РУКОВОДСТВО ПО УСИЛЕНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ КОМПОЗИТНЫМИ МАТЕРИАЛАМИ

Содержание

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Настоящее Руководство разработано в развитие Свода Правил СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» [4].

В Руководстве приведена методика расчета усиливаемых железобетонных конструкций внешним армированием композиционными материалами на основе углеродных, арамидных, базальтовых и стеклянных волокон (фиброармированными системами, далее ФАС).

Основные положения настоящего Руководства распространяются на:

- железобетонные конструкции, не имеющие повреждений, но требующие усиления в связи с увеличивающимися в результате реконструкции (в т.ч. перепрофилирования) сооружений расчётными эксплуатационными нагрузками или из-за изменения схем работы конструктивных элементов зданий и сооружений;

- железобетонные конструкции, поврежденные в ходе эксплуатации ("отстрел" защитного слоя, коррозия арматуры и бетона, наличие трещин, непроектных прогибов, и т.д.) с целью восстановления их эксплуатационных свойств и повышения долговечности.

В Руководстве рассматривается усиление конструкций композиционными материалами как заводского изготовления (ламинаты), так и создаваемыми непосредственно на строительном объекте из тканей (лент, холстов) за счёт пропитки и наклейки их специальными полимерными составами (в основном на эпоксидной основе).

В основу разработки настоящего Руководства положен опыт проектирования и выполнения работ по усилению конструкций ООО «ИнтерАква» [8, 12, 13, 14, 15, 19], исследования, проведенные в НИИЖБ [16], результаты многочисленных зарубежных экспериментальных исследований, рекомендации производителей композиционных материалов для усиления строительных конструкций, а также анализ данных практического применения композиционных материалов для усиления строительных конструкций в России и за рубежом.

Единицы физических величин, приведенные в Руководстве: силы выражены в ньютонах (Н) или килоньютонах (кН); линейные размеры - в "мм" (для сечений) или в "м" (для элементов или их участков); напряжения, сопротивления и модули упругости - в мегапаскалях (МПа); распределенные нагрузки и усилия - в кН/м или Н/мм.

Учитывая отсутствие достаточного опыта применения ФАС в России, в Руководстве приведены рекомендации по технологии производства работ.

Руководство разработано ООО «Интераква» (инж. Чернявский В.Л., д.т.н. Хаютин Ю.Г., к.т.н. Аксельрод Е.З.) и НИИЖБ (д.т.н., проф. Клевцов В.А., инж. Фаткуллин Н.В.).

1. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

1.1. Максимальная эксплутационная температура работы системы ФАС не должна превышать температуру стеклования полимерной матрицы и клея (ориентировочно 60-150°С).

1.2. Внешние ФАС используются для продольного и поперечного армирования стержневых элементов, для создания армирующих усиливающих оболочек на колоннах и опорах мостов, эстакад, консолях колонн, для усиления плит, оболочек, элементов ферм и других конструкций.

1.3. Рациональной степенью усиления с помощью системы ФАС является диапазон 10-60% от начальной несущей способности усиливаемой конструкции.

1.4. Система усиления ФАС может применяться, если фактическая прочность на сжатие бетона конструкции составляет не менее 15 МПа. Это ограничение не распространяется на усиление сжатых и внецентренно сжатых элементов горизонтальными обоймами, когда важна только механическая связь обоймы с конструкцией.

1.5. За основной метод расчета принят метод предельных состояний. Расчет конструкций, усиленных ФАС, по первой группе предельных состояний производится во всех случаях. Расчет по второй группе предельных состояний производится только в тех случаях, когда расчетная нагрузка после усиления увеличивается.

1.6. Расчет системы усиления на основе ФАС требует рассмотрения нескольких видов разрушения и предельных состояний усиленного элемента. Поэтому вначале рекомендуется ориентировочно назначить площадь сечения ФАС выбранного типа и затем изменять её в соответствии с результатами проверок соответствующих предельных состояний. Расчеты проводятся итерационно, поэтому желательно применение компьютерных программ для автоматизации вычислений.

1.7. Определение усилий в элементах конструкций производится с учётом данных, полученных при обследовании, предшествующим усилению.

1.8. Использование системы ФАС не останавливает начавшиеся процессы коррозии арматурной стали в бетоне. Поэтому перед усилением конструкции необходимо обработать бетонную поверхность мигрирующим ингибитором коррозии арматурной стали, а при отделении защитного слоя - оголить арматуру и обработать её грунтом-преобразователем ржавчины и затем восстановить защитный слой специальными полимерцементными ремонтными составами, обеспечивающими высокую адгезию к «старому» бетону, предотвращение развития коррозии арматуры.

2. МАТЕРИАЛЫ

2.1. Характеристики бетона и арматуры при отсутствии в них повреждений принимаются в соответствии со СНиП 52-101-2003 [5].

2.2. При наличии результатов обследования усиляемых конструкций назначение характеристик бетона и арматуры производят с учетом требований СП 13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений» [17].

2.3. Для армирования в системе ФАС используются: стекловолокно, арамидные и углеродные волокна. Физико-механические свойства волокон и отвержденных пластиков представлены в справочных Приложениях 5-7.

2.4. Плотность армирующих волокон ФАС находится в пределах 1,2-2,1 г/см^3 (табл. 2.1)

2.5. Коэффициент линейного температурного расширения (к.л.т.р.) ФАС зависит от типа волокна, смолы и объемного содержания волокна. К.л.т.р. для армирующих материалов ФАС в продольном и поперечном направлениях представлены в таблице 2.2.

Таблица 2.1

Плотность армирующих материалов ФАС, используемых для усиления (г/см^3)

Сталь	Стекловолокно	Углеродное волокно	Арамидное волокно
7,9	1,2-2,1	1,5-1,6	1,2-1,5

Таблица 2.2

Коэффициенты температурного расширения армирующих материалов ФАС

Направление	к.л.т.р., 10^{-6}/°C		
Армирующий материал	Стекловолокно	Углеродное волокно	Арамидное волокно
Продольное, α_L	6-10	От -1 до 0	От -6 до -2
Поперечное, α_T	19-23	22-50	60-80

Для справки: к.л.т.р. бетона находится в пределах от $7\cdot10^{-6}$ до $11\cdot10^{-6}$ и считается изотропным. Сталь имеет к.л.т.р., равный $11{,}7\cdot10^{-6}$.

2.6. При растяжении ФАС имеют линейную зависимость между напряжениями и деформациями вплоть до разрушения. Свойства ФАС в основном определяются типом, ориентацией и количеством армирующих волокон. Механические свойства всех систем ФАС независимо от их вида должны определяться по результатам испытаний образцов слоистого материала с оценкой объемного содержания волокон, которое должно составлять не менее 60%. Механические характеристики многослойных пластиков определяются путем испытания образцов с соответствующим количеством слоев ткани (ленты) в соответствии с ГОСТ 25.601-80 [18]. Основные физико-механические характеристики ФАС и тканей (по данным производителей) приведены в Приложениях 5, 6, 7.

3. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

3.1. При проектировании усиления железобетонных конструкций с использованием внешнего армирования из ФАС используется метод расчета по предельным состояниям. Важным условием надежной эксплуатации усиленных с помощью ФАС конструкций является соблюдение конструктивных требований (Приложение 1).

3.2. Система усиления на основе ФАС должна проектироваться на восприятие растягивающих усилий с учетом совместности деформаций внешней арматуры и бетона конструкции.

3.3. В предельном состоянии изгибаемого элемента усилия в сжатой зоне воспринимаются бетоном и сжатой стержневой арматурой, а в растянутой - стержневой арматурой и внешней композитной арматурой.

3.4. В предельном состоянии сжимаемых с малым эксцентриситетом конструкций поперечное расширение воспринимается оболочкой из ФАС.

3.5. Расчет внутренних усилий в конструкции определяется на основе гипотезы плоских сечений.

3.6. В расчетах усиления принимается отсутствие взаимных смещений между стальной арматурой и бетоном, а также между наклеенной внешней арматурой ФАС и бетонным основанием.

3.7. В тех случаях, когда схема нагружения железобетонных элементов приводит к изменению знака изгибающего момента, прочность внешней арматуры из ФАС в сжатой зоне не учитывается.

3.8. При проектировании усиления конструкций следует учитывать, что несущая способность неусиленной конструкции должна быть достаточна для восприятия постоянной и ограниченной временной нагрузки в случае повреждения системы усиления вследствие пожара, вандализма или других причин.

3.9. Нормативные характеристики ФАС (прочность на растяжение R_f, модуль упругости E_f, предельная деформация растяжения ε_f) определяются механическими испытаниями образцов по ГОСТ 25.601-80 [18] с обеспеченностью 0,95. Расчетные характеристики ФАС определяются на базе нормативных характеристик с учетом коэффициента надежности γ_f и коэффициента условия работы C_E (Табл. 3.1), учитывающего влияние окружающей среды.

Расчетная прочность на растяжение ФАС с учётом коэффициентов надежности условия работы C_E определяется по выражению:

$$R_{ft} = \frac{C_E R_f}{\gamma_f}, \tag{3.1}$$

а расчетная деформация растяжения:

$$\varepsilon_{ft} = \frac{C_E \varepsilon_f}{\gamma_s} \tag{3.2}$$

Расчетные значения модуля упругости при растяжении E_{ft} принимаются равными их нормативным значениям:

$$E_{ft} = E_f = \frac{R_f}{\varepsilon_f} \tag{3.3}$$

Таблица 3.1

Коэффициенты условий работы C_E для различных материалов ФАС[1]

[1] Справедливость применяемых коэффициентов для углепластиков подтверждена дополнительными исследованиями, приведенными в [3].

Условия окружающей среды	Материал	Mbrace Laminate (ламинаты)	Mbrace Fib (холсты)
Внутренние помещения	Углерод	0,95	0,9
	Стекло	0,75	0,7
	Арамид	0,85	0,8
Конструкции на открытом воздухе	Углерод	0,85	0,8
	Стекло	0,65	0,6
	Арамид	0,75	0,7
Агрессивная среда	Углерод	0,85	0,8
	Стекло	0,5	0,5
	Арамид	0,7	0,6

Значения коэффициента надежности γ_f принимаются равными:
- при расчете по предельным состояниям первой группы - 1,1;
- при расчете по предельным состояниям второй группы - 1.0.

4. РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

4.1. Расчет нормальных сечений изгибаемых элементов

Расчет по прочности нормальных к продольной оси сечений железобетонных элементов, усиленных ФАС, следует производить на основе нелинейной деформационной модели согласно п.п. 4.1.24-4.1.37 настоящего Руководства. Расчет элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений допускается проводить на основе условий равновесия усилий в предельном состоянии, согласно пунктов 4.1.10-4.1.23 настоящего Руководства.

4.1.1. Расчет нормальных сечений изгибаемых элементов по прочности предполагает рассмотрение нескольких видов предельных состояний. В общем случае возможны следующие типы разрушения усиленных элементов:

а) Разрушение сжатой зоны бетона до достижения напряжений текучести в стержневой растянутой арматуре; напряжения в ФАС значительно ниже расчетных (переармированная растянутая зона);

б) Наступление текучести в растянутой стержневой арматуре и последующий разрыв внешней арматуры ФАС без разрушения сжатой зоны бетона;

в) Наступление текучести в растянутой стержневой арматуре и последующее разрушение внешней арматуры ФАС и сжатой зоны бетона;

г) Разрушения от отслоения элементов ФАС.

4.1.2. В последующих пунктах настоящего раздела в качестве общего случая рассматривается усиление прямоугольного сечения железобетонного элемента, армированного стержневой ненапряженной арматурой в растянутой и сжатой зоне. Приведенный ниже расчетный аппарат может быть применен также для проектирования тавровых и двутавровых сечений.

4.1.3. Подбор площади сечения внешней композитной арматуры проводится итерационно, задавая некоторую начальную её величину, а затем корректируя её по результатам расчетов по прочности на действие изгибающих моментов.

4.1.4. Поскольку предельное состояние сечения в общем случае не всегда сопровождается разрушением сжатой зоны бетона, то максимальные напряжения в ней могут не достигать предельных значений. Усилия во внешней арматуре ФАС определяются по величине напряжений σ_f, которые могут быть равными расчетной прочности на растяжение, или быть ниже её.

4.1.5. Изгибаемые элементы рекомендуется проектировать на случаи разрушения «б» и «в» (п. 4.1.1), т.к. разрушение по первому типу связано с недоиспользованием механических свойств стержневой и внешней арматуры.

4.1.6. Отслаивание ФАС может произойти, если деформация в нём не может быть воспринята основанием. Чтобы предотвратить отслаивание ФАС, нужно ограничить уровень его деформаций. Выражение (4.1) даёт оценку коэффициента условия работы ФАС k_m, который зависит от жесткости элемента усиления ФАС:

$$k_m = \begin{cases} \dfrac{1}{60\varepsilon_{ft}}\left(1-\dfrac{nE_{ft}t_f}{360000}\right) \le 0,9 \\ \dfrac{1}{60\varepsilon_{ft}}\left(\dfrac{90000}{nE_{ft}t_f}\right) \le 0,9 \end{cases} \quad (4.1)$$

Первое выражение используется при $nE_{ft}t_f \le 180000$, а второе - при $nE_{ft}t_f \ge 180000$.

С помощью коэффициента k_m из выражения (4.1) в расчетах ограничивается достижение предельной деформации разрыва ФАС, что обеспечивает отсутствие отслоения ФАС при расчетных нагрузках. С увеличением жесткости ФАС возрастает вероятность отслоения, и, соответственно, требования к ограничению деформаций становятся более строгими. Поэтому коэффициентом k_m по сути ограничивается предельное допускаемое усилие, возникающее в арматуре ФАС.

Допустимые предельные расчетные деформации ФАС определяются:

$$\varepsilon_{fu} \le k_m \varepsilon_{ft} \tag{4.2}$$

Величину достигаемых максимальных деформаций во внешнем армировании ФАС в предельном состоянии можно определить из выражения:

$$\varepsilon_{fu} = \varepsilon_{cu}\left(\frac{h-x}{x}\right) - \varepsilon_{bi} \le k_m \varepsilon_{ft} \tag{4.3}$$

Допустимый уровень напряжений в ФАС определяется по закону Гука:

$$\sigma_{fu} \le E_f \varepsilon_{fu} \tag{4.4}$$

4.1.7. Расчетная прочность внешнего армирования ФАС R_{fu} принимается равной значению σ_{fu} по выражению (4.4):

$$R_{fu} = \sigma_{fu} \tag{4.5}$$

Расчетная деформация внешнего армирования ФАС при растяжении:

$$\varepsilon_{fu} = \frac{R_{fu}}{E_f} \tag{4.6}$$

4.1.8. Для подбора сечения внешнего армирования ФАС следует определить уровень деформаций в конструкции от действующих нагрузок. В общем случае он будет зависеть от истории загружения и наличия трещин в конструкции. Наиболее точно начальный уровень деформаций учитывается при использовании деформационной модели расчета, рассмотренной в разделах 4.1.24 - 4.1.30 настоящего Руководства.

Ниже рассмотрен частный случай для сечения с трещиной, работающего в упругой стадии. Высота сжатой зоны бетона определяется из выражения:

$$A_s(h_0 - x)\alpha_s - (\alpha_s - 1)A_s'(x - a') - \frac{bx^2}{2} = 0 \tag{4.7}$$

Деформация наиболее удаленного от нейтральной оси сжатого волокна:

$$\varepsilon_b' = -\frac{M_0 x}{E_b I_1} \tag{4.8}$$

$$I_1 = \frac{bx^3}{3} + A_s\alpha_s(h_0 - x)^2 + (\alpha_s - 1)A_s'(x - a')^2 \tag{4.9}$$

Тогда деформация наиболее растянутого волокна сечения:

$$\varepsilon_{bi} = -\varepsilon_b' \frac{h - x}{x} \tag{4.10}$$

4.1.9. Предельный изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением после усиления:

$$M_{\text{полн}} = M_0 + M_{\text{доп}} \tag{4.11}$$

Расчет по прочности нормальных к продольной оси сечений по условию равновесия усилий

4.1.10. Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси элемента, следует определять, исходя из следующих предпосылок:

- сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию в предельном состоянии представляется напряжениями равномерно распределенными по высоте сжатой зоны и равными R_b;
- для определения деформаций используется гипотеза плоских сечений;
- растягивающие напряжения в стальной арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению R_s, сжимающие напряжения - не более расчетного сопротивления сжатию R_{sc};
- растягивающие напряжения в арматуре из ФАС принимают не более расчетного сопротивления растяжению R_{fu};
- внешняя арматура и бетон сохраняют полное сцепление и работают совместно до наступления предельного состояния;
- деформация сдвига в клеевом слое не учитывается.

4.1.11. При подборе площади сечения внешней арматуры из ФАС нельзя допускать превышения граничных процентов армирования, установленных в СП 52-101-2003 [4]. Расчет по прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$, определяемым из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R, при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой стальной арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s. При этом также нужно учитывать соотношение между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi_f = x/h$ и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_{Rf}, при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре из ФАС напряжения, равного её расчетному сопротивлению R_{fu}.[1]

[1] В процессе усиления на растянутую грань элемента добавляется дополнительный слой армирования из композиционных материалов. Координаты этого слоя арматуры по высоте для простоты расчета и ввиду его малой толщины (обычно порядка 1-2 мм) принимаются равными координатам крайнего растянутого волокна бетона.

4.1.12. Значение граничной высоты сжатой зоны ξ_R определяют по формуле {6.11 [4]}:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}} \tag{4.12}$$

4.1.13. Значение ξ_{Rf} определяют по формуле:

$$\xi_{Rf} = \frac{x_{Rf}}{h} = \frac{\omega}{1 + \frac{R_{fu}}{\varepsilon_{bu1} E_f}\left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} \tag{4.13}$$

ε_{bu1} принимается равным ε_{b0} для непродолжительного действия нагрузки и ε_{b2} для продолжительного, в соответствии с {п. 5.1.12 [4]};

R_{fu} принимается по разделу 4.1.7 настоящего Руководства;

ω принимается равным $\omega = 0,85 - 0,008R_b$

Для ФАС отношение R_{fu}/E_f, представляет собой предельную относительную деформацию при растяжении. В подавляющем большинстве случаев она находится в диапазоне (0,3 - 1%). Это больше, чем деформация текучести стали R_s/E_s (0,2%), и поэтому ξ_{Rf} будет меньше, чем ξ_R.

4.1.14. Расчет по прочности сечений изгибаемых элементов, усиленных ФАС, производят из общего условия:

$$M < M_{ult} \tag{4.14}$$

4.1.15. Для сечения, симметричного относительно плоскости действия момента и дополнительном армировании композитными материалами, расположенном на грани элемента (рис. 4.1) расчетное условие прочности записывается в виде:

$$M < \sigma_f S_f + R_s S_s + R_{sc} S_{sc} \tag{4.15}$$

4.1.16. Высоту сжатой зоны находят, используя уравнение равновесия:

$$R_b A_b + R_{sc} A'_s - R_s A_s - \sigma_f A_f = 0 \tag{4.16}$$

4.1.17. Высота сжатой зоны x при разрушении усиленного сечения по арматуре и ФАС ($\xi < \xi_{Rf} < \xi_R$) определяется из выражения:

$$x = \frac{R_{fu} A_f + R_s A_s - R_{sc} A_s}{R_b b} \tag{4.17}$$

тогда значение M_{ult} может быть найдено следующим образом:

$$M_{ult} = A_f R_{fu}(h - 0,5x) + A_s R_s (h_0 - 0,5x) + A'_s R_{sc}(0,5x - a') \tag{4.18}$$

4.1.18. Высота сжатой зоны x при разрушении бетона сжатой зоны усиленного сечения и достижения в растянутой и сжатой стержневой арматуре напряжений, равных пределу текучести, определяется из выражения:

$$x = \frac{\sigma_f A_f + R_s A_s - R_{sc} A_s}{R_b b} \quad \text{при } \xi_{Rf} < \xi < \xi_R \tag{4.19}$$

тогда предельный изгибающий момент равен:

$$M_{ult} = A_f \sigma_f (h - 0,5x) + A_s R_s (h_0 - 0,5x) + A'_s R'_s (0,5x - a') \tag{4.20}$$

4.1.19. В случае, если напряжения в растянутой стержневой арматуре и в ФАС не достигли предельных, а прочность бетона сжатой зоны исчерпана и напряжения в сжатой стержневой арматуре достигли предела текучести, высота сжатой зоны определяется из выражения:

$$x = \frac{\sigma_f A_f + \sigma_s A_s - R_{sc} A_s}{R_b b} \quad \text{при } \xi_{Rf} < \xi_R < \xi \tag{4.21}$$

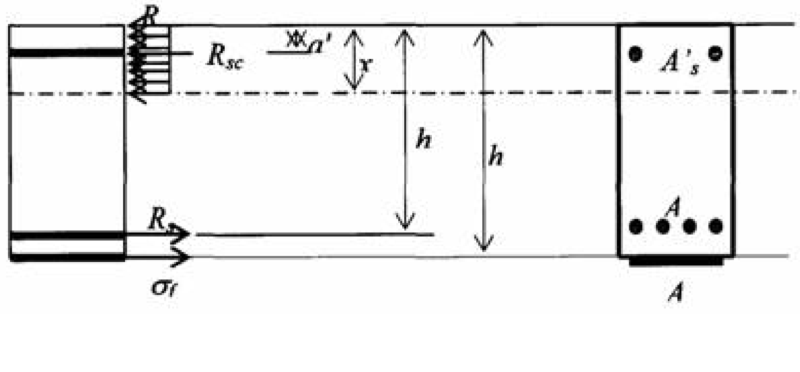

Рис. 4.1. Расположение усилий в поперечном прямоугольном сечении усиленного элемента

тогда предельный изгибающий момент:

$$M_{ult} = A_f \sigma_f (h - 0,5x) + A_s \sigma_s (h_0 - 0,5x) + A_s' R_s' (0,5x - a') \qquad (4.22)$$

4.1.20. Напряжения в ФАС и стержневой арматуре могут быть найдены из выражений (4.23) и (4.24) соответственно:

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_{bu1} E_s}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \times \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) \qquad (4.23)$$

$$\sigma_f = \frac{\varepsilon_{bu1} E_f}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \times \left(\frac{\omega}{\xi_f} - 1 \right) - \varepsilon_{bi} E_f, \qquad (4.24)$$

где ε_{bi} определяется из выражения (4.10).

4.1.21. При расчете рекомендуется высоту сжатой зоны находить итерационно. На первом этапе принимается высота сжатой зоны, полученная из выражения (4.17). Затем вычисляются напряжения в стержневой арматуре и ФАС по выражениям (4.23) и (4.24) и проверяется равновесие внутренних сил. Если оно не выполняется, то высота сжатой зоны должна быть скорректирована. Расчет повторяется заново до тех пор, пока равновесие внутренних сил не будет выполнено.

Такой порядок рекомендуется и в тех случаях, когда из первого этапа расчетов получается, что сечение переармировано ($\xi > \xi_R$). Введение в уравнение равновесия на втором этапе напряжения в композите, полученного по выражению (4.24), приведет к значительному уменьшению высоты сжатой зоны. На следующем этапе значение x следует принять как среднее арифметическое от первых двух и повторить расчет. Практика показывает, что уже на 4-й итерации можно добиться удовлетворительного результата (≈ 5%).

4.1.22. После подбора площади сечения арматуры ФАС необходимо проверить напряжения и деформации в ней, которые не должны превышать предельно допустимых величин R_{fu} или ε_{fu}, определенных по п. 4.1.7. Это условие соблюдается, когда фактическая относительная высота сжатой зоны бетона ξ меньше граничной ξ_{Rf}, определенной из выражения (4.13).

4.1.23. По окончании расчетов усиленного нормального сечения необходимо провести проверку обеспечения несущей способности по наклонным сечениям.

Примеры расчета

Пример 1. Дано: сечение размерами b = 300 мм, h = 800 мм, a = 70 мм; растянутая арматура А400 (R_s=355 МПа); площадь её сечения A_s = 2945 мм^2 (6∅25); бетон класса В25 (R_b = 14,5 МПа); изгибающий момент 650 кНм. Элемент конструкции находится во внутреннем помещении. Начальные деформации бетона не учитывать.

Требуется проверить прочность сечения и при необходимости запроектировать усиление из углепластика холодного отверждения со следующими характеристиками: нормативная прочность R_f = 1400 МПа, E_f = 120000 МПа, расчетная толщина монослоя t_f= 0,175 мм.

Расчет:

h_0 = 800 - 70 = 730 мм

Проверку прочности производим согласно {п. 3.20 [7]}.

Определим значение x:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 2945}{14,5 \cdot 300} = 240 \text{ мм}$$

По {табл. 3.2 [7]} находим ξ_R = 0,531

Так как

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{240}{730} = 0,329 < \xi_R,$$

проверяем условие {(3.20) [7]}:

$R_sA_s(h_0 - 0,5x) = 355 \cdot 2945 \cdot (730 - 0,5 \cdot 240) = 636,8 \cdot 10^6$ Нмм $= 636,8$ кНм $< M = 650$ кНм

т.е. прочность сечения не обеспечена.

Расчет усиления:

Для усиления на нижнюю растянутую поверхность балки наклеивается один слой углеродной ткани шириной 300 мм. Расчетный модуль упругости $E_f = E_{ft} = 120000$ МПа

Предельная деформация растяжения

$$\varepsilon_f = \frac{R_f}{E_f} = \frac{1400}{120000} = 0,0117$$

Коэффициент надёжности по материалу для расчета по предельным состояниям первой группы (п. 3.9) $g_f = 1,1$

Коэффициент условий работы (табл. 3.1) $C_E = 0,9$

Расчетная прочность по формуле (3.1) равна

$$\varepsilon_f = \frac{R_f}{E_f} = \frac{1400}{120000} = 0,0117$$

Тогда расчетная деформация растяжения по формуле (3.2) равна

$$\varepsilon_{ft} = \frac{0,9 \cdot 0,0117}{1,1} = 0,00957$$

Расчетный модуль упругости $E_f = E_{ft} = 120000$ МПа.

Проверяем условие (4.1) для отслаивания:

$$nE_{ft}t_f = 1 \cdot 120000 \cdot 0,175 = 21000 < 180000$$

$$k_m = \frac{1}{60\varepsilon_{ft}}\left(1 - \frac{nE_{ft}t_f}{360000}\right) = \frac{1}{60 \cdot 0,00957}\left(1 - \frac{21000}{360000}\right) = 1,64$$

Так как k_m не должен превышать 0,9 принимаем $k_m = 0,9$.

Поскольку начальные деформации бетона не учитываются, то

$$\varepsilon_{fu} = k_m\varepsilon_{ft} = 0,9 \cdot 0,00957 = 0,00861$$

Из (4.4) $\sigma_{fu} = E_f\varepsilon_{fu} = 120000 \cdot 0,00861 = 1033$ МПа

Расчётная прочность углеткани по формуле (4.5) равна $R_{fu} = \sigma_{fu} = 1033$ МПа.

Определяем предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона для внешней арматуры

$$\alpha = 0,85$$

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 = 0,734$$

В формулу для ξ_{Rf} (4.13) подставляем значение прочности R_{fu}

$$\xi_{Rf} = \frac{\omega}{1 + \frac{R_f}{\varepsilon_{bu1}E_f}\left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,734}{1 + \frac{1033}{0,002 \cdot 120000}\left(1 - \frac{0,734}{1,1}\right)} = 0,302$$

Площадь сечения внешней арматуры

$$A_f = n_fb_ft_f = 1 \cdot 300 \cdot 0,175 = 52,5 \text{ мм}^2$$

Определим значение x по выражению (4.17):

$$x = \frac{R_{fu}A_f + R_sA_s}{R_bb} = \frac{1033 \cdot 52,5 + 355 \cdot 2944}{14,5 \cdot 300} = 253 \text{ мм}$$

$$\xi_f = \frac{x}{h} = \frac{253}{800} = 0,316 > \xi_{Rf},$$

следовательно напряжение по внешней арматуре меньше расчетного. Проверяем напряжение по выражению (4.24)

$$\sigma_f = \frac{\varepsilon_{bu1}E_f}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \times \left(\frac{\omega}{\xi_f} - 1\right) = \frac{0,002 \cdot 120000}{1 - \frac{0,734}{1,1}}\left(\frac{0,734}{0,316} - 1\right) = 954$$

МПа

$$\Delta = \frac{\sigma_f - R_{fu}}{R_{fu}} = \frac{954 - 1033}{1033} \approx -7{,}6\%$$

Поскольку недоиспользование прочности внешней арматуры небольшое, принимаем σ_f = 954 МПа.

Предельный изгибающий момент по (4.20):

$$M_{ult} = A_f \sigma_f (h - 0{,}5x) + A_s R_s (h_0 - 0{,}5x) = 52{,}5 \cdot 954 \cdot (800 - 0{,}5 \cdot 253) +$$

$$+355 \cdot 2944 \cdot (730 - 0{,}5 \cdot 253) = 654{,}5 \text{ кНм} > 650 \text{ кНм}$$

Прочность сечения обеспечена.

Пример 2. Дано: сечение размерами b = 300 мм, h = 700 мм, a = 50 мм; a' = 30 мм; растянутая и сжатая арматура А400 (R_s=355 МПа); площадь сечения A_s = 3054 мм^2 (3∅36); A'_s = 942 мм^2 (3∅20); бетон класса В30 (R_b = 17 МПа). Действующий изгибающий момент от эксплуатационной нагрузки M_0 = 500 кНм.

Конструкция эксплуатируется в г. Москве на открытом воздухе. В связи с реконструкцией появляется кратковременная нагрузка, вызывающая дополнительный изгибающий момент 250 кНм и, таким образом, полная нагрузка составит 750 кНм.

Требуется проверить прочность сечения и при необходимости запроектировать усиление из углепластика горячего отверждения (ламината) со следующими характеристиками: нормативная прочность R_f= 3100 МПа, E_f = 170000 МПа, толщина монослоя t_f= 1,4 мм.

Расчет:

$$h_0 = 700 - 50 = 650 \text{ мм}$$

Проверку прочности производим согласно п. 3.18 [7].

Определим значение x:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 3054 - 355 \cdot 942}{17 \cdot 300} = 147 \text{ мм}$$

По {табл. 3.2 [7]} находим ξ_R=0,531

Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{147}{650} = 0{,}226 < \xi_R$, проверяем условие {(3.17) [7]}:

$$R_b bx(h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 17 \cdot 300 \cdot 147 \cdot (650 - 0{,}5 \cdot 147) +$$

$$+355 \cdot 942 \cdot (650 - 30) = 639{,}5 \text{ кНм} < 700 \text{ кНм},$$

т.е. прочность сечения не обеспечена.

Расчет усиления:

Предполагаем, что на нижнюю растянутую поверхность балки наклеивается один слой ламината шириной 100 мм.

Определим значения деформаций крайнего растянутого волокна бетона от эксплуатационной нагрузки в соответствии с разделом 4.1.8:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{32500} = 6{,}15$$

Находим высоту сжатой зоны по формуле (4.7):

$$A_s (h_0 - x)\alpha_s - (\alpha_s - 1) A'_s (x - a') - \frac{bx^2}{2} = 0$$

$$6{,}15 \cdot 3054 \cdot (650 - x) - 5{,}15 \cdot 942 \cdot (x - 30) - 0{,}5 \cdot 300 \cdot x^2 = 0$$

отсюда x = 297 мм.

Момент инерции приведенного сечения по формуле (4.9):

$$I_1 = \frac{bx^3}{3} + A_s \alpha_s (h_0 - x)^2 + (\alpha_s - 1) A'_s (x - a')^2 = \frac{300 \cdot 297^3}{3} + 6{,}15 \cdot 3054 \cdot (650 - 297)^2 +$$

$$+5{,}15 \cdot 942 \cdot (297 - 30)^2 = 5306 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

Деформация крайнего сжатого волокна по формуле (4.8):

$$\varepsilon'_b = -\frac{M_0 x}{E_b I_1} = -\frac{500 \cdot 10^6 \cdot 297}{32500 \cdot 5306 \cdot 10^6} = -0{,}00086$$

Деформация крайнего растянутого волокна по формуле (4.10):

$$\varepsilon_{bi} = -\varepsilon'_b \frac{h - x}{x} = -0{,}00086 \frac{700 - 297}{297} = 0{,}00117$$

При дальнейшем расчете величину деформаций ФАС следует уменьшать на значение ε_{bi}.

Определим предельную деформацию растяжения ФАС:

$$\varepsilon_f = \frac{R_f}{E_f} = \frac{3100}{170000} = 0{,}0182$$

Коэффициент надёжности по материалу для расчета по предельным состояниям первой группы (п. 3.9) $g_f = 1{,}1$.

Коэффициент условий работы (табл. 3.1) $C_E = 0{,}85$.

Расчетная прочность (3.1)

$$R_{ft} = \frac{0{,}85}{1{,}1} \cdot 3100\ \text{МПа} = 2395\ \text{МПа}$$

Тогда расчетная деформация растяжения (3.2)

$$\varepsilon_{ft} = \frac{0{,}85 \cdot 0{,}0182}{1{,}1} = 0{,}0141$$

Расчетный модуль упругости $E_f = E_{ft} = 170000$ МПа

Проверяем условие (4.1) для отслаивания:

$nE_f t_f = 1 \cdot 170000 \cdot 1{,}4 = 238000 > 180000$

$$k_m = \frac{1}{60\varepsilon_{ft}}\left(\frac{90000}{nE_{ft}t_f}\right) = \frac{1}{60 \cdot 0{,}0141}\left(\frac{90000}{1 \cdot 170000 \cdot 1{,}4}\right) = 0{,}447 < 0{,}9$$

Принимаем $k_m = 0{,}447$, тогда предельная расчетная деформация углепластика

$$\varepsilon_{fu} \le k_m \varepsilon_{ft} = 0{,}447 \cdot 0{,}0141 = 0{,}0063$$

$$\sigma_{fu} = E_{ft}\varepsilon_{fu} = 170000 \cdot 0{,}0063 = 1071\ \text{МПа}$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_{Rf} усиленного сечения определяем по расчётной прочности углеродного ламината σ_{fu}, в соответствии с разделом 4.1.7 настоящего Р.

$$R_{fu} = \sigma_{fu} = 1071\ \text{МПа}$$

$$\alpha = 0{,}85$$

$$\omega = \alpha - 0{,}008\, R_b = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 17 = 0{,}714$$

По выражению (4.13):

$$\xi_{Rf} = \frac{\omega}{1 + \frac{R_{fu}}{\varepsilon_{bu1}E_f}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}714}{1 + \frac{1071}{0{,}002 \cdot 170000}\left(1 - \frac{0{,}714}{1{,}1}\right)} = 0{,}339,$$

где $\varepsilon_{bui} = \varepsilon_{b0} = 0{,}002$ - предельная относительная деформация бетона при непродолжительном действии нагрузки в соответствии с разделом {5.1.12 [4]}.

$$x_{Rf} = \xi_{Rf} \cdot h = 0{,}339 \cdot 700 = 237\ \text{мм}$$

Площадь сечения внешней арматуры

$A_f = n_f b_f t_f = 1 \cdot 100 \cdot 1{,}4 = 140$ мм^2

Определим значение x по выражению (4.17):

$$x = \frac{R_{fu}A_f + R_s A_s - R_{sc}A_s}{R_b b} = \frac{1071 \cdot 140 + 355 \cdot 3054 - 355 \cdot 942}{17 \cdot 300} = 176\ \text{мм}$$

Проверяем относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{176}{650} = 0{,}271 < \xi_R$$

следовательно, сечение не переармировано.

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{176}{650} = 0{,}271 < \xi_R$$

,

т.е. напряжение по внешней арматуре при разрушении сечения больше расчетного, что недопустимо. Необходимо увеличить площадь углепластика.

Увеличение количества слоев ламината не приведёт к соответствующему увеличению усилия, развиваемого во внешней арматуре. Это связано с коэффициентом k_m, ограничивающем деформации композита для предотвращения отслаивания внешней арматуры. Поэтому необходимо увеличить ширину композита.

Увеличиваем ширину ламината до 200 мм.

Площадь сечения внешней арматуры

$$A_f = n_f b_f t_f = 1 \cdot 200 \cdot 1{,}4 = 280 \text{ мм}^2$$

Определим значение x по выражению (4.17):

$$x = \frac{R_{fu}A_f + R_s A_s - R_{sc}A_s}{R_b b} = \frac{1071 \cdot 280 + 355 \cdot 3054 - 355 \cdot 942}{17 \cdot 300} = 206 \text{ мм}$$

Проверяем относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{206}{650} = 0{,}317 < \xi_R$$

следовательно, сечение не переармировано.

$$\xi_f = \frac{x}{h} = \frac{206}{700} = 0{,}294 < \xi_{Rf}$$

необходимо ещё более увеличить площадь углепластика.

Увеличиваем ширину ламината до 250 мм.

Площадь сечения внешней арматуры

$A_f = n_f b_f t_f = 1 \cdot 250 \cdot 1{,}4 = 350$ мм^2

Определим значение x по выражению (4.17):

$$x = \frac{R_{fu}A_f + R_s A_s - R_{sc}A_s}{R_b b} = \frac{1071 \cdot 350 + 355 \cdot 3054 - 355 \cdot 942}{17 \cdot 300} = 221 \text{ мм}$$

Проверяем относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{221}{650} = 0{,}34 < \xi_R$$

следовательно, сечение не переармировано.

$$\xi_f = \frac{x}{h} = \frac{221}{700} = 0{,}316 \approx \xi_{Rf}$$

необходимо проверить напряжение во внешней арматуре.

Определяем напряжение в ламинате по (4.24):

$$\sigma_f = \frac{\varepsilon_{bu1}E_f}{1 - \frac{\omega}{1{,}1}} \times \left(\frac{\omega}{\xi_f} - 1\right) - \varepsilon_{bi}E_f = \frac{0{,}002 \cdot 170000}{1 - \frac{0{,}714}{1{,}1}} \cdot \left(\frac{0{,}714}{0{,}316} - 1\right) - 0{,}00117 \cdot 170000 = 1021 \text{ МПА}$$

$$\frac{\sigma_{fu} - \sigma_f}{\sigma_{fu}} = \frac{1021 - 1071}{1071} \approx 5\%,$$

т.е. прочность внешней арматуры используется почти полностью.

Предельный изгибающий момент по выражению (4.20):

$$M_{ult} = A_f \sigma_f (h - 0{,}5x) + A_s R_s (h_0 - 0{,}5x) + A_s' R_s (0{,}5x - a') = 350 \cdot 1071 \cdot (700 - 0{,}5 \cdot 221) +$$

$$+ 3054 \cdot 355 \cdot (650 - 0{,}5 \cdot 221) + 942 \cdot 355 \cdot (0{,}5 \cdot 221 - 30) = 833 \text{ кНм} > 750 \text{ кНм}$$

Прочность сечения обеспечена.

Расчет по прочности нормальных к продольной оси сечений по деформационной модели

4.1.24. Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, по деформационной модели проводится в соответствии с {п.п. 6.2.21 - 6.2.31 СП 52-101-2003 [4]}, дополненных следующими положениями:

- распределение деформаций бетона, стальной арматуры и ФАС по высоте сечения принимается линейной (гипотеза плоских сечений);
- связь между напряжениями и деформациями бетона, стальной арматуры и ФАС принимается в виде диаграмм состояния (для бетона и стальной арматуры в соответствии с {п. п. 5.1.17 и 5.2.11 [4]}, а для ФАС - линейной по закону Гука);
- связь бетона и внешней ФАС принимается жесткой; после усиления вплоть до наступления предельного состояния сохраняются условия совместности деформаций;
- учитывается напряженно-деформированное состояние (НДС) элемента до усиления.

4.1.25. Расчет равнодействующих внутренних усилий осуществляется численным интегрированием эпюры напряжений в нормальном сечении элемента. Для этого сечение разбивается на малые по высоте полосы (рис. 4.2).

4.1.26. В случаях, когда элемент конструкции на момент усиления нагружен, в расчетах по деформационной модели должно учитываться НДС элемента до усиления. В таком случае расчет усиленной конструкции разбивается на 2 этапа:

1 этап. Определение НДС конструкции до усиления, и при необходимости, её несущей способности;

2 этап. Определение НДС и несущей способности конструкции после усиления.

4.1.27. Расчетная схема деформационной модели представлена на рис. 4.3. Для изгибаемых в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и расположения оси X в этой плоскости можно записать следующие общие условия равновесия (по аналогии с {п. 6.2.29 [4]}):

$$\Sigma M = 0 \quad M_0 = D_{11}\frac{1}{r_x} \tag{4.23}$$

$$\Sigma N = 0 \quad N_0 = D_{13}\frac{1}{r_x} \tag{4.24}$$

Кривизна элемента

$$\frac{1}{r_x} = \frac{\varepsilon_{bi}}{Z_{bxi}} = \frac{\varepsilon_{sj}}{Z_{sxj}} = \frac{\varepsilon_{fk}}{Z_{fxk}} \tag{4.25}$$

4.1.28. Жесткостные характеристики нормального сечения D_{ij} в общем случае следует определять по формулам:

$$D_{11} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi}^2 E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj}^2 E_{sj} \nu_{sj} + \sum_k A_{fk} Z_{fxk}^2 E_{fk} \tag{4.26}$$

$$D_{13} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} E_{sj} \nu_{sj} + \sum_k A_{fk} Z_{fxk} E_{fk} \tag{4.27}$$

$$D_{33} = \sum_i A_{bi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} E_{sj} \nu_{sj} + \sum_k A_{fk} E_{fk} \tag{4.28}$$

4.1.29. На первом этапе расчета задается некоторый шаг по приращению изгибающего момента. На каждом шаге определяется координата центра тяжести сечения y_0:

$$y_0 = \frac{\sum_i A_{bi} y_i E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} y_j E_s \nu_{sj}}{D_{33}} \tag{4.29}$$

В матрице D_{33} последнее слагаемое ($\sum_k A_{fk} E_{fk}$) принимается равным нулю.

Деформации каждого волокна сечения определяют исходя из равновесия сечения и совместности деформаций волокон при возрастающем внешнем моменте:

$$\varepsilon_{bi}^0 = M_0 \frac{Z_{bxi}^0}{D_{11}}, \quad \text{где } Z_{bxi}^0 = y_0 - y_i \tag{4.30}$$

$$\varepsilon_{sj}^0 = M_0 \frac{Z_{sxj}^0}{D_{11}}, \quad \text{где } Z_{sxj}^0 = y_0 - y_j, \tag{4.31}$$

причем в матрице D_{11} (4.26) последнее слагаемое ($\sum_k A_{fk} Z_{fxk}^2 E_{fk}$) на первом этапе также принимается равным нулю.

Модули упругости бетона и стали и, соответственно, координата центра тяжести сечения, являются переменными величинами, зависящими от уровня нагружения. Значения y_0, E_b и E_s для каждого этапа погружения уточняются в ходе итерационного процесса, используя соответствующие величины коэффициентов упругости.

Значения коэффициентов упругости ν_{bi}, ν_{sj} определяют из соотношения значений напряжений и деформаций в рассматриваемых точках соответствующих диаграмм состояния материалов, деленных на модуль упругости материала {п. 5.1.17-5.1.25 [4]}.

$$\nu_{bi} = \frac{\sigma_{bi}}{E_b \varepsilon_{bi}} \tag{4.32}$$

$$\nu_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_s \varepsilon_{sj}} \tag{4.33}$$

4.1.30. Условие сходимости итерационного процесса выполняется по кривизне элемента $1/r_x$. При требуемой точности δ на некотором шаге n условие сходимости будет иметь следующий вид:

$$\delta \ge \frac{\frac{1}{r_x^n} - \frac{1}{r_x^{n-1}}}{\frac{1}{r_x^n}} \tag{4.34}$$

4.1.31. Повторяя расчет и уточняя значения секущих модулей деформаций, в каждом сечении элемента определяем НДС, соответствующее заданной нагрузке. Найденные значения деформаций в каждом волокне в дальнейшем расчете (после усиления) рассматриваются как начальные.

4.1.32. На втором этапе расчета вводится слой внешней арматуры ФАС.

Для изгибаемых элементов влияние начального напряженно-деформированного состояния учитывается с использованием принципа суперпозиции. Элемент конструкции в общем случае до проведения усиления находится под нагрузкой и имеет некоторые деформации ε^0, определенные на первом этапе расчета. Деформации в основном сечении после усиления находятся как сумма независимых деформаций от нагрузки до усиления и дополнительных деформаций:

$$\varepsilon^{\text{полн}} = \varepsilon^0 + \varepsilon^{\text{доп}} \tag{4.35}$$

4.1.33. Исходя из предположения о жестком контакте внешней арматуры и бетона основного сечения, условие деформирования внешней арматуры под расчетной нагрузкой имеет вид:

$$\varepsilon_f^{\text{полн}} = \varepsilon_b^{\text{доп}} \tag{4.36}$$

где $\varepsilon_b^{\text{доп}}$ - дополнительная деформация крайнего растянутого волокна бетона.

В расчете деформаций координаты слоя ФАС по высоте для простоты и ввиду малой толщины (обычно порядка 1-2 мм) принимают равными координате крайнего растянутого волокна бетона.

Полный момент, воспринимаемый сечением после усиления:

$$M_{\text{полн}} = M_0 + M_{\text{доп}} \tag{4.37}$$

4.1.34. Деформированное состояние изгибаемого элемента можно однозначно охарактеризовать кривизной и координатой центра тяжести сечения:

$$\frac{1}{r_x^0} = \frac{\varepsilon_{bi}^0}{Z_{bxi}^0} = \frac{\varepsilon_{sj}^0}{Z_{sxj}^0} \tag{4.38}$$

Значение кривизны на первом шаге расчета усиленного сечения принимается равным кривизне элемента конструкции до усиления $\frac{1}{r_x^{\text{полн}}} = \frac{1}{r_x^0}$, поскольку вес всей системы усиления незначителен и не оказывает влияния на напряженно-деформированное состояние конструкции.

Далее при расчете на действие дополнительного момента $M_{\text{доп}}$, определяем координату $y_{\text{полн}}$ положения нейтральной оси и деформации в бетоне, стальной арматуре и арматуре усиления:

$$y_{\text{полн}} = \frac{\sum_i A_{bi} y_i E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} y_j E_{sj} \nu_{si} + \sum_k A_{fk} y_k E_{fk}}{D_{33}} \tag{4.39}$$

$$\varepsilon_{bi}^{\text{полн}} = \varepsilon_{bi}^0 + M_{\text{доп}} \frac{Z_{bxi}^{\text{полн}}}{D_{11}},$$ где

$$Z_{bxi}^{\text{полн}} = y_{\text{полн}} - y_i; \tag{4.40}$$

$$\varepsilon_{sj}^{\text{полн}} = \varepsilon_{sj}^0 + M_{\text{доп}} \frac{Z_{sxj}^{\text{полн}}}{D_{11}},$$ где

$$Z_{sxj}^{\text{полн}} = y_{\text{полн}} - y_j; \tag{4.41}$$

$$\varepsilon_f^{полн} = M_{доп}\frac{Z_{fk}^{полн}}{D_{11}}, \text{ где } Z_{fk}^{полн} = y_{полн} - y_k. \qquad (4.42)$$

На этом этапе расчета в матрицы жесткости D_{33} и D_{11} теперь входят слагаемые от внешней арматуры.

Дальнейший расчет с уточнением модуля деформаций усиленного сечения практически не отличается от расчета конструкции без усиления (по аналогии с разделами 4.1.27 - 4.1.31 настоящего Руководства).

4.1.35. Расчет нормальных сечений железобетонных элементов по прочности производят из условий:

$$\left|\varepsilon_{b,\max}\right| \le \varepsilon_{b,ult} \qquad (4.43)$$

$$\left|\varepsilon_{s,\max}\right| \le \varepsilon_{s,ult} \qquad (4.44)$$

$$\left|\varepsilon_{f,\max}\right| \le \varepsilon_{f,ult} \qquad (4.45)$$

Значения предельных деформаций бетона и арматуры $\varepsilon_{b,ult}$ и $\varepsilon_{s,ult}$ принимают согласно (п. 6.2.25 и 6.2.31 [4]}.

Для изгибаемых элементов, в которых не допускаются трещины, учет работы растянутого бетона элемента осуществляют с использованием условия:

$$\varepsilon_{bt,\max} \le \varepsilon_{bt,ult}, \qquad (4.46)$$

$\varepsilon_{bt,ult}$ - определяется согласно {п. 6.2.30 [4]}.

4.1.36. Значения предельных деформаций арматуры ФАС $\varepsilon_{f,ult}$ следует принимать не более:

$$\varepsilon_{f,ult} \le \varepsilon_{fu}, \qquad (4.47)$$

где ε_{fu} - предельная деформация растяжения ФАС с учетом коэффициента условий работы и отслаивания, определяемая в разделе 4.1.7 настоящего Руководства;

4.1.37. В результате расчета по предложенной методике определяется несущая способность исходной и усиленной конструкции, а также деформации и напряжения в материалах на любом этапе загружения. Подбор сечения арматуры ФАС производится методом подстановки в исходные данные для расчета такой площади сечения арматуры ФАС, которая обеспечит прочность сечения при заданном внешнем моменте.

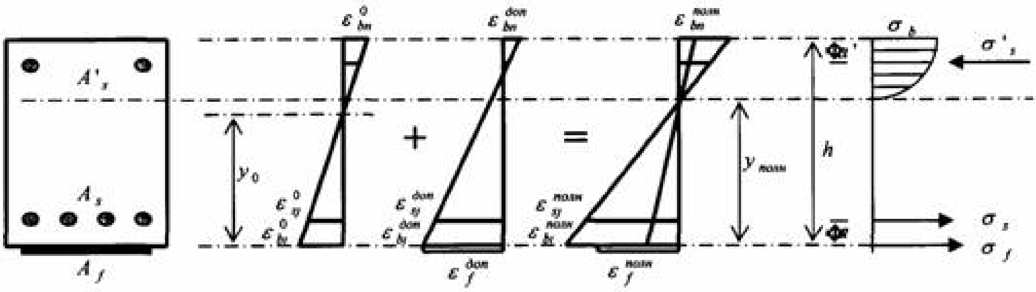

Рис. 4.2. Расчетная схема деформационной модели

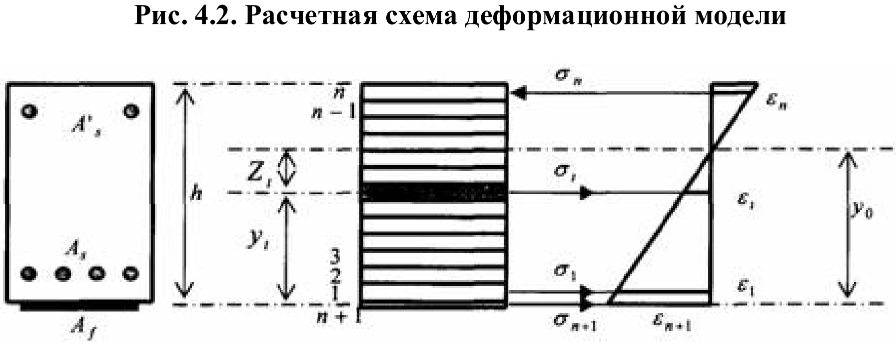

Рис. 4.3. Эпюры распределения деформаций и напряжений по высоте сечения

Примеры расчета

Пример 3.
Рассчитать балку из примера 1 по деформационной модели.
Расчет:
Основные параметры модели приведены в таблице 1*.
Результаты расчета приведены в таблице 2*.

Таблица 1*

Параметры деформационной модели

Бетон			
Модуль упругости	E_b	30000	МПа
Призменная прочность	R_{bn}	14,5	МПа
Деформация 1ой базовой точки	ε_{b1}	0,00028	
Деформация при напряжениях, равных R_{bn}	ε_{b0}	0,00200	
Предельная деформация сжатия	ε_{b2}	0,00340	
Прочность на растяжение при изгибе	R_{btn}	1,0	МПа
Деформация 1ой базовой точки	ε_{bt1}	0,00002	
Деформация при напряжениях, равных R_{btn}	ε_{bt0}	0,00010	
Предельная деформация растяжения	ε_{bt2}	0,00017	
Стержневая арматура			
Деформация текучести	ε_{s0}	0,00178	
Предельная деформация растяжения	ε_{s2}	0,01755	
Предельная относительная высота сжатой зоны	ξ_R	0,566	
Исходный процент армирования	$\mu_{исх}$	1,34	%
Внешняя арматура			
Площадь сечения	A_f	52,5	мм^2
Предельная относительная высота сжатой зоны	ξ_{Rf}	0,302	
Конечный процент армирования	$\mu_{усил}$	1,43	%
Предельная деформация растяжения	ε_{ft}	0,0095	
Расчетная прочность	R_{fu}	1031	МПа
Расчетная деформация	ε_{fu}	0,0086	

Таблица 2*

Результаты расчета по деформационной модели

Сечение		Исходное	После усиления	
Число шагов	n	644	658	
Глубина нейтральной оси	x	292,3	296,2	мм
Относительная высота сжатой зоны	ξ	0,400	0,406	
Момент трещинообразования	M_{cr}	80	83,0	кНм
Момент текучести стали	M_y	610	616	кНм
Предельный изгибающий момент	M_{ult}	644	658,0	кНм
Предельная кривизна	ρ	12	15	10^{-6} мм
Деформация верхнего волокна бетона	ε_b	-0,00343	-0,00342	
Деформация сжатой арматуры	ε'_s	-0,00260	-0,00263	
Деформация растянутой арматуры	ε_s	0,00509	0,00503	
Деформация композита	ε_f	0	0,00584	
Напряжение верхнего волокна бетона	σ_R	-14,3	-14,5	МПа

Напряжение сжатой арматуры	σ'_s	-355	-355	МПа
Напряжение растянутой арматуры	σ_s	355	355	МПа
Напряжение композита	σ_f		701	МПа

Как следует из результатов расчета по деформационной модели, прочность сечения обеспечена:

$$M_{ult} = 658 \text{ кНм} > 650 \text{ кНм}$$

Расхождение с расчетом по разрушающим усилиям составляет:

$$\frac{M_{ult,ДМ} - M_{ult,разр}}{M_{ult,ДМ}} = \frac{658 - 664,7}{658} = -1,0\%.$$

Пример 4.
Рассчитать балку из примера 2 по деформационной модели.
Расчет:
Основные параметры модели приведены в таблице 3*. Результаты расчета приведены в таблице 4*.

Таблица 3*

Параметры деформационной модели

Бетон			
Модуль упругости	E_b	32609	МПа
Призменная прочность	R_{bn}	17,1	МПа
Деформация 1ой базовой точки	e_{b1}	0,00031	
Деформация при напряжениях, равных R_{bn}	e_{b0}	0,00200	
Предельная деформация сжатия	e_{b2}	0,00340	
Прочность на растяжение при изгибе	R_{btn}	1,16	МПа
Деформация 1ой базовой точки	e_{bt1}	0,00002	
Деформация при напряжениях, равных R_{btn}	e_{bt0}	0,00010	
Предельная деформация растяжения	e_{bt2}	0,00017	
Стержневая арматура			
Деформация текучести	e_{s0}	0,00178	
Предельная деформация растяжения	e_{s2}	0,01775	
Предельная относительная высота сжатой зоны	x_R	0,542	
Исходный процент армирования	$m_{исх}$	1,57	%
Внешняя арматура			
Площадь сечения	A_f	350,0	мм^2
Предельная относительная высота сжатой зоны	ξ_{Rf}	0,337	
Конечный процент армирования	$\mu_{усил}$	2,11	
Предельная деформация растяжения	ε_{ft}	0,0141	МПа
Расчетная прочность	R_{fu}	1071	
Расчетная деформация	ε_{fu}	0,0063	

Таблица 4*

Результаты расчета по деформационной модели

Сечение		До усиления	После усиления	
Число шагов	N	649	817	
Глубина нейтральной оси	x	1807	700,0	мм

Относительная высота сжатой зоны	x	0,278	0,397	
Момент трещинообразования	M_{cr}	78,0	83,0	кНм
Момент текучести стали	M_y	600,00	661	кНм
Предельный изгибающий момент	M_{ult}	649,00	817,0	кНм
Предельная кривизна	r	19	15	10^{-6} мм
Деформация верхнего волокна бетона	e_b	-0,00343	-0,00342	
Деформация сжатой арматуры	e_s'	-0,00287	-0,00305	
Деформация растянутой арматуры	e_s	0,00890	0,00519	
Деформация композита	e_f	0	0,00585	
Напряжение верхнего волокна бетона	s_R	-17,1	-17,1	МПа
Напряжение сжатой арматуры	s_s'	-355	-355	МПа
Напряжение растянутой арматуры	s_s	355	355	МПа
Напряжение композита	s_f		995	МПа

Как следует из результатов расчета по деформационной модели, прочность сечения обеспечена:

$$M_{ult} = 817 \text{ кНм} > 750 \text{ кНм}.$$

Расхождение с расчетом по разрушающим усилиям составляет:

$$\frac{M_{ult,ДМ} - M_{ult,разр}}{M_{ult,ДМ}} = \frac{817 - 833}{817} = 2\%.$$

4.2. Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси изгибаемого элемента

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

На рис. 4.4 приведены основные схемы наклейки, используемые при усилении наклонных сечений. Для балок в основном используется наклейка ФАС с трех или двух сторон элемента.

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

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} + \psi_f Q_f \tag{4.48}$$

ψ_f - коэффициент запаса, зависящий от схемы наклейки ФАС.

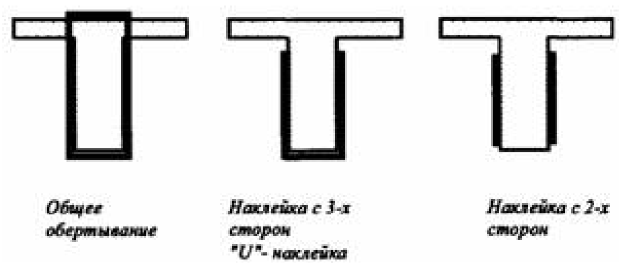

Рис. 4.4. Схемы наклейки ФАС при усилении наклонных сечений

Таблица 4.1

Коэффициент запаса, зависящий от схемы наклейки ФАС

ψ_f=0,95	Полностью обернутые элементы

ψ_f=0,85	Трехсторонние U-образные хомуты или приклеенные к наружной поверхности слои

Рисунок 4.5 иллюстрирует параметры, которые используются для вычисления прочности наклонных сечений с учетом ФАС. Вклад системы ФАС в увеличение прочности на сдвиг элемента основан на работе соответствующего направления фибры по отношению к предполагаемой траектории трещины.

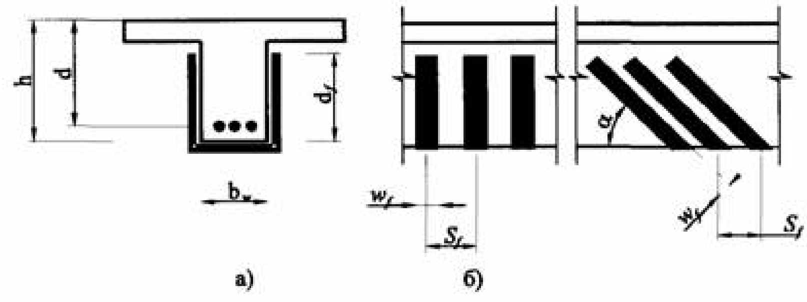

Рис. 4.5 Размещение ФАС хомутов для усиления наклонных сечений

4.2.2. После подбора сечения усиляющей накладки (по разделу 4.1) 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.

4.2.3. Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят по выражению {6.65 [4]}:

$$Q \le \varphi_{b1} R_b b h_0 \tag{4.49}$$

4.2.4. Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил осуществляется по {п. 6.2.34 [4]} с учетом следующих дополнений.

Общее условие прочности:

$$Q \le Q_{ult}. \tag{4.50}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении Q_b, определяется по {п. 6.67 [4]}:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c}, \tag{4.51}$$

$$0,5 R_{bt} b h_0 < Q_b < 2,5 R_{bt} b h_0. \tag{4.52}$$

Усилие Q_{sw}, воспринимаемое поперечной стальной арматурой, нормальной к продольной оси элемента определяется по выражению {6.68 [4]}:

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c, \tag{4.53}$$

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

Усилие Q_f, воспринимаемое хомутами из ФАС, определяется из выражения:

$$Q_f = \frac{A_{f,sh} \sigma_{fu} (\sin\alpha + \cos\alpha) d_f}{s_f}, \tag{4.54}$$

где $A_{f,sh} = 2 n t_f w_f.$ (4.55)

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

$$\sigma_{fu} = \varepsilon_{fe} E_f. \tag{4.56}$$

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

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

$$e_{fe} = 0{,}004 \leq 0{,}75\varepsilon_{ft}. \quad (4.57)$$

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

$$\varepsilon_{fe} = k_v\varepsilon_{ft} \leq 0{,}004. \quad (4.58)$$

Коэффициент запаса по сцеплению является функцией от прочности бетона, типа схемы наклейки и жесткости ФАС. Этот коэффициент можно вычислить с помощью выражений (4.59) - (4.62):

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_f}{11{,}900\varepsilon_{ft}} \leq 0{,}75. \quad (4.59)$$

Параметр L_f определяется из выражения (4.60):

$$L_f = \frac{23{,}300}{(nt_f E_f)^{0{,}58}}. \quad (4.60)$$

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

$$k_1 = \left(\frac{R_b'}{27}\right)^{\frac{2}{3}}; \quad (4.61)$$

$$k_2 = \frac{d_f - L_f}{d_f}$$ - для U-образных хомутов,

(4.62)

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

4.2.5. Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов производят из условия:

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_f, \quad (4.63)$$

где: M_s и M_{sw} - определяются по {п. 6.2.35 [4]}:

$$M_s = N_s z_s, \quad (4.64)$$

$$M_{sw} = 0{,}5Q_{sw}c, \quad (4.65)$$

$$M_f = 0{,}5Q_f c. \quad (4.66)$$

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

Примеры расчета

Пример 5. Дано, свободно опертая балка перекрытия с размерами сечения:

b = 200 мм, h = 400 мм, h_0 = 370 мм; бетон тяжелый класса В25 (R_{bt} = 1,05 МПа); хомуты двухветвевые диаметром 8 мм (A_{sw} = 101 мм^2) с шагом s_w= 150 мм; арматура класса А240 (R_{sw} = 170 МПа); временная эквивалентная по моменту нагрузка q_v = 36 кН/м, постоянная нагрузка q_g = 20 кН/м; поперечная сила на опоре Q_{max}= 154 кН.

Требуется проверить прочность наклонных сечений и при необходимости запроектировать усиление из углепластика холодного отверждения. Углепластик изготавливается из волокон со следующими нормативными характеристиками: прочность R_f = 4800 МПа, E_f = 230000 МПа, толщина монослоя t_f = 0,167 мм.

Расчет:

Прочность наклонных сечений проверяем согласно {п 3.31 [7]}. По выражению {(3.48) [7]} определим интенсивность хомутов:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 101}{150} = 114{,}5$$ Н/мм

Поскольку $\frac{q_{sw}}{R_{bt}b} = \frac{114{,}5}{1{,}05 \cdot 200} = 0{,}545 < 0{,}25,$ т.е. условие {(3.49) [7]} выполняется, хомуты учитываем полностью и значение M_b определяем по выражению {(3.46) [7]}:

$$M_б = 1{,}5R_{бt}bh_0^2 = 1{,}5\cdot 1{,}05\cdot 200\cdot 370^2 = 4{,}312\cdot 10^7 \text{ Нмм}$$

Согласно {п. 3.32 [7]} определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения:

$$q_1 = q_g + 0{,}5q_v = 20 + 0{,}5\cdot 36 = 38 \text{ кН/м (Н/мм)};$$

$$\sqrt{\frac{M_б}{q_1}} = \sqrt{\frac{4{,}312\cdot 10^7}{38}} = 1065 \text{ мм} > \frac{2h_0}{1 - 0{,}5\frac{q_{sw}}{R_{бt}b}} = \frac{2\cdot 370}{1 - 0{,}5\cdot 0{,}545} = 1017 \text{ мм},$$

следовательно значение c принимаем равным 1065 мм > $2h_0$ = 740 мм

Тогда $c_0 = 2h_0$ = 740 мм и $Q_{sw} = 0{,}75\cdot 114{,}5\cdot 740 = 63548$ кН = 63,6 кН;

$$Q_б = \frac{M_б}{c} = \frac{4{,}312\cdot 10^7}{1017} = 42340 \text{ Н} = 42{,}4 \text{ кН};$$

$$Q = Q_{max} - q_1c = 154 - 38\cdot 1{,}017 = 115{,}4 \text{ кН};$$

$$Q_b + Q_{sw} = 42{,}4 + 63{,}6 = 106 \text{ кН} < Q = 115{,}4 \text{ кН},$$

т.е. прочность наклонных сечений не обеспечена.

Расчет усиления:

Принимаем трехсторонние U-образные хомуты из однонаправленной углеродной ткани в один слой, наклеиваемые перпендикулярно продольной оси балки (α=90°).

По результатам испытаний слоистых образцов ткани из заданного волокна с объемным содержанием 60% по ГОСТ 25.601-80 получены следующие нормативные характеристики ФАС:

предел прочности при растяжении: R_f = 2400 МПа,

относительное удлинение при разрыве: δ = 2,09 %,

модуль упругости: E_f = 115000 МПа.

Коэффициент надёжности по материалу для расчета по предельным состояниям первой группы (п.п. 3.9) g_f = 1,1.

Коэффициент условий работы (табл. 3.1) C_E = 0,9;

Расчетная прочность (3.1)

$$R_f = \frac{0{,}9}{1{,}1}\cdot 2400 \text{ МПа} = 1964 \text{ МПа};$$

Тогда расчетная деформация растяжения (3.2)

$$\varepsilon_{ft} = \frac{0{,}9\cdot 0{,}0209}{1{,}1} = 0{,}0171$$

Расчетный модуль упругости $E_{ft} = E_f$ = 115000 МПа

$$n = 1;\ w_f = 100 \text{ мм};$$

$$A_{f,sh} = 2nt_fw_f = 2\cdot 1\cdot 0{,}167\cdot 100 = 33{,}4 \text{ мм}^2$$

Из таблицы (4.1) коэффициент запаса по схеме наклейки ψ_f = 0,85

Полагая, что хомуты приклеиваются по всей высоте стенки балки,

$$d_f = h_0 = 370 \text{ мм}.$$

Из выражения (4.60) эффективная длина анкеровки:

$$L_f = \frac{23300}{(nt_fE_f)^{0{,}58}} = \frac{23300}{(1\cdot 0{,}167\cdot 115000)^{0{,}58}} = 76 \text{ мм}.$$

Коэффициент k_1 находится из выражения (4.61):

$$k_1 = \left(\frac{R_б}{27}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{14{,}5}{27}\right)^{\frac{2}{3}} = 0{,}661.$$

Коэффициент k_2 находится из выражения (4.62):

$$k_2 = \frac{d_f - L_f}{d_f} = \frac{370 - 76}{370} = 0{,}795.$$

Коэффициент запаса по сцеплению k_v вычисляется по выражению (4.59):

$$k_v = \frac{k_1k_2L_f}{11900\varepsilon_{ft}} = \frac{0{,}661\cdot 0{,}795\cdot 76}{11900\cdot 0{,}0171} = 0{,}196.$$

Предельная расчетная деформация по выражению (4.58)

$$\varepsilon_{ft} = k_v\varepsilon_{ft} = 0{,}196 \cdot 0{,}0171 = 0{,}00335;$$

Тогда расчетное напряжение

$$\sigma_{fu} = \varepsilon_{fe}E_f = 0{,}00335 \cdot 115000 = 385 \text{ МПа}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами из углеткани:

$$\psi_f Q_f = \psi_f \frac{A_{f,sk}\sigma_{fu}(\sin\alpha + \cos\alpha)d_f}{w_f} = 0{,}85\frac{33{,}4 \cdot 385 \cdot 1 \cdot 370}{150} = 26{,}7 \text{ кН}$$

Тогда общая поперечная сила:

$$Q = Q_b + Q_{sw}\ Q_f = 42{,}4+63{,}6+26{,}7=132{,}7 \text{ кН} > 115{,}4 \text{ кН}.$$

Прочность сечения обеспечена.

Пример 6. Дано: свободно опертая балка пролётом 5,5 м с равномерно распределенной нагрузкой q = 38 кН/м, конструкция приопорного участка балки по черт. 1; бетон класса B15 (R_b=8,5 МПа); продольная арматура без анкеров класса А400 (R_s=355 МПа) площадью сечения A_s = 982 мм^2 (2∅25); хомуты из арматуры класса А240 (R_{sw}= 170 МПа) диаметром 8 мм (A_{sw}= 101 мм^2) с шагом s_w= 150 мм приварены к продольным стержням.

Требуется проверить прочность наклонных сечений на действие момента и при необходимости запроектировать усиление из углепластика холодного отверждения со следующими характеристиками: нормативная прочность R_f = 1400 МПа, E_f = 120000 МПа, толщина монослоя t_f = 0,175 мм.

Расчет:

$$h_0 = h - a = 400 - 40 = 360 \text{ мм}$$

Поскольку растянутая арматура не имеет анкеров, расчет наклонных сечений на действие момента необходим. Определим усилие в растянутой арматуре по выражению {(3.73) [4]}. Принимаем начало наклонного сечения у грани опоры. Отсюда

$$l_s = l_{\sup} - 10 \text{ мм} = 280 - 10 = 210 \text{ мм (см. рис. 4.6).}$$

Опорная реакция балки равна:

$$F_{sup} = \frac{ql}{2} = \frac{38 \cdot 5{,}5}{2} = 104{,}5 \text{ кН}$$

Площадь опирания балки

$$A_{\sup} = bl_{\sup} = 200 \cdot 280 = 56000 \text{ мм}^2,$$

следовательно

$$\sigma_b = \frac{F_{sup}}{l_{sup}} = \frac{104500}{56000} = 1{,}87 \text{ МПа}$$

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{1{,}87}{8{,}5} = 0{,}22 < 0{,}25.$$

Поэтому α = 1. Из табл. {3.3 [7]} при классе бетона B15, классе арматуры А400 и α=1 находим λ_{an} = 47. Тогда, длина анкеровки равна

$$l_{an} = \lambda_{an}d_s = 47 \cdot 25 = 1175 \text{ мм}$$

$$N_s = R_sA_s\frac{l_s}{l_{\pi}} = 355 \cdot 982 \cdot \frac{270}{1175} = 80{,}1 \text{ кН.}$$

Поскольку к растянутым стержням в пределах длины l_s приварены 4 вертикальных и 2 горизонтальных поперечных стержня (см. рис. 4.6), увеличим усилия N_s на величину N_w.

Принимая d_w = 8 мм, n_w = 6, φ_w = 150 (см. {табл. 3.4 [7]}) получаем:

$$N_w = 0{,}7n_w\varphi_w d_w^2 R_{bt} = 0{,}7 \cdot 6 \cdot 150^2 \cdot 0{,}75 = 30{,}24 \text{ кН;}$$

$$N_s = 80{,}1 + 30{,}24 = 110{,}34 \text{ кН.}$$

Определяем максимально допустимое значение N_s. Из. табл. {3.3 [7]} при α = 0,7 находим λ_{an}= 33, тогда

$$N_{s,\max} = R_sA_s\frac{l_s}{\lambda_{an}d} = 355 \cdot 982 \cdot \frac{270}{33 \cdot 25} = 114 \text{ кН} > N_s,$$

т.е. оставляем N_s = 110,3 кН.

Определим плечо внутренней пары сил:

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2R_b b} = 360 - \frac{110346}{2 \cdot 8{,}5 \cdot 200} = 327{,}5 \text{ мм} > h_0 - a' = 360 - 35 = 325 \text{ мм.}$$

Тогда момент, воспринимаемый продольной арматурой, равен

$$M_s = N_s z_s = 110346 \cdot 327{,}5 = 36{,}1 \cdot 10^6 \text{ Нмм.}$$

По выражению {(3.48) [4]} вычислим величину q_{sw}:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 101}{150} = 114{,}5 \text{ Нмм.}$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения по выражению {(3.76) [7]}, принимая значение Q_{max} равным опорной реакции балки, т.е. $Q_{max} = F_{sup} = 104{,}5$ кН.

$$c = \frac{Q_{max}}{q_{sw} + q} = \frac{104{,}5 \cdot 10^3}{114{,}5 + 38} = 685 \text{ мм} < 2h_0 = 720 \text{ мм}$$

Тогда момент, воспринимаемый поперечной арматурой, равен

$$M_{sw} = 0{,}5 q_{sw} c^2 = 0{,}5 \cdot 114{,}5 \cdot 685^2 = 26{,}9 \cdot 10^6 \text{ Нмм.}$$

Момент в наклонном сечении определяем как момент в нормальном сечении, расположенном в конце наклонного сечения, т.е. на расстоянии от точки приложения опорной реакции, равной

$$x = l_{sup}/3 + c = 280/3 + 685 = 778 \text{ мм.}$$

$$M = Qx - \frac{qx^2}{2} = 104{,}5 \cdot 10^3 \cdot 778 - \frac{38 \cdot 778^2}{2} = 69{,}8 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 69{,}8 \text{ кНм.}$$

Проверяем условие {(3.69) [7]}

$$M_s + M_{sw} = 36{,}1 + 26{,}9 = 63 \text{ кНм} < M = 69{,}8 \text{ кНм.}$$

Прочность сечения не обеспечена.

Расчет усиления:

Принимаем трехсторонние U-образные хомуты из однонаправленной углеродной ткани в один слой, наклеиваемые перпендикулярно продольной оси балки (α=90°) с шагом $s_f = 150$ мм.

$$n = 1;\ w_f = 100 \text{ мм;}$$

$$A_{f,sh} = 2nt_f w_f = 2 \cdot 1 \cdot 0{,}175 \cdot 100 = 35 \text{ мм}^2.$$

Предельная деформация растяжения

$$\varepsilon_f = \frac{R_f}{E_f} = \frac{1400}{120000} = 0{,}0117.$$

Коэффициент надёжности по материалу для расчета по предельным состояниям первой группы (п. 3.9) $g_f = 1{,}1$.

Коэффициент условий работы (табл. 3.1) $C_E = 0{,}9$.

Расчетная прочность (3.1)

$$R_{ft} = \frac{0{,}9}{1{,}1} \cdot 1400 \text{ МПа} = 1145 \text{ МПа.}$$

Тогда расчетная деформация растяжения (3.2)

$$\varepsilon_{ft} = \frac{0{,}9 \cdot 0{,}0117}{1{,}1} = 0{,}00957.$$

Из таблицы (4.1) коэффициент запаса по схеме наклейки $\psi_f = 0{,}85$.

Полагая, что хомуты приклеиваются по всей высоте стенки балки,

$$d_f = h_0 = 360 \text{ мм.}$$

Из выражения (4.60) эффективная длина анкеровки:

$$L_f = \frac{23300}{(nt_f E_f)^{0{,}58}} = \frac{23300}{(1 \cdot 0{,}175 \cdot 120000)^{0{,}58}} = 72{,}5 \text{ мм.}$$

Коэффициент k_1 находится из выражения (4.61):

$$k_1 = \left(\frac{R_b}{27}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{8{,}5}{27}\right)^{\frac{2}{3}} = 0{,}463.$$

Коэффициент k_2 находится из выражения (4.62):

$$k_2 = \frac{d_f - L_f}{d_f} = \frac{360 - 72,5}{360} = 0,8.$$

Коэффициент запаса по сцеплению k_v вычисляется по выражению (4.59):

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_f}{11900 \varepsilon_{ft}} = \frac{0,463 \cdot 0,8 \cdot 72,5}{11900 \cdot 0,00957} = 0,236.$$

Предельная расчетная деформация по выражению (4.58):

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{ft} = 0,236 \cdot 0,00957 = 0,00226 < 0,004.$$

Тогда расчетное напряжение

$$\sigma_{fu} = \varepsilon_{fe} E_f = 0,00226 \cdot 120000 = 271 \text{ МПа}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами из углеткани:

$$\psi_f Q_f = \psi_f \frac{A_{f,sk} \sigma_{fu} (\sin\alpha + \cos\alpha) d_f}{s_f} = 0,85 \frac{35 \cdot 271 \cdot (1+0) \cdot 360}{150} = 19,3 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент, воспринимаемый хомутами ФАС определяется по выражению (4.66):

$$M_f = 0,5 Q_f c = 0,5 \cdot 19,3 \cdot 0,778 = 7,5 \text{ кНм}.$$

Суммарный изгибающий момент:

$$M = M_s + M_{sw} + M_f = 36,1 + 26,9 + 7,5 = 70,5 \text{ кН} > 69,8 \text{ кН}$$

Прочность сечения обеспечена.

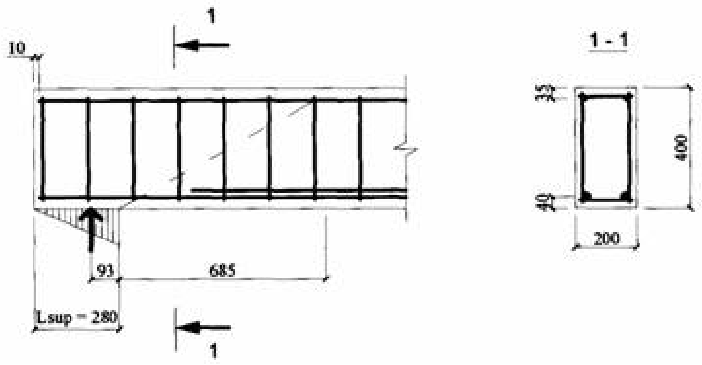

Рис. 4.6 К примеру расчета 6

4.3. Расчет сжатых и внецентренно сжатых элементов

Композитные материалы, армированные стеклотканью, углеродными или арамидными волокнами, могут применяться на внешних поверхностях для восстановления утерянной несущей способности колонн в случае потери части сечения арматуры вследствие ее коррозии или для повышения несущей способности в случае увеличения действующих нагрузок.

4.3.1. Повышение несущей способности колонн на действие продольной силы может быть обеспечено наклейкой композита в продольном или поперечном направлении.

а) Усиление наклейкой композита в продольном направлении

Для определения необходимой площади композита следует определить по СНиП 2.03.01-84* недостающую площадь продольной арматуры $A_{s,def}$. Требуемая площадь композита составляет:

$$A_f = \frac{R_f E_f}{R_s E_s} A_{s,def}. \tag{4.67}$$

б) Усиление наклейкой в поперечном направлении

Прямоугольные сечения колонн с соотношением сторон $\frac{h}{b} \le 1,5$ могут быть усилены для повышения несущей способности при осевом сжатии путем создания эффекта обоймы композитным материалом в направлении перпендикулярном оси элемента.

Необходимая толщина оболочки из композиционного материала определяется из выражения:

$$t_f \geq 0{,}5k_k\left(\frac{bh}{b+h}\right),$$ (4.68)

$$k_k = \frac{0{,}8(\varepsilon_{bu} - 0{,}004)R'_{b,koop}}{R_f\varepsilon_{fu}}.$$

где: (4.69)

$R'_{b,koop} = 1{,}5R_b$, $\varepsilon_{bu} = 0{,}003$ максимальная деформация бетона при сжатии, R_f - максимальная прочность на растяжение композита, ε_{fu} - максимальная деформация при растяжении композита.

При проектировании должно соблюдаться условие:

$$E_f\varepsilon_f \leq 0{,}75R_f.$$ (4.70)

Несущая способность усиленной колонны проверяется по формуле:

$$R_{b,koop} = R_b\left\{2{,}254\left[\sqrt{\left(1+\left(558{,}18\frac{R_l}{R_b}\right)\right)}\right]-140{,}6\frac{R_l}{R_b}-1{,}254\right\},$$ (4.71)

где: $R_l = 0{,}0038K_1R_f$, (4.72)

$$K_1 = 2t_f\frac{b+h}{bh}.$$ (4.73)

4.3.2. Круговое обертывание ФАС вокруг определенных типов элементов, работающих на сжатие, создает ограничение деформированию в поперечном направлении путем создания обоймы с ориентацией волокон в поперечном направлении и приводит к увеличению прочности при сжатии. При увеличении сжимающих нагрузок обойма испытывает растяжение, сдерживая развитие поперечных деформаций. Вклад продольно расположенных волокон на прочность при сжатии бетонного элемента игнорируется. Для надежной работы обоймы необходим ее плотный контакт с элементом; величина сцепления с бетоном здесь решающего влияния не оказывает.

4.3.3. Сжимающие напряжения, воспринимаемые сплошным сечением бетона, ограниченного обоймой ФАС, могут быть вычислены с использованием выражений (4.74) - (4.75) и применением коэффициентов запаса прочности ψ_f.

Для ненапряженных железобетонных элементов, имеющих стальную спиральную арматуру:

$$\varphi N_n = 0{,}85\varphi[0{,}85\psi_f R_{bf}(A-A_s)+R'_sA_s],$$ (4.74)

а для ненапряженных элементов со стальной поперечной арматурой:

$$\varphi N = 0{,}80\varphi[0{,}85\psi_f R_{bf}(A-A_s)+R'_sA_s],$$ (4.75)

где ψ_f - коэффициент запаса, равный 0,95.

4.3.4. Прочность на сжатие круглого бетонного элемента с напряжением в обойме σ_f можно вычислить с помощью выражения (4.76)

$$R_{bf} = R'_b\left[2{,}25\sqrt{1+7{,}9\frac{\sigma_f}{R'_b}}-2\frac{\sigma_f}{R'_b}-1{,}25\right].$$ (4.76)

Выражение (4.76) раньше использовалось в расчетах эффективности стальной обоймы. Исследования показали, что это выражение также применимо для бетонных элементов с обоймами из ФАС. Прочность бетона в обойме можно вычислить с помощью выражения (4.76). Максимальные расчетные напряжения в обойме определяются выражением (4.77):

$$\sigma_f = \frac{k_a\rho_f\sigma_{fu}}{2} = \frac{k_a\rho_f\varepsilon_{fe}E_f}{2}.$$ (4.77)

Если элемент испытывает деформации сжатия и сдвига, расчетная деформация в обойме ФАС должна быть ограничена в соответствии с (4.78):

$$\varepsilon_{fe} = 0{,}004 \leq 0{,}75\varepsilon_{fu}.$$ (4.78)

4.3.5. Обойма ФАС наиболее эффективна для круглых поперечных сечений. Ограничивающее давление, обеспечиваемое обоймой ФАС, наклеенной по окружности радиусом r можно вычислить, используя выражение (4.79):

$$\rho_f = \frac{4nt_f}{2r}$$ (4.79)

Испытания показали, что обойма ФАС в квадратных и прямоугольных элементах также может обеспечить увеличение прочности на сжатие элемента. Коэффициент эффективности k_a для круглых поперечных сечений можно принять равным единице, а для квадратных или прямоугольных сечений - по выражению (4.82).

При использовании обойм из ФАС увеличивается общая пластичность сечения из-за способности развивать при сжатии более высокую деформацию до разрушения. Обойма ФАС может также отсрочить искривление стальной продольной арматуры, работающей на сжатие, и усилить место нахлесточного соединения стальной продольной арматуры.

4.3.6. Обоймы ФАС также используются для повышения сейсмостойкости колонн, опор мостов и т.п. Они рассчитываются на восприятие ограничивающего напряжения, достаточного для развития деформации сжатия при заданных смещениях. Максимально используемая деформация сжатия бетона для ограниченных обоймой ФАС круговых железобетонных элементов вычисляется по выражению (4.80):

$$\varepsilon_{b,ult} = \frac{1,71(5R_{bf} - 4R_b)}{E_b}. \qquad (4.80)$$

Максимальная расчетная деформация сжатия для круглых, квадратных и прямоугольных поперечных сечений с обоймой ФАС вычисляется с помощью уравнения (4.80) и используя $k_a = 1$. Коэффициент армирования ФАС прямоугольных сечений ρ_f вычисляется из выражения (4.81):

$$\rho_f = \frac{2nt_f(b+h)}{bh} \qquad (4.81)$$

Коэффициент эффективности усиления для квадратных и прямоугольных сечений определяется на основе размеров поперечного сечения и степени армирования стержневой арматурой (4.82) - рис. 4.7:

$$k_a = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3bh(1-\mu_s)} \qquad (4.82)$$

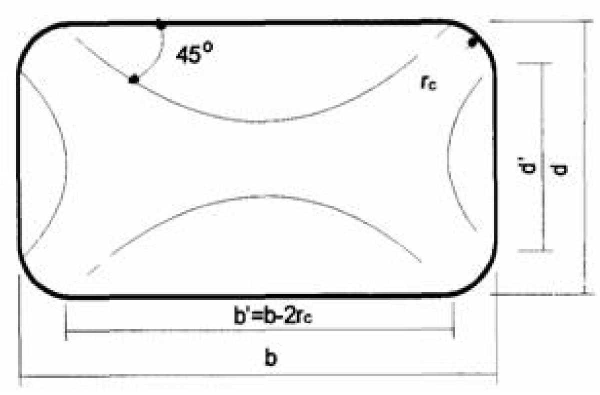

Рис. 4.7. Активные зоны при усилении прямоугольных сечений колонн

Следует учитывать, что для прямоугольных сечений с соотношением высоты к ширине, превышающим 1,5, или размерами поперечного сечения b или h, превышающими 900 мм, ограничивающим воздействием обоймы ФАС следует пренебрегать, если испытания не покажут ее эффективность.

4.4. Осевое растяжение

Системы ФАС можно использовать для обеспечения дополнительной прочности на растяжение железобетонного элемента. Благодаря линейно-упругой работе материалов ФАС, вклад ее в увеличении прочности на растяжение линейно связан с уровнем деформации и вычисляется согласно закона Гука.

Уровень растяжения, обеспечиваемый ФАС, ограничивается расчетной прочностью ФАС и способностью передавать напряжение подложке через адгезив. Расчетная деформация ФАС определяется на основе критерия, данного для усиления на сдвиг в выражениях (4.57) - (4.62). Значение k_1 в выражении (4.61) можно принять равным 1,0. Для достижения этого уровня деформации должна обеспечиваться минимальная длина сцепления $2L_e$ (где L_e - это активная длина сцепления, определенная ранее в выражении (4.60)).

5. РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

5.1. Расчет по образованию трещин

5.1.1. Расчет по образованию трещин для усиленных арматурой ФАС элементов следует проводить в соответствии с общими указаниями {п.п. 7.2.1-7.2.11 [4]} с некоторыми изменениями, указанными ниже.

5.1.2. Момент инерции приведенного сечения {п. 7.2.9 [4]} рассчитывается с учетом внешней арматуры ФАС:

$$I_{red} = I + I_s\alpha + I'_s\alpha + I_f\alpha_f \tag{5.1}$$

A_{red} - площадь приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по формуле

$$A_{red} = A + A_s\alpha_s + A'_s\alpha_s + A_f\alpha_f \tag{5.2}$$

$$\alpha_f = \frac{E_f}{E_b} \tag{5.3}$$

5.1.3. При определении момента образования трещин на основе нелинейной деформационной модели, приведённой в разделе 4.1 настоящих рекомендаций, нужно учитывать работу бетона в растянутой зоне нормального сечения.

5.2. Расчет по раскрытию трещин

5.2.1. Расчет по раскрытию трещин для усиленных арматурой ФАС элементов следует проводить в соответствии с указаниями {п.п. 7.2.12 - 7.2.15 [4]} с некоторыми изменениями, указанными ниже.

5.2.2. Значение коэффициента приведения арматуры ФАС к бетону α_{f1} определяют по формуле

$$\alpha_{f1} = \frac{E_f}{E_{b\,red}} \tag{5.4}$$

Момент инерции приведенного поперечного сечения элемента I_{red} относительно его центра тяжести {п. 7.2.13 [4]} определяют с учетом площади сечения бетона сжатой зоны, площади сечения сжатой и растянутой стальной арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{s1} и арматуры ФАС с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{f1}

$$I_{red} = I_b + I'_s\alpha_{s1} + I_s\alpha_{s1} + I_f\alpha_{f1} \tag{5.5}$$

5.2.3. По данным некоторых исследований наличие внешней арматуры ФАС приводит к уменьшению расстояний между трещинами, однако имеющихся к настоящему времени данных недостаточно для количественной оценки этого влияния.

5.3. Расчет по деформациям

Расчет усиленных арматурой ФАС элементов по деформациям следует проводить в соответствии с общими указаниями {п. 7.3 [4]}.

Определение кривизны сечения на участках без трещин в растянутой зоне

5.3.1. Момент инерции приведенного поперечного сечения элемента I_{red} относительно его центра тяжести {п. 7.3.10 [4]} определяют с учетом площади сечения бетона сжатой зоны, площади сечения сжатой и растянутой стальной арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α и арматуры ФАС с коэффициентом приведения арматуры к бетону α'_f

$$\alpha'_f = \frac{E_f}{E_{b1}} \tag{5.6}$$

5.3.2. При использовании нелинейной деформационной модели полную кривизну сечения на участках без трещин в растянутой зоне усиленного сечения определяют по выражению {(7.28) [4]}. Значения кривизны, входящие в выражение {(7.28) [4]} определяют согласно п. 4.1.34 настоящих рекомендаций.

Определение кривизны сечения на участках с трещинами в растянутой зоне

5.3.3. Полную кривизну на участках с трещинами в растянутой зоне усиленного сечения рекомендуется определять с помощью нелинейной деформационной модели по выражению {(7.29) [4]}. Значения кривизны, входящие в выражение {(7.29) [4]} определяют согласно п. 4.1.34 настоящих рекомендаций.

Определение прогибов

Расчет усиленных арматурой ФАС элементов по прогибам следует проводить в соответствии с {п.п. 7.3.1 - 7.3.6 [4]}, принимая значения кривизны элементов, полученных расчетом в соответствии с п.п. 5.3.1 - 5.3.3 настоящего руководства.

6. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

Система усиления ФАС включает в себя:
- грунтовки бетонных поверхностей;
- шпаклевочные составы;
- адгезивы;
- одно или двунаправленные ткани или ламинаты.

В отдельных случаях могут также использоваться защитные и противопожарные покрытия.

Грунтовки наносят на всю оклеиваемую поверхность для пропитки бетонного основания и обеспечения необходимого сцепления адгезива и пропитывающего ткань состава с бетонной поверхностью.

Шпаклевочные составы применяют для заполнения каверн и выравнивания поверхности.

Адгезивы - составы для пропитки и наклейки тканей и ламинатов на поверхность конструкции.

Как правило, для системы ФАС применяются эпоксидные, полиэфирные или винил-эфирные смолы (наиболее универсальными являются эпоксидные смолы).

Эти смолы должны обеспечивать достаточное сцепление (адгезию) с бетоном и с используемыми для усиления тканями или ламинатами.

Они должны быть долговечными, в т.ч. стойкими к воздействию влажности, экстремальных температур, различных агрессивных сред, соленой воды.

Смолы должны хорошо пропитывать используемые ткани.

6.1. Принципиальные схемы усиления основных типов конструкций

6.1.1. Усиление сжатых и внецентренно сжатых конструкций (колонны, простенки) осуществляется путем устройства вокруг сечения элементов бандажей с направлением волокон перпендикулярно продольной оси усиливаемой конструкции. Бандажи устанавливаются по всей высоте конструкции (рис. 6.1).

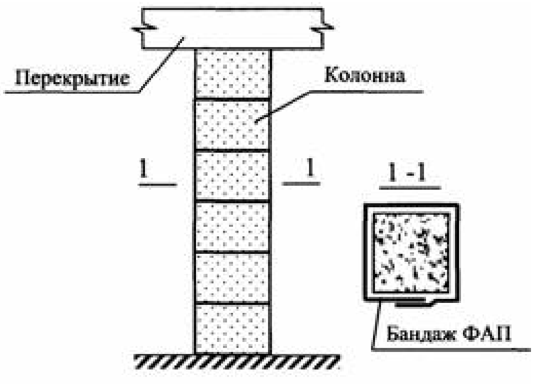

Рис. 6.1. Принципиальная схема усиления колонны

6.1.2. Усиление изгибаемых балочных конструкций осуществляется наклейкой ФАС на нижнюю поверхность ребра с направлением волокон вдоль оси усиляемой конструкции и вертикальных, либо наклонных хомутов в приопорной зоне с направлением волокон перпендикулярно продольной оси (Рис. 6.2).

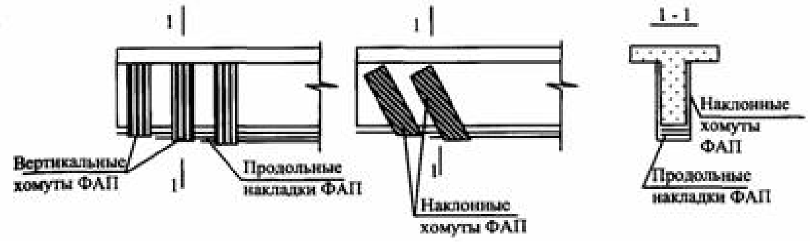

Рис. 6.2. Принципиальная схема усиления балки

6.1.3. Усиление плитных конструкций осуществляется наклейкой на нижнюю поверхность накладок ФАС с направлением волокон вдоль оси конструкции и поверх них поперечных накладок с направлением волокон перпендикулярно продольных накладок (Рис. 6.3).

6.2. Подготовка основания под наклейку

6.2.1. Под основанием подразумевается поверхность бетона, на которую производится наклейка усиливающего элемента - ламината или ткани.

Основание должно отвечать определенным геометрическим, механическим и физико-химическим критериям.

До наклеивания усиляющих элементов (лент, ткани, ламинатов) поверхность основания должна быть выровнена, а локальные геометрические дефекты устранены.

6.2.2. На поверхность основания мелом наносятся линии разметки в соответствии с принятой проектом схемой наклейки элементов усиления.

6.2.3. Поверхность бетона должна быть очищена от краски, масла, жирных пятен, цементной пленки.

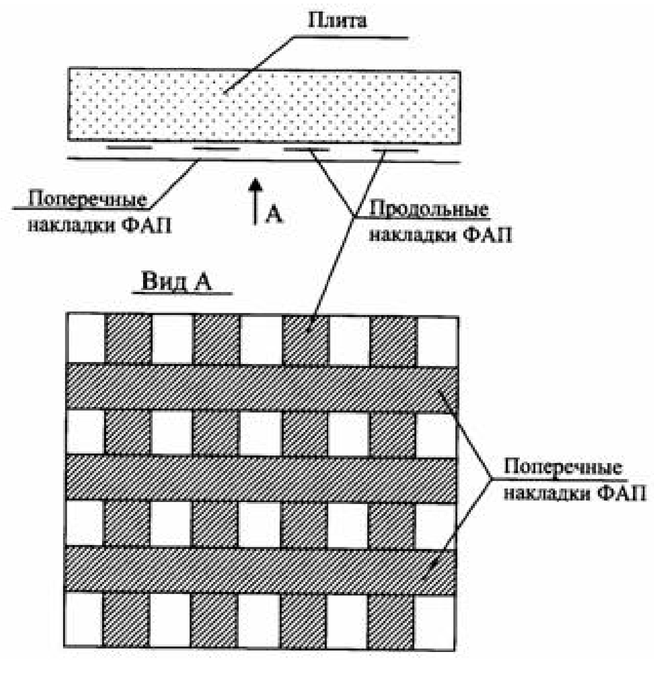

Рис. 6.3. Принципиальная схема усиления плит

Очистка поверхности осуществляется путем пескоструйной обработки или обработки металлическими щетками с последующей высоконапорной промывкой водой (под давлением не менее 100 атм.).

6.2.4. Для лучшего сцепления адгезива с бетоном, поверхность основания должна быть шероховатой. Это достигается обработкой поверхности бетона каменотесным долотом с последующей зачисткой металлической щеткой. Обработке должен подвергаться только поверхностный слой до обнажения на поверхности крупного заполнителя.

6.2.5. После очистки поверхность бетона обрабатывается грунтовочным составом с целью упрочнения основания и улучшения сцепления адгезива с бетонной поверхностью.

6.2.6. Неплоскостность поверхности должна быть меньше 5 мм на базе 2 м или 1 мм на базе 0,3 м. Мелкие дефекты (сколы, раковины, каверны) не должны быть глубже 5 мм и площадью не более 25 $см^2$. Такие дефекты должны быть устранены с помощью полимерцементных ремонтных смесей с быстрым набором прочности. Выравнивание значительных (более 25 $см^2$) участков поверхности производится с использованием полимерцементных ремонтных составов с наполнителем в виде песка и мелкого щебня.

6.2.7. В случае разрушения (отслоения) защитного слоя бетона в результате коррозии арматуры следует удалить его, очистить обнаженную арматуру от продуктов коррозии, обработать ее преобразователем ржавчины и после этого восстановить защитный слой специальными ремонтными составами.

6.2.8. Прочность основания является решающим фактором для тех случаев усиления, когда сцепление имеет определяющее значение, например, при усилении на изгиб или срез (поперечное армирование). В этих случаях прочность основания на сжатие должна быть не менее 15 МПа. Указанное значение минимальной прочности не относится к тем задачам, когда определяющим является контактная связь, например, при усилении колонн путем обертывания их усиляющей лентой. В этом случае минимальное значение прочности на сжатие бетона может быть равным 10,0 МПа.

6.2.9 При оборачивании конструкций в поперечном направлении лентой, на наружных углах конструкции необходимо выполнить фаски с катетом 1-2 см, либо скругления с радиусом 1-2 см, а на внутренних углах ремонтными смесями выполнить галтель радиусом не менее 20 см (Рис. 6.4).

6.2.10. Трещины с раскрытием более 0,3 мм должны быть отремонтированы низковязкими эпоксидными или полиуретановыми составами, трещины с меньшим раскрытием могут быть затерты полимерцементным раствором.

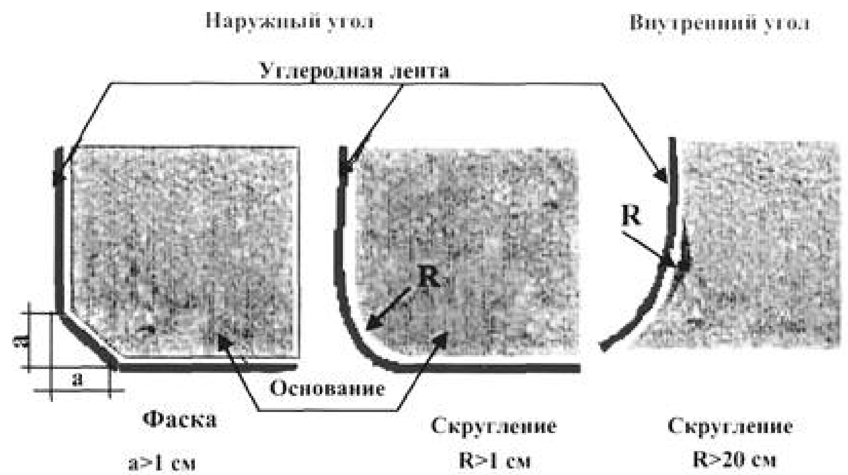

Рис. 6.4 Подготовка углов конструкции перед наклейкой углеродной ткани

6.3. Раскрой ленты или ламината

6.3.1. Раскрой ленты или ламината производится в соответствии с принятой проектом схемой наклейки и осуществляется на гладком столе (верстаке), покрытом полиэтиленовой пленкой. При использовании ленты стол должен быть снабжен приспособлением для разматывания ленты с бобины. Для резки ленты следует использовать ножницы или острый нож, для резки ламината - специальные отрезные диски.

6.3.2. Заготовки лент каждого размера нарезаются в требуемом количестве; ленты сматываются в рулон, снабжаются этикеткой с указанием номера, размера и количества заготовок и помещаются в мешок.

6.4. Приготовление адгезива

6.4.1. При приготовлении адгезива компоненты смешиваются в соотношении, рекомендованном инструкцией поставщика. Количество приготавливаемого адгезива в одной порции не должно превышать технологические возможности его использования в течение времени жизнеспособности..

6.4.2. Приготовление адгезива производится в чистой металлической, фарфоровой, стеклянной или полиэтиленовой емкости объемом не менее 3-х литров.

6.4.3 Дозирование компонентов А и Б осуществляется взвешиванием каждого компонента отдельно, также допускается объемное их дозирование.

6.4.4. В емкость для приготовления адгезива выливается дозированное количество компонентов. Компоненты тщательно перемешивают вручную деревянной или алюминиевой лопаткой, либо с помощью низкооборотной дрели с насадкой при оборотах до 500 в минуту (с целью ограничения аэрации смеси). Емкость с приготовленным адгезивом закрывают крышкой, снабжают этикеткой и передают к месту производства работ.

6.5. Наклейка лент (ткани)

6.5.1. Первый слой адгезива наносят на основание из расчета $0,7 \div 1,0$ кг/м^2 с помощью шпателя, кисти, валика с коротким ворсом.

Перед нанесением на бетонное основание слоя адгезива поверхность должна быть продута сжатым воздухом.

6.5.2. Ткань (лента) должна всегда укладываться на слой адгезива. Делается это тыльной стороной руки путем постепенного размещения ткани с одного края основания до другого. В процессе укладки необходимо следить, чтобы кромка полотнища была параллельна линии разметки на основании, либо кромке предыдущего полотнища. Лента может быть предварительно нарезана на отрезки проектной длины (заготовками), либо постепенно разматываться с бобины и обрезаться по месту в процессе наклейки.

Ткань (лента) должна укладываться без складок и без излишнего натяжения. После укладки осуществляется прикатка ткани (ленты), в процессе которой происходит ее пропитка. Пропитка осуществляется с помощью жесткого резинового валика или шпателя от центра к краям строго в продольном направлении (вдоль волокон). После пропитывания ткань должна быть слегка липкой на ощупь, но без явно видимого присутствия адгезива.

6.5.3. Перед укладкой второго слоя ткани (при многослойной конструкции усиления) на прикатанную ленту наносится слой адгезива из расчета $0,5 \div 0,6$ кг/м^2. Укладка и прикатка второго и последующих слоев производится аналогичным образом.

6.5.4. После укладки последнего слоя ленты на поверхность ленты наносится финишный слой адгезива из расчета 0,5 кг/м^2.

6.5.5. При многослойной конструкции усиливающего элемента наклейку всех слоев ткани (ленты) предпочтительно выполнить в течение одной рабочей смены с последующим отверждением всего сечения. В случае, если указанное не возможно по условиям производства работ (например, усиление пространственных конструкций с разным направлением лент по слоям), следует выполнить наклейку одного слоя по всей площади усиления, дождаться отверждения его, после чего таким же образом наклеить 2-ой и последующие слои.

6.5.6. По специфике производства работ можно выделить:

- наклейку на горизонтальные поверхности сверху;
- наклейку на горизонтальные поверхности снизу (на поверхность плит, балок, потолка);
- наклейку на вертикальные поверхности (стен, колонн и др.).

6.5.7. При наклейке на горизонтальные поверхности сверху лента постепенно укладывается без натяжения от центра к краям, разглаживается руками (в резиновых перчатках) и прикатывается валиком или шпателем. Укладка осуществляется двумя рабочими (Рис. 6.5). Укладка каждого последующего слоя может начинаться сразу же после завершения прикатки предыдущего слоя. Технологических ограничений по количеству укладываемых слоев нет.

6.5.8. При наклейке на горизонтальные поверхности снизу (потолок) лента прижимается (фиксируется) с одного конца и затем постепенно разглаживается и фиксируется по всей длине (Рис. 6.6). В зависимости от вязкости адгезива (определяемой в значительной мере температурой окружающей среды), наклейка ленты производится непосредственно вслед за нанесением адгезива, либо после некоторой выдержки, за время которой вязкость адгезива возрастает и обеспечивается фиксация ленты на потолочной поверхности (лента не отваливается после прикатки).

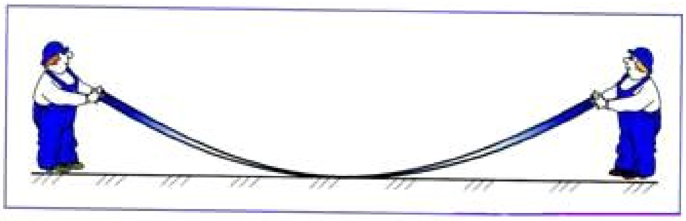

Рис. 6.5 Схема наклейки на горизонтальную поверхность сверху (пол)

Время выдержки определяется экспериментально. Продолжительность выдержки перед наклейкой каждого последующего слоя определяется аналогичным образом. Прикатка (прижатие) ленты осуществляется от центра к краям с целью предотвращения образования складок. Как правило, наклейка лент на потолочную поверхность осуществляется как минимум двумя рабочими.

6.5.9. При длине усиливающих элементов более 3-х метров, в целях облегчения процесса укладки, ленту можно наклеивать отдельными полосами, которые необходимо стыковать между собой внахлест по длине. При этом длина нахлеста должна составлять не менее 100 мм. Наклейка внахлест может осуществляться как на влажный слой адгезива, так и на уже отвердевший. В последнем случае зона покрытия должна быть обработана наждачной бумагой и протерта смоченной ацетоном ветошью.

Стыковка осуществляется всегда вдоль ленты, по направлению расположения волокон.

6.5.10. Стыковка многослойной конструкции усиления должна осуществляться в разбежку по длине (в разных сечениях).

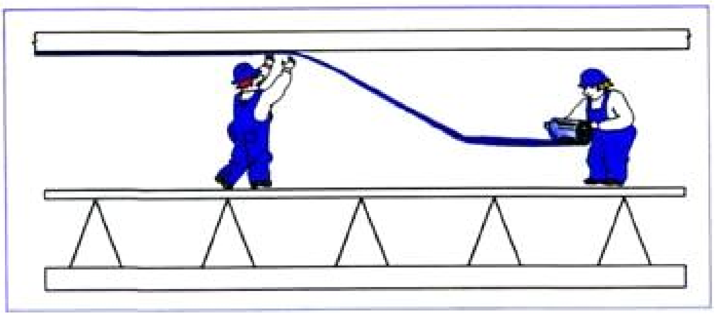

Рис. 6.6 Схема наклейки на горизонтальную поверхность снизу (потолок)

6.5.11. Ленту не желательно разрезать в продольном направлении, поскольку она распускается на отдельные пряди. При необходимости резки в продольном направлении (вдоль волокон) лента по линии разрезки должна быть предварительно обработана клеем БФ, предотвращающим распускание волокон в поперечном направлении.

6.5.12. При выполнении усиления на вертикальных поверхностях нанесение адгезива на основание производится сверху вниз. Наклейка вертикальных накладок осуществляется путем фиксации (прижатия) ленты в верхней части и постепенной укладки и разглаживания по высоте с последующей прикаткой (Рис. 6.7). Наклейка горизонтальных полос на вертикальные поверхности производится путем фиксации ленты в крайнем (левом или правом) положении с последующей укладкой, разглаживанием и прикаткой по длине. Прикатка производится от середины к краям. Время выдержки перед наклейкой каждого последующего слоя определяется опытным путем, обеспечивая отсутствие оползания ленты и нарушения ее фиксации. При многослойном элементе усиления на вертикальных поверхностях в горизонтальном и вертикальном направлениях ("сетка") производится последовательная послойная наклейка в 2-х направлениях.

6.5.13. Производство работ по устройству усиливающих накладок в значительной мере зависит от температуры и относительной влажности окружающей среды, температуры поверхности бетона и его влажности, соотношения температуры поверхности бетона и точки росы. Операции по наклейке лент могут выполняться при температуре окружающей среды в диапазоне +5°С ÷ +45°С; при этом температура основания бетона должна быть не ниже 5°С и выше температуры точки росы на 3°С. Если температура поверхности бетона ниже допустимого уровня, может произойти недостаточное насыщение волокон и низкая степень отверждения смолы, что отрицательно скажется на работе системы усиления. Для повышения температуры могут быть использованы дополнительные локальные источники тепла.

6.5.14. Грунтовочные и адгезивные составы нельзя наносить на мокрую поверхность. Открытая влага должна быть удалена, поверхность бетона вытерта и продута сжатым воздухом. Допустимая влажность поверхности - не более 5%.

6.5.15. Полное отверждение адгезивных составов в естественных условиях происходит в течение нескольких суток и в значительной мере зависит от температуры окружающей среды. Как правило, время отверждения должно составлять не менее 24 часов при температуре выше 20° С и не менее 36 часов при температуре от 5°С до 20° С.

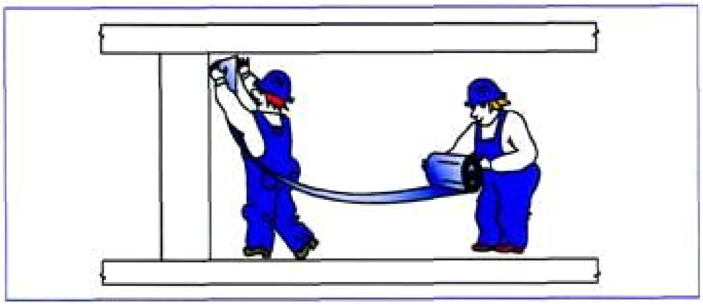

Рис. 6.7 Наклейка на вертикальную поверхность (стена)

6.5.16. Для обеспечения безопасности (пожарной, защиты от вандализма) или по эстетическим соображениям элементы усиления на заключительной стадии работ могут быть дополнены различными покрытиями (полимерцементными, полиуретановыми, специальными огнеупорными составами, совместимыми с используемым адгезивом). Для лучшего сцепления этих покрытий с накладкой поверхность последней в процессе укладки финишного слоя присыпается (чипсуется) тонким слоем сухого песка крупностью 0,5÷1,5 мм.

6.6. Наклейка ламината

6.6.1. Ламинат может быть использован как для внешнего армирования (наклейка на поверхность конструкций), так и для внутреннего (с размещением узких полос ламината в предварительно подготовленных пазах).

При внешнем армировании подготовка поверхности осуществляется так же, как и в случае наклейки ленты или ткани (см. 6.2).

6.6.2. Перед наклейкой мерные заготовки ламината раскладываются на рабочем столе (верстаке) и тщательно протираются смоченной ацетоном ветошью. На протертую поверхность шпателем наносится тонкий (1-1,5 мм) слой адгезива (желательно, чтобы наносимый на ламинат слой адгезива имел бы скаты к краям полос). Аналогичный слой адгезива толщиной 1 мм наносится на предварительно подготовленное и обеспыленное основание. Затем ламинат укладывается на основание (клей к клею) и прикатывается валиком так, чтобы вытеснить избыток адгезива по обеим сторонам наклеиваемой полосы. Избыток адгезива убирается шпателем. В случае если проектом усиления предусматривается накладка из двух или нескольких слоев ламината, производится предварительное склеивание предусмотренного количества слоев на рабочем столе, выдержка в течение срока полимеризации и последующее приклеивание всего пакета к основанию.

6.6.3. Внешняя сторона усиливающего элемента может быть покрыта защитными красками или полимерцементным раствором.

6.6.4. В случае внутреннего армирования ламинат предварительно разрезается на узкие (шириной 10-30 мм) полосы.

В конструкции в соответствии со схемой армирования выполняются пазы шириной 3 мм и глубиной, равной ширине полос плюс 2 мм. Пазы заполняются на 2/3 адгезивом, затем в них погружаются заготовки ламината. Избыток адгезива выдавливается на поверхность и удаляется шпателем.

Приложение 1

Конструктивные особенности выполнения усиливающих накладок

П1.1. Конструкция усиливающих накладок (форма, размеры, количество слоев) назначается на основании расчетов.

П1.2. Максимальное количество слоев в накладке ограничивается расчетной силой сцепления с поверхностью основания.

П1.3. Углеродная лента (ламинат) по длине наклейки должна выходить за пределы усиляемой зоны не менее, чем на 100 мм (зона анкеровки) при прочности бетона основания на сжатие более 25 МПа, и на 150-200 мм при прочности бетона менее 25 МПа.

П1.4. При многослойной конструкции элемента усиления каждый последующий слой должен быть короче предыдущего на длину анкеровки. Такое решение позволяет снизить концентрацию нормальных и касательных напряжений в концевых зонах. Самый короткий слой должен иметь длину, отвечающую требованием п. П1.3. Для неразрезных балок с однослойным усилением накладка должна быть продлена не менее чем на 150 мм за точку нулевого момента от расчетных нагрузок. В случае многослойного усиления каждый последующий слой должен быть короче предыдущего на 150 мм. Так, например, в случае трехслойной накладки, внутренний слой, контактирующий с основанием длиннее внешнего слоя на 450 мм.

П1.5. При работе изгибаемых элементов, усиленных композитными материалами, так же как и в традиционно армированных железобетонных элементах, возможно образование трещин[1]. В зоне трещин и композитного усиления возникает сложное напряженное состояние, характеризующееся высокой концентрацией напряжений сдвига по контакту "бетон - композит". При дальнейшем развитии трещин с увеличением нагрузки в этой зоне возможно частичное отслоение композитного усиления. Для ограничения длины распространения отслоения, а также для увеличения анкеровки элементов усиления в концевых зонах целесообразно наряду с продольным армированием устраивать конструктивное поперечное армирование в виде хомутов из лент или ламината. Расстояние между хомутами не должно превышать 2-2,5 м. Устройство этих хомутов уменьшает условный пролет композитного усиления вдоль элемента, что одновременно способствует увеличению жесткости усиленной конструкции. При производстве работ по усилению с устройством хомутов следует чередовать наклейку продольных слоев и хомутов таким образом, чтобы каждый последующий продольный слой был перехвачен соответствующим хомутом.

[1] Как правило изгибаемые элементы, усиленные композитными материалами, имеют повышенную трещиностойкость.

П1.6. В балочных конструкциях для усиления по наклонным сечениям в приопорной зоне могут быть установлены вертикальные, либо наклонные хомуты. Хомуты наклеиваются поверх продольной накладки нижнего пояса, чтобы обеспечить ее лучшую анкеровку.

Вертикальные хомуты выполняются из одного куска ленты. Заготовка наклеивается (фиксируется) по всей длине и затем осуществляется прикатка от центра к краям (Рис. П1.1).

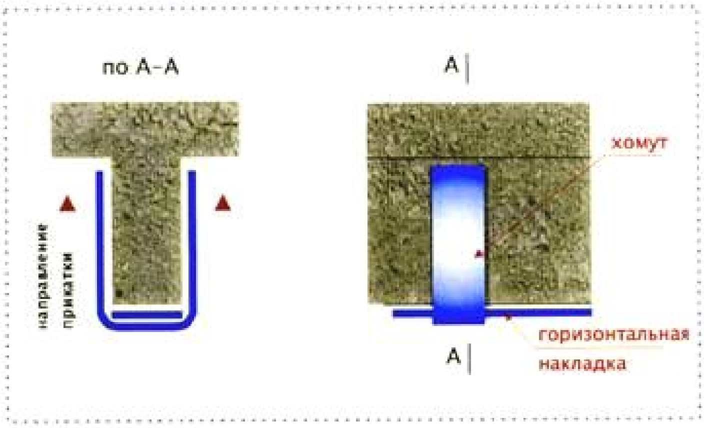

Рис. П1.1. Схема установки вертикальных хомутов в балочных конструкциях

Наклонные хомуты выполняются из двух отрезков ленты, стыкуемых по нижней (потолочной) поверхности ребра. Вначале наклеивается одна половина, осуществляется ее прикатка, после чего производится наклейка противоположенной части (Рис. П2.2). Нахлест осуществляется понизу, на всю ширину ленты.

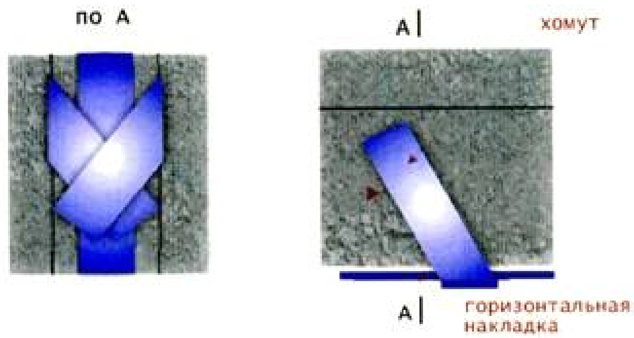

Рис. П1.2. Схема установки наклонных хомутов в балочных конструкциях

П1.7. При усилении на изгиб балочных и ребристых плитных конструкций рекомендуется загибание ленты на боковые поверхности ребра для улучшения условий анкеровки и предотвращения отслоения защитного слоя. В этом случае лента наклеивается по всей длине кромкой на боковую поверхность ребра, после чего заворачивается на нижнюю (потолочную) поверхность и затем на противоположную поверхность ребра (Рис. П1.3).

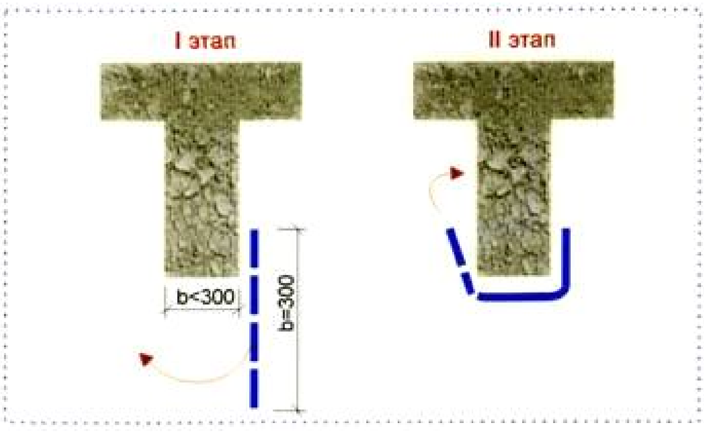

Рис. П1.3. Усиление балочных конструкций. Схема наклейки лент на ребро

П1.8. Конструкция усиливающих элементов должна быть выполнена таким образом, чтобы обеспечить возможность миграции влаги из тела бетона (рис. П1.4).

П1.9. Анкерное закрепление усиливающих накладок.

В отдельных случаях приклеивание ленты или ткани может не обеспечивать передачу необходимого усилия сдвига (например, в широкой приопорной зоне балочных конструкций, углах конструкций коробчатого сечения и т.д.) и требуется дополнительное их закрепление. Достигается это путем установки специальных анкеров из прядей, одним концом заанкеренных в бетоне, а другим вклеенным в матрицу пластика. Анкер (Рис. П2.5) состоит из двух частей: жесткого стержня и волокнистого "венчика". Анкер изготавливается из отрезков ленты или ткани длиной 250-300 мм. На половине длины уточная нить вынимается, часть ленты с уточной нитью пропитывается адгезивом, после чего сворачивается в продольном направлении и фиксируется несколькими скрутками из уточной нити. После полимеризации образуется анкер. Как правило, анкер устанавливается вне зоны усиления.

Последовательность выполнения работ при установке анкеров:

- Сверление отверстий в бетонном основании. Диаметр отверстия - 16 мм, глубина сверления 15-17 см. Вход в отверстие должен быть расширен (раззенкован), чтобы можно было свободно разворачивать волокна "венчика". Для расширения используют сверло диаметром 25 мм, формируя конусообразный вход.

- Подготовка анкерных скважин. Скважины должны быть продуты воздухом под давлением для удаления пыли от сверления. Воздух подается внутрь скважины по трубке меньшего диаметра.

- Установка анкера. Скважины в бетоне основания более чем на половину заполняют адгезивом. Жесткую часть анкера погружают в скважине. При этом конец жесткой части должен быть утоплен примерно на 0,5 см от поверхности, а избыток адгезива выдавлен на поверхность и удален шпателем.

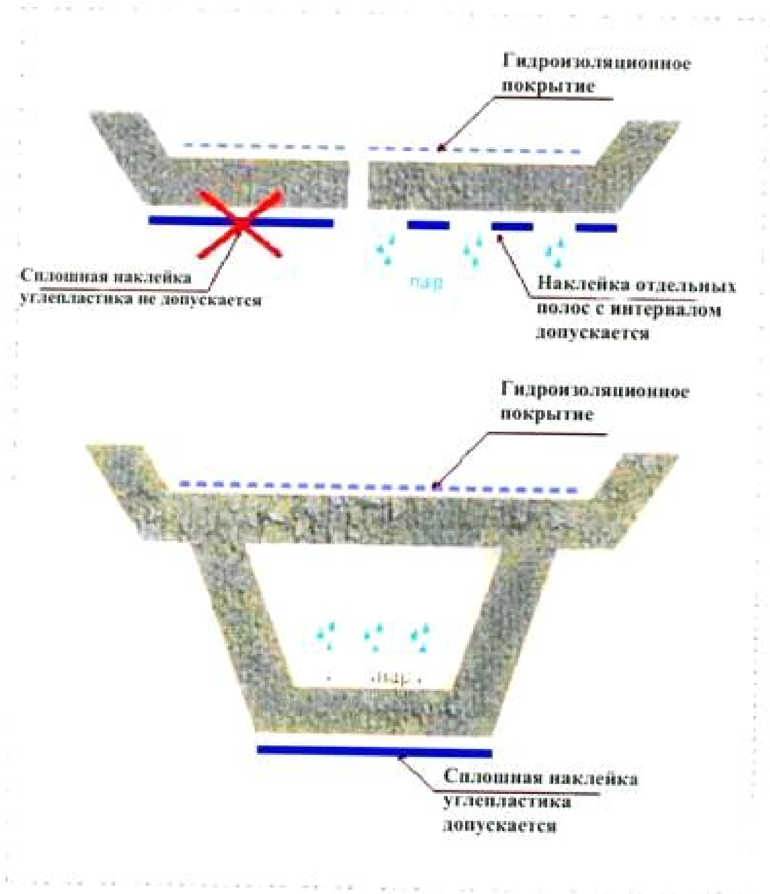

Рис. П1.4. Схема наклейки углепластика с учетом паропроницаемости

- Распределение "венчика" анкера. Свободные нити пряди следует распределить "венчиком" и соединить с матрицей наклеиваемого слоя пластика. Это соединение выполняется путем вдавливания нитей шпателем в матрицу пластика до начала отверждения смолы.

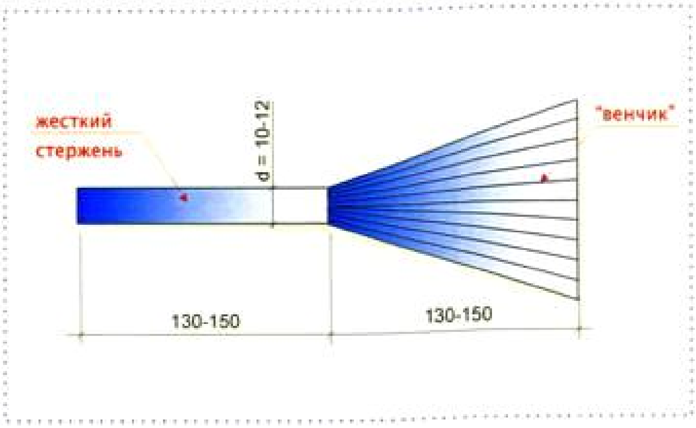

Рис. П1.5. Конструкция анкера

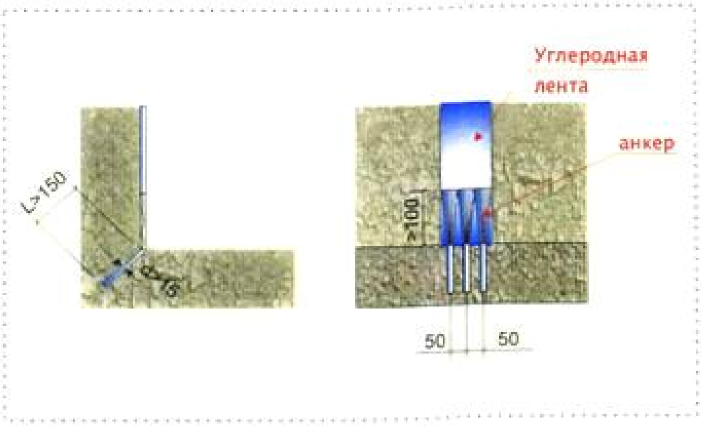

Рис. П1.6. Схема установки анкера

- Наложение второго слоя ткани. Если проектом предусмотрено наложение второго слоя ткани, он укладывается после распределения "венчика" по обычной процедуре.

Поверхность, занятая венчиком, должна быть заклеена (покрыта) соответствующим прямоугольным отрезком ткани.

Приложение 2

Контроль качества

При производстве работ по усилению железобетонных конструкций композитными материалами следует соблюдать требования настоящего Руководства.

Соблюдение правил настоящего Руководства обеспечивается входным, операционным и приемочным контролем.

Требования к входному, операционному и приемочному контролю углеродных лент, тканых полотен, ламинатов и компонентов для приготовления адгезива, а также методы испытаний элементов усиления могут устанавливаться и уточняться техническими условиями на системы усиления внешним армированием из композитных материалов.

П2.1. Входной контроль

П2.1.1. Входной контроль распространяется на все используемые при производстве работ материалы. До начала работ проверяется наличие сопроводительной документации, производится осмотр состояния упаковки и внешнего вида материалов, проверяется их вес.

П.2.1.2. Углеродные ленты, тканные полотна, ламинаты, компоненты для приготовления адгезива поставляются партиями. Партией считается количество материала одного назначения, изготовленное по одному технологическому режиму из сырья с однородными свойствами и оформленное одним документом о качестве.

П2.1.3. Документ о качестве должен содержать следующие данные:

- наименование предприятия-изготовителя;
- дата оформления документа о качестве;
- номер партии;
- наименование продукции;
- количество упаковочных мест;
- результаты испытаний;
- допустимый срок хранения;
- штамп и подпись отдела контроля качества предприятия-изготовителя.

П2.1.4. Перед приготовлением связующего проверяется наличие сопроводительной документации и качество упаковки компонентов.

П2.1.5. Фактически срок хранения материалов не должен превышать допустимый по паспорту.

П2.2. Операционный контроль.

П2.2.1. Перед наклейкой лент осуществляется контроль качества основания в соответствии с требованиями, изложенными в разделе 6.1.

П2.2.2. Внешний вид поверхности (отсутствие загрязнений, масляных пятен и др.) оценивается визуально, плоскостность - с помощью металлической линейки и щупа.

П2.2.3. Прочность бетона основания определяется одним из методов неразрушающего контроля прочности в соответствии с ГОСТ 22690-88 или ультразвуковым методом в соответствии с ГОСТ 17624-87.

П2.2.4. В процессе приготовления адгезива контролируется точность дозирования компонентов, однородность массы после перемешивания, отсутствие посторонних включений и сгустков (визуально).

П2.2.5. При нанесении адгезива на поверхность бетона визуально и по весовому расходу контролируются толщина и равномерность слоя, отсутствие непокрытых участков.

П2.2.6. При укладке и пропитке лент визуально и по весовому расходу контролируются толщина и равномерность слоя адгезива, отсутствие непропитанных участков, складок, ориентация волокон. Отклонение волокон от принятой проектом ориентации не должно превышать 5-ти градусов.

П2.2.7. В процессе наклейки и отверждения усиливающих элементов регистрируется температура окружающей среды, влажность, температура на поверхности бетона и продолжительность отверждения.

П2.3. Приемочный контроль

П2.3.1. По завершении отверждения осуществляется визуальный контроль с целью выявления внешних дефектов (раковин, выступающей текстуры армирующего наполнителя).

П2.3.2. Контроль внутренних дефектов (не проклеенных мест, расслоений) осуществляется путем акустического зондирования, легкого простукивания поверхности накладки молотком, либо другим методом неразрушающего контроля.

П2.3.3. По результатам контроля производится оценка влияния расслоений на конструкционную целостность усиливающего элемента. При этом учитывается размер расслоений, их расположение и количество относительно общей площади усиляющего элемента.

Допускаются расслоения площадью каждое менее 10 см^2, суммарная площадь расслоений должна быть менее 3% общей площади накладки.

Расслоения площадью более 10 см^2 должны быть отремонтированы путем вырезания дефектных участков и установки заплатки с таким же количеством слоев.

П2.3.4. Результаты входного, операционного и приемочного контроля заносятся в сопроводительную документацию производства работ.

Приложение 3

Физико-механические свойства некоторых типов угле-, стекло- и арамидных волокон

Материал	Модуль упругости, E, (ГПа)	Прочность при растяжении, R_t (МПа)	Предельное удлинение, δ (%)	Плотность, ρ, (кг/м^3)
Углерод (ВП)[3]	200 - 250	3400 - 3900	1,5-2,5	1750-1950
Углерод (ВМ)	300 - 700	2900 - 4000	0,45-1,2	1750-1950
Арамид (ВП)	75	3500	4,6	1400
Арамид (ВМ)	110	2900	1,5-2,4	1400
Стекло (тип Е)[4]	72-77	3400 - 3700	3,3-4,8	2600
Стекло (тип С)[5]	75-88	4300 - 4900	4,2-5,4	2500
Стекло (тип А)[6]	21-74	3000 - 3500	2,0-4,3	2700

[3] ВМ - высокомодульный, ВП - высокопрочный
[4] Универсальное
[5] Высокопрочное
[6] Щелочестойкое

Приложение 4

Физико-механические свойства термореактивных смол, применяемых при усилении конструкций

Свойство		Полиэфиры	Эпоксиды
Плотность	кг/м^3	1000 - 1450	1100-1400
Прочность при растяжении	МПа	30-55	30-90
Прочность при сжатии	МПа	55-96	50-110
Модуль упругости	ГПа	2,1-4,1	0,5 - 20
Предельная относительная деформация при разрыве	%	1-300	0,5 - 50
Коэффициент линейного теплового расширения	$*10^{-6}$/°С	40-80	10-100
Температура стеклования	°С	50-60	40 - 260
Адсорбция воды: за 24 часа	%	0,08 - 0,09	
За 7 суток		-	0,1-3

Приложение 5

Физико-механические свойства некоторых типов арматуры ФАС по данным производителей

П5.1 Углепластики - ламинаты

Марка фирмы производителя	Тип	толщина мм	ширина мм	$E_{\|\|}$ ГПа	$R_{k\|\|}$ МПа	ε_f %	Напол-нение %
Sika® CarboDur® S	К	1,2; 1,4	50 - 120	>155	2400	>1,9	>68
Sika® CarboDur® M	К	1,4	60; 90; 120	>210	2000	>1,1	>68
Sika® CarboDur® H	К	1,4	50	>300	1400	>0,8	>68
S&P® Laminates CFK200/2000	К	1,4	50, 80, 100, 120	>200	2400-2600	1,2	70
S&P® Laminates CFK150/2000	К	1,2; 1,4	50, 80, 100	>150	2700-3000	1,65	70
Mapei® Carboplate E 170	К	1,4	50; 100; 150	170	>3100	2	68
Mapei® Carboplate E 250	К	1,4	50; 100; 150	250	2500	0,9	65
Asian 400 CFRP Laminate	К	1,4	50 - 100	131	2400	1,87	70

Примечание: указанные значения механических свойств являются ориентировочными и не могут быть использованы при проектировании. Характеристики ФАС определяются по ГОСТ 25.601-80 в соответствии с указаниями раздела 2.6 настоящего Руководства.

П5.2 Углепластики - ткани (холсты) и композиты (данные для монослоя)

Марка фирмы производителя	Тип[1]	Толщина мм	Ширина мм	Модуль упругости ГПа	Прочность на растяжение МПа	Деформация при разрыве %	Поверхностная плотность г/м^2
УОЛ-300-2	К	0,175	300	120	1400	1,16	
Sika Wrap® Hex 230C	В	-	305; 610	230	3450	1,5	230
	К	0,381	-	65,4	894	1,33	
Wabo®MBrace CF 130	В	0,165		228	3790	1,7	
Wabo®MBrace CF 530	В	0,165		372	3517	0,9	
S&P® C Sheet 640	В	0,19	150; 300	640	2650	0,4	430
S&P® C Sheet 240 - 200, S&P® C Sheet 240 - 300	В	0,117; 0,176	300; 1000	240	3800	1,55	230; 330
MapeWrap® C UNI-AX 300/10; 300/20; 300/40;	В	0,167	100; 200; 400	230	4800	2,1	300
MapeWrap® C UNI-AX 600/10; 600/20; 600/40;	В	0,335	100; 200; 400	230	4800	2,1	600
Tyfo®SCH-11UP	В	0,127	600	230	3790	1,7	298
	К	0,25	-	102	1062	1,05	-
Tyfo® SCH-35	К	0,89	600	78,6	991	1,26	-
Tyfo® SCH-41	В	0,28	600	230	3790	1,7	644
	К	1	-	72,4	876	1,2	-

[1] Обозначение «В» относится к свойствам исходного волокна, «К» - к свойствам отвержденного композита.

Примечание: указанные значения механических свойств являются ориентировочными и не могут быть использованы при проектировании. Характеристики ФАС определяются по ГОСТ 25.601-80 в соответствии с указаниями раздела 2.6 настоящего Руководства.

П5.3 Стеклопластики - ткани и композиты (данные для монослоя)

Марка фирмы производителя	Тип[1]	Толщина мм	Ширина мм	Модуль упругости ГПа	Прочность на растяжение МПа	Деформация при разрыве %	Поверхностная плотность г/м^2
Tyfo® SEH-51	В	0,36	1400	72,4	3240	4,5	915
	К	1,3	-	26,1	575	2,2	-
Tyfo® WEB	В	-	1300	72,4	3240	4,5	295
	К	0,25	-	19,3	309	1,6	-
SikaWrap® Hex 100G	В	-	1270	72	2300	4	915
	К	1,016	-	26,2	612	2,45	-
SikaWrap® Hex 430G	В	-	305; 610	70	2250	2,8	430
	К	0,508	-	26,5	537	2,21	-
S&P® G Sheet E 50/50	В	0,067	680	73	2400	4,5	350
S&P® G Sheet AR 50/50	В	0,065	680	65	1700	4,3	350
S&P® G Sheet E 90/10 A, 90/10 B	В	0,154; 0,308	680	73	2400	4,5	440; 880

S&P® G Sheet AR 90/10 A, 90/10 B	В	0,149; 0,299	680	65	1700	4,3	440; 880
Tyfo® BC	В	-	1300	72,4	3240	4,5	813
	К	0,864	-	18,6	279	1,5	-
Wabo® MBrace EG 900	В	0,353	-	72,4	1517	2,1	-

[1] Обозначение «В» относится к свойствам исходного волокна, «К» - к свойствам отвержденного композита.

Примечание: указанные значения механических свойств являются ориентировочными и не могут быть использованы при проектировании. Характеристики ФАС определяются по ГОСТ 25.601-80 в соответствии с указаниями раздела 2.6 настоящего Руководства.

Приложение 6

Физико-механические свойства некоторых типов смол по данным производителей

Марка фирмы производителя	$t_{ж}$[1]	E_p	R_p	δ	E_u	R_u	$T_{прим}$	$T_{экс}$
	мин	ГПа	МПа	%	ГПа	МПа	°C	°C
Tyfo® S Saturant Epoxy	180-360	3,18	72,4	5	3,12	123,4	+4 - +32	<82
Tyfo® G Epoxy Gel Coat	180-360	2,23	50,7	3,5	2,18	86,4	+4 - +32	<82
Tyfo® T High Temperature Epoxy	>240	3,2	119	3,8	3,2	73,1	+4 - +32	<121
Wabo® MBrace Saturant	45	3	54,5	3,5	3,7	138	+10 - +32	
MapeWrap® 31	40	-	30	1,2	3,8	70	+5 - +30	-
MapeWrap® 21	40	-	30	1,2	2,5	55	+10 - +30	-
Mape® Adesilex PG	30	-	-	-	-	-	+5 - +30	-
Sikadur® 30	70	4,5	24,8	1	11,7	46,8	+15 - +24	-
Sikadur® Hex300/306	240	3,2	72,4	4,8	3,1	123,4	+18 - +24	-40 - +60

[1] При температуре около +20°C.

Приложение 7

Условные обозначения

Внешние и внутренние усилия

M - сумма моментов всех внешних сил относительно оси, перпендикулярной плоскости действия моментов

$M_{доп}$ - дополнительный изгибающий момент, воспринимаемый системой усиления

$M_{полн}$ - предельный изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением после усиления

M_0 - изгибающий момент, воспринимаемый сечением до усиления

M_{ult} - сумма моментов всех внутренних сил в предельном состоянии относительно оси, перпендикулярной плоскости действия моментов

M_s - момент, воспринимаемый продольной стержневой арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения

M_{sw} - момент, воспринимаемый поперечной стержневой арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения

M_f - момент, воспринимаемый поперечной арматурой ФАС, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения

Q - поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения

Q_{ult} - поперечная сила, воспринимаемая наклонным сечением с длиной проекции c

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении

Q_f - поперечная сила, воспринимаемая хомутами из ФАС в наклонном сечении

q_{sw} - усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

Коэффициенты условий работы и надежности

C_E - коэффициент условия работы ФАС, зависящий от условий окружающей среды

k_1, k_2 - коэффициенты эффективной длины анкеровки поперечных хомутов ФАС

k_m - коэффициент условия работы ФАС в зависимости от жесткости ФАС

κ_v - коэффициент запаса ФАС по сцеплению при усилении наклонных сечений

γ_f - коэффициент надежности для ФАС

φ_{b1} - коэффициент, принимаемый равным 0,3

φ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5

ψ_f - коэффициент запаса, зависящий от схемы наклейки ФАС при усилении наклонных сечений

Физико-механические свойства материалов

E_f - модуль упругости ФАС

E_s - модуль упругости стержневой арматуры

E_b - начальный модуль упругости бетона

ω - характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формуле $\omega = \alpha - 0{,}008R_b$, где α - коэффициент, принимаемый по разделу (3.12*) СНиП 2.03.01-84* [1]

ε_{bu1} - предельная относительная деформация бетона

α_s - коэффициент приведения стержневой арматуры к бетону

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b}$$

α_f - коэффициент приведения арматуры ФАС к бетону

$$\alpha_f = \frac{E_f}{E_b}$$

$\mu = A'_s / A_b$ - коэффициент армирования стержневой арматурой сжатых элементов

$T_{\text{прим}}$ - диапазон температур, при которых можно применять (наносить) полимерную смолу

$T_{\text{экс}}$ - диапазон рабочих температур для полимерной смолы при эксплуатации.

Расчетные и нормативные характеристики материалов

E_{fi} - расчетное значение модуля упругости ФАС

$E_{\parallel}$ - нормативное значение модуля упругости ФАС при растяжении вдоль волокон

E_p - модуль упругости смол при растяжении

E_u - модуль упругости смол при изгибе

R_b - расчетное значение сопротивления бетона сжатию для предельных состояний первой группы

R_{bt} - расчетное значение сопротивления бетона растяжению для предельных состояний первой группы

R_f - нормативная прочность на растяжение ФАС

R_{fi} - расчетная прочность на растяжение ФАС с учетом коэффициента условия работы C_E и коэффициента надежности γ

R_{fu} - минимальное значение расчетной прочности на растяжение ФАС

R_s - расчетная прочность стержневой арматуры растяжению

R_{sc} - расчетная прочность стержневой арматуры сжатию

R_{sw} - расчетная прочность поперечной стержневой арматуры растяжению

$R_{k||}$ - нормативная прочность ФАС при растяжении вдоль волокон

R_t - средняя прочность волокон при растяжении на базе 10 мм

$R_в$ - прочность смол при растяжении

R_u - прочность смол при изгибе

ε_f - нормативная деформация растяжения ФАС

ε_{ft} - расчетная деформация растяжения ФАС с учетом коэффициента условия работы C_E и коэффициента надежности $\gamma_{f\varepsilon}$

ε_{fe} - расчетная деформация растяжения поперечных хомутов ФАС при усилении наклонных сечений

ε_{fe} - расчетная деформация растяжения поперечных хомутов ФАС при усилении наклонных сечений

δ - предельная относительная деформация при растяжении

Геометрические характеристики сечений элементов

A_b - площадь сечения сжатого бетона

A_f - площадь сечения арматуры ФАС

$A_{f,sh}$ - площадь сечения поперечной арматуры ФАС

A_s - площадь сечения растянутой стержневой арматуры

$\gamma_{f\varepsilon}$ - площадь сечения сжатой стержневой арматуры

A_{sw} - площадь сечения растянутой поперечной стержневой арматуры

a' - расстояние от равнодействующей усилия в сжатой стержневой арматуре до сжатой грани элемента

b - ширина сечения

c - наиболее опасная длина наклонного сечения

d_f - высота наклейки поперечных хомутов ФАС

D_{11}, D_{13}, D_{33} - жесткостные характеристики сечения

h - высота сечения

h_0 - расчетная высота сечения

I_1 - момент инерции железобетонного сечения с трещиной до усиления

I, I_s, I'_s и I_f - моменты инерции сечений соответственно бетона, растянутой, сжатой арматуры и арматуры ФАС

L_f - эффективная длина анкеровки поперечных хомутов ФАС

n - количество слоев ФАС

r_x - радиус кривизны сечения

r_x^0 - радиус кривизны сечения до усиления

$r_x^{полн}$ - радиус кривизны сечения после усиления

S_f - статический момент площади сечения ФАС

S_{sc} - статический момент площади сечения сжатой стержневой арматуры

S_s - статический момент площади сечения растянутой стержневой арматуры

s_w - шаг стержней поперечной арматуры

S_f - шаг хомутов из ФАС

t_f - расчетная толщина монослоя ФАС

w_f - ширина поперечных хомутов ФАС

x - высота сжатой зоны бетона

x_R - граничная высота сжатой зоны бетона

x_{Rf} - граничная высота сжатой зоны бетона с учетом ФАС

y_0 - координата положения нейтральной оси до усиления (расстояние от нижней грани сечения до нейтральной оси)

$y_{полн}$ - координата положения нейтральной оси после усиления

y_i, y_j, y_k - расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести i-го участка бетона, j-го стержня арматуры или k-го слоя ФАС, соответственно

z_s - плечо внутренней пары сил

α - угол между хомутами ФАС и продольной осью усиливаемого элемента

ξ - относительная высота сжатой зоны бетона

ξ_R - граничная относительная высота сжатой зоны бетона

ξ_f - относительная высота сжатой зоны бетона с учетом ФАС

ξ_{Rf} - граничная относительная высота сжатой зоны бетона с учетом ФАС

Характеристики напряженно-деформированного состояния элементов

A_{bi}, Z_{bxi}, σ_{bi} - площадь, координаты центра тяжести i-го участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести

A_{sj}, Z_{sxj}, σ_{sj} - площадь, координаты центра тяжести j-го стержня арматуры и напряжение на уровне его центра тяжести

A_{fk}, Z_{fxk}, σ_{sj} - площадь, координаты центра тяжести k-го участка арматуры ФАС и напряжение на уровне его центра тяжести

E_{fk} - модули упругости отдельных слоев ФАС

E_{sj} - модули упругости j-го стержня арматуры

ε_{bi} - начальная деформация крайнего растянутого волокна бетона до усиления

ε'_b - начальная деформация крайнего сжатого волокна бетона до усиления

$\varepsilon_{b,ult}$ - относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b, принимаемая равной 0,0035

ε_{cu} - предельная деформация крайнего сжатого волокна бетона

ε_{fu} - расчетная деформация растяжения ФАС

$\varepsilon_{s,el}$ - относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s

ε^0 - деформации начального напряженно-деформированного состояния

$\varepsilon^{доп}$ - деформации от дополнительной нагрузки

$\varepsilon^{полн}$ - деформации конечного напряженно-деформированного состояния после усиления и приложения дополнительной нагрузки

ε_{bi} - деформации волокон бетона

ε^0_{bi} - деформации волокон бетона от начального изгибающего момента

$\varepsilon^{доп}_{bi}$ - приращение деформаций волокон бетона от дополнительной нагрузки

$\varepsilon^{полн}_{bi}$ - полные деформации волокон бетона после усиления и приложения дополнительной нагрузки

$\varepsilon_{b,\max}$ - относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки

$\varepsilon_{b,ult}$ - предельное значение относительной деформации бетона при сжатии

ε_{fk} - деформации внешней арматуры ФАС

$\varepsilon^{полн}_{fk}$ - деформации внешней арматуры ФАС после усиления и приложения дополнительной нагрузки

$\varepsilon_{f,\max}$ - относительная деформация арматуры ФАС в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки

ε_{fu} - предельное значение относительной деформации удлинения арматуры ФАС

ε_{sj} - деформации стержневой арматуры

ε^0_{sj} - деформации стержневой арматуры от начального изгибающего момента

$\varepsilon^{доп}_{sj}$ - приращение деформации стержневой арматуры от дополнительной нагрузки

$\varepsilon^{полн}_{sj}$ - полные деформации стержневой арматуры после усиления и приложения дополнительной нагрузки

$\varepsilon_{s,\max}$ - относительная деформация наиболее растянутого стержня арматуры в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки

$\varepsilon_{s,ult}$ - предельное значение относительной деформации удлинения стержневой арматуры

δ - заданная точность для определения сходимости итерационного процесса

σ_{fu} - расчетное напряжение в арматуре ФАС
σ_f - напряжение в арматуре ФАС
σ_s - напряжение в растянутой стержневой арматуре
υ_{bi} - коэффициент упругости i-го участка бетона
υ_{sj} - коэффициент упругости j-го стержня арматуры

Литература

1*. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. Госстрой СССР, 1991 г.

* Используемые источники

2*. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. ACI 440.2R-02. American Concrete Institute.

3*. Nabil F. Grace, S.B. Singh. Durability Evaluation of Carbon Fiber-Reinforced Polymer Strengthened Concrete Beams: Experimental Study and Design. ACI Structural Journal, January-February, 2005, p 40-53.

4*. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. Москва 2004.

5*. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Москва 2004.

6*. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report on the Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP) for reinforced concrete structures. The International Federation for Structural Concrete. CEB-FIP, July, 2001.

7*. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). Москва, 2005.

8*. Хаютин Ю.Г., Чернявский В.Л., Аксельрод Е.З. Применение углепластиков для усиления строительных конструкций//Бетон и железобетон. - № 6. - 2002. - с. 17-20; № 1. - 2003. - с. 25-29.

9*. Бондаренко С.В., Санжарновский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. М. Стройиздат, 1990. 352 с.

10*. Штамм К., Витте Г. Многослойные конструкции. М. Стройиздат, 1983, 300 с.

11*. Bakis C.E., Bank L.C., Brown V.L., Cosenza E., Davalos J.F., Lesko J.J., Machida A., Rizkalla S.H., Triantifillou T.C. Fibre-Reinforced Polymer Composites for Construction-State-of-the-Art Review. Journal of Composites in Construction, 2002, V.6, No 2, pp. 73-87.

12*. Чернявский В.Л., Аксельрод Е.З. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Жилищное строительство, 2003, № 3, стр. 15-16.

13*. Чернявский В. Л. Аксельрод Е. З. Применение углепластиков для усиления железобетонных конструкций промышленных зданий. Промышленное и гражданское строительство, 2004, № 3, стр. 37-38.

14*. Сабиров Р. Х., Чернявский В.Л., Юдина Л. И. Технология ремонта и усиления сгустителей калийной промышленности. Химическая промышленность, 2002, № 2. стр. 1-5.

15*. Хаютин Ю.Г., Чернявский В.Л., Аксельрод Е.З. Ремонт и усиление железобетонных конструкций в зданиях из монолитного железобетона. "Проектирование и строительство монолитных многоэтажных жилых и общественных зданий, мостов и тоннелей" Сборник докладов. 2004 г., стр. 195 - 199.

16*. Клевцов В.А., Фаткуллин Н.В., "Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов, усиленных внешней арматурой из полимерных композиционных материалов", Научно-техническая конференция молодых ученых и аспирантов ЦНИИС, 2006.

17*. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. СП 13-102-2003.

18*. ГОСТ 25.601-80. «Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов). Метод испытания плоских образцов на растяжение при нормальной, повышенной и пониженной температурах».

19*. Чернявский В. Л. Современные материалы и технологии ремонта и усиления конструкций мостов. Материалы Всероссийской научно-практической конференции "Современные технические решения по повышению надежности автомобильных дорог и искусственных сооружений" Краснодар, 2001. стр. 199-201.

20. Banthia N. Fiber Reinforced Polymers in Concrete Construction and Advanced Repair Technologies. Department of Civil Engineering University of British Columbia, p. 37.
21. Barakal S. A., Binienda W. K., Tysl S. R. Evaluation of the Performance of Concrete Structures Strengthened with FRP Composites. 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, June 2-5, 2002, Columbia University, New York, p. 9.
22. Borowicz D. T. Rapid Strengthening of Concrete Beams with Powder-Actuated Fastening Systems and Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composite Materials. University of Wisconsin - Madison, 2002, p. 128.
23. Burgoyne C. J. Advanced Composites in Civil Engineering in Europe. Structural Engineering International 4/99 p. 7.
24. Cardolin A. Carbon Fibre Reinforced Polymers for Strengthening of Structural Elements. Division of Structural Engineering, Department of Civil and Mining Engineering, Lulea University of Technology, Sweden. 2003, p. 194.
25. Crawford J. E., Malvar L. J., Morrill K. B., Ferritto J. M. Composite retrofits to Increase the Blast Resistance of Reinforced Concrete Buildings. Karagozian & Case. Presented at the Tenth International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structures, May 2001, p. 25.
26. Design Guide Line for S&P FRP Systems, p. 69.
27. Ebead U., Marzouk H. Code Verification for FRP Externally Reinforced Concrete Slabs. Department of Civil Engineering, University of Sherbrooke, Department of Civil Engineering, Memorial University of Newfoundland, p. 8.
28. Emmons P. H., Vaysburd A. M., Thomas J. Strengthening Concrete Structures, Part I, Concrete International, 1998, vol. 20, № 3, pp. 53-58.
29. Emmons P. H., Vaysburd A. M., Thomas J. Strengthening Concrete Structures, Part II, Concrete International, 1998, vol. 20, № 4, pp. 56-60.
30. Externally Bonded FRP Systems for Strengthening. Concrete International, 2002, vol. 24, № 9, p. 39
31. FRP Repair Materials and Methods. Concrete International, 2005, vol. 27, № 1, p. 66.
32. Fukuyama H. FRP Composites in Japan. Concrete International, 1999, vol. 21, № 10, pp. 29-32.
33. Fukuyama H., Tumialan J.G., Matsuzaki T. Outline of the Japanese Guidelines for Seismic Retrofitting of RC Buildings Using FRP Materials. Non-metallic Reinforcement for Concrete Structures - FRPRCS-5, Cambridge, UK, July 16-18, 2001, p. 10.
34. Guide to Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures. Concrete International, 2005, vol. 27, № 1, p. 13
35. Harries K. A., Porter L., Busel J. P. FRP Materials and Concrete - Research Needs. Concrete International, 2003, vol. 25, № 10, pp. 69-74.
36. Hoff G. W. Strong Medicine. Fiber-reinforced Polymer Materials Can Help Cure Many Ills that beset Concrete. Concrete Construction, July 2000, pp 40 - 47.
37. Kelley P. L., Brainerd M. L., Vatovec M. Design Philosophy for Structural Strengthening with FRP. Concrete International, 2000, vol. 22, № 2, pp. 77-82.
38. Na Won-Bae, Kundu T., Ehsani M. R. A Comparison of Steel/Concrete and Glass Fiber Reinforced Polymers/Concrete Interface Testing by Guided Waves. Materials Evaluation, February, 2003, pp. 155 -161.
39. Nanni, A., Carbon fibers in Civil Structures: Rehabilitation and New Construction. Proc., The Global Outlook for Carbon Fiber 2000, Intertech, San Antonio, Texas, December 4-6, 2000, p. 6.
40. Nanni, A. North American Design Guidelines for Concrete Reinforcement and Strengthening using FRP: Principles, Applications, and Unresolved Issues. FRP Composites in Civil Engineering. CICE 2001, J.-G. Teng, Ed., Hong Kong, China, Dec. 12-15, 2001, Vol. 1 (invited), pp. 61-72.
41. Nanni, A. Guides and Specifications for the Use of Composites in Concrete and Masonry Construction in North America. Proc. Int. Workshop "Composites in Construction: A Reality," Capri, Italy, July 20-2, 2001, pp 9-18.
42. Rizkalla S., Labossiere P. Structural Engineering with FRP - in Canada. Concrete International, 1999, vol. 21, № 10, pp. 25-28.
43. Taerwe L. R., Matthys S. FRP for Concrete Construction: Activities in Europe. Concrete International, 1999, vol. 21, № 10, pp. 33-36.
44. Тдljsten B. FRP Strengthening of Concrete Structures - Design Guidelines in Sweden, 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, June 2-5, 2002, Columbia University, New York, p. 8
45. Tumialan, G., Fukuyama H., Nanni A. Overview of the Japanese Guidelines for Seismic Retrofitting of

RC Columns Using FRP Materials. Structures 2001, Washington DC, May 21-23, 2001, p. 8.
46. Tumialan, G., Fukuyama H., Nanni A. Japanese and North American Guidelines for Strengthening Concrete Structures with FRP: A Comparative Review of Shear Provisions. Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures - FRPRCS-5, Cambridge, July 16-18, 2001, p. 10.
47. Wabo®Mbrace. Composite Strengthening System. Third Edition, May 2002.
48. Alkhrdaji, T., Nanni, A., and Mayo, R., "Upgrading Missouri Transportation Infrastructure: Solid RC Decks Strengthened with FRP," Transportation Research Record, No. 1740, 2000, pp. 157-169. (also available in: Proc., 79th Annual Transportation Research Board, Jan. 9-13, 2000, Washington, DC., CD-ROM version, paper 00-1177, p. 24.)
49. Carbon Fiber Strengthening Used in Brazilian Viaduct Rehabilitation. Concrete International 1999, January, p. 90.
50. Cement Silo Repair and Upgrade. Concrete Repair Bulletin, 2001, Sept-Oct, pp. 17-19.
51. Etcheverry L. The Rehabilitation of Cooling Towers. Concrete International, 2005, vol. 27, № 1, p. 27
52. Nanni, A., "FRP Reinforcement for Bridge Structures," Proceedings, Structural Engineering Conference, The University of Kansas, Lawrence, KS, March 16, 2000, p. 5.
53. Scott F. Arnold, Duane J. Gee, P.E. Edward R. Fyfe. Concrete Rehabilitation Project with Fiber-Reinforced Composite System Strengthening. Concrete Repair Bulletin, 1999, may-jun., pp. 6-9.
54. Strengthening of Agana Beach Condominium Parking Structure. Concrete Repair Bulletin, 2000, novem-dec. pp. 14-17.
55. Structural Modifications to Comete Guam. Concrete Repair Bulletin, 1999, nov-dec., pp. 4, 10.
56. Turbine Deck Load Capacity Restored with CFRP. Concrete Repair Bulletin, 1999, sept-oct. pp. 10-15.