

Трещиностойкость контурных балок перекрытия рекомендовано рассчитывать отдельно на действие предельного растягивающего усилия (шатровая схема излома) и изгибающего момента (балочная схема излома) с учетом дополнительного напряженно-деформированного состояния от расширения напрягающего бетона, определенного с учетом ограничивающего влияния сборных элементов.

Прогиб контурных балок предложено определять как для балки П-образного сечения на действие изгибающего момента от нормативных нагрузок.

При расчете деформаций элементов предложено учитывать начальное деформированное состояние перекрытия, получаемое от расширения напрягающего бетона и учитывать податливость опорного контура.

Сопоставление опытных данных и результатов расчетов по двум группам предельных состояний на основании принятой предпосылки о двухстадийной работе фрагмента с учетом исходного напряженно-деформированного состояния от расширения напрягающего бетона представлено в табл. 5.

Таблица 5

Сопоставление теоретических расчетов и опытных данных

Показатели	По результатам расчетов	По результатам испытаний
Разрушающая нагрузка q_u , кПа	27.07	28
Нагрузка трещинообразования q_{cr} , кПа	8.43	9
Прогиб при контрольной нагрузке 16 кПа ($0.65 q_u$) a , мм	7.3	8

Литература

1. Тур В.В., Басов В.С. К вопросу о влиянии эксцентриситета приложения ограничивающей связи на процессы развития самоупрочнения// Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: Материалы научн. конф., Брест, 1997/ Брестский политехнический институт.– Брест, 1997 – С. 119–130.

О ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРЫ В КОНСТРУКЦИЯХ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

Вакульский В.А., Кондратчик А.А., Тур В.В.

Как показано в работе [2] в Республике Беларусь нет своих источников сырья черных металлов, поэтому реальный путь – переход на применение арматуры повышенной прочности из углеродистой стали.

Кроме того, в соответствии с концепцией развития экономики Республики Беларусь предусматривается уменьшение количества классов арматуры, применяемой в строительстве по опыту ряда зарубежных стран (США, Япония, Германия). В настоящее время Белорусский металлургический завод освоил технологию производства арматуры из углеродистой стали класса СтЗсп с пределом текучести не менее 500 МПа.

Однако, при расчете железобетонных конструкций без предварительного напряжения по второй группе предельных состояний согласно с [5] не допускают применения высокопрочной арматуры в виду того, что ширина раскрытия трещин достигает своих предельных значений $a_{cr,u}$ в эксплуатационной стадии. Для таких конструкций рекомендовано применять арматуру с физическим пределом текучести не выше класса А400. Ограничение допустимой ширины раскрытия трещин гарантируется увеличением площади сечения растянутой арматуры A_s .

Одним из направлений использования высокопрочной арматуры, в частности Ат-500С в конструкциях без предварительного напряжения, является применение для их изготовления напрягающего бетона. В процессе твердения такие бетоны претерпевают расширение и способны создавать растяжение в арматуре, подвергаясь самоупрочнению [1]. Уровень преднапряжения арматуры зависит от ее количества в сечении и марки бетона по самоупрочнению. Далее проанализируем возможность применения высокопрочной арматуры в конструкциях с физико-химическим способом преднапряжения.

Если принять значение эксплуатационной нагрузки $N_d = 0.65N_u$, где N_u – значение предельной нагрузки, то, учитывая что физический предел текучести мягких сталей ниже условного предела текучести высокопрочных сталей, будут отличаться и их значения эксплуатационных нагрузок, а величина нагрузки тещинообразования бетона остается на прежнем уровне. Кроме того, в самоупрочненных конструкциях, армированных мягкими сталями, будут проявляться значительные потери самоупрочнения.

Возьмем в качестве примера два железобетонных элемента одного сечения с процентом армирования 1.13% ($\varnothing 12$), армированных высокопрочной арматурой с условным пределом текучести 500 МПа. Первый образец (а) изготовлен из обычного бетона, второй (б) – из напрягающего (см. рис 1). Размеры сечения образцов $b \times h = 100 \times 100$ мм. Значения напряжений в арматуре при эксплуатационной нагрузке для обоих образцов составят $\sigma_{s,d} = 0.65 \cdot \sigma_{s,u} = 325$ МПа. Напряжения в арматуре к моменту образования трещин для бетона класса В30 составят $\sigma_{s,cr} = 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} = 2 \cdot (E_s/E_b) \cdot R_{bt,ser} = 21$ МПа. Приращение напряжений до значений, соответствующих предельной ширине раскрытия трещин ($a_{cr,u} = 0.4$ мм) составит $\Delta\sigma_{s,1} \approx \frac{a_{cr,u} \cdot E_s}{20(3.5 - 100 \cdot \mu)^3/d}$ МПа. Подставляя значения, получим $\Delta\sigma_{s,1} = 70$ МПа. Остается недоиспользованный $\Delta\sigma_s = \sigma_{sd} - (\sigma_{s,cr} + \Delta\sigma_{s,1}) = 234$ МПа, что приводит к чрезмерному раскрытию нормальных трещин.

В самонапряженном элементе эту разность можно свести до минимума. Например для бетона марки по самонапряжению Sp 2.0 при применении цемента НЦ-20 расчетное самонапряжение бетона $R_{bs} = 1.6$ МПа. Напряжение обжатия бетона σ_{bp} в процессе самонапряжения конструкции определяется по формуле (1) [4] $\sigma_{bp} = R_{bs} \cdot k_{\mu} \cdot k_s \cdot k_e = 1.6$ МПа. Благодаря сцеплению бетона и арматуры, деформации в арматуре $\varepsilon_{sp,0} = \varepsilon_{bp,0} = \frac{\sigma_{bp}}{E_b}$. Отсюда $\sigma_{sp,0} = \varepsilon_{sp,0} \cdot E_s + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} = 94 + 21 = 115$ МПа.

Тогда $\Delta\sigma_s = \sigma_{sd} - (\sigma_{s,cr} + \sigma_{s,cr0} + \sigma_{sp,0}) = 119$ МПа. Если же применить для изготовления бетона цемент НЦ-40, то варьируя процентом армирования разницу в напряжениях можно уменьшить до $\Delta\sigma_s = 25$ МПа, что позволит обеспечить допустимую ширину раскрытия трещин без дополнительного механического преднапряжения железобетонной конструкции.

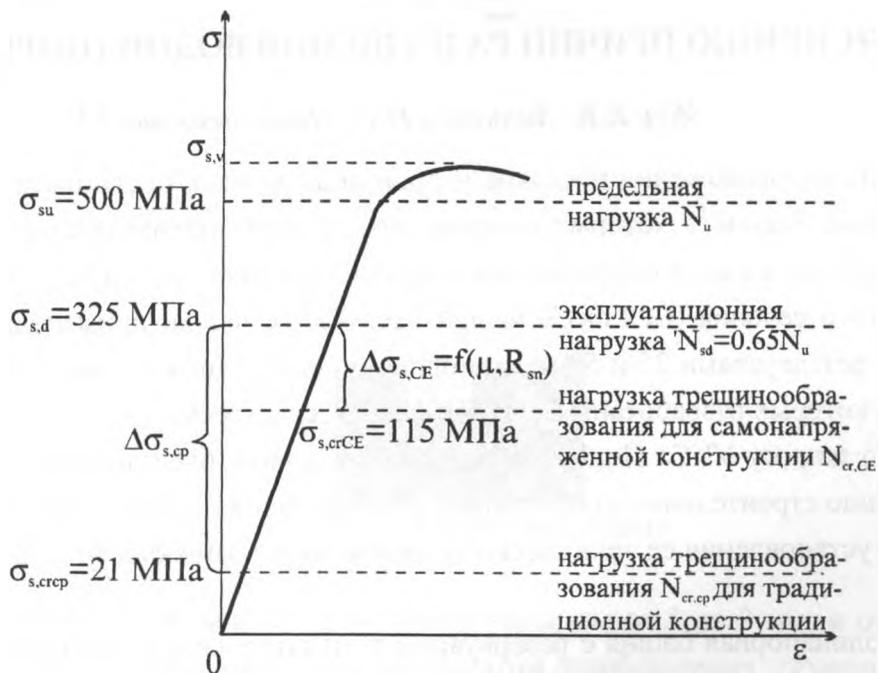


Рис. 1. Диаграмма напряжений в арматурной стали для традиционной (а) и самонапряженной конструкций, армированных высокопрочной сталью А-500с

Вывод

Из предложенного выше расчета видно, что целесообразно и экономически выгодно применение высокопрочной арматуры, в частности Ат-500С, в конструкциях, изготовленных с применением напрягающего цемента, что позволит отказаться от предварительного напряжения, создаваемого механическим способом.

Литература

1. В.В.Михайлов. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Москва – Стройиздат, 1978 г.

2. Терин В.Д., Волик А.Р. Изгибаемые элементы с арматурой класса Ат-500С из углеродистой стали (по материалам сборника статей III научно-методического межвузовского семинара "Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь", г.Брест. 1997 г.)
3. Михайлов В.В., Литвер С.Л.Расширяющийся и напрягающий цемент и самонапряженные железобетонные конструкции. Москва. Стройиздат. 1979 г.
4. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (к СНиП 2.03.01-84). Москва ЦИТП. 1986 г.
5. СНиП 2.03.01-84. Конструкции железобетонные. Москва. Стройиздат. 1983 г.

К ВЫЯСНЕНИЮ ПРИЧИН РАЗРУШЕНИЯ ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ

Жук В.В., Зинкевич И.В., Пархоменкова А.В.

Для водоснабжения поселков и производственных предприятий используют водонапорные башни, в которых опорные конструкции преимущественно выполняются из железобетона в виде сплошной цилиндрической оболочки или из сборных элементов коробчатого сечения (СОГов). В нашей Республике нашли применение водонапорные башни с резервуарами 25 и 50 м³ с опорными конструкциями высотой 9-27 м, типовые проекты которых разработаны БелНИИГИПРОСельстроем.

По запросу УКСа Пинского райисполкома нами были выполнены работы по обследованию строительных конструкций водонапорной башни в совхозе «Парахонский» с целью установления ее технического состояния и возможности дальнейшей эксплуатации.

Водонапорная башня с резервуаром 50м³ построена в 1984 году ПМК-30 треста «Пинсксовхозстрой» для водоснабжения МТФ на 400 голов.

Подземная часть башни смонтирована из двух СОГов на монолитном железобетонном фундаменте и перекрыта плитой толщиной 250 мм. Опорная конструкция сооружения имеет горизонтальную разрезку с высотой сборного яруса 1.2 м и состоит из 21 пространственного блока с размерами в плане 3×3 м. Ствол башни заканчивается железобетонной плитой толщиной 300 мм, предназначенной для опирания стального резервуара высотой 4.5 м (рис.1). Внутри башни, по высоте ствола через 4 СОГа установлены стальные площадки, соединенные между собой лестницами. Для обеспечения работы ствола башни как единого целого по всей его высоте в углах СОГов расположены арматурные стержни Ø 28 мм., которые крепятся к закладным деталям СОГов при помощи сварки. Горизонтальные швы ствола башни замоноличены раствором.

При обследовании строительных конструкций башни установлено, что она находится в аварийном состоянии. По нашему мнению, это стало возможным из-за низко-