

УДК: 624.154-624.131

**ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ
НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ТАВРОВЫХ БАЛОК МОСТОВ,
УСИЛЕННЫХ ВЫСОКОПРОЧНЫМИ КОМПОЗИЦИОННЫМИ
МАТЕРИАЛАМИ**

Ахмедов Шерзод Баходирович

Доцент Ташкентского Государственного Университета Транспорта, PhD

Насвалиев Нозимжон Каримжон ўғли

Магистр Ташкентского Государственного Университета Транспорта

<https://doi.org/10.5281/zenodo.6527482>

***Аннотация.** В статье отражены результаты исследований несущей способности тавровых железобетонных балок, усиленных высокопрочными тканевыми углепластиковым волокнистым полимером в зоне действия поперечных сил. Оценка их сопротивления при срезе проводилась в зависимости от содержания продольной рабочей арматуры, отношения пролета среза к рабочей высоте сечения, интервала, количества и ориентации приклеиваемых полос усиливающего волокнистого полимера.*

***Ключевые слова:** прочность, поперечный изгиб, углепластиковый волокнистый материал, углепластик, тавровые железобетонные балки, усиление.*

**PRACTICAL RECOMMENDATIONS FOR THE CALCULATION OF THE
STRENGTH OF SLOPED SECTIONS OF BRIDGE T-BEAMS
REINFORCED WITH HIGH-STRENGTH COMPOSITE MATERIALS**

***Abstract.** The article reflects the results of studies of the bearing capacity of reinforced concrete tee beams reinforced with high-strength fabric carbon fiber polymer in the area of transverse forces. The evaluation of their shear resistance was carried out depending on the content of the longitudinal working reinforcement, the ratio of the shear span to the working height of the section, the spacing, the number and orientation of the bonded strips of the reinforcing fibrous*

polymer.

Keywords: *strength, transverse bending, carbon fiber material, carbon fiber, reinforced concrete tee beams, reinforcement.*

Объемы реконструкции и усиления конструкций сооружений ежегодно неуклонно возрастают. Одной из главных задач при этом является обеспечение работоспособности железобетонных конструкций, полностью или частично сохраняемых при реконструкции сооружений. В последние годы для усиления таких конструкций широко используются тканевые композитные материалы из тонких волокон высокой прочности, работающих в составе матрицы из полимерной смолы. Такое усиление требуется для увеличения несущей способности, жесткости и сейсмостойкости железобетонных конструкций.

Применение новой технологии усиления поврежденных железобетонных балок в свою очередь требует совершенствования конструктивных решений и расчета прочности усиленных железобетонных балок. Следует отметить, что методы усиления железобетонных конструкций, разрушающихся от среза являются более сложными, чем при изгибе. Несмотря на большое количество проведенных исследований, проблема сопротивления железобетонных элементов действию среза все ещё далека от решения. Из-за большого числа и сложности факторов, влияющих на поведение железобетонных элементов при срезе, построение соответствующей объемлющей теории связано с большими трудностями. Это обстоятельство долгое время усугублялось преобладанием эмпирического подхода к решению проблемы без углубленного изучения фундаментальных механизмов и процессов, определяющих сопротивление элементов действию поперечных сил [1-3]. Анализ проведенных исследований показывает, что экспериментальные данные по распределению напряжений в железобетонных балках в стадии после образования нормальных и

наклонных трещин весьма ограничены и положены в основу эмпирического подхода при определении формы эпюр нормальных и касательных напряжений над наклонной трещиной. При этом рассматривается условие равновесия внутренних и внешних сил.

В работе приведена методика расчета наклонных сечений усиливаемых железобетонных тавровых балок внешним армированием высокопрочными композиционными материалами (ВКМ) на основе углеродных, арамидных и стеклянных волокон.

В основу расчета положены рекомендации Руководства по усилению конструкций [58], исследования, проведенные автором [46] и результаты многочисленных зарубежных экспериментальных исследований [35, 67–69].

Характеристики бетона и арматуры при отсутствии в них повреждений принимаются в соответствии со СНиП 52-101-2003 [61].

При наличии результатов обследования усиливаемых конструкций назначение характеристик бетона и арматуры производят с учетом требований СП 13-102-2003 [60] и СП 52–101–2003 [59].

Системы ВКМ могут быть использованы для усиления наклонных к продольной оси сечений. Усиление достигается наклеиванием ВКМ в поперечном направлении к оси элемента или перпендикулярно потенциальным трещинам в опорном сечении.

На рис. 1. приведены основные схемы наклейки, используемые при усилении наклонных сечений. Для балок в основном используется наклейка ФАП с трех или двух сторон элемента.

Номинальная прочность наклонных сечений элемента, усиленного системой ВКМ, должна превышать требуемую прочность. В общем виде условие прочности наклонных сечений элемента, усиленного ФАП записывается так:

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} + \psi_f Q_f \quad (1)$$

ψ_f – коэффициент запаса, зависящий от схемы наклейки ВКМ.

Коэффициент запаса, зависящий от схемы наклейки ВКМ для полностью обернутых элементов $\psi_f=0,95$, а для трехсторонних U-образных хомутов или приклеенных к наружной поверхности слои $\psi_f=0,85$.

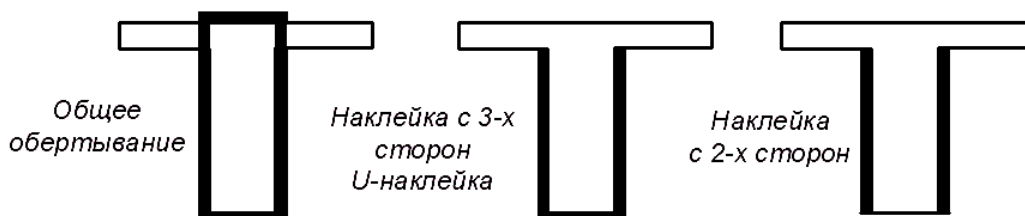


Рис. 1. Схемы наклейки ВКМ при усилении наклонных сечений

Рисунок 2. иллюстрирует параметры, которые используются для вычисления прочности наклонных сечений с учетом ВКМ. Вклад системы ВКМ в увеличение прочности на сдвиг элемента основан на работе соответствующего направления фибры по отношению к предполагаемой траектории трещины.

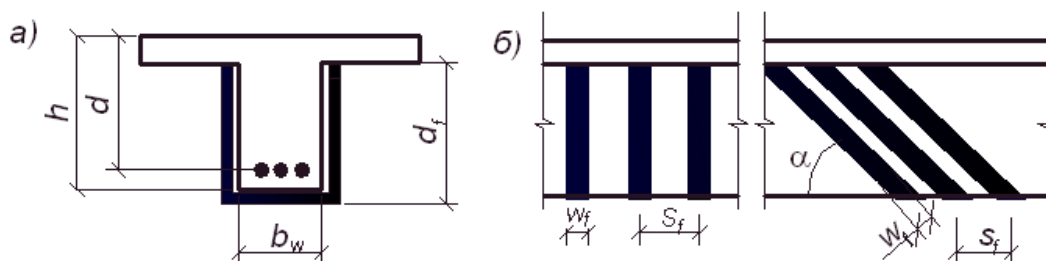


Рис. 2. Размещение хомутов из ВКМ для усиления наклонных сечений

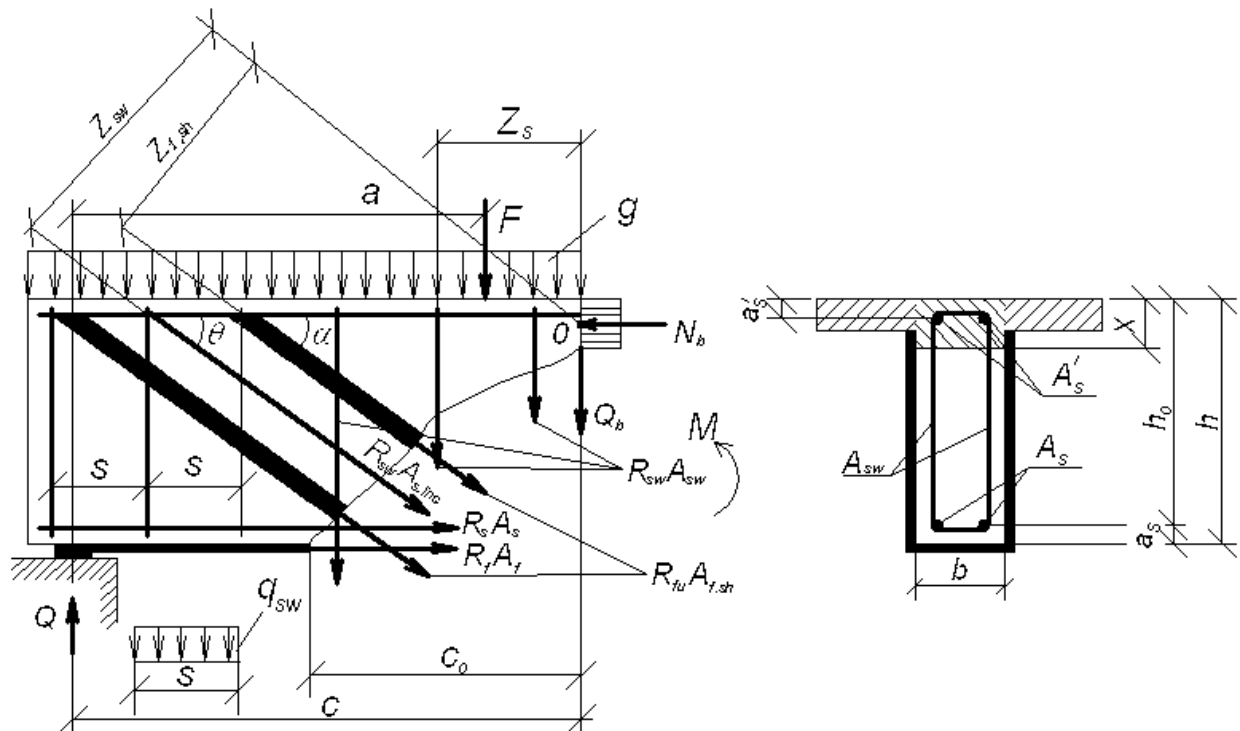


Рис. 3. Расчетная схема при расчете наклонного сечения на поперечную силу и изгибающий момент

После подбора сечения усиливающей накладкой необходима проверка обеспечения несущей способности сечений:

- наклонных к продольной оси элемента на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами,
- на действие поперечной силы по наклонной трещине,
- на действие изгибающего момента по наклонной трещине.

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят по выражению {6.65 [59]}:

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0 \quad (2)$$

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил осуществляется по {п. 6.2.34 [59]} с учетом следующих дополнений.

Общее условие прочности (рис. 3):

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_{f,sh} = Q_b + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta + Q_{f,sh} \quad (3)$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении Q_b , определяется по {п. 6.67 [59]}:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (4)$$

$$0,5 R_{bt} b h_0 < Q_b < 2,5 R_{bt} b h_0. \quad (5)$$

Усилие Q_{sw} , воспринимаемое поперечной стальной арматурой, нормальной к продольной оси элемента определяется по выражению {6.68 [59]}:

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c, \quad (6)$$

$$\text{где } q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}; c \leq 2h_0.$$

Усилие Q_f , воспринимаемое хомутами из ВКМ, согласно Руководство [58] и АСІ 440 [67] определяется из выражения:

$$Q_f = \frac{A_{f,sh} \sigma_{fu} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{s_f}, \quad (7)$$

$$\text{где } A_{f,sh} = 2n t_f w_f. \quad (8)$$

Растягивающие напряжения в арматуре ВКМ в предельном состоянии прямо пропорциональны достигнутому уровню деформации:

$$\sigma_{fu} = \varepsilon_{fe} E_f. \quad (9)$$

В зависимости от схемы наклейки поперечных хомутов вводятся ограничения на величину деформаций ВКМ.

Для железобетонных колонн и балок, обернутых системой ФАП вкруговую, может наблюдаться потеря сцепления с бетоном при деформации в ФАП меньше предельной. Для предупреждения этого типа разрушения необходимо ограничить используемую при проектировании максимальную деформацию до 0,4%:

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75\varepsilon_{ft}. \quad (10)$$

Для системы ВКМ, не охватывающей все сечение (двух и трехсторонние хомуты) расчетная деформация вычисляется с использованием коэффициента запаса по сцеплению k_v :

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{ft} \leq 0,004. \quad (11)$$

Коэффициент запаса по сцеплению является функцией от прочности бетона, типа схемы наклейки и жесткости ВКМ. Этот коэффициент можно вычислить с помощью выражений (5.133) – (5.136):

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_f}{11,900 \varepsilon_{ft}} \leq 0,75. \quad (12)$$

Параметр L_f определяется из выражения (5.42):

$$L_f = \frac{23,300}{(n t_f E_f)^{0,58}}. \quad (13)$$

Коэффициенты k_1 и k_2 , учитывающие прочность бетона и тип схемы наклейки определяются из выражений:

$$k_1 = \left(\frac{R'_b}{27} \right)^{\frac{2}{3}}; \quad (14)$$

$$k_2 = \frac{d_f - L_f}{d_f} - \text{ для U-образных хомутов, } \quad (15)$$

$$а \quad k_2 = \frac{d_f - 2L_f}{d_f} - \text{ для двухсторонних.}$$

Усилие Q_f , воспринимаемое хомутами из ВКМ, согласно Khalifa [68] определяется из выражения:

$$Q_f = A_f R_{fe} \frac{(\sin \beta + \cos \beta)}{s_f} d_f \quad (16)$$

где $R_{fe} = KR_{fu}$

Предложенный коэффициент снижения (K) зависит в основном от вида разрушения. Коэффициент снижения должен быть принят как наименьшее значение следующих уравнений.

$$\kappa_1 = 0,5622(\rho_f E_f)^2 - 1,2188(\rho_f E_f) + 0,778 \quad (17)$$

$$K_2 = \frac{(R_{cu}')^{2/3} w_f}{\varepsilon_{fu} d_f} [738,93 - 4,06(t_f E_f)] \times 10^{-6} \quad (18)$$

Значение w_{fe} вычислено следующим образом:

если полоса ВКМ находится в форме U-обертки без концевого анкера,

то:

$$w_f = d_f - L_f \quad (19)$$

если полоса ВКМ приклеена только на боковой поверхности балки

$$w_f = d_d - 2L_f \quad (20)$$

$$\kappa_3 = \frac{0,006}{\varepsilon_{fu}} \quad (21)$$

Усилие Q_f , воспринимаемое хомутами из ФАП, согласно Triantafillou [69] определяется из выражения:

$$Q_f = \frac{0,9}{\gamma_f} \rho_f E_f \varepsilon_{fe} b_w d_f (1 + \operatorname{ctg} \beta) \sin \beta \quad (22)$$

где, γ_f – частичный запас прочности для полосы ВКМ в одноосном напряженном состоянии (принят 1,15 для полосы ВКМ).

$$\varepsilon_{fe} = 0,0119 - 0,0205(\rho_f E_f) + 0,0104(\rho_f E_f)^2 \quad \text{при } 0 \leq \rho_f E_f < 1 \text{ ГПа} \quad (23)$$

$$\varepsilon_{fe} = -0,00065(\rho_f E_f) + 0,00245 \quad \text{при } \rho_f E_f > 1 \text{ ГПа} \quad (24)$$

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов производят из условия (рис.3):

$$\begin{aligned} M &\leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc} + M_{f,sh} = \\ &= R_s A_s Z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} Z_{sw} + \Sigma R_{s,inc} A_{s,inc} Z_{s,inc} + \Sigma R_{f,sh} A_{f,sh} Z_{f,sh}, \end{aligned} \quad (25)$$

где: M_s, M_{sw} – определяются по {п. 6.2.35 [59]}:

$$M_s = R_s A_s Z_s, \quad (26)$$

$$M_{sw} = 0,5 Q_{sw} c, \quad (27)$$

$$M_{f,sh} = 0,5 Q_f c. \quad (28)$$

В связи с расположением хомутов из ВКМ в зоне анкеровки ВКМ продольного направления, усилия в последнем в расчетах не учитываются.

Заключение

1. Несмотря на усилия многочисленных исследователей методы расчета прочности предварительно-напряжённых железобетонных изгибаемых элементов по наклонным сечениям, как в отечественных нормах, так и за рубежом остаются несовершенными.

2. Выявление и уточнение влияния перечисленных факторов даст возможность ответить на многие нерешенные вопросы, выявить действительную работу изгибаемых элементов по наклонным сечениям и уточнить методику расчета.

3. Выше мы показали, что на основе общей расчетной модели, включающей уравнения равновесия моментов, продольных и поперечных сил с привлечением условия деформирования, в принципе, можно получить

достаточно простые расчетные зависимости для оценки прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям. Однако при этом, как было показано, приходится включить в расчет приближенные, достаточно условные приемы и подходы.

4. Полученная методика позволяет оценивать прочность железобетонных элементов по бетону над наклонной трещиной на действие поперечных сил и по растянутой продольной арматуре, пересекающей наклонную трещину, на действие момента для элементов без поперечной арматуры и с поперечной арматурой.

5. При расчете железобетонных элементов на действие поперечных сил учитываются основные параметры, присутствующие в приведенных выше нормативных документах: относительная длина проекции наклонного сечения c/h_0 , относительное содержание продольной арматуры A_s/bh_0 относительная величина момента M/z . Тем самым представленная модель позволяет заменить эмпирические зависимости, присутствующие в различных нормативных документах. Что касается эмпирической зависимости, присутствующей в отечественных нормативных документах, выраженной через относительную длину проекции наклонного сечения c/h_0 , то эта модель позволяет дополнить нормативную зависимость влиянием относительного содержания продольной арматуры A_s/bh_0 и относительного момента M/z , что в целом отвечает экспериментальным данным.

6. Безусловно, рассмотренная модель требует дальнейшего развития, уточнения и корректировки. В первую очередь она должна быть приведена в соответствии с экспериментальными данными путем уточнения прочности бетона над наклонной трещиной, высоты зоны бетона над наклонной трещиной, нагельного сопротивления продольной арматуры, сил зацепления по берегам наклонной трещины. Тем не менее, эта модель, в силу своей простоты и физического содержания, является более привлекательной по сравнению с эмпирическими зависимостями, содержащимися в приведенных

выше нормативных документах. Она может также служить обоснованием или показывать необходимость корректировки тех или иных эмпирических зависимостей.

7. Рассматривая представленную модель, можно также сделать вывод о нецелесообразности усложнения методики расчета железобетонных элементов на действие поперечных сил в силу невозможности точно оценить основные усилия, действующие в наклонном сечении.

1.Применимость выражения (3) ограничена кубиковой прочностью бетона в пределах 30 – 40 МПа. В таблице приведено сравнение теоретических и экспериментальных данных испытанных образцов. Видно, что предложенное уравнение хорошо аппроксимирует экспериментальные значения и позволяет с достаточной точностью определить несущую способность при срезе образцов усиленных УПВМ.

2.Результаты испытаний показывают, что доля вклада внешнего армирования в несущую способность образца уменьшается с увеличением процента внутреннего армирования стальными стержнями (хомутами). На начальных стадиях загрузки внешнее армирование сдерживало тангенциальное смещение в сечении с трещиной и её раскрытие; они были меньше по сравнению с образцами без внешнего усиления для того же уровня нагрузки. Однако в предельной стадии наблюдалось внезапное увеличение нормальных и касательных смещений по сравнению с образцами без внешнего усиления. Повышение напряжения сдвига усиленных образцов изменяется в пределах 7% – 56% по сравнению с образцами без внешнего усиления (табл.1). В целом жесткость усиленных образцов была выше чем неусиленных, что можно объяснить меньшими деформациями в стальных хомутах при том же уровне нагрузки.

3.Деформация в стальных хомутах усиленных образцов была меньше чем в неусиленных при той же нагрузке. Однако в стадии разрушения, усиленные образцы показали большие деформации, чем неусиленные

образцы. Характер зависимости « $\tau - \delta$ » усиленных и неусиленных спецобразцов примерно одинаков. Предложенное теоретическое выражение для вычисления напряжения сдвига образцов с внешним усилением может использоваться при условии достаточной корреляции с экспериментальными результатами. Для более широкого применения предложенного уравнения необходимы дальнейшие исследования.

Литература:

1. Ашрабов А.А., Раупов Ч.С. Расчетная модель прочности железобетонных балок с учетом усилий и деформаций среза. Ташкент. Проблемы механики. 2005. № 3. с.50-55.
2. J. Jayaprakash, Abdul Aziz A. A., Abang, A A., Ashrablov, A. A. (2004) External Shear Strengthening Strategies of RC Beams with Bi-Directional Carbon Fibre Reinforced Polymer Sheet. Proceedings of International Conference on Bridge and Hydraulic structures, pp 219-224.
3. А. С. ЗАЛЕСОВ, Ю. А. КЛИМОВ. ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ. КИЕВ. «БУДИВЭЛНЬК». 1989. – 105 С.
4. Proceedings of the International Conference of “Integrative Risk Mangement Towards Resilient”, Davos, 2016
5. Axmedov.Sh.B. Strength of rc elements strengthened with external fiber polymerreinforcement // International Journal of Advanced Research in Science, Enjineering and technology.- India, 2019.Vol.6, Isue 9, September 2019. 10851-10856 (ISSN: 2350-0328).
6. Ахмедов Ш.Б., Ашрабов А.А. Прочность мостовых тавровых железобетонных балок, усиленных углепластиковым внешним армированием // “ТАЙИ хабарномаси” илмий-техник журнали. Тошкент: ТАЙЛҚЭИ, 2019. №1, 40-46 б.

7. Ashrakov. A.A. To the research of the contact interactions in the cracks of the reinforced concrete elements // Proceedings of the Russian Academy of Architecture and Construction, Moscow, 2009, 89-94 c.
8. Ashrakov A.A., Ishonkhodjaev A.O., Raupov Ch.S. On shear force transfer across the cracks in RC elements reinforced with fibre polymer materials // Journal of the Academy of Sciences of Uzbekistan "Problems of mechanics", - Tashkent, -2006. -№5, p. 7-11.
9. SH.B.Axmedov., Ashrakov. A. A. On sheer force transfer across the cracks in RC elements // Журнал АН РУз «Проблемы механики», -Ташкент, - 2016. -№4, p. 25-29.
10. Ashrakov A. A., J. Jayaprakash. Rehabilitation of Pre-cracked RC Push-off Specimens with CFRP Fabrics. First International Conference on Advances in Bridge Engineering, Brunel University, 26th - 28th June 2008, West London, UK, pp. 309 – 312.
11. Millard S. G., Johnson R. P. Shear Transfer Across Cracks in Reinforced Concrete due to Aggregate Interlock and Dowel Action. Mag. Conc. Res. 36, №126, Mar. 1984, pp. 9 – 21.