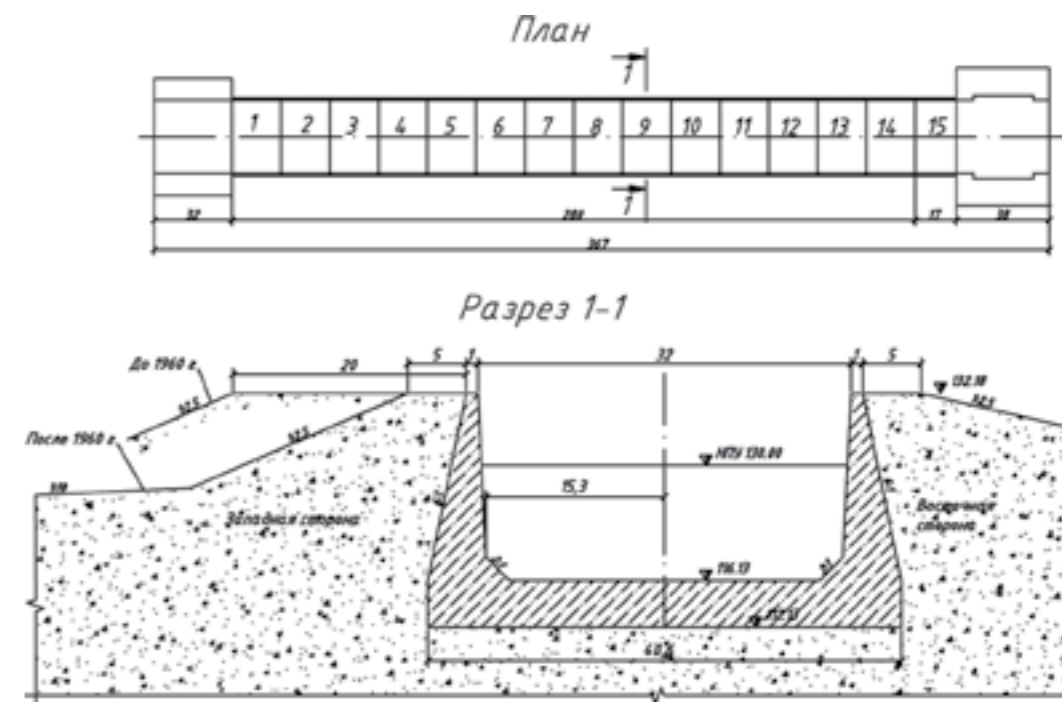


Рис. 1. Камера шлюза № 2

среднем 18 м, местами встречаются линзы песка толщиной от 1 до 3 м.

По данным исполнительной документации, пазухи за стенами камеры шлюза засыпаны моренным суглинком и частично супесью в смеси с песком. Западная пазуха засыпалась талым грунтом, восточная — с примесью мерзлого грунта. Засыпка производилась в зимний период 1936–1937 гг. без уплотнения.

В первый месяц эксплуатации шлюза (июнь 1937 г.) было обнаружено, что секция № 5 западной стены отклонилась в сторону камеры до 90 мм на уровне парапета с образованием трещины на тыловой грани. При этом было установлено, что количество рабочей арматуры в блочном шве на отметке 121,21 м занижено против проектного значения вдвое.

Для ликвидации аварийного состояния секции № 5 западной стены в июле 1937 г. проведено ее закрепление 16 анкерными тягами диаметром 50 мм за две анкерные плиты, расположенные на расстоянии 30 м от стены в откосе дренажного кювета.

В 1959–1960 гг. на ряде секций были обнаружены продольные трещины с раскрытием до 16 мм на западной стене и до 3 мм — на восточной.

Для выяснения характера распространения трещин было выполнено детальное исследование секции № 11 западной стены, на которой в засыпке были открыты шурфы и проведено бурение бетона со стороны лицевой грани. В ходе обследования обнаружены следующие характерные признаки повреждения секции:

- раскрытие трещины на отметке 121,18 м составило 25 мм (рис. 2);
- сдвиг по трещине в сторону камеры шлюза верхней части секции относительно нижней части составил 20±25 мм;
- рабочая арматура тыловой грани в районе трещины искривлена;
- площадь сечения тыловой арматуры в районе трещины составила 63,5% от проектной величины.

В связи с предположением о возможности опрокидывания поврежденных секций в камеру шлюза в течение 1959–1960 гг. проведены ремонтные работы (аналогичные ранее выполненным работам на пятой секции) по закреплению верха секций западной стены.

К весне 1960 г. грунт засыпки западной стенки был удален на высоту 4–5 м, и возведены анкерные стенки, по две на секцию. Затем произведено натяжение анкерных тяг, и восстановлена засыпка пазухи суглинков с уменьшением ширины площадки до 4–5 м.

В период с 1961 по 1973 гг., по данным службы эксплуатации, наблюдался разворот верхней части поврежденных секций западной стены. Верх секций смещался в сторону засыпки на величину до 6 мм, низ поврежденной части секций — в сторону камеры на величину до 8 мм. Для предотвращения смещения низа поврежденной части секций по плоскости блочного шва в зоне шва были установлены вертикальные стальные стержни (нагели) диаметром 160–180 мм и длиной 5 м (рис. 3).

В связи с появлением продольных трещин на восточной стене в 1979 г. для снижения давления грунта была снята засыпка на 1,5 м (рис. 4), и в период с 1982 по 1988 гг. произведено ее усиление.

Усиление производилось путем цементации бетона в районе трещины с последующей установкой в скважины, пробуренные с наклоном 5–8°, стальных стержней (нагелей) диаметром 70 мм и 100 мм с шагом 2,0 м.



Рис. 2. Поперечное сечение поврежденных секций

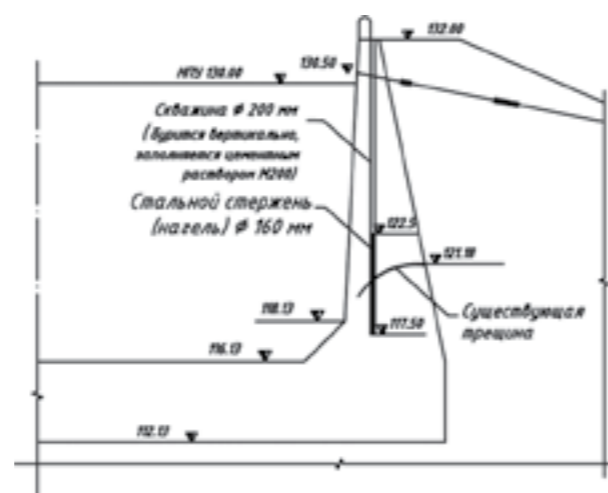


Рис. 3. Усиление блочного шва секций западной стены нагелями

В 1997–2007 гг. на восточной и западной стенах шлюза № 2 произведен ремонт лицевого бетона методом «колонн». Работы выполнялись при осушенной камере. На каждой стороне секции камеры предусматривалось устройство в штрабах двух железобетонных колонн. Высота колонн 8,0 м; ширина 3,0 м; глубина от 1,0 м в нижней части до 0,6 м в верхней части. Сопряжение колонн с существующим бетоном стены производилось 96 анкерами диаметром 32 мм.

Поверхностный слой бетона всей лицевой грани заменялся на глубину 30–50 см в зависимости от состояния старого бетона. Бетон армировался сеткой с рабочей арматурой диаметром 32 мм и 22 мм (шаг 25 см) и соединялся со старым бетоном анкерами диаметром 32 мм. Бетонирование колонн и лицевой грани производилось тяжелым бетоном класса В30, F300, W8 на гранитном щебне фракции 5–20 мм.

В ходе ремонтных работ 1959–1960 гг. секции западной стены шлюза были оснащены контрольно-измерительной аппаратурой, которая к 1980-м гг. практически вышла из строя.

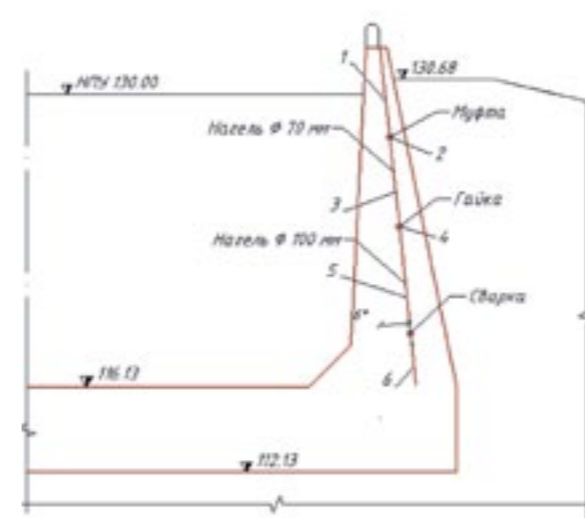


Рис. 4. Схема закрепления восточной стены

Результаты инструментальных наблюдений в силу своей противоречивости позволили лишь зафиксировать сезонные явления и циклические процессы при шлюзовании. Характер и величина деформаций западной стены после ее усиления говорят об удовлетворительном состоянии.

Для восточной, не заанкерванной тягами, стены наблюдения за горизонтальными перемещениями ее верха имеют особое значение. По данным наблюдений за последние 35 лет, эти перемещения направлены в сторону камеры шлюза и постоянно растут. Максимальная интенсивность смещений за 2006–2008 гг. составила около 3 мм/год.

В настоящее время судить о состоянии и поведении стен шлюза в процессе эксплуатации можно только по результатам визуальных наблюдений за состоянием лицевой поверхности бетона, результатам наблюдений за деформациями, а также за фильтрационным режимом в засыпке стен с помощью пьезометров.

Фильтрационный режим шлюза имеет неустановившийся в течение года циклический характер. Сравнение положения кривой депрессии в обратных засыпках западной и восточной стен показывает, что кривая депрессии у восточной стены выше кривой депрессии у западной стены на метр и более, что выше расчетного уровня воды на 1–2 м.

Приведенные данные позволяют сделать вывод о том, что, в отличие от западной стены, напряженно-деформированное состояние восточной вызывает серьезные опасения.

В ходе эксплуатации и ремонта сооружений Канала им. Москвы выдвигалось множество гипотез относительно причин аварийного повреждения стен камер шлюзов, а также различной степени этих повреждений на западной и восточной стенах шлюза № 2.

По нашему мнению, основной причиной повреждений, а также в некоторых случаях неэффективности ремонтных мероприятий стала неправильная оценка нагрузок от грунта обратной засыпки стен камер шлюзов. Это усугубилось нарушениями технологии строительства. В частности, засыпка пазух за стенами выполнена мерзлым суглинистым грунтом, нарушены проектные решения при выполнении разрезки секций стен блочными швами, уменьшена площадь расчетной растянутой арматуры.

Неправильную оценку нагрузок можно объяснить неразвитостью теории механики грунтов ко времени проектирова-

ния и строительства сооружений (1932 г.), а также их ремонта в первые годы эксплуатации.

Доковая конструкция камеры шлюза № 2 со сплошным неразрезным дном очень чувствительна к температурным воздействиям. В весенний период при повышении температуры воздуха лицевые поверхности стен нагреваются, вызывая прогиб консольной части и навал стены на грунт засыпки. Эти перемещения верхней части стен на грунт сопровождаются возникновением реактивного давления грунта и увеличением изгибающего момента в расчетных сечениях стен. Разная степень повреждения западной и восточной стен объяснялась исследователями различной формой поверхности засыпки за стенами — широкой горизонтальной площадкой на западной стороне и более узкой на восточной. По нашему мнению, этот фактор имеет значение, но второстепенное. Более существенным является ориентация стен. Западная стена подвержена более активному воздействию солнечных лучей, чем восточная, что и вызывает большие температурные деформации стен и развитие большего реактивного сопротивления грунта со стороны тыловой грани, особенно в весенне-летний период.

Несмотря на выполненный к настоящему времени большой объем наблюдений, проведенных расчетов и исследований, многие сведения, характеризующие напряженно-деформированное состояние стен, остаются неизвестными. К ним относятся наличие и величина сцепления в грунтовой засыпке, количество и сохранность арматуры у тыловой грани стен, состояние грунта обратной засыпки при взаимодействии со стеной (предельное — «активное» или допредельное — «покоя», «реактивное»), фактический угол наклона нагелей (5–8°).

В составе настоящей работы для оценки напряженно-деформированного состояния стен камеры шлюза выполнены два комплекса предварительных поверочных расчетов:

- контрольные расчеты прочности стен камеры шлюза с целью оценки характера и величины нагрузки, при которой произошло повреждение стен;
- расчеты стен камеры шлюза с учетом ранее выполненных ремонтных мероприятий.

Расчет прочности стены камеры шлюза на действие поперечной силы произведен по программе RUST-51w, разработанной ОАО «Гипроречтранс». Расчеты позволили определить характеристики грунта обратной засыпки стены камеры, при которых могло произойти образование поперечной трещины по шву бетонирования.

Расчеты стен камеры шлюза с учетом ранее выполненных ремонтных мероприятий выполнены в первую очередь с целью проверки устойчивости ее верхней части выше горизонтальной трещины в районе вута (расчетная схема на рис. 5).

- Исходные данные для расчета.
- Стена закреплена нагелями, установленными под углом 5–8° в сторону тыловой грани с шагом 2,0 м.
 - Диаметр нагелей 100 мм, глубина заделки ниже трещины 3,0 м.
 - Грунт засыпки суглинок, $\varphi = 19^\circ$, $\gamma = 2,15 \text{ т/м}^3 = 1,15 \text{ т/м}^3$, $c = 0 (0,2) \text{ кг/см}^2$, $\lambda = 0,42$.
 - Уровень грунтовых вод принят на отметке 127,0 м.
 - В раскрытом шве действует фильтрационное противодавление по треугольной эпюре.
 - Расчеты ведутся по общепринятой зависимости предельных состояний $V_{lc} F \leq V_c R / V_n$, где $V_{lc} = V_c = 1,0$; $V_n = 1,25$ в соответствии с классом сооружения.

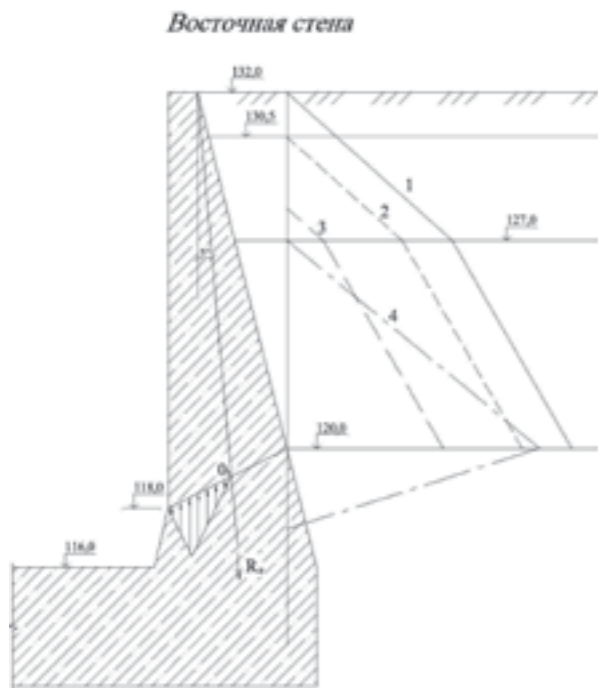


Рис. 5. Расчетная схема восточной стены:

- 1, 2 — боковое давление грунта при разных уровнях засыпки, $c=0$;
- 3 — боковое давление грунта с учетом сцепления;
- 4 — гидростатическое давление воды

Учитывая возможные различные сочетания неизвестных факторов, было рассмотрено несколько вариантов расчетов.

Первая группа (4 варианта) — расчеты при современных условиях эксплуатации шлюза с уровнем обратной засыпки восточной стены на отметке 130,5 м.

Вторая группа (7 вариантов) — расчеты в предположении нормальной эксплуатации шлюза с засыпкой на отметке 132,0 м уровня площадки стен камеры.

Для оценки полученных результатов приняты следующие расчетные значения сопротивления материалов:

- нагель — при $R_s = 2100 \text{ кг/см}^2$, $f = 0,008 \text{ м}^2$, $R_n = 168 \text{ т}$;
- бетон на сжатие В20 — $R_b = 117 \text{ кг/см}^2$;
- бетон на срез (растяжение) В20 — $R_{ct} = 9,2 \text{ кг/см}^2$.

В результате анализа данных для вариантов первой группы расчетов и в предположении, что все секции камеры имеют в настоящее время сквозные трещины в вутовой части, можно сделать следующие выводы:

1. Устойчивость отделившейся верхней части против опрокидывания в результате разрушения бетона при сжатии лицевой грани стены обеспечена с большим запасом.
2. Устойчивость отделившейся верхней части против опрокидывания в результате потери прочности нагелем не может быть обоснована на основании предпосылок, принятых в проектах усиления западной стены ($c = 0$, тыловая арматура не работает).
3. Устойчивость отделившейся верхней части против опрокидывания можно обосновать только при учете работы тыловой арматуры (при этом она находится на пределе) или наличия сцепления в грунте засыпки.
4. Если предположить, что тыловая арматура сохранилась ($F_a = 18,34 \text{ см}^2$ по данным обследования), то по наиболее вероятному варианту растягивающие напряжения в нагеле составят 2350 кг/см^2 , что сопоставимо с $R_s = 2100 \text{ кг/см}^2$.

Учет сцепления дает растягивающие напряжения в нагеле 1390 кг/см^2 .

5. При расчете несущей способности нагеля на растяжение рассматривается также возможность его выдергивания из цементной пробки. При проектировании усиления восточной стены глубина заделки нагеля ниже трещины была определена, вероятно, по известной рекомендации СНиП $l_3 = 30d$, где d — диаметр нагеля. Ориентировочно эта глубина заделки в натуре составляет 3,0 м. Величина сцепления нагеля с материалом заполнения скважины $T_{сц} = \tau d l_3$. В этой формуле значение τ может изменяться по различным рекомендациям в широких пределах — от 6 до 25 кг/см^2 . Если принять среднее значение $\tau = Rbt = 9,2 \text{ кг/см}^2$ для бетона В20, то $T_{сц} = 87 \text{ т}$, что существенно меньше полученного усилия в нагеле. При этом возможный диапазон изменения сил сопротивления выдергиванию нагеля будет в пределах от 57 до 237 т. Наличие колец в нижней части нагелей, увеличивающих площадь контактной поверхности, существенно не меняет положения.

6. Если принять во внимание увеличение горизонтальных перемещений верха стен в камеру с годами, то можно предположить, несмотря на определенную условность проведенных расчетов, что система анкеровки находится в предельном состоянии и сопровождается пластическими деформациями в теле нагеля или в его заделке, или там и там одновременно.

Основной целью проведения расчетов по сценариям второй группы являлось уточнение напряженно-деформированного состояния восточной стены камеры (без ее усиления) в условиях нормальной эксплуатации шлюза на перспективу при отметке обратной засыпки 132,0 м.

Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. При принятых предпосылках в проекте усиления западной стены (без учета работы арматуры и сцепления грунта обратной засыпки) обеспечить устойчивость восточной стены невозможно.
2. Только при одновременном учете полноценной работы тыловой арматуры и наличия сцепления в грунте засыпки можно гарантировать устойчивость стены от опрокидывания в камеру. При учете только одного сцепления устойчивость обеспечивается, если на контакте нагеля и цементной пробки будет обеспечено условие $\tau > 14 \text{ кг/см}^2$, что невозможно гарантировать для всех секций.

Для уточнения реального взаимодействия элементов системы «стена — обратная засыпка» были проведены тестовые расчеты устойчивости стены на сдвиг в реальных условиях эксплуатации при пониженной засыпке.

Расчетная схема и возможные действующие нагрузки определены в соответствии с рис. 5. При этом сопротивление нагеля сдвигающим усилиям принято с учетом исследований, проведенных Гидропроектом при разработке проекта капитального ремонта западной стены в 1968 г.

Единственным вариантом, при котором обеспечивается предельное равновесие системы, является тот, который учитывает сцепление в грунте засыпки $c = 0,2 \text{ кг/см}^2$. Во всех остальных, в том числе и при учете работы на срез тыловой арматуры, устойчивость на сдвиг не обеспечивается даже без учета наклона поверхности сдвига.

Косвенно результаты расчетов этой серии могут служить подтверждением того, что основным фактором, влияющим

на устойчивость восточной стены, является сцепление в засыпке.

Однако, в конечном счете, этот вывод не имеет принципиального значения в связи с тем, что независимо от тех или иных причин, на которые невозможно повлиять, сооружение находится в состоянии, близком к предельному.

Общий вывод, который можно сделать в результате анализа проведенных расчетов и результатов наблюдений за деформациями восточной стены, сводится к необходимости ее укрепления. При этом возможны несколько вариантов, из которых в качестве наиболее технологичных можно рассмотреть установку наклонной напряженной арматуры вдоль тыловой грани стен, анкерку стен стальными тягами с анкерными плитами и снятие засыпки до определенной отметки, определяемой расчетом трещиностойкости лицевой грани стены в эксплуатационном случае.

Учитывая опыт усиления западной стены путем ее анкеровки, для обеспечения надежности работы восточной стены в данной работе рассмотрен вариант ее закрепления анкерными тягами по тому же типу.

Количество анкерных тяг и их размеры определяются в соответствии с расчетной схемой (рис. 6) расчетами, которые приводятся ниже. При этом принимается наиболее невыгодное сочетание реально возможных действующих нагрузок — боковое давление грунта в состоянии покоя, наличие временных нагрузок на поверхности засыпки в ремонтном случае $q = 2 \text{ т/м}^2$, уровень воды в засыпке на отметке 127,0 м, сцепление в грунте засыпки $c = 0$, нагели установлены под углом 5 градусов. Реактивное сопротивление грунта засыпки в расчетах не учитывается в связи с большой жесткостью конструкции и незначительными деформациями консольной части длиной около 2 м.

В результате проведенных расчетов верхней части стены как консольной балки на двух опорах с шарнирным закреплением получены необходимые данные для оценки ее напряженно-деформированного состояния. При этом имеющий место некоторый момент защемления в нижней части благодаря ремонту лицевой поверхности стен методом колонн в расчетах не учитывался в запас прочности.

Расчетное значение максимального изгибающего момента в пролете на отметке 124,0 м составляет 156 тм/пм . При ширине стены на этой отметке 3,0 м ее приведенный момент сопротивления составляет около $1,5 \text{ м}^3$ и максимальные растягивающие напряжения $8,7 \text{ кг/см}^2$, что меньше $R_{bt} = 9,2 \text{ кг/см}^2$ для бетона В20. Если учесть, что лицевая поверхность стены отремонтирована бетоном В30, то трещиностойкость конструкции не вызывает сомнения.

Горизонтальное усилие в нижней опоре составляет $60,0 \text{ т/пм}$ и воспринимается трением по поверхности сдвига, сопротивлением нагеля и сопротивлением срезу хорошо армированного бетона отремонтированной лицевой поверхности в вутовой части закрепленного анкерами диаметром 32 мм длиной 2,0 м в основной бетон.

При расположении анкерных тяг на отметке 130,0 м с шагом 2,0 м (шаг нагелей) расчетное усилие в каждой тяге составит $92,0 \text{ т}$, что приводит к необходимости установки тяг диаметром 75 мм при $R_s = 2750 \text{ кг/см}^2$.

Длина тяги, устанавливаемой с небольшим уклоном в зависимости от рельефа площадки, может быть принята около 20 м.

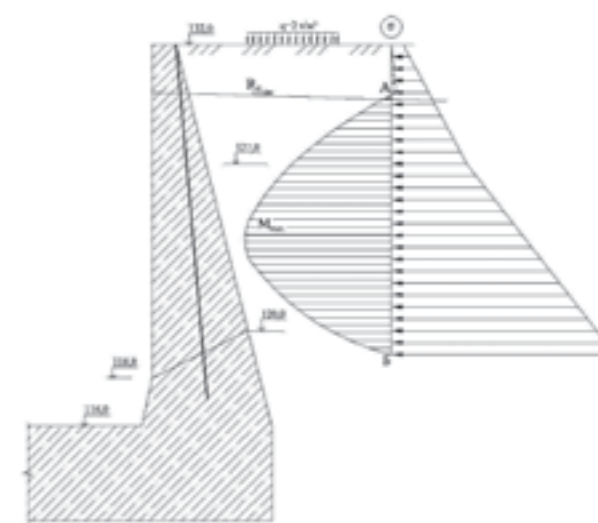


Рис. 6. Расчет анкерных тяг для восточной стены (эпюры бокового давления и изгибающих моментов)

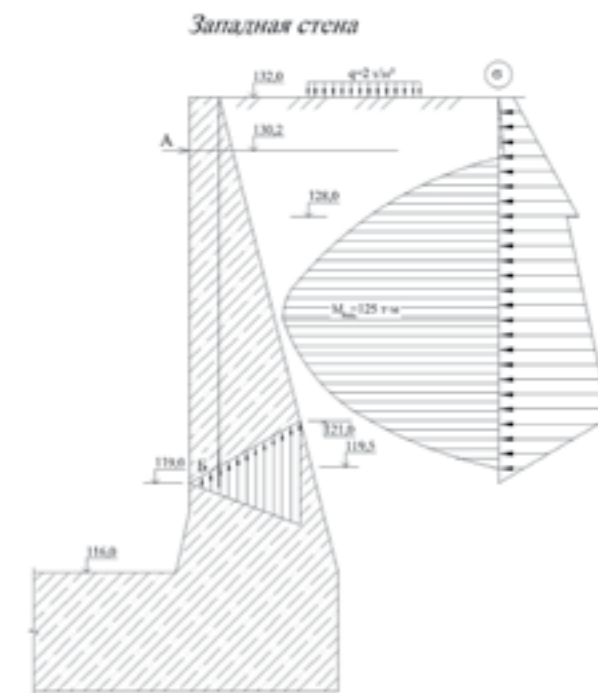


Рис. 7. Оценка напряженно деформированного состояния западной стены

Высота анкерной плиты (железобетонной или в виде шпунтовой стенки) должна быть 2,5 м с заглублением низа на 5,0 м от поверхности грунта.

Приведенные расчеты носят оценочный характер и подлежат уточнению после проведения необходимых инженерных изысканий.

Для оценки напряженно деформированного состояния западной стены камеры шлюза № 2 были проведены аналогичные расчеты для современных условий ее эксплуатации без временной нагрузки при условной отметке горизонтальной поверхности засыпки на отметке 131,5 м и для условий эксплуатации при проектных условиях (отметка горизонтальной поверхности засыпки 132,0 м и временная нагрузка $2,0 \text{ т/м}^2$).

В качестве расчетных характеристик грунта засыпки приняты условия 8, 9, 10 и 11 секций, где до отметки 128,0 м отсыпан песок, а выше суглинок (рис. 7).

Результаты расчетов разгруженной стены (без учета временной нагрузки):

- напряжения в бетоне лицевой грани $\sigma_s = 7,8 \text{ кг/см}^2$, что меньше R_{ct} для бетона В20 и тем более В30, которым стены отремонтированы;
- горизонтальная составляющая нижней опорной реакции $R_b = 56,0 \text{ т}$, что меньше несущей способности на сдвиг ($T \approx 100 \text{ т}$), складывающейся из сопротивления трения бетона по бетону и нагеля на изгиб;
- реакция верхней опоры $RA = 42,7 \text{ т}$, что соответствует несущей способности анкерных тяг диаметром 50 мм.

Результаты расчетов стены при проектном профиле засыпки с учетом возможности временной нагрузки на поверхности $q = 2 \text{ т/м}^2$:

- напряжения в бетоне лицевой грани $\sigma_s = 7,2 \text{ кг/см}^2$, что меньше R_{ct} для бетона В20 и тем более В30, которым стены отремонтированы;
- горизонтальная составляющая нижней опорной реакции составляет $R_b = 65,2 \text{ т}$, что меньше несущей способности сечения на сдвиг ($T = 108 \text{ т}$), складывающейся из сопротивления трения бетона по бетону и нагеля на изгиб;
- реакция верхней опоры $RA = 54,9 \text{ т}$, что соответствует несущей способности анкерных тяг диаметром 58 мм, и существенно больше диаметра установленных тяг.

Вывод, который можно сделать из этих расчетов, заключается в том, что при существующих элементах усиления западной стены она может эксплуатироваться только в условиях отсутствия или пониженной временной нагрузки. В этом случае напряженно-деформированное состояние конструкции не вызывает опасений (при обеспечении качества контакта ремонтного и старого бетона). При этом во время проведения ремонтных работ временная нагрузка на ее поверхности должна быть ограничена по величине и по площади приложения.

Для возможности эксплуатации при проектных условиях с учетом возможной временной нагрузки до $2,0 \text{ т/м}^2$ анкеровка западной стены должна быть усилена.

Результаты работы, приведенные в данной статье, показали:

1. Основной причиной повреждения стен камер шлюзов Канала им. Москвы стала неправильная оценка нагрузок от грунта обратной засыпки. Это усугубилось нарушениями технологии строительства, в частности, засыпка пазух за стенами выполнена мерзлым суглинистым грунтом, нарушены проектные решения при выполнении разрезки секций стен блочными швами, уменьшена площадь расчетной растянутой арматуры.

2. Второй по значимости нагрузкой является гидростатическое давление грунтовой воды, которое оказалось несколько больше, чем это принималось при разработке конструктивных мероприятий, направленных на повышение надежности работы стен камер шлюзов.

3. Оценивая эффективность ранее выполненных конструктивных мероприятий, направленных на повышение надежности работы стен камеры шлюза № 2, можно сказать:

- для восточной стены камеры шлюза ранее выполненные конструктивные мероприятия абсолютно недостаточны для обеспечения ее надежной работы;
- для западной стены камеры шлюза ранее выполненные конструктивные мероприятия обеспечивают ее относительно надежную работу, только если давление грунта обратной засыпки не превышает величины активного давления и при пониженных значениях временной нагрузки на поверхности, но не достаточны, если давление грунта превышает активное и при проектных значениях временной нагрузки до $2,0 \text{ т/м}^2$.

3. Недостаточная эффективность ранее выполненных конструктивных мероприятий, направленных на повышение надежности работы стен камер шлюза, объясняется недостаточной их обоснованностью, в первую очередь неправильной оценкой нагрузок от грунта обратной засыпки стен камер шлюзов.

4. По данным эксплуатационного персонала, схожие проблемы имеют место и при эксплуатации камер ряда других шлюзов Канала им. Москвы.

5. Обеспечить надежную работу стен камер шлюзов принципиально можно тремя способами:

а) усилить стены таким образом, чтобы они воспринимали максимальную суммарную нагрузку от давления грунта и гидростатического давления;

б) разгрузить стены камер, чтобы при существующей конструкции они могли воспринимать нагрузку пониженной величины;

в) комбинацией первых двух способов.

6. Несмотря на все ранее выполненные исследования, неизвестным остается принципиальный вопрос о величине максимальной нагрузки от давления грунта. Ранее выполненные модельные исследования и проведенные в составе настоящей работы контрольные расчеты позволили определить только нижнюю границу нагрузки от давления грунта, при которой стены камеры шлюза № 2 получают повреждения (трещина в районе блочного шва).

Для обеспечения безаварийной эксплуатации судовых сооружений Канала имени Москвы в длительной перспективе необходимо безотлагательно возобновить широкомасштабные исследования напряженно деформированного состояния камерных стен для разработки и реализации обоснованного проекта их реконструкции или капитального ремонта.

Литература

1. *Материалы Правительственной комиссии по приему Канала Москва — Волга. Гидротехническая секция. Бетонная группа. 1937 г.*

2. *Состояние стенок камеры шлюза № 2 Канала имени Москвы по материалам натурных наблюдений: отчет. НИС Гидропроект, Москва, 1966.*

3. *Шлюз № 2. Капитальный ремонт западной стенки камеры. Рабочие чертежи. Статические расчеты, НИС Гидропроект, Дедовск, 1969.*

4. *Оценка напряженно деформированного состояния стен камеры шлюза № 2 Канала имени Москвы: отчет. Москва, 2012.*

5.

91–112

СТРОИТЕЛЬНЫЕ ТЕХНОЛОГИИ И МАТЕРИАЛЫ

Дизельгенераторы, насосы, приводы буровых, погрузчики, бульдозеры, камнедробилки, трубоукладчики, карьерное оборудование...

ПРИ ЗАКАЗЕ ОБОРУДОВАНИЯ ТРЕБУЙТЕ ТЕХНИКУ С ДВИГАТЕЛЕМ VOLVO!

МЫ ОБЕСПЕЧИМ ВАМ:

- сервис европейского уровня
- поставку запасных частей, соответствующую мировым стандартам
- специальную программу поддержки крупных удаленных клиентов

Вопросы – по e-почте
 Подробности – на сайте

volvopenta.ru@volvo.com
 www.volvopenta.com/industrial



VOLVO PENTA

Volvo Penta входит в Группу Volvo