

## 1. Введение

Задача усиления железобетонных конструкций является весьма актуальной на данный момент<sup>1</sup>. Причин этого довольно много – это и повсеместное распространение нетиповых конструкций, в которых часто можно допустить ошибки на этапе проектирования, и сокращенные сроки проектирования, которое зачастую пытаются совместить со строительством объекта, и отсутствие уточненных исходных данных на момент выпуска рабочей документации, различные реконструкции и технические перевооружения построенных объектов. Кроме того, не отстает и рынок, предлагая различные технологии усиления «малой кровью» - то есть без пересмотра объемно-планировочных решений (разного рода композитные материалы).

Не так давно на данную тему был выпущен СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования». Мне бы хотелось в данной заметке показать некоторые особенности расчета подобного рода решений и проанализировать результаты, полученные в ходе численного эксперимента.

## 2. Немного теории

Согласно действующим нормативным документам, нормы РФ допускают два метода расчета нормальных сечений железобетонных конструкций:

- Метод предельных усилий (МПУ);
- Нелинейная деформационная модель (НДМ).

Первый метод разработан имеет давнюю историю, проверен практикой и довольно прост для ручных вычислений. Второй же метод относительно новый (метод стал нормативным в РФ только с выходом СП 52-101-2003), но универсален (подходит для любых сечений) и также надежен, однако довольно ресурсоемок для ручного расчета. Однако, наличие быстродействующих компьютеров сводит «на нет» данный недостаток этого метода.

В уже упомянутом тут СП 164.1325800.2014 также рассматриваются эти два метода в применении к расчету усиливаемых конструкций. Например, расчет предельного изгибающего момента для усиленного прямоугольного сечения<sup>2</sup> методом предельных усилий в СП сформулирован таким образом:

6.2.7 Значение  $M_{ult}$  для изгибаемых элементов прямоугольного сечения (рисунок 1)

при  $\xi = \frac{x}{h} \leq \xi_{R,f}$  следует определять по формуле

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + R_f A_f a, \quad (6.6)$$

<sup>1</sup> На самом деле, катализатором написания данной заметки была переписка с одной девушкой с форума, у которой эта задача была актуальной; в итоге я решил структурировать информацию и написать данную заметку, быть может кому-либо еще будет интересно.

<sup>2</sup> Пока остановимся на прямоугольных сечениях

при этом высоту сжатой зоны  $x$  определяют по формуле

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s + R_f A_f}{R_b b}. \quad (6.7)$$

А расчет того же сечения<sup>1</sup> по нелинейной модели формулируется системой уравнений:

6.3.4 Общую систему физических соотношений для расчета нормальных сечений по прочности получают из совместного рассмотрения:

- уравнений равновесия усилий от внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента:

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{sxj} + \sum_k \sigma_{fk} A_{fk} Z_{fzk}; \quad (6.36)$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{syj} + \sum_k \sigma_{fk} A_{fk} Z_{fzk}; \quad (6.37)$$

$$N_z = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} + \sum_k \sigma_{fk} A_{fk}; \quad (6.38)$$

- уравнений, определяющих распределение деформаций по сечению:

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{bxi} + \frac{1}{r_y} Z_{byi}; \quad (6.39)$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{sxj} + \frac{1}{r_y} Z_{syj}; \quad (6.40)$$

$$\varepsilon_{fk} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{fzk} + \frac{1}{r_y} Z_{fzk}; \quad (6.41)$$

- зависимостей, связывающих напряжения и относительные продольные деформации бетона, стальной арматуры и внешней арматуры из композитных материалов:

$$\sigma_{bi} = E_b \nu_{bi} \varepsilon_{bi}; \quad (6.42)$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \nu_{sj} \varepsilon_{sj}; \quad (6.43)$$

$$\sigma_f = E_f (\varepsilon_f - \varepsilon_{bt}^0) \geq 0. \quad (6.44)$$

Несложно заметить, в данном случае формулы по структуре аналогичны тем, что приводятся в СП 63.13330.2012, с той лишь разницей, что:

– Введены дополнительные слагаемые с индексом «f» ( $R_f$ ,  $A_f$ ,  $\sigma_f$  и т.д.) – это параметры композитного материала в сечении;

– Для уравнений, связывающих напряжения и относительные деформации элементов в сечении элемента, для композитной арматуры вводится параметр  $\varepsilon_{bt}^0$  – начальные относительные деформации растянутой грани сечения (до усиления элемента).

Однако, последнее отличие характерно лишь для расчета по нелинейной деформационной модели, а в МПУ при расчете предельного момента вообще не

<sup>1</sup> В общем случае, для НДМ нет разницы, какое сечение рассчитывается

фигурируют начальные деформации граней сечения до усиления (они учтены лишь в формуле граничной относительной высоты сжатой зоны  $\xi_{R,f}$ , формула (6.2) СП 164.1325800.2014).

Получается, несущая способность сечения не зависит от начальных деформаций элементов сечения или, попросту говоря, от того, в какой момент производится усиление и какая часть нагрузки<sup>1</sup> действует при этом на конструкцию? Ведь это противоречит п. 6.1.5 СП 164.1325800.2014 (если, конечно, не использовать предлагаемые СП коэффициенты условий работы): «При проектировании усиливаемых конструкций следует, как правило, предусматривать, чтобы нагрузка во время усиления не превышала 65% расчетной величины. В случае усиления под большей нагрузкой, расчетные характеристики бетона и существующей арматуры следует умножать на коэффициенты условий работы: бетона  $\gamma_{br1}=0.9$ ; арматуры –  $\gamma_{sr1}=0.9$ ».

Для того, чтобы это проверить, выполним некоторые расчеты.

### 3. Постановка задачи

Для сравнения МПУ и НДМ предлагается рассчитать несущую способность двух сечений – «недоармированного» (то есть такого, у которого предельный момент определяется достижением арматурой предельных деформаций растяжения) и «переармированного» (то есть такого, у которого величина предельного момента определяется достижением бетоном предельных деформаций сжатия  $\varepsilon_{b,ult}$ ). Оба сечения показаны на рисунках ниже. Для сечений принимается класс бетона В25 (характеристики по СП 63.13330.2012, трехлинейная диаграмма деформирования, коэффициенты работы равны единицам) и арматура класса А400 (характеристики по СП 63.13330.2012, двухлинейная диаграмма деформирования, коэффициенты работы равны единицам). Предельные моменты установлены расчетом по НДМ в результате пакетного расчета.

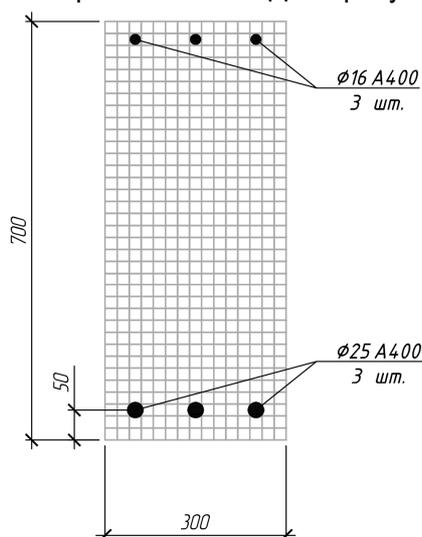


Рисунок 1. «Недоармированное» сечение.  
 $M_{ult}=320.6 \text{ кН}\cdot\text{м}$  при  $\varepsilon_s=0.0246$

<sup>1</sup> В данном случае – доля от предельного момента

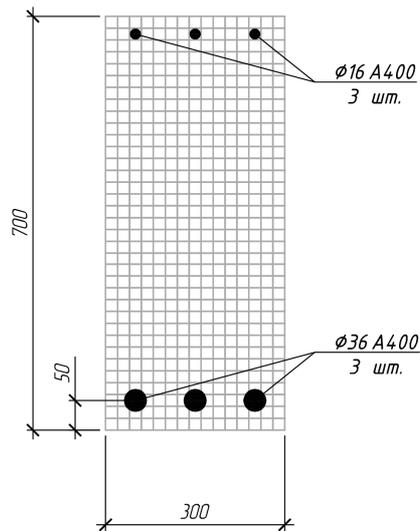


Рисунок 2. «Переармированное» сечение.  
 $M_{\text{шт}}=614.3 \text{ кН}\cdot\text{м}$  при  $\epsilon_b=-0.00347$

Данные сечения усилены ламелями (например, по типу Sika CarboDur) со следующими характеристиками согласно таблицы 1 СП:  $E_f=150 \text{ ГПа}$ ,  $R_{fn}=1600 \text{ МПа}$ . Общая площадь композитной арматуры на растянутой грани сечения  $A_f=2.88 \text{ см}^2$  (две ламели толщиной 1.2 мм и шириной 120 мм). Величины всех коэффициентов принимались согласно СП.

#### 4. Расчет методом предельных усилий

В первую очередь, приводится расчет предельного момента таких сечений по методу предельных усилий. При этом принимается, что величина нагрузки при усилении равна 65% от предельной, то есть коэффициенты условий работы приняты равными единице.



анная короткая заметка составлена для иллюстрации некоторой нелогичности при расчете наклонных сечений по СП 63.13330.2012 (но аналогично подходит и к СП 52-101-2003).

Сперва – некоторые расчетные предпосылки, на основании которых будут сделаны некоторые выводы:

1. **Нормативная:** Несущая способность ж/б сечения на поперечную силу складывается из поперечной силы, воспринимаемой бетоном, а также из поперечной силы, воспринимаемой поперечной арматурой в наклонном сечении (формула (8.56) СП 63.13330.2012)

2. **Логическая:** Увеличение «интенсивности» поперечной арматуры  $q_{sw}$  увеличивает несущую способность сечения на поперечную силу, или, как минимум, её не уменьшает.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном, определяется из формулы (8.57) указанного СП:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C}, \quad (8.57)$$

но принимают не более  $2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$  и не менее  $0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ ;

Поперечная сила, воспринимаемая арматурой, определяется из формулы (8.58):

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C, \quad (8.58)$$

Так как в первом случае, несущая способность «по бетону» обратно пропорциональна проекции наклонного сечения, в другом «по арматуре» – линейно зависит от нее, конечный результат определяется выбором минимального значения из ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений.

Но тонкости, как обычно, в мелочах – а именно в условии учета поперечной арматуры в расчете.

Согласно СП 63.13330.2012, возможны два варианта:

1. Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие  $q_{sw} \geq 0,25R_{bt}b$ , в противном случае  $Q_{sw} = 0$

2. А в следующей абзаце СП сказано, что можно и не соблюдать данное условие, учитывать поперечную арматуру в расчете, но тогда уже поперечную силу, воспринимаемую **бетоном** принимать  $Q_b = 4\varphi_{b2} \cdot h_0^2 \cdot q_{sw} / C$ . То есть, во втором случае уже несущая способность сечения «по бетону» определяется интенсивностью<sup>1</sup> поперечной арматуры.

Для иллюстрации разницы этих двух вариантов, проведем численное сравнение несущей способности сечения на поперечную силу. Принимаем сечение 300×300 из бетона класса В30, армированного поперечной арматурой с  $R_{sw}=300$  МПа. Размер от грани

<sup>1</sup> Здесь и далее «интенсивностью» названа величина  $q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w}$

сечения до центра тяжести растянутой арматуры  $a=50$  мм, влияние продольных сил не учитываем.

Внизу показан график несущей способности данного сечения.

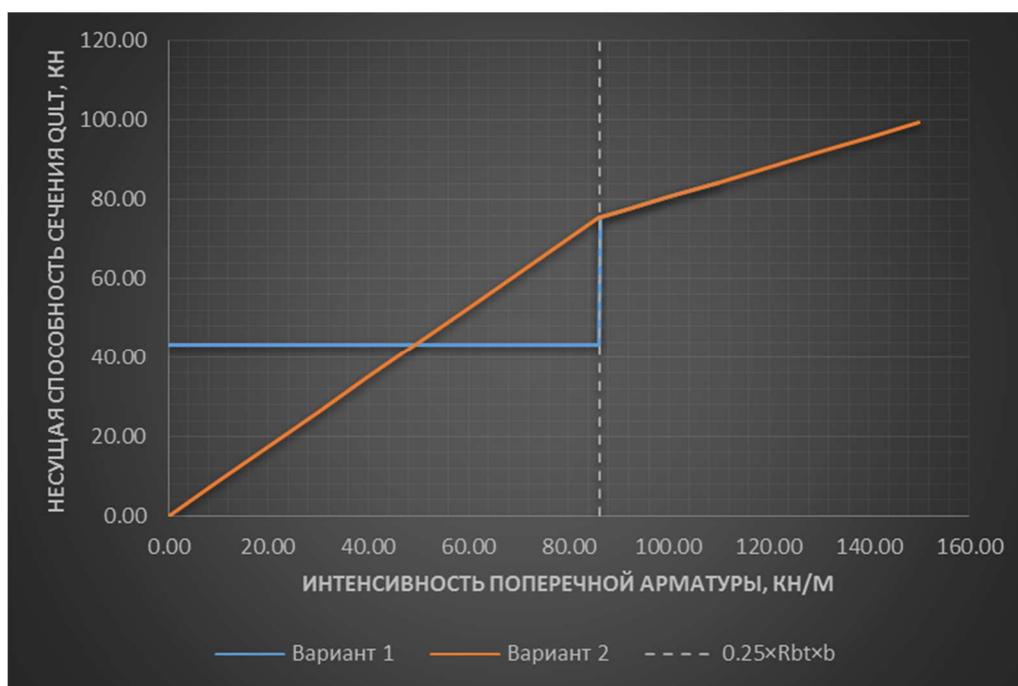


Рисунок 3. Несущая способность ж/б сечения на поперечную силу

Некоторые комментарии к графику:

– В первом варианте виден резкий скачок несущей способности – в случае, когда поперечная арматура включается в работу, набирая достаточную интенсивность, то есть выполняется условие  $q_{sw} \geq 0.25R_{bt}b$ . Пока «поперечка» не включилась, несущая способность сечения обеспечивается исключительно бетоном и была постоянной, численно равной  $0.5R_{bt}bh_0$

– Куда интереснее второй вариант – при небольшой интенсивности поперечной арматуры, несущая способность ж/б сечения на поперечную силу оказывается **меньше**, чем если бы арматуры вообще не было. То есть поперечная арматура «снижает» прочность сечения, что противоречит второй предпосылке и логике.

С другой стороны, можно сказать – а какая собственно разница, можно ведь просто не пользоваться вторым вариантом, тем более, что в СП 63.13330.2012 данный вариант не является обязательным? Но, к сожалению, разница есть – дело в том, что в популярнейших программах SCAD и Арбат при проверке сечений на поперечную силу реализована именно вторая зависимость – или близкая к ней. В этом легко убедиться – достаточно задать произвольное сечение в программе и посмотреть на коэффициенты условий работы при расчете по наклонному сечению при различных величинах интенсивности поперечной арматуры. После определенного значения, поперечная арматура начнет «снижать» несущую способность сечения.

Конечно, разработчики не виноваты в данной ситуации – они довольно точно реализовали положения норм в программном обеспечении. Более того, по комментариям разработчиков SCAD Soft, реализация зависимости по второму варианту была сделана в попытке уйти от другой нелогичности существующего метода расчета наклонных сечений на поперечную силу, которая сформулирована в книге «Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям», Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Трекин Н.Н.:

$$q_{sw} \geq 0,25\varphi_n R_{bt} b. \quad (3.153)$$

Помимо хрупкого разрушения минимальное ограничение поперечной арматуры предохраняет элемент от чрезмерного раскрытия наклонных трещин.

Следует отметить, что буквальное соблюдение условия (3.153) может приводить к явной нелогичности. Увеличение значения  $R_{bt}b$  из конструктивных или технологических соображений сверх необходимого из расчета по прочности наклонного сечения влечет за собой одновременно увеличение количества поперечной арматуры, т.е. наличие сверхнормативного запаса прочности влечет за собой еще большее увеличение запаса прочности за счет увеличения поперечной арматуры. Чтобы избежать эту нелогичность, в расчете можно учитывать значение  $q_{sw}$  меньше минимального, но одновременно вводить в расчет некоторое условное меньшее значение  $R_{bt}b$ , при котором выполнялось бы условие (3.153). Если при этом условие (3.145) выполняется, то увеличения поперечной арматуры не требуется.

Насколько удалась данная попытка – вопрос спорный, но инженерам, использующим программное обеспечение из пакета SCAD Office лучше быть в курсе данной особенности реализации СП 63.13330.2012. Особенно существенно данная особенность может проявиться при расчете ж/б элементов с конструктивным поперечным армированием, например, свай по Серии 1.011.1 в случае действия значительных горизонтальных сил (ростверки анкерных опор эстакад, расчеты на особое воздействие – сейсмическое или взрывное и т.п.). Попытка учесть поперечное армирование в Арбат/SCAD может «занизить» несущую способность данных элементов.

И подводя некоторые итоги данной заметки, хотелось бы отметить, что для устранения данной нелогичности норм, в СП 63.13330.2012 можно было бы ввести ограничение минимального значения поперечной силы, воспринимаемой бетоном, во всех случаях, то есть  $Q_b \geq 0.5R_{bt}bh_0$ . В текущей редакции норм, данное условие применимо лишь к формуле (8.57).

В таком случае, несущая способность ж/б сечения на поперечную силу будет определяться зависимостью, показанной на рисунке ниже.

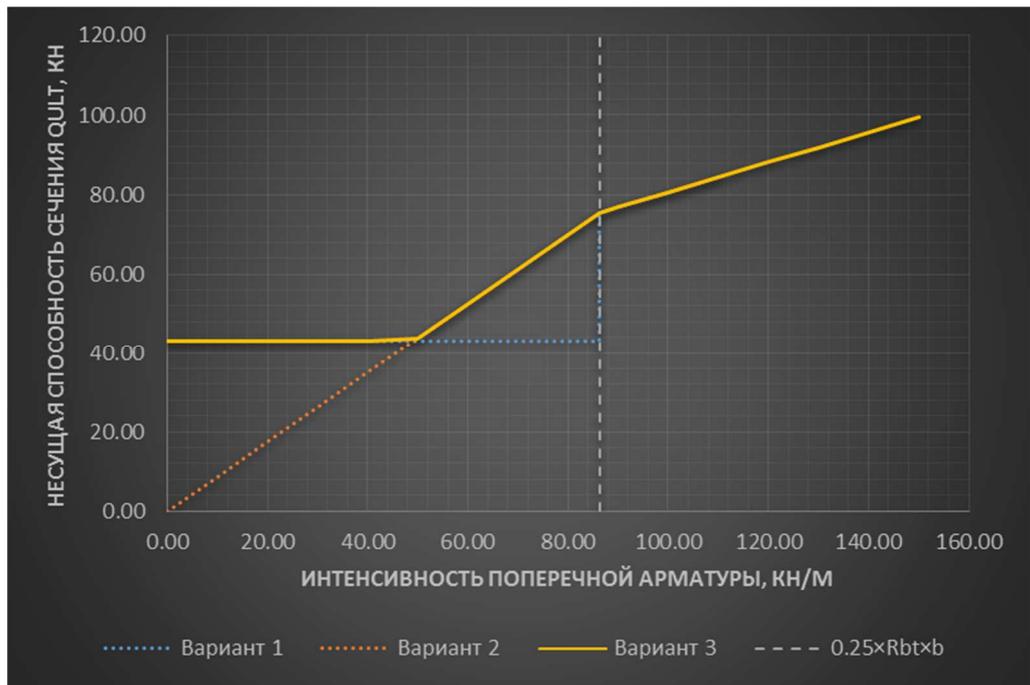


Рисунок 4. Несущая способность ж/б сечения на поперечную силу