

Расчет балки по изгибающим моментам:

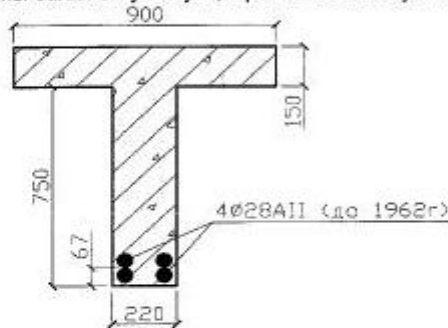
Расчет обеспеченности несущей способности балки для восприятия проектных усилий.

Требуется проверить несущую способность продольной балки в составе конструкции моста по нормальному сечению на действие изгибающего момента и при необходимости запроектировать усиление путем внешнего армирования углепластиком.

Максимальное значение изгибающего момента балки, полученное по результатам расчета в СКАД $M_{ult} = 77.33 \text{ т*м}$.

Сечение балки принимаем тавровым. Полкой рассматриваемого сечения является фрагмент плиты, работающий на изгиб совместно со стенкой. Значение ширины полки, вводимое в расчет принято по п. 6.2.12 СП-52-101-2003 и равно шести толщинам полки.

Параметры продольного рабочего армирования растянутой зоны балки взяты из результатов контрольных вскрытий. Поскольку информация об армировании сжатой зоны балки отсутствует, в расчете оно не учитывается.



Высота сечения $h = 900 \text{ мм} = 90.0 \text{ см}$.
 Толщина защитного слоя бетона $a = 63 \text{ мм} = 6.3 \text{ см}$.
 Расчетная высота сечения $h_0 = h - a = 900 - 63 = 837 \text{ мм} = 83.7 \text{ см}$.
 Ширина полки $b_f = 900 \text{ мм} = 90.0 \text{ см}$.
 Толщина полки $h_f = 150 \text{ мм} = 15.0 \text{ см}$.
 Толщина стенки $b = 220 \text{ мм} = 22.0 \text{ см}$.
 Используемая арматура: 4 стержней $\phi 28 \text{ мм АII}$ в растянутой зоне и
 Площадь арматуры в растянутой зоне $A_s = 24.64 \text{ см}^2$.
 Расчетное сопротивление растянутой арматуры $R_s = 2400 \text{ кг/см}^2 = 235.00 \text{ МПа}$.
 Используемый бетон В25 с расчетным сопротивлением сжатию $R_b = 148 \text{ кг/см}^2$.
 $M^{proj} = 7733000.00 \text{ кг*см} = 773.30 \text{ кН*м} = 77.33 \text{ т*м}$.

Расчет балки по нормальным сечениям.

Поскольку условие $R_s A_s \leq R_b b_f h_f$ выполняется

$$(2400 * 24.64 \leq 148.00 * 90.00 * 150.00, \text{ т.е.}$$

$$59136.00 \leq 1998000.00),$$

значение M_{ult} определяют по п. 6.2.10 СП-52-101-2003 как для прямоугольного сечения шириной b_f .

$$\text{Высота сжатой зоны } x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = (2400 * 24.64) / (148.00 * 90.0) =$$

$$= 4.4396 \text{ см}$$

$$\text{Коэффициент запаса } \gamma = 1.00$$

$$\text{Относительная высота сжатой зоны бетона } \xi = \frac{x}{h_0} = 4.44 / 83.7 = 0.0530$$

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны численно равно:

$$\xi_A = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{700}} = 0.5989 \quad x < \xi_A h_0$$

Максимальный момент, который балка выдержит без разрушения

$$M_{ult} = R_b A_s (h_0 - 0.5x) = 2400 * 24.64 * (83.7 - 0.5 * 4.4396) =$$

$$4818411.94 \text{ кг*см} = 48.18 \text{ т*м}$$

$M_{ult} < M^{proj}$ прочность сечения не обеспечена. Недостаток 37.7 %

Требуется усиление.

Подбор сечения усиливающих элементов балки под проектные усилия:

Подбор требуемого сечения усиливающих элементов из углепластика выполнялся итерационным методом. Первоначально принималось усиление балки наклейкой одной ленты и проводился расчет несущей способности по изгибающему моменту с его учетом. Затем, в каждом последующем шаге итерации количество лент увеличивалось до тех пор, пока несущая способность сечения с учетом усиливающих элементов стала достаточной для восприятия требуемого значения изгибающего момента от внешней нагрузки. Ниже приведена результирующая итерация.

Требуемое значение изгибающего момента балки $M_{ит} = 77.33 \text{ т} \cdot \text{м}$.

Для усиления в растянутой зоне балки (нижн. и боков. грани) наклеиваем $n=3$ слоя углеродной ткани шириной 260 мм с 2 -я лентами в одном слое и дополнительно еще одну ленту по нижней грани балки.

Ширина лент принята 260 мм , а не 300 мм по причине того, что в центре пролета балки (в зоне максимального значения изгибающего момента) к ней примыкает поперечная диафрагма высотой 600 мм , которая не позволяет выполнить наклейку без подрезки лент на 40 мм .

Расчетный модуль упругости $E_f = E_n = 240\,000 \text{ МПа}$.

Нормативная прочность на растяжение ФАП $R_f = 3155 \text{ МПа}$.

Предельная деформация растяжения $\varepsilon_f = \frac{R_f}{E_f} = \frac{3155}{240\,000} = 0.0131$

Коэффициент надежности по материалу для расчета по предельным состояниям первой группы $\gamma_f = 1.10$

Коэффициент условия работы $C_s = 0.80$

Расчетная прочность на растяжение ФАП с учетом коэффициентов надежности и

$$R_{\rho} = \frac{C_s R_f}{\gamma_f} = \frac{0.80}{1.10} \cdot 3155 = 2294.55 \text{ МПа}$$

Расчетная деформация растяжения:

$$\varepsilon_{\rho} = \frac{C_s \varepsilon_f}{\gamma_f} = \frac{0.80}{1.10} \cdot 0.0131 = 0.00956$$

Поверхностная плотность углеродной ленты равна 0.188 кг/м^2 .

Плотность углерода равна 1800.0 кг/м^2 .

Приведенная толщина сечения углерода равна $\frac{0.19}{1800.0} = 0.00010 \text{ м} = 0.0104 \text{ см} = 0.104 \text{ мм}$.

Проверка условия для отслаивания.

Коэффициент условия работы ФАП равен:

$$k = \begin{cases} \frac{1}{60 \varepsilon_{\rho}} \left(1 - \frac{n E_{\rho} t_{\rho}}{360000}\right) \leq 0.9 & \text{при } n E_{\rho} t_{\rho} \leq 180000 \\ \frac{1}{60 \varepsilon_{\rho}} \left(\frac{9000}{n E_{\rho} t_{\rho}}\right) \leq 0.9 & \text{при } n E_{\rho} t_{\rho} \geq 180000 \end{cases}$$

$$n E_{\rho} t_{\rho} \leq 180000$$

$$n E_{\rho} t_{\rho}$$

$k = 1.38 > 0.9$, поэтому принимаем окончательно $k = 0.9$
Поскольку начальные деформации бетона не учитываются, то

$$\varepsilon_{\rho} = k_{\alpha} \varepsilon_{\rho} = 0.90 \cdot 0.00956 = 0.0086$$

Допустимый уровень напряжений в ФАП определяется по закону Гука:

$$\sigma_{\rho} \leq E_f \varepsilon_{\rho}$$

$$\sigma_{\rho} = 240000 \cdot 0.0086 = 2065.09 \text{ МПа}$$

Расчетная прочность углеткани $R_{\rho} = \sigma_{\rho} = 2065.09 \text{ МПа} = 21\,050.88 \text{ кг/см}^2$

Определение предельного значения относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\alpha = 0.85$$

$$\omega = \alpha - 0.008 R_{\rho} = 0.85 - 0.008 \cdot 11\,50 = 0.758$$

$$\varepsilon_{sw} = 0.002$$

$$\xi_{Rf} = \frac{\omega}{1 + \frac{R_f}{\varepsilon_{sw} E_f} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.758}{1 + \frac{2065.09}{0.002 \cdot 240000} \left(1 - \frac{0.758}{1.1}\right)} = 0.3243$$

Площадь сечения внешней арматуры

$$A_f = n_f b_f t_f = 3 \cdot 520 \cdot 0.1044 = 162.933 \text{ мм}^2 = 1.6293 \text{ см}^2$$

Если $\xi < \xi_{Rf} < \xi_R$, то $x = \frac{R_{\rho} A_f + R_s A_s - R_{sc} A_s}{R_s b}$
 $M_{sw} = A_f R_{\rho} (h - 0.5x) + A_s R_s (h_0 - 0.5x) + A'_s R'_{sc} (0.5x - a')$

Если $\xi_{Rf} < \xi < \xi_R$, то $x = \frac{\sigma_f A_f + R_s A_s - R_{sc} A_s}{R_s b}$
 $M_{sw} = A_f \sigma_f (h - 0.5x) + A_s R_s (h_0 - 0.5x) + A'_s R'_{sc} (0.5x - a')$

Если $\xi_{Rf} < \xi_R < \xi$, то $x = \frac{\sigma_f A_f + \sigma_s A_s - R_{sc} A_s}{R_s b}$
 $M_{sw} = A_f \sigma_f (h - 0.5x) + A_s \sigma_s (h_0 - 0.5x) + A'_s R'_{sc} (0.5x - a')$

$$\xi = 0.0530$$

$$\xi_{Rf} = 0.3243$$

$$\xi_R = 0.5989$$

$$x = 7.01 \text{ см} = 70.15 \text{ мм}$$

$$M_{f_{sw}} = 1\,673\,468.58 \text{ кг} \cdot \text{см} = 16.73 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_{f_{sw}} = 1\,563\,093.28 \text{ кг} \cdot \text{см} = 15.63 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_{s} = 4\,742\,274.57 \text{ кг} \cdot \text{см} = 47.42 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_{ult} = 7\,978\,836.43 \text{ кг} \cdot \text{см} = 79.79 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$M_{проект} = 7\,733\,000.00$ кг*см = 77.33 т*м.

$M_{факт} < M_{проект}$ прочность сечения обеспечена. Запас 3.2 %

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил

Расчет балки по полосе между наклонными сечениями.

$h =$	90.0	см, высота сечения;
$b =$	22.0	см, ширина сечения;
$a =$	6.3	см, расстояние от пов-ти сечения до ц.т. арматуры;
$R_b =$	148.00	кг/см ² , расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы;

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия:

$$Q \leq \varphi_{н} R_b b h_0, \text{ где}$$

$\varphi_{н1} = 0.3$

$h_0 = 83.7$ см

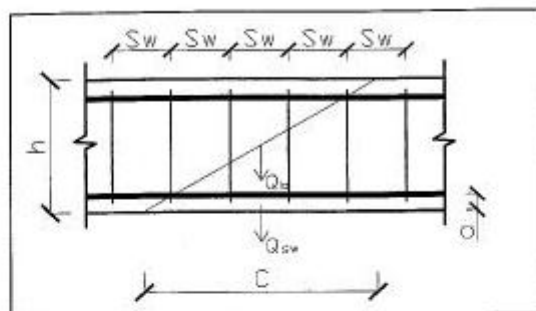
$Q_{факт} = 81\,758.16$ кг

$Q_{треб} = 28\,950.00$ кг

Прочность сечения обеспечена,

запас 182.41 %

Расчет балки по наклонным сечениям на действие поперечных сил.



h =	90.0	см, высота сечения;
b =	22.0	см, ширина сечения;
a =	6.3	см, расстояние от пов-ти сечения до ц. т. арматуры;
d _{sw} =	1.4	см, диаметр арматуры хомутов;
N =	2	количество ветвей в хомутах;
S _{sw} =	20.0	см, шаг хомутов.
R _{bt} =	10.50	кг/см ² , расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы;
R _b =	148.00	кг/см ² , расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы;
R _{sw} =	1 600	кг/см ² , расчетное сопротивление арм-ры хомутов растяжению для предельных состояний первой группы.

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия:

$$Q_{sw} = Q_b + Q_{sw}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении равна

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_b b h_0^2}{c} = 14\ 711.95 \quad \text{кг,}$$

где коэффициент φ_{b2} принимается равным 1.5 , а длину проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента равной 185.0 см, (не более $2h_0 = 167.4$ см).

Проверим условие: $0.5 R_{bt} b h_0 \leq Q_b \leq 2.5 R_{bt} b h_0$

$$9\ 667.35 \leq 14\ 711.95 \leq 48\ 336.75$$

условие выполняется, => принимаем $Q_b = 14\ 711.95$ кг.

Усилие для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c = 30\ 464.28 \quad \text{кг, где } \varphi_{sw} = 0.75$$

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w} = 246.18 \quad \text{кг/см, где } A_{sw} - \text{площадь поперечного}$$

сечения арматуры одного хомута, равная 3.08 см².

Поперечная сила, воспринимаемая наклонным сечением равна

$$Q_{sw} = Q_b + Q_{sw} = 45\ 176.23 \quad \text{кг.}$$

$$Q_{проект} = 28\ 950.00 \quad \text{кг.}$$

Прочность сечения обеспечена, запас 56.05 %