

# НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НОВЫМ НОРМАМ\*

**В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ**

## 5. РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ

Расчет наклонных сечений, согласно СП 52-101-2003 [2], состоит из трех частей: 1) расчет по наклонной сжатой полосе между трещинами, 2) расчет на действие поперечных сил, 3) расчет на действие изгибающих моментов. Явным упущением является отсутствие 4-й части — расчета коротких консолей. В СНиП 52-01-2003 дано, правда, указание (п. 6.2.1 [1]) о том, что рассчитывать их нужно по каркасно-стержневой модели — очевидно, по той, что приведена в Нормах 1984 г. [3]. Поэтому проектировщику старые Нормы выбрасывать пока не стоит.

К сожалению, в новых нормативных документах в текст этого раздела внесена немалая путаница. Если в СНиП [1] он именуется традиционно — как “Расчет железобетонных элементов по прочности наклонных сечений”, то в СП [2] — как “Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил”, одна из частей которого имеет повторяющееся название: “Расчет по наклонным сечениям на действие поперечных сил”. Возможно, авторам захотелось особо отметить, что наклонным сечениям следует уделять внимание лишь тогда, когда возникают поперечные силы. Это стремление к педантизму проявилось и в подчеркивании того, что  $Q$  — это поперечные силы в нормальных, а не в каких-то иных сечениях (в старых Нормах [3] они назывались просто поперечными силами). На наш взгляд, такой педантизм явно излишен, ничего, кроме недоуменных вопросов, он не вызывает. Имеются и некоторые словесные формулировки, стиль которых напоминает пресловутый “новояз”. Чего стоит такая, например, запись: “Допускается производить расчет наклонных сечений, не рассматривая наклонные сечения при определении поперечной силы от внешней нагрузки, из условия...”. И следом: “...где  $Q_T$  — поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки” (п. 6.2.34 [2]).

### 5.1. Расчет по сжатой полосе между наклонными сечениями (трещинами)

Суть этого расчета, как известно, — в проверке прочности и устойчивости стенок (ребер) балок таврового и двутаврового сечений на действие главных сжимающих напряжений (усилий) в опорных участках. Для прямоугольных сечений расчет дает, как правило, положительные результаты и чаще всего является формальным.

Принятое в СП условие прочности (п. 6.2.33 [2]) имеет вид:

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0,$$

где  $Q$  — поперечная сила (обычно это опорная реакция или поперечная сила в месте изменения размеров сечения конструкции — например, толщины стенки  $b$ ),  $\varphi_{b1} = 0,3$ . Новая формула с небольшими изменениями повторяет формулы 1962 и 1975 гг., и отличается выгодной простотой от формулы 1984 г., имеющей вид:  $Q \leq 0,3\varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0$  (п. 3.30 [3]). Чтобы определить несущую способность по этой формуле, требовалось заведомо знать не только размеры сечения и прочность бетона, но и поперечное армирование (коэффициент  $\varphi_{w1}$ ).

Для сравнения ниже приведены результаты расчета по старым и новым Нормах (табл. 6). В качестве примера взята балка со следующими параметрами: рабочая высота сечения  $h_0 = 750$  мм, толщина стенки  $b = 80$  мм, класс бетона В30 ( $R_b = 17 \times 0,9 = 15,3$  МПа), класс поперечной арматуры А400 (А-III), шаг  $s = 200$  мм, диаметр стержней в двух вариантах —  $2\varnothing 10$  ( $A_{sw} = 157$  мм<sup>2</sup>) и  $2\varnothing 6$  ( $A_{sw} = 57$  мм<sup>2</sup>)

**Таблица 6**  
Результаты расчета по наклонной сжатой полосе

По СНиП 2.03.01-84*	По СП 52-01-2003
$\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b = 0,847$ $\alpha = Es/Eb = 6,9$	Несущая способность (независимо от поперечного армирования): $Q_u = 0,3R_b b h_0 = 275,4$ кН
При $A_{sw} = 157$ мм <sup>2</sup> $\mu_w = A_{sw}/(bs) = 0,0098$ $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1,338 > 1,3$ Принимаем $\varphi_{w1} = 1,3$ Несущая способность: $Q_u = 0,3\varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0 = 303$ кН	
При $A_{sw} = 57$ мм <sup>2</sup> $\mu_w = A_{sw}/(bs) = 0,0036$ $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1,124 < 1,3$ Несущая способность: $Q_u = 0,3\varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0 = 262$ кН	

\* Продолжение. Начало в №4, 2006.



Из сравнения видно, что разница в результатах невелика, но при увеличении поперечного армирования (а также при низких классах бетона) расчет по СП несколько осторожнее оценивает прочность наклонной полосы.

### 5.2. Расчет на действие поперечных сил

Условие прочности в СП выглядит почти так же, как и в старых Нормах (п. 6.2.34 [2]):

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

где  $Q_b$  — поперечная сила, воспринимаемая бетоном (т.е. прочность на срез бетона сжатой зоны),  $Q_{sw}$  — поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой (т.е. несущая способность поперечной арматуры, пересекающей наклонную трещину).

Однако из правой части неравенства исключено третье слагаемое, присутствовавшее во всех прежних Нормах:  $Q_{s, inc}$  — поперечная сила, воспринимаемая отогнутой арматурой. Хотя в настоящее время такую арматуру применяют редко (в основном, в ригелях с подрезкой у опор, где отогнутая арматура работает с большим эффектом), но она имеется почти во всех конструкциях монолитных перекрытий, возведенных в 1910-50-е годы, а также в некоторых сборных балках первого поколения. Теперь, если потребуются оценка несущей способности таких конструкций (необходимая при проектировании реконструкции старых зданий), проектировщику придется обращаться к предыдущим Нормах.

Формула для определения  $Q_b$  в СП стала короче:

$$Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / c.$$

Из числителя ее правой части исключен множитель  $(1 + \varphi_f + \varphi_n)$ , который учитывал положительное влияние свесов сжатых полок ( $\varphi_f$ ) и влияние продоль-

ной силы ( $\varphi_n$ ) — положительное при сжатии и отрицательное при растяжении.

Отказ от коэффициента  $\varphi_f$  приводит к снижению величины  $Q_b$  для двутавровых или тавровых сечений с полкой в сжатой зоне, а отказ от коэффициента  $\varphi_n$  сужает область применения формулы только изгибаемыми элементами, исключая, тем самым, внецентренно сжатые и внецентренно растянутые. Очевидно, что при необходимости расчета таких элементов на поперечную силу проектировщику придется также обращаться к старым Нормах. Значение коэффициента  $\varphi_{b2}$  по сравнению со старыми Нормах уменьшилось для тяжелого бетона с 2,0 до 1,5, что на четверть снизило и величину  $Q_b$ .

Формула для определения  $Q_{sw}$  наоборот, стала длиннее:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c.$$

В нее введен понижающий коэффициент  $\varphi_{sw}$ , равный, 0,75. В итоге, расчетная несущая способность наклонного сечения, при прочих равных условиях, снизилась на 25% по сравнению с несущей способностью, определяемой по старым Нормах. Однако потребность в дополнительной поперечной арматуре при этом возросла намного больше — на ее расход влияет не только понижающий коэффициент  $\varphi_{sw}$  но и пониженное значение коэффициента  $\varphi_{b2}$  (см. ниже).

Несколько изменились и требования к минимальному поперечному армированию наклонных сечений (табл. 7).

Наибольшую трудность, как обычно, представляет определение величины проекции опасного наклонного сечения  $c$ . В старых Нормах было введено два разных понятия: проекция наклонного сечения (плечо среза)  $c$  и проекция наклон-

Таблица 7

Конструктивные требования к поперечному армированию

По СНиП 2.03.01-84*	По СП 52-01-2003
<b>Шаг поперечных стержней (хомутов)</b>	
<p>а) На приопорных участках (не менее 1/4 пролета): при высоте сечения до 450 мм — не более <math>h/2</math> и не более 150 мм, при высоте сечения свыше 450 мм — не более <math>h/3</math> и не более 500 мм.</p> <p>б) На остальной части пролета — не менее <math>3/4 h</math> и не менее 500 мм (для хомутов, учитываемых в расчете, <math>q_{sw} \geq 0,3(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt} b</math>).</p> <p>в) На участках, где хомуты по расчету не требуются (в сплошных и пустотных плитах, в балках и ребрах высотой менее 150 мм, ребристых плитах высотой менее 300 мм), — хомуты можно не устанавливать.</p>	<p>а) На участках, где хомуты по расчету необходимы (независимо от высоты сечения) — не более <math>h/2</math>, не более 500 мм** и не более <math>s_{w, max} = R_{bt} b h_0^2 / Q</math>.</p> <p>б) На участках, где хомуты по расчету не требуются (в балках и ребрах высотой 150 мм и более, ребристых плитах высотой 300 мм и более) — не менее <math>3/4 h</math> и не менее 500 мм.</p> <p>в) На участках, где хомуты по расчету не требуются (в сплошных плитах, в балках и ребрах высотой менее 150 мм, ребристых плитах высотой менее 300 мм), — хомуты можно не устанавливать.</p>
<b>Минимальные диаметры поперечных стержней (хомутов)</b>	
<p>а) В вязаных каркасах: при высоте сечения до 800 мм — не менее 5 мм, при высоте сечения более 800 мм — не менее 8 мм.</p> <p>б) В сварных каркасах — не менее 1/3 наибольшего диаметра продольной арматуры (при меньшем отношении, но не менее 1/4 диаметра продольной арматуры, <math>R_{sw}</math> снижается на 10%)</p>	<p>а) В вязаных каркасах (независимо от высоты сечения) — не менее 6 мм.</p> <p>б) В сварных каркасах — не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с продольной арматурой наибольшего диаметра (т.е. без конкретного указания на соотношение диаметров свариваемой арматуры).</p>

\*\* Здесь разночтение: по СНиП [1] — не более 300 мм



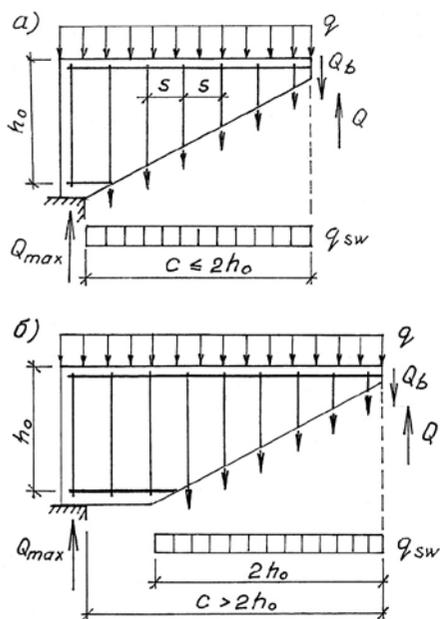


Рис. 3. К расчету наклонных сечений на поперечную силу при действии равномерно распределенной нагрузки по 1-му (а) и по 2-му (б) случаям

ной трещины  $c_0$ . Такое разделение было вполне оправданным, поскольку величина  $Q_b$  зависит от проекции наклонного сечения, а величина  $Q_{sw}$  — от проекции наклонной трещины, которую пересекает поперечная арматура. Наклонные же трещины в ряде случаев могут начинаться не только у грани опоры (когда  $c = c_0$ ), но и на отдалении от опоры (когда  $c > c_0$ ).

В первом случае при действии равномерно распределенной нагрузки  $q$  опасная величина  $c$  в элементах постоянного сечения определялась по формуле:  $c = c_0 = \sqrt{M_b / q_{sw}}$ , где  $M_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 = Q_b c$  — момент среза. Строго говоря, формула эта не вполне точна, она указывает только на величину  $c$ , при которой сумма  $(Q_b + Q_{sw})$  минимальна. Точную величину проекции опасного сечения можно получить, продифференцировав выражение  $Q / (Q_b + Q_{sw})$ . Но погрешность здесь невелика, и ей вполне можно пренебречь.

Во втором случае величина проекции опасного наклонного сечения определялась из выражения:  $c = \sqrt{M_b / q}$ , а проекция опасной наклонной трещины — из равенства  $c_0 = h_0$ , при которой величина  $Q_{sw}$  минимальна [4].

В СП разделение на  $c$  и  $c_0$  отсутствует, что (в сочетании с неясностью изложения) существенно осложняет понимание механизма расчета. Однако при внимательном рассмотрении обнаруживается, что суть расчета не изменилась, изменились только некоторые ограничения.

В частности, величина  $Q_b$  принимается не более  $2,5 R_{bt} b h_0$  и не менее  $0,5 R_{bt} b h_0$  — так же, как в старых

Таблица 8

Результаты расчета наклонных сечений на действие поперечных сил

По СНиП 2.03.01-84*	По СП 52-01-2003
$R_{sw} = 285 \text{ МПа}$ (для диаметров 6-8 мм), $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 192 \text{ Н/мм}$ , $M_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 = 68,56 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$ , $c = \sqrt{M_b / q_{sw}} = 598 \text{ мм} < 2h_0 = 920 \text{ мм}$ . Расчет по 1-му случаю: $Q = Q_{max} - qc = 216,2 \text{ кН}$ , $Q_b = M_b / c = 114,7 \text{ кН}$ , $Q_{sw} = q_{sw} c = 114,7 \text{ кН}$ , $Q_u = Q_b + Q_{sw} = 229,4 \text{ кН}$ , $Q_u / Q = 1,06 > 1$ . Прочность достаточна.	$R_{sw} = 285 \text{ МПа}$ $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 192 \text{ Н/мм}$ , $M_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 = 51,42 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$ , $c = \sqrt{M_b / (\varphi_{sw} q_{sw})} = 598 \text{ мм} < 2h_0 = 920 \text{ мм}$ Расчет по 1-му случаю: $Q = Q_{max} - qc = 216,2 \text{ кН}$ , $Q_b = M_b / c = 86,04 \text{ кН}$ , $Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c = 86,06 \text{ кН}$ , $Q_u = Q_b + Q_{sw} = 172,1 \text{ кН}$ , $Q_u / Q = 0,8 < 1$ . Прочность недостаточна. Уменьшаем шаг хомутов: $s = 100 \text{ мм}$ , $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 288 \text{ Н/мм}$ , $c = \sqrt{M_b / (\varphi_{sw} q_{sw})} = 488 \text{ мм} > 0,6h_0 = 276 \text{ мм}$ $Q = Q_{max} - qc = 226,1 \text{ кН}$ , $Q_b = M_b / c = 105,4 \text{ кН}$ , $Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c = 105,4 \text{ кН}$ , $Q_u = Q_b + Q_{sw} = 210,8 \text{ кН}$ , $Q_u / Q = 0,93 < 1$ . Прочность недостаточна. Увеличиваем диаметр хомутов: $2\varnothing 10 \text{ мм}$ , $A_{sw} = 157 \text{ мм}$ , $q_{sw} = 447 \text{ Н/мм}$ , $c = \sqrt{M_b / (\varphi_{sw} q_{sw})} = 392 \text{ мм} > 0,6h_0 = 276 \text{ мм}$ , $Q = Q_{max} - qc = 234,7 \text{ кН}$ , $Q_b = M_b / c = 131,3 \text{ кН}$ , $Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c = 131,3 \text{ кН}$ , $Q_u = Q_b + Q_{sw} = 265,6 \text{ кН}$ , $Q_u / Q = 1,12 > 1$ . Прочность достаточна.



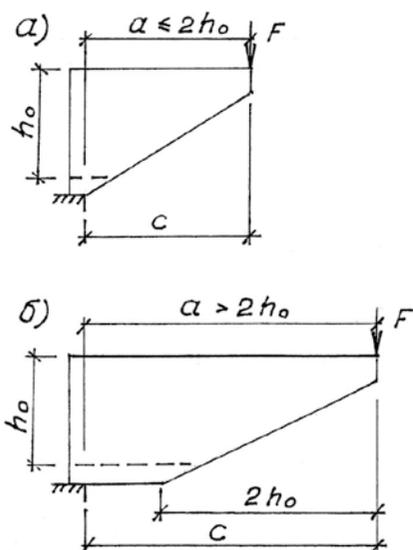


Рис. 4. К расчету наклонных сечений на поперечную силу при действии сосредоточенных сил по 1-му (а) и по 2-му (б) случаям

Нормах для элементов без поперечной арматуры. Из этого следует, что для бетона значение  $c_{min} = 0,6h_0$  (ранее оно не нормировалось, поскольку было ограничение для  $c_0$ ), а значение  $c_{max} = 3h_0$  (ранее  $c_{max} = 3,33h_0$ ). При  $c = c_{max}$  величина  $Q_b$  достигает минимума и при дальнейшем увеличении  $c$  остается постоянной.

Для  $Q_{sw}$  в Своде правил обозначена максимальная граница проекции наклонного сечения  $c_{max} = 2h_0$  (такая же, как и в старых Нормах), однако минимальная граница не указана (в старых Нормах было принято  $c_{0,min} = h_0$ ). Надо полагать, что сделано это со следующей целью. Если по расчету окажется  $c > 2h_0$ , то при определении  $Q_b$  следует принимать полученную величину  $c$  (но не более  $3h_0$ ), а при определении  $Q_{sw}$  принимать  $c = 2h_0$ .

То есть, расчет на поперечную силу, как и раньше, разделяется на два случая. 1-й случай — трещина начинается у грани опоры (рис. 3,а):  $c \leq 2h_0$ ,  $Q_b = M_b / c$ ,  $Q_{sw} = q_{sw}c$ . 2-й случай — трещина начинается на отдалении от опоры (рис. 3,б):  $c > 2h_0$ ,  $Q_b = M_b / c$ ,  $Q_{sw} = q_{sw}(2h_0)$ .

Таким образом, расчет наклонных сечений при действии равномерно распределенной нагрузки  $q$  можно выполнять в таком порядке:

1. Назначить, соблюдая конструктивные требования (табл. 7), шаг и диаметр хомутов и определить погонную несущую способность поперечного армирования:  $q_{sw} = R_{sw}A_{sw} / s$ .
2. Определить момент среза:  $M_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2$ .
3. Найти проекцию опасного наклонного сечения:  $c = \sqrt{M_b / (\varphi_{sw} q_{sw})}$  (1-й случай). Если  $c < 0,6h_0$ , принять  $c = 0,6h_0$ .
4. Найти величину поперечной силы в расчетном сечении:  $Q = Q_{max} - qc$  (где  $Q_{max}$  — опорная реакция).
5. Найти несущую способность наклонного сечения:  $Q_u = Q_b + Q_{sw} = M_b / c + \varphi_{sw} q_{sw} c$ .

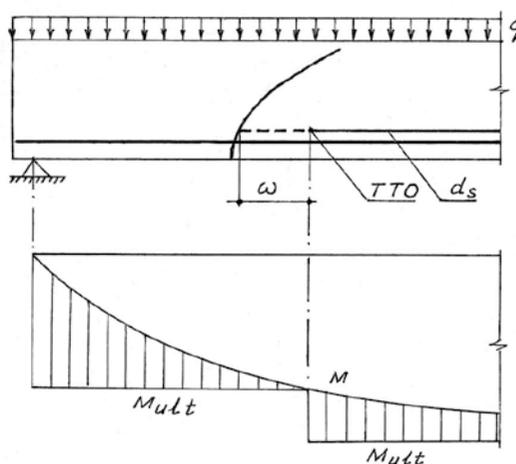


Рис. 5. К расчету наклонных сечений на момент в местах обрыва продольной арматуры:  $M$  — эпюра изгибающих моментов,  $M_{ult}$  — эпюра материалов (предельных усилий), ТТО — точка теоретического обрыва

6. Если прочность недостаточна ( $Q_u < Q$ ), увеличить поперечное армирование и повторить расчет.

7. Если при расчете по п. 3 окажется  $c > 2h_0$  (2-й случай), найти несущую способность наклонного сечения из выражения  $Q_u = Q_b + Q_{sw} = M_b / c + \varphi_{sw} q_{sw} (2h_0)$ , а если окажется  $c > 3h_0$  — из выражения  $Q_u = Q_b + Q_{sw} = M_b / (3h_0) + \varphi_{sw} q_{sw} (2h_0)$ .

В табл. 8 приведен сравнительный расчет по старым Нормах и по СП, который был выполнен для балки, имеющей следующие параметры: пролет  $l = 6$  м, размеры сечения  $b \times h = 200 \times 500$  мм,  $h_0 = 460$  мм, класс бетона В25 ( $R_{bt} = 0,9 \times 0,9 = 0,81$  МПа), поперечная арматура 2Ø8А-III ( $A_{sw} = 101$  мм<sup>2</sup>) с шагом  $s = 150$  мм, погонная расчетная нагрузка (включая собственный вес)  $q = 90$  кН/м, опорная реакция  $Q_{max} = 270$  кН.

Как видно из приведенных результатов, расчет по СП дал более чем двукратное увеличение расхода поперечной арматуры. Разумеется, при других параметрах конструкций сопоставимые результаты будут другими, но в любом случае существенного увеличения расхода арматурной стали не избежать, особенно, для тавровых и двутавровых сечений с полкой в сжатой зоне.

Для "ленивого" (или для "непонятливого") проектировщика в СП предусмотрен вариант расчета, вообще не требующий определения  $c$  (формулы 6.70, 6.71 и 6.72 [2]). Согласно этому варианту, необходимо только определить минимальные значения несущей способности бетона  $Q_{b1}$  и минимальной несущей способности арматуры  $Q_{sw,1}$  и сравнить их сумму с поперечной силой от внешней нагрузки:  $Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw,1} = 0,5R_{bt}bh_0 + q_{sw}h_0$ . Однако за всякое упрощение приходится платить, в данном случае — дополнительным расходом стали. Если в приведенном примере считать  $Q_1 = Q_{max} = 270$  кН, то на долю  $Q_{b1}$  придется 37,3 кН, а на долю  $Q_{sw,1}$  останется 232,7 кН.

При этом погонная нагрузка на поперечную арматуру составит  $q_{sw} = 550$  Н/мм, что соответствует армированию стержнями  $2\varnothing 12$  мм с шагом 100 мм. То есть расход поперечной арматуры увеличится еще на 44% и в 3,4 раза превысит расход стали, определенный расчетом по старым Нормам.

Несмотря на примитивность и грубость такого расчета, им вполне может пользоваться и грамотный проектировщик, например, для предварительной оценки прочности принятого сечения. Если расчет даст положительный результат, тогда подробный расчет с определением величины  $c$  можно и не выполнять.

При нагружении сосредоточенными силами порядок определения проекции опасного наклонного сечения — тот же, что и прежде. Если расстояние от опоры до силы  $a \leq 2h_0$  (1-й случай, рис. 4,а), то  $c = a$ , но не менее  $c_{min} = 0,6h_0$ , если  $a > 2h_0$  (2-й случай, рис. 4,б), то при вычислении  $Q_b = M_b / c$  величина  $c = a$ , но не более  $c_{max} = 3h_0$ , а при вычислении  $Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c$  величина  $c = 2h_0$ .

Для конструкций без поперечной арматуры расчет, если не считать исключенного коэффициента  $(1 + \varphi_{nl})$ , сохранился без изменений:  $Q \leq Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / c$ . (В этой формуле величина  $\varphi_{b2}$  численно равна величине  $\varphi_{b4}$  в старой формуле (п. 3.32 [3]). Без изменений остались и границы значений  $Q_b$ ).

К сожалению, в СП нет указаний относительно расчета конструкций с переменной высотой сечения. Напомним, что особенностью их расчета является то, что рабочая высота сечения  $h_0$  определяется в конце наклонного сечения (п. 3.33 [3]). Пока нет оснований, чтобы менять это условие.

### 5.3. Расчет на действие моментов

Эта часть расчета подверглась наименьшим изменениям. По существу, их всего два. Во-первых, в правой части условия прочности осталось только два слагаемых

$$M \leq M_s + M_{sw}$$

где  $M_s = R_s A_s z$  — момент, воспринимаемый продольной арматурой,  $M_{sw} = q_{sw} c^2 / 2$  — момент, воспринимаемый хомутами, пересекающими наклонное сечение (диапазон значений проекций наклонного сечения остался в прежних границах:  $h_0 \leq c \leq 2h_0$ ).

Третье слагаемое  $M_{s, incl}$  относящееся к отогнутой арматуре, исключено. В связи с этим сужена и область обязательного расчета наклонных сечений на изгиб. Теперь это только концевые участки и места обрыва части продольной арматуры. Непонятно, правда, почему из этой области оказались исключенными места резкого изменения конфигурации элемента (подрезки и т.п.), в которых изгибающий момент часто оказывается опаснее поперечной силы.

Что же касается расчета наклонных сечений в местах обрыва арматуры, то удобнее вести его из условия минимальной величины  $\omega$ , на которую заводятся концы продольной арматуры за точки теоретического обрыва (ТТО на рис. 5) и которая при заданном поперечном армировании  $q_{sw}$  обеспечивает прочность наклонного сечения:

$$\omega \geq Q / (2q_{sw}) + 5d_s$$

где  $Q$  — поперечная сила в сечении, проходящем через ТТО,  $d_s$  — диаметр обрываемой продольной арматуры. Физический смысл этого условия и вывод формулы показан в работе [5].

Второе изменение — упрощено определение плеча внутренней пары сил  $z$  в формуле  $M_s$ . Если раньше  $z$  — это “расстояние от равнодействующей усилий в продольной арматуре до равнодействующей усилий в сжатой зоне” (п. 3.35 [3]), вычисление

которого требовало, как минимум, определения высоты сжатой зоны бетона в нормальном сечении, то теперь допускается принимать  $z = 0,9h_0$  (п. 6.2.35 [2]).

В итоге, порядок определения проекции  $c$  опасных наклонных значений остался неизменным. Для балок с постоянной высотой сечения при действии равномерно распределенной нагрузки  $c = Q_{max} / (q_{sw} + q)$ , где  $Q_{max}$  — опорная реакция. При нагружении сосредоточенными силами различают три варианта: если  $h_0 \leq a \leq 2h_0$ , то  $c = a$ , если  $a > 2h_0$ , то  $c = Q_{max} / q_{sw} \leq 2h_0$ , если  $a < h_0$ , то  $c = (Q_{max} - F) / q_{sw}$  (где  $a$  — расстояние от опоры до ближайшей силы  $F$ ).

**Таким образом,** новый расчет наклонных сечений имеет следующие отличительные особенности.

1. Отсутствует расчет коротких консолей
2. Отсутствует расчет наклонных сечений с учетом отогнутой арматуры.
3. Расчет по сжатой наклонной полосе стал несколько проще без существенного изменения результатов.
4. Расчет на действие поперечных сил, сохранив прежнюю методологическую основу, приводит к значительному увеличению поперечного армирования.
5. Область применения расчета на действие поперечных сил стала более узкой, она распространяется только на изгибаемые элементы и не включает внецентренно сжатые и внецентренно растянутые элементы.
6. Отсутствуют указания об особенностях расчета на действие поперечных сил элементов с переменной высотой сечения.
7. Расчет на действие моментов, не претерпев принципиальных изменений, стал чуть проще, благодаря более простому вычислению плеча внутренней пары сил.
8. Область обязательного применения расчета на действие моментов стала более узкой, из нее необоснованно исключены элементы с резким изменением формы сечений (например, с подрезкой у опор).
9. Текст грешит неясными выражениями и нечеткими формулировками, которые существенно затрудняют понимание физического смысла работы наклонных сечений и усвоение порядка расчетных операций.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК:

1. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.
3. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции (с изменениями 1988 г.).
4. Габрусенко В.В. К расчету изгибаемых железобетонных элементов на поперечную силу // Известия вузов. Строительство. — 1994, №5, 6.—С.115-117.
5. Габрусенко В.В. Основы расчета железобетона в вопросах и ответах: учебное пособие. — М.: изд-во АСВ, 2002. — 104 с.

(Продолжение в одном из ближайших номеров)

