



## ➤ ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ПК SCAD OFFICE ДЛЯ ОБОСНОВАНИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ПРОЕКТА РЕКОНСТРУКЦИИ АВТОДОРОЖНОГО МОСТОВОГО ПЕРЕХОДА ЧЕРЕЗ СООРУЖЕНИЯ ИВАНЬКОВСКОЙ ГЭС



### ИСТОРИЯ УСПЕХА

Проект реконструкции автомобильного мостового перехода был разработан на основании технического задания ФГУП "Канал имени Москвы". Согласно техническому заданию, было необходимо создать условия безостановочного движения транспорта по автомобильному переходу в двух направлениях с обеспечением безопасной и беспрепятственной работы сотрудников Ивановской ГЭС.

Мостовой переход через сооружения Ивановской ГЭС был построен в 1937 году. По ряду своих свойств он не отвечает современным нормативным требованиям:

- мост расположен на низовой стороне плотины;
- водосливная часть плотины перекрыта балочными разрезными пролетными строениями расчетной длины 21 м (пролеты 1-8). Пролетные строения 2-8 имеют по две консоли длиной

**П**роjekt ре-  
конструк-  
ции авто-  
дорожного

перехода был разработан на основании технического задания ФГУП



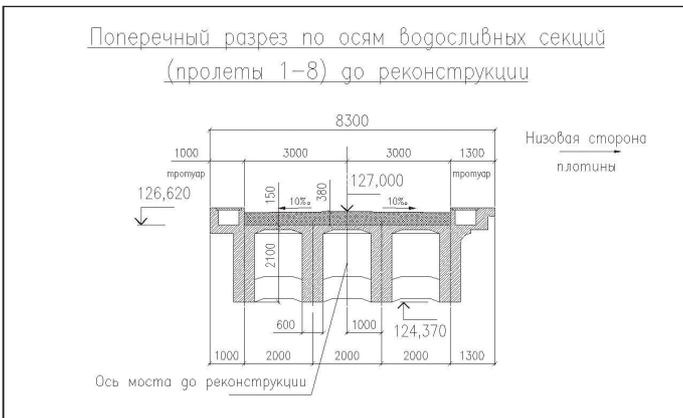
Здание администрации ГЭС, вид со стороны южного подхода



Пролетные строения моста, водосливная часть плотины, вид со стороны нижнего бьефа



Пролетные строения моста, водосборная часть плотины, вид со стороны нижнего бьефа



Поперечный разрез водосливной секции до реконструкции



Поперечный разрез водосборной секции до реконструкции

2,875 м, пролетное строение 1 – только одну консоль над опорой 1. Полная длина пролета 1 – 24,325 м, пролетов 2-8 – 26,75 м.

Водосборы машинного зала перекрыты балочными разрезными одноконсольными пролетными строениями расчетной длины 13,65 м (пролеты 9-10). Длина консолей – 2,125 м. Полная длина пролетов – 16,25 м.

Пролетные строения выполнены из монолитного железобетона. Материалы пролетных строений по проектным данным – бетон марки 110 и арматура Ст3.

Мост был запроектирован под две полосы движения и имел ширину проезжей части 6 м. По краям проезжей части устроены тротуары повышенного типа. Верховой тротуар имеет ширину 0,85 м, низовой – 1,15 м.

Сооружение было рассчитано на нормативную нагрузку от подвижного состава Н10 и нормативную нагрузку от пешеходов на тротуарах интенсивностью 400 кгс/м<sup>2</sup>

Пролетное строение длиной 21 м (пролеты 1-8) в поперечном сечении состоит из четырех главных балок высотой 2,25 м в середине пролета и 2,35 м над опорой. Расстояние между главными балками в осях составляет 2 м. Толщина ребер балок – 0,6 м. Главные балки объединены между собой железобетонной плитой проезжей части толщиной 0,15 м и поперечными балками (диафрагмами).

Пролетное строение длиной 13,65 м (пролеты 9-10) в поперечном сечении состоит из трех главных балок высотой 1,5 м. Расстояние между главными балками в осях составляет 2,5 м. Толщина ребер балок – 0,6 м. Главные балки объединены между собой железобетонной плитой проезжей части толщиной 0,15 м и поперечными балками (диафрагмами).

При реконструкции моста производится уширение габарита проезжей части до 7,5 м и устройство тротуара с низовой стороны шириной 1,5 м, при этом ось моста после реконструкции смещается относительно оси моста до

реконструкции на 0,5 м к низовой стороне.

Уширение моста в пределах пролетов 1-8 происходит за счет устройства монолитной железобетонной накладной плиты в границах проезжей части, которая включается в совместную работу с главными балками, а также за счет устройства металлической тротуарной консоли.

Железобетонная накладная плита после реконструкции имеет максимальную толщину по оси моста 0,28 м и уклоны поверхности в поперечном направлении 2.0 %.

Балки пролетов 9-10 при усилении накладной плитой не обладают несущей способностью, достаточной для современных нагрузок. В проекте предусмотрена замена балок. Конструкции новых пролетных строений запроектированы сталежелезобетонными.

Далее в качестве примера приводится последовательность расчета пролетных строений водосливной части плотины мостового перехода.



Поперечный разрез водосливной секции после реконструкции



Поперечный разрез водосборной секции после реконструкции

По заданию на проект реконструкции сооружение должно воспринимать временные вертикальные нагрузки от транспортных средств класса А14 и Н14 в соответствии с ГОСТ Р 52748-2007.

Отметка верха ездового полотна моста 127 м.

Расчеты конструкций моста выполняются в соответствии со следующими нормативными документами:

- СНиП 2.05.03-84\* "Мосты и трубы";
- ГОСТ Р 52748-2007 "Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения";
- ВСН 51-88 "Инструкция по уширению автодорожных мостов и путепроводов";
- а также на основе "Анализа состояния моста по результатам обследования и расчетов с предложениями по ремонту и дальнейшей эксплуатации", выполненного филиалом ОАО ЦНИИС "НИЦ МОСТЫ" в ходе инженерных изысканий по объекту.

В результате натурального обследования мостового перехода плотины Ивановской ГЭС были обнаружены дефекты, снижающие его несущую способность на 5% (экспертная оценка). Было установлено, что грузоподъемность мостового перехода определяется грузоподъемностью его пролетных строений. Критическим компонентом напряженно-деформированного состояния пролетных строений являются изгибающие моменты в сечениях главных балок в середине пролета.

Оценка несущей способности производится с использованием зависимости:  $M < M_{ult}$ , где:

- $M$  — экстремальные расчетные изгибающие моменты от эксплуатационных нагрузок в сечениях главных балок в середине пролета;
- $M_{ult}$  — предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением.

Расчетные изгибающие моменты в сечениях главных балок в середине пролета от эксплуатационных нагрузок  $M$  определяются с учетом поэтапности работы пролетного строения на стадиях возведения (реконструкции) и эксплуатации по причине того, что на этих стадиях сечения конструкций обладают различными жесткостными характеристиками, то есть конструктивная схема является внутренне статически неопределимой.

На стадии возведения (реконструкции) пролетного строения учитываются постоянные нагрузки:

- а. От собственного веса основных несущих конструкций пролетного строения до реконструкции (главных балок, поперечных балок, плиты проезжей части, но с исключением веса демонтируемых тротуарных консолей у крайних балок).
- б. От собственного веса укладываемой накладной плиты.

Жесткость накладной плиты на стадии возведения (реконструкции) не включается в состав жесткостей конструкций пролетного строения.

На стадии эксплуатации учитываются постоянные нагрузки:

- а. От веса нового мостового полотна.
- б. От веса барьерных ограждений.
- с. От веса парапетов.

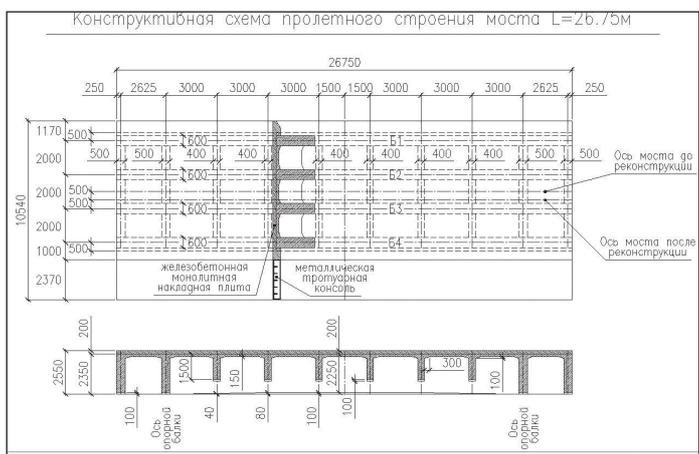
Также на стадии эксплуатации учитываются и временные длительно действующие вертикальные нагрузки:

- а. От подвижного состава на автомобильных дорогах (А14, Н14).
- б. От пешеходов.

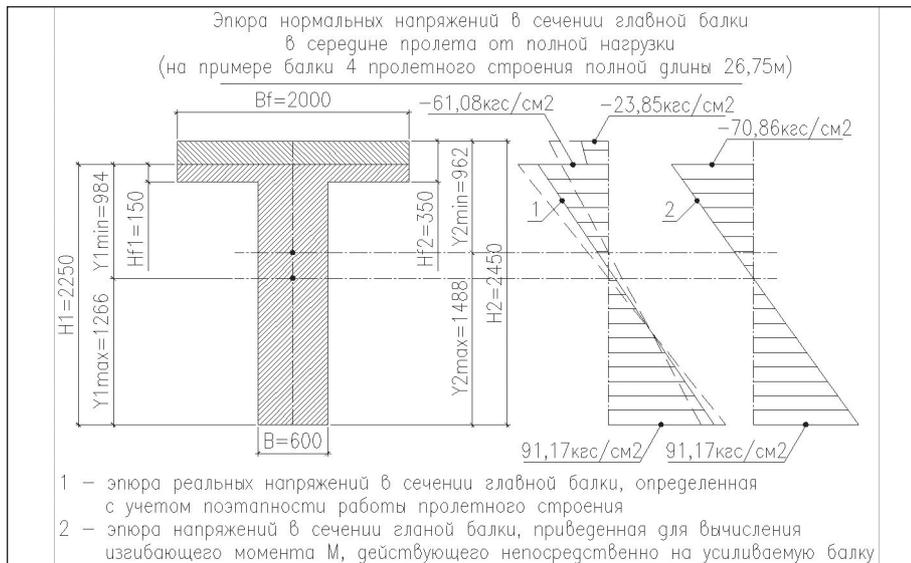
Рассматриваются следующие схемы нагружений временными нагрузками:

- вариант 1 — движение транспортных средств и пешеходов без каких-либо ограничений;
- вариант 2 — временное стеснение габарита проезда;
- вариант 3 — пропуск специальных транспортных средств в одиночном порядке.

Расположение временных нагрузок по схемам нагружений осуществляется для каждой балки в отдельности в соответствии с построенными для их сечений поверхностями влияния изгибающих моментов и условиями ГОСТ Р 52748-2007 таким



Конструктивная схема пролетного строения моста водосливной части плотины



Эпюра нормальных напряжений в сечении главной балки в середине пролета от полной нагрузки

- $I_1$  — момент инерции сечения главной балки без учета площади накладной плиты;
- $I_2$  — момент инерции сечения главной балки с учетом площади накладной плиты;
- $y_{1max}$  — расстояние от центра тяжести сечения главной балки без учета площади накладной плиты до наиболее растянутой грани балки;
- $y_{2max}$  — расстояние от центра тяжести сечения главной балки с учетом площади накладной плиты до наиболее растянутой грани балки.

Предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением главной балки в середине пролета Mult, определяется по геометрическим характеристикам сечения без учета площади накладной плиты в соответствии со схемой армирования, принятой в проекте, то есть с учетом расположения, количества и диаметров стержней арматуры. В качестве материалов строительных конструкций принимаются:

- бетон класса по прочности B20;
- арматурная сталь класса AI в соответствии с "Инструментальными исследованиями примененного бетона и арматуры", выполненными филиалом ОАО ЦНИИС "НИЦ МОСТЫ". При определении предельного изгибающего момента учитывается снижение несущей способности сечений на 5% (экспертная оценка).

Предельный изгибающий момент вычисляется в соответствии с п.3.62 и п.3.63 СНиП 2.05.03-84\* "Мосты и трубы" как для тавровых сечений с плитой в сжатой зоне при  $\xi = x/h_0 < \xi_y$  в зависимости от положения границы сжатой зоны по следующим формулам:

1. Если граница сжатой зоны проходит в плите, то есть соблюдается условие:

$$R_s < R_b \cdot b_f \cdot x + R_{sc} \cdot A_s'$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной  $b_f$ :

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A_s' \cdot (h_{01} - a_s')$$

при этом высота сжатой зоны бетона  $x$  определяется по формуле:

$$R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s' = R_b \cdot b \cdot x$$

2. Если граница сжатой зоны проходит в ребре, то есть условие пункта 1 не соблюдается, расчет выполняется по формуле:

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0.5 \cdot x) + R_b \cdot (b_f' - b)$$

$$h_f' \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h_f) + R_{sc} \cdot A_s' \cdot (h_{01} - a_s')$$

при этом высота сжатой зоны бетона  $x$  определяется по формуле:

$$R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s' = R_b \cdot b \cdot x + R_b \cdot (b_f' - b) \cdot h_f'$$

образом, чтобы получить экстремальные значения изгибающих моментов.

На стадии эксплуатации жесткость накладной плиты включается в состав жесткостей конструкций пролетного строения.

Поскольку геометрическая схема пролетного строения на обеих стадиях не изменяется, а жесткость накладной плиты, включенная в состав жесткостей конструкций пролетного строения, на стадии эксплуатации распределяется по всей схеме равномерно, то результаты поэтапного расчета отразятся на перераспределении напряжений по сечениям элементов и на деформациях конструкции, но не повлияют на перераспределение внутренних усилий между элементами.

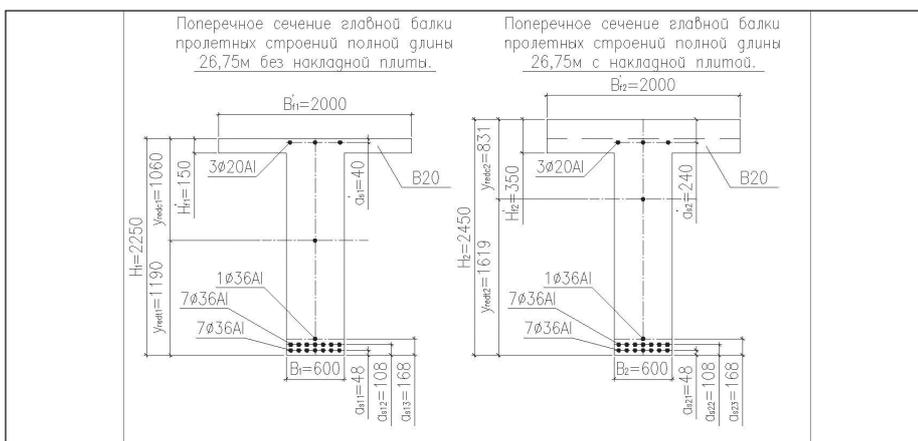
Напряжения в сечениях элементов между той частью, которую представляет накладная плита, и частью усиливаем

мого сечения распределяются крайне неравномерно, поэтому проверку по прочности и по трещиностойкости этих конструкций необходимо производить раздельно.

Определение части изгибающего момента, которая приходится непосредственно на балку, производится по наибольшему растягивающим напряжениям, возникающим в сечении с учетом жесткости накладной плиты на стадии эксплуатации, по следующей формуле:

$$M = M_1 + M_{2max} \cdot \frac{I_1 \cdot y_{2max}}{I_2 \cdot y_{1max}}, \text{ где:}$$

- $M_1$  — изгибающий момент в сечении главной балки в середине пролета на стадии возведения;
- $M_{2max}$  — изгибающий момент в сечении главной балки в середине пролета на стадии эксплуатации, максимальный из различных схем нагружения;



Поперечные сечения главной балки без накладной плиты и с накладной плитой, армирование



Расчетные схемы пролетных строений представляют собой линейно-упругие пространственные модели несущих конструкций для вычисления в них деформаций и внутренних усилий от заданных нагрузок по методу конечных элементов.

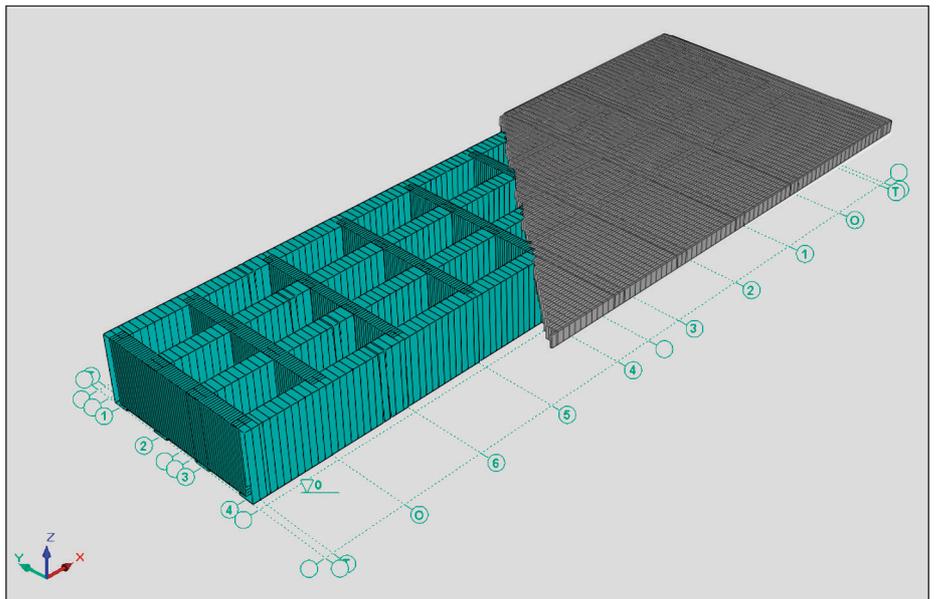
Конструкция плиты проезжей части представлена четырехугольными четырехузловыми конечными элементами пологих оболочек, работающих без учета деформаций сдвига по теории Кирхгофа.

Конструкции главных и поперечных балок представлены двухузловыми пространственными стержневыми конечными элементами, работающими без учета деформаций сдвига по модели Бернулли.

Для передачи усилий между элементами оболочек плиты проезжей части и стержневыми элементами поддерживающих их балок с учетом эксцентриситета, равному расстоянию по высоте между продольной осью балки и срединной плоскостью плиты, в начале и в конце каждого стержневого элемента балки вводятся вертикальные элементы повышенной жесткости (модуль упругости увеличивается на три порядка относительно модулей упругости других элементов), соединяющие эти узлы с соответствующими узлами элементов оболочек и имеющие соответствующие длины. Этот прием моделирует работу абсолютно жестких тел с ведущими узлами, расположенными на оси балки, и ведомыми узлами, находящимися на срединной плоскости плиты проезжей части.

Сетка конечных элементов построена в плане на осях главных и поперечных балок и наружного контура пролетного строения на уровне срединной плоскости плиты проезжей части. Характерная разбивка сетки конечных элементов плиты проезжей части – 0,25 м по оси X и 0,1 м по оси Y, за исключением полосовых зон над балками, где выделяется ширина балок, и полосовых зон над вутами плиты, где выделяется ширина вугтов, для присвоения конечным элементам плиты в этих зонах соответствующих жесткостных характеристик. Разбивка сетки конечных элементов балок соответствует разбивке сетки конечных элементов плиты.

Жесткостные характеристики конечных элементов определяются в зависимости от физико-механических характеристик материалов строительных конструкций и геометрических характеристик их поперечных сечений. Для линейно-упругой модели несущих конструкций,



Расчетная схема пролетного строения: изометрия, вид сверху

материал которых считается изотропным, основными физико-механическими характеристиками являются модуль упругости и коэффициент Пуассона.

В качестве материала строительных конструкций пролетных строений используются:

1. Для главных балок, поперечных балок, плиты проезжей части и накладной плиты в составе сечений последних:

- бетон класса по прочности В20, сталь арматурная класса АІ;
- принимается модуль упругости бетона  $E = 2,75 \cdot 10^6$  тс/м<sup>2</sup>, коэффициент Пуассона  $\nu = 0,2$ .

2. Для металлической тротуарной консоли:

- сталь прокатная 15ХСНД;
- принимается модуль упругости стали  $E = 2,1 \cdot 10^7$  тс/м<sup>2</sup>, коэффициент Пуассона  $\nu = 0,3$ .

Геометрические характеристики поперечных сечений главных балок, поперечных балок, плиты проезжей части и накладной плиты в составе сечений последних (площади, моменты инерции и др.) вычисляются по заданным параметрам, отвечающим их типам.

Параметрами прямоугольных сечений стержневых элементов балок являются высота и ширина, параметром элементов оболочек плиты проезжей части – толщина.

Значения параметров поперечных сечений соответствуют значениям, описанным выше, в конструктивных схемах пролетных строений.

Нагрузки, действующие на рассчитываемые конструкции, задаются в виде уз-

ловых сил, а также местных трапециевидных и распределенных сил с расчетными значениями. По характеру и типу воздействия нагрузки объединяются в соответствующие загрузки.

Постоянные нагрузки:

- загрузка 1 – собственный вес основных несущих конструкций;
- загрузка 2 – собственный вес конструкций усиления на стадии возведения (реконструкции);
- загрузка 3 – собственный вес конструкций усиления на стадии эксплуатации;
- загрузка 4 – вес мостового полотна;
- загрузка 5 – вес барьерного ограждения;
- загрузка 6 – вес парапетов.

Временные нагрузки на стадии эксплуатации:

Схема нагружений – вариант 1:

- загрузка 7 – от подвижного состава А14:  $M_{max}$  для балок Б3, Б4;
- загрузка 8 – от подвижного состава А14:  $M_{max}$  для балок Б1, Б2.

Схема нагружений – вариант 2:

- загрузка 9 – от подвижного состава А14:  $M_{max}$  для балок Б3, Б4;
- загрузка 10 – от подвижного состава А14:  $M_{max}$  для балок Б1, Б2.

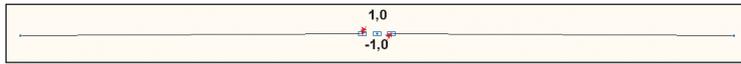
Схема нагружений – вариант 1:

- загрузка 11 – от пешеходов на тротуарах.

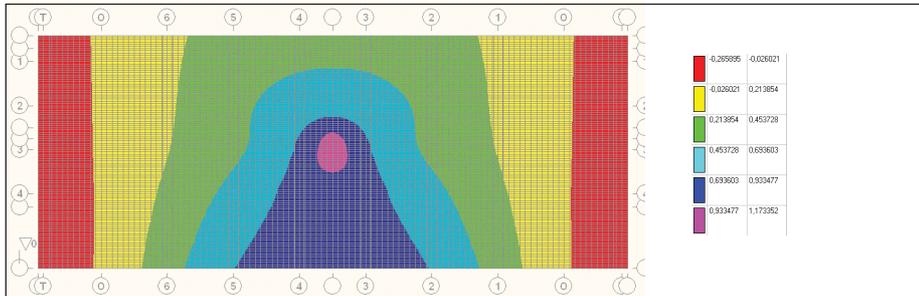
Схема нагружений – вариант 3:

- загрузка 12 – от подвижного состава Н14:  $M_{max}$  для балок Б3, Б4;
- загрузка 13 – от подвижного состава Н14:  $M_{max}$  для балок Б1, Б2.

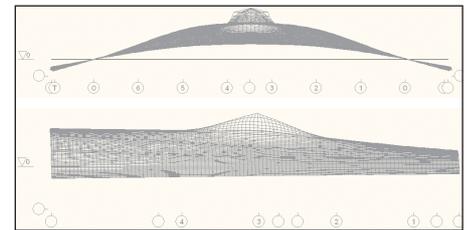
$$M = \frac{P \cdot Z}{U_{y1} - U_{y2}}$$



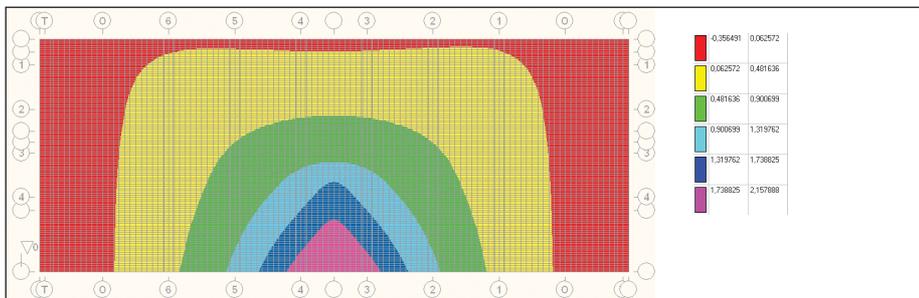
Исходные данные кинематического метода построения поверхностей влияния



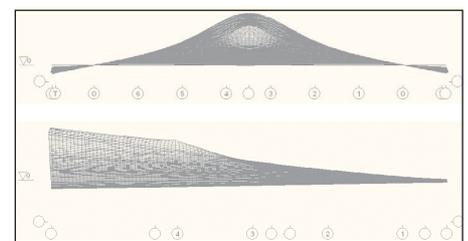
Поверхность влияния изгибающего момента в сечении стержневого элемента ребра главных балок Б3, план



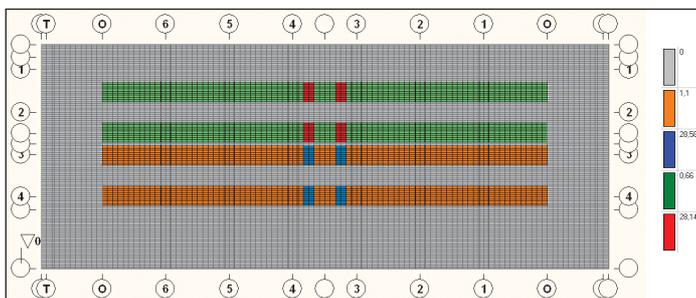
Поверхность влияния изгибающего момента в сечении стержневого элемента ребра главных балок Б3, виды с фасада и торца пролетного строения



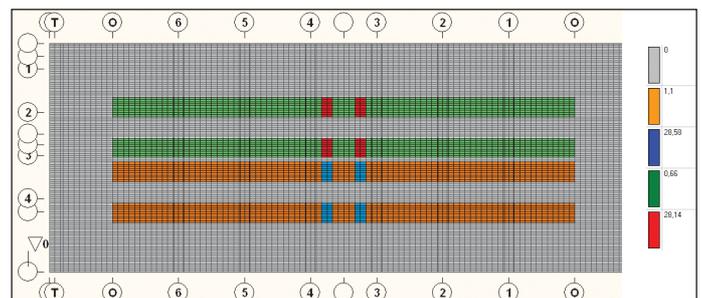
Поверхность влияния изгибающего момента в сечении стержневого элемента ребра главных балок Б4, план



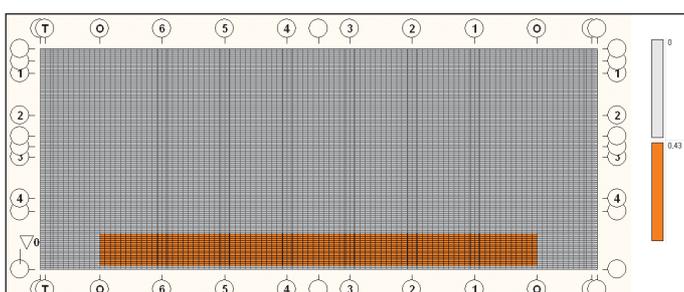
Поверхность влияния изгибающего момента в сечении стержневого элемента ребра главных балок Б3, виды с фасада и торца пролетного строения



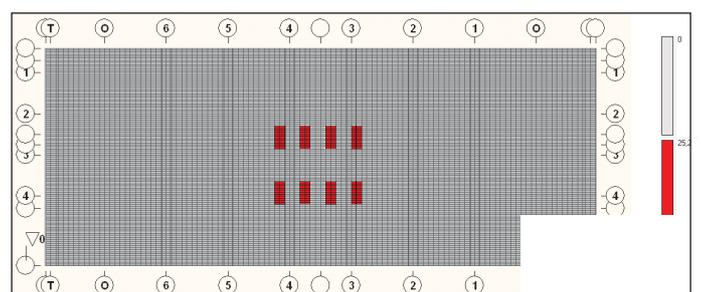
Загрузка 7, нагрузки от А14 по варианту 1 для главных балок Б3, Б4



Загрузка 9, нагрузки от А14 по варианту 2 для главных балок Б3, Б4



Загрузка 11, нагрузки от пешеходов по варианту 1



Загрузка 12, нагрузки от Н14 по варианту 3 для главных балок Б3, Б4

Схема нагружений – вариант 3:

Для получения экстремальных показателей напряженно-деформированного состояния системы, на которую действуют несколько нагружений, при расчете конструкций каждого пролетного строения вычисляются комбинации нагружений.

При расчете пролетных строений полной длины 26,75 м вычисляются 14 комбинаций нагружений, которые состоят из двух групп по 7 комбинаций каждая:

- первая группа включает комбинации (1-7) с расчетными значениями нагрузок для расчетов по предельным состояниям первой группы;
- вторая группа включает комбинации (8-14) с нормативными значениями нагрузок для расчетов по предельным состояниям второй группы.

Комбинации нагружений 1 и 8 учитывают постоянные нагрузки, действующие на конструкции пролетных строений на стадии возведения (реконструкции):

- нагружение 1 – собственный вес основных несущих конструкций;
- нагружение 2 – собственный вес конструкций усиления на стадии возведения (реконструкции).

Комбинации нагружений 2-7 и 9-14 учитывают постоянные нагрузки, действующие на конструкции пролетных строений на стадии эксплуатации:

- нагружение 3 – собственный вес конструкций усиления на стадии эксплуатации;
- нагружение 4 – вес мостового полотна;
- нагружение 5 – вес барьерного ограждения;
- нагружение 6 – вес парапетов.

Комбинации нагружений 2 и 9 учитывают временные нагрузки, действующие на конструкции пролетных строений на стадии эксплуатации по варианту 1 схемы нагружений и вызывающие экстремальные значения изгибающих моментов в поперечных сечениях, расположенных в середине пролетов главных балок 3 и 4:

- нагружение 7 – от подвижного состава А14;
- нагружение 11 – от пешеходов на тротуарах.

Комбинации нагружений 3 и 10 учитывают временные нагрузки по варианту 2 схемы нагружений для главных балок 3 и 4:

- нагружение 9 – от подвижного состава А14.

Комбинации нагружений 4 и 11 учитывают временные нагрузки по варианту 3 схемы нагружений для главных балок 3 и 4:

- нагружение 12 – от подвижного состава Н14.

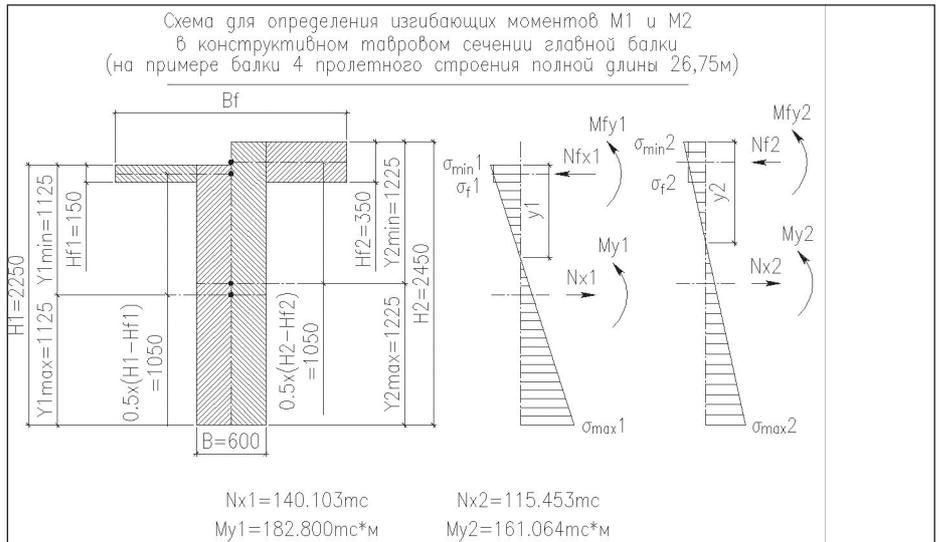


Схема для определения изгибающих моментов в конструктивном тавровом сечении главной балки

Согласно техническому заданию, было необходимо создать условия безостановочного движения транспорта по автодорожному переходу в двух направлениях с обеспечением безопасной и беспрепятственной работы сотрудников Ивановской ГЭС

Комбинации нагружений 5 и 12 учитывают временные нагрузки по варианту 1 схемы нагружений для главных балок 1 и 2:

- нагружение 8 – от подвижного состава А14;
- нагружение 11 – от пешеходов на тротуарах.

Комбинации нагружений 6 и 13 учитывают временные нагрузки по варианту 2 схемы нагружений для главных балок 1 и 2:

- нагружение 10 – от подвижного состава А14.

Комбинации нагружений 7 и 14 учитывают временные нагрузки по варианту 3 схемы нагружений для главных балок 1 и 2:

- нагружение 13 – от подвижного состава Н14.

Расчеты конструкций пролетных строений выполняются с использованием программного комплекса SCAD версии 7.31R5 в следующей последовательности:

1. По соответствующим комбинациям нагружений определяются значения внутренних усилий в прямоугольном сечении стержневого конечного элемента главной балки в середине пролета:

- $N_x$  – продольной силы,
- $M_y$  – изгибающего момента.

Для получения изгибающих моментов  $M_1$  и  $M_2$  в конструктивном тавровом сечении главной балки и определения ширины полки используются следующие гипотезы: равнодействующая мембранных сил в конечных элементах оболочки плиты проезжей части  $N_{fx}$  уравнивает нормальную силу  $N_x$  в стержневом конечном элементе балки и приложена в центре плиты, деформация конструктивного таврового сечения главной балки определяется на основе линейной эпюры напряжений в прямоугольном сечении стержневого конечного элемента, то есть применяется подход, основанный на гипотезе плоских сечений.

Тогда изгибающие моменты  $M_1$  ( $M_2$ ) и ширина  $B_f$  полки таврового сечения вычисляются по формулам:

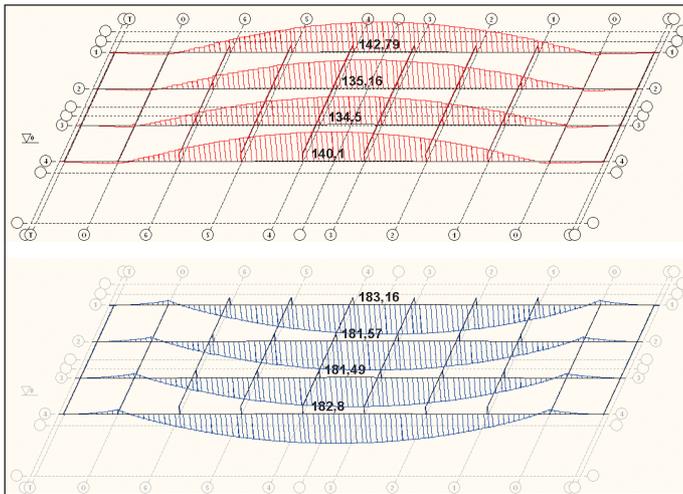
$$M_1(M_2) = M_y + N_x \cdot \frac{H - H_f}{2} + N_x \cdot \frac{H_f^2}{6 \cdot (H - H_f) - \frac{N_x \cdot H^2}{M_y}}$$

$$B_f = \frac{N_x \cdot B \cdot H^3}{M_y \cdot \left( 6 \cdot (H - H_f) - \frac{N_x \cdot H^2}{M_y} \right)} + B$$

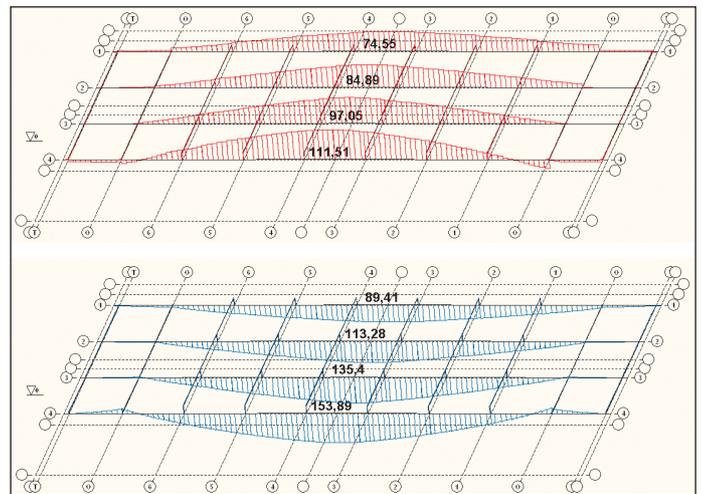
2. Экстремальные расчетные изгибающие моменты  $M$  вычисляются по формуле:

$$M = M_1 + M_{2max} \cdot \frac{I_1 \cdot y_{2max}}{I_2 \cdot y_{1max}}$$

3. Производится оценка несущей способности.



Эпюры внутренних усилий  $N_x$  и  $M_y$  в сечениях стержневых элементов ребер главных балок по комбинации нагрузок 1



Эпюры внутренних усилий  $N_x$  и  $M_y$  в сечениях стержневых элементов ребер главных балок по комбинации нагрузок 2

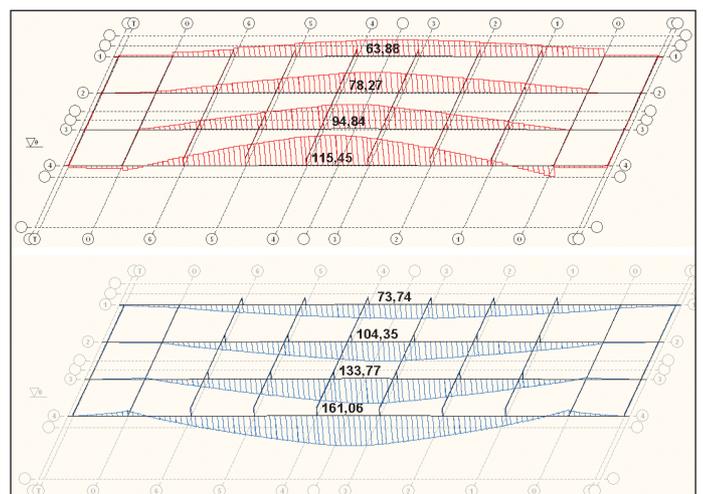
Таблица результатов расчета

Усилия и напряжения элементов при комбинации нагрузок, т, м								
Номер эл.	Номер сечен.	Номер комб.	Усилия и напряжения				MIII <sub>max</sub>	M
			N	My	MI, MII	MIII <sub>max</sub>		
Б4 (14221)	1	1	140,103	182,8	330,270			
		2	111,512	153,892	272,635			
		3	115,453	161,064	283,994	283,994	554,732	
		4	99,6419	139,303	245,396			
		8	127,493	166,348	300,545			
		9	90,2827	124,609	220,746			
Б3 (14387)	1	1	134,501	181,486	323,054			
		2	97,049	135,399	238,733			
		3	94,836	133,768	234,738	238,733	511,743	
		4	79,9274	112,07	197,171			
		8	122,396	165,152	293,979			
		9	78,6371	109,734	193,464			
Б2 (14553)	1	1	135,163	181,567	323,833			
		5	85,8725	114,862	206,325			
		6	87,6507	118,433	211,782	211,782	491,220	
		7	74,3975	99,849	179,088			
		8	122,998	165,226	294,687			
		12	69,6066	93,1317	167,270			
Б1 (14716)	1	1	142,793	183,164	333,468			
		5	77,0238	93,6804	175,786			
		6	87,6883	112,796	206,223	206,223	496,461	
		7	73,2159	94,3603	172,366			
		8	129,942	166,679	303,456			
		12	62,4237	75,9768	142,519			
M <sub>ult</sub> =							651,51	

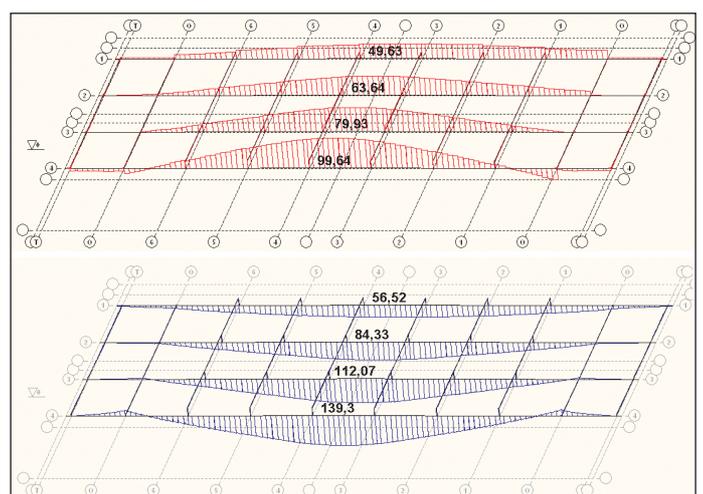
Сопоставление экстремальных расчетных изгибающих моментов в сечениях главных балок в середине пролета с предельными изгибающими моментами, воспринимаемыми сечениями, показывает, что несущая способность пролетных строений 2-8 при принятых методах реконструкции достаточна для пропуска современных нагрузок А14 и Н14 без ограничений:

$$M = 554.73 \text{ тс}\cdot\text{м} < M_{\text{ult}} = 651.51 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

Георгий Едигаров  
ООО НПФ "СКАД СОФТ"



Эпюры внутренних усилий  $N_x$  и  $M_y$  в сечениях стержневых элементов ребер главных балок по комбинации нагрузок 3



Эпюры внутренних усилий  $N_x$  и  $M_y$  в сечениях стержневых элементов ребер главных балок по комбинации нагрузок 4