

У. В. РАУКАС

**О СОПРОТИВЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК
ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЕ**

ИЗДАТЕЛЬСТВО
ТАЛЛИНСКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
ТАЛЛИН 1957 .

Er. 6.7

TALLINNA POLÜTEHNILISE INSTITUUDI TOIMETISED
ТРУДЫ ТАЛЛИНСКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

Серия А

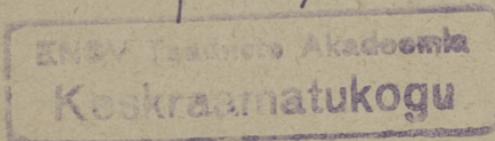
№101

1957

У. В. РАУКАС

**О СОПРОТИВЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК
ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЕ**

Er. 947



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ТАЛЛИНСКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
ТАЛЛИН 1957

1. Общие замечания

Согласно действующим нормам проектирования железобетонных конструкций [1] в расчетах изгибаемых элементов на поперечную силу сопротивление сжатой зоны Q_6 определяют по известной формуле, предложенной М. С. Боришанским:

$$Q_6 = \frac{0,15 R_n b h_0}{\operatorname{ctg} \varphi} = \frac{0,15 R_n b h_0^2}{c}, \quad (1)$$

где b — ширина прямоугольного сечения или ширина ребра таврового и двутаврового сечений,
 h_0 — полезная высота сечения,
 R_n — прочность бетона на сжатие при изгибе,
 c — длина проекции косо́й трещины, по которой происходит разрушение, на ось элемента,
 φ — угол наклона этой трещины к оси элемента.

Формула была первоначально разработана на основании опытов 1937/38 гг., произведенных преимущественно с балками прямоугольного сечения. В то же время М. С. Боришанским были проведены специальные опыты для выяснения степени участия полки тавровых балок в работе сжатой зоны на поперечную силу [2]. Опыты позволили ему заключить, что полка тавровой балки повышает сопротивление сжатой зоны срезу; однако малое количество образцов не дало возможности более точной оценки этого явления. Игнорирование работы полки в действующих нормах можно объяснить на основании указанного вывода как соображениями предосторожности, так и с целью упрощения расчета.

С другой стороны, результаты некоторых других опытов (О. Графа [3] и др., а также более поздние опыты М. С. Боришанского [4]) не подтверждали существенного положительного влияния полки на сопротивление сжатой зоны и иногда даже показывали пониженное сопротивление тавровых балок поперечной силе по сравнению с балками прямоугольного сечения.

Для более близкого исследования работы балок таврового сечения на поперечную силу и внесения большей ясности в вопрос об участии полки в восприятии поперечной силы после образования косых трещин автором настоящей статьи в 1954/55 гг. были выполнены опыты, результаты которых сообщаются ниже*.

2. Описание произведенных опытов

Испытанию подверглись две серии балок (I и II) с различным характером постепенного изменения формы поперечного сечения (рис. 1). Серии разбивались на 12 типов, различавшиеся между собой размерами поперечного сечения и наличием или отсутствием поперечной арматуры. По каждому типу было испытано от одной до трех балок, всего 25 балок.

Целью испытания балок серии I было определение влияния постепенного изменения толщины полки при неизменной ширине ее. Серия II предназначалась для изучения влияния изменения ширины полки при постоянной толщине ее. Эталоном для оценки результатов испытания были приняты балки прямоугольного сечения.

Вне указанных серий была балка типа 14, являвшаяся копией балки 955 из опытов М. С. Боришанского [2]; дальнейшие данные о конструкции опытных балок к этой балке не относятся.

Данные, характеризующие испытанные образцы, приведены в таблице 1. Длина балок составляла 200 см, пролет — 144 см. В большинстве балок поперечная арматура не ставилась, так как она затруднила бы анализ влияния формы поперечного сечения; в целях специального выяснения роли поперечной арматуры четыре балки из серии I были изготовлены с хомутами. Продольная

* Работа выполнена в Уральском политехническом институте им. С. М. Кирова при консультации канд. техн. наук М. И. Бычкова.

Таблица 1

Сводная таблица результатов испытания балок

| № балки | $b \times h(h_0)$ в см | b_{II} в см | h_{II} в см | R в $\frac{кг}{см^2}$ | F_a в $см^2$ | q_x в $\frac{кг}{см}$ | За- гру- женне | Q_{ϕ} в т | $Q_{пр}$ в т | ctg φ | k |
|---------|---------------------------|------------------|------------------|----------------------------|-------------------|----------------------------|----------------------|-------------------|-----------------|---------------|-------|
| 21 | 16,2 × 30,2 (26,7) | — | — | 179 | 9,42 | — | А | 4,50 | 5,00 | 2,02 | 0,130 |
| 22 | 15,9 × 30,1 (26,6) | — | — | 179 | 9,42 | — | А | 5,35 | 5,98 | 1,71 | 0,135 |
| 31 | 15,0 × 30,7 (26,3) | 29,9 | 5,2 | 210 | 13,44 | — | А | 5,76 | 5,49 | 1,42 | 0,104 |
| 32 | 16,1 × 30,6 (27,1) | 30,4 | 5,2 | 199 | 9,42 | — | А | 6,82 | 6,86 | 1,23 | 0,107 |
| 33 | 16,6 × 30,1 (26,3) | 30,0 | 5,1 | 209 | 9,42 | — | Б | 4,81 | 4,60 | 1,52 | 0,093 |
| 41 | 16,3 × 30,5 (27,1) | 30,1 | 10,0 | 199 | 9,42 | — | А | 6,88 | 6,90 | 1,50 | 0,130 |
| 42 | 16,2 × 30,4 (26,9) | 30,3 | 10,0 | 206 | 9,42 | — | А | 5,90 | 5,74 | 1,35 | 0,099 |
| 43 | 16,4 × 30,1 (26,7) | 30,7 | 10,2 | 218 | 9,42 | — | Б | 4,53 | 4,18 | 1,89 | 0,100 |
| 51 | 16,0 × 30,4 (25,9) | 29,9 | 15,2 | 269 | 13,44 | — | А | 9,95 | 7,69 | 1,55 | 0,160 |
| 54 | 15,8 × 30,2 (25,4) | 30,2 | 15,2 | 223 | 13,44 | — | Б | 8,99 | 8,12 | 1,51 | 0,170 |
| 52 | 16,0 × 30,2 (26,7) | 30,5 | 15,0 | 206 | 9,42 | — | А | 5,90 | 5,74 | 1,47 | 0,110 |
| 53 | 16,2 × 30,2 (26,6) | 30,2 | 15,1 | 218 | 9,42 | — | Б | 7,98 | 7,37 | 1,47 | 0,140 |
| 61 | 10,5 × 30,5 (25,8) | 30,7 | 5,2 | 184 | 9,42 | — | А | 3,89 | 4,20 | 1,56 | 0,134 |
| 62 | 10,3 × 30,3 (25,2) | 30,6 | 4,9 | 209 | 9,42 | — | Б | 3,99 | 3,82 | 1,71 | 0,140 |
| 71 | 16,1 × 30,3 (27,0) | 45,7 | 4,9 | 171 | 9,42 | — | А | 3,85 | 4,44 | 1,62 | 0,092 |
| 72 | 16,1 × 30,5 (27,0) | 45,5 | 5,1 | 184 | 9,42 | — | А | 5,40 | 5,82 | 1,47 | 0,109 |
| 73 | 16,2 × 30,4 (26,7) | 45,1 | 5,1 | 259 | 9,42 | — | Б | 8,37 | 6,67 | 1,33 | 0,114 |
| 81 | 16,1 × 30,7 (26,1) | 60,7 | 5,1 | 265 | 13,44 | — | А | 8,00 | 6,24 | 1,98 | 0,163 |
| 82 | 16,2 × 30,4 (27,1) | 60,4 | 5,0 | 171 | 9,42 | — | А | 4,38 | 5,05 | 1,17 | 0,075 |
| 83 | 16,4 × 30,4 (26,6) | 60,6 | 5,0 | 259 | 9,42 | — | Б | 6,90 | 5,50 | 1,31 | 0,092 |
| 91 | 15,9 × 30,2 (26,4) | — | — | 177 | 9,42 | 41 | А | 5,81 | 6,26 | 1,87 | 0,105 |
| 101 | 16,0 × 30,4 (26,5) | 30,3 | 5,0 | 229 | 9,42 | 41 | Б | 7,37 | 6,73 | 1,64 | 0,106 |
| 111 | 16,2 × 30,1 (26,2) | 30,6 | 10,1 | 228 | 9,42 | 41 | Б | 7,72 | 7,09 | 1,96 | 0,128 |
| 121 | 16,2 × 30,2 (26,3) | 30,7 | 14,9 | 223 | 9,42 | 41 | Б | 10,06 | 9,27 | 1,83 | 0,176 |
| 131 | 30,1 × 30,2 (26,5) | — | — | 224 | 9,42 | — | А | 13,48 | 12,13 | 1,82 | 0,154 |
| 141 | 19,1 × 27,3 (22,5) | — | — | 160 | 19,0 | — | А | 5,97 | — | 1,73 | 0,162 |

Примечание: Способы загрузки: А — по ширине ребра, Б — по всей ширине сжатой грани.

растянутая арматура была принята горячекатанная периодического профиля, марки Ст. 5. Для исключения возможного влияния количества арматуры на сопротивление сжатой зоны поперечной силе в большинстве балок

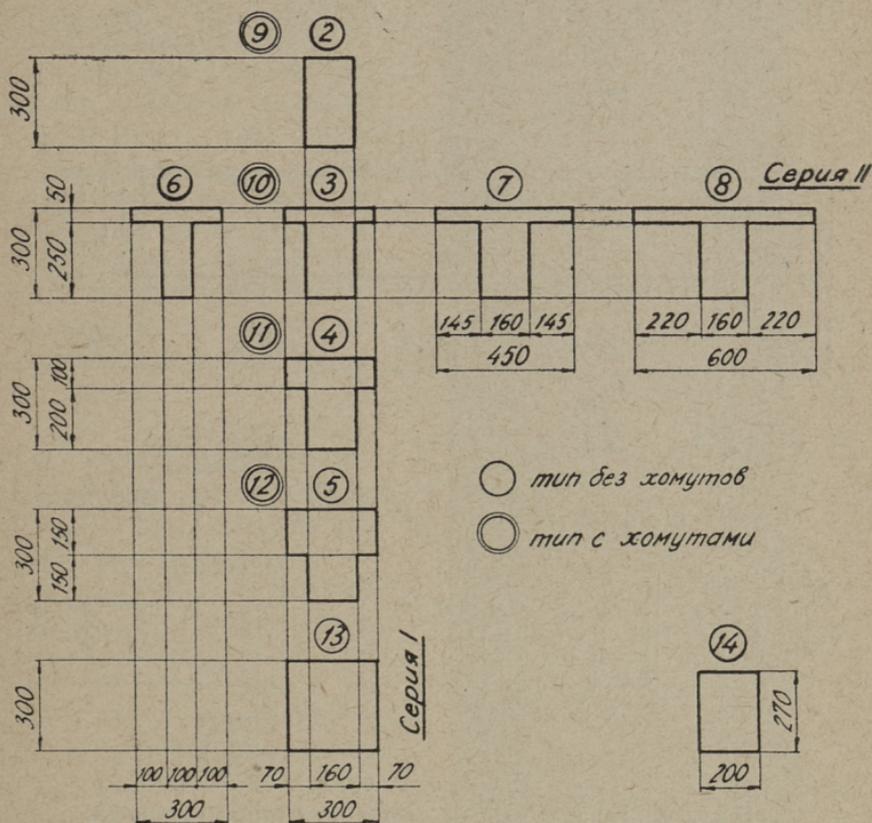


Рис. 1. Программа опытов. (Поперечные сечения балок, подвергнутых испытанию).

было применено одинаковое армирование — 3 \varnothing 20. Анкеровка концов стержней за опорой удовлетворяла требованиям НИТУ 123-55 [1]. Полки тавровых балок были заармированы поперечными стержнями \varnothing 6,5 с шагом 13,5 см.

Конструкция типичной опытной балки изображена на рис. 2.

Для лучшей сравнимости результатов опытов между собой было предусмотрено применение во всех балках бетона по возможности одинаковой кубиковой прочности,

в среднем 200 кг/см^2 ; в действительности кубиковая прочность находилась в пределах от 171 до 269 кг/см^2 . Балки бетонировались в деревянных формах с применением вибрации. Расход цемента марки 300 составлял $315\text{--}358 \text{ кг/м}^3$ при водоцементном отношении

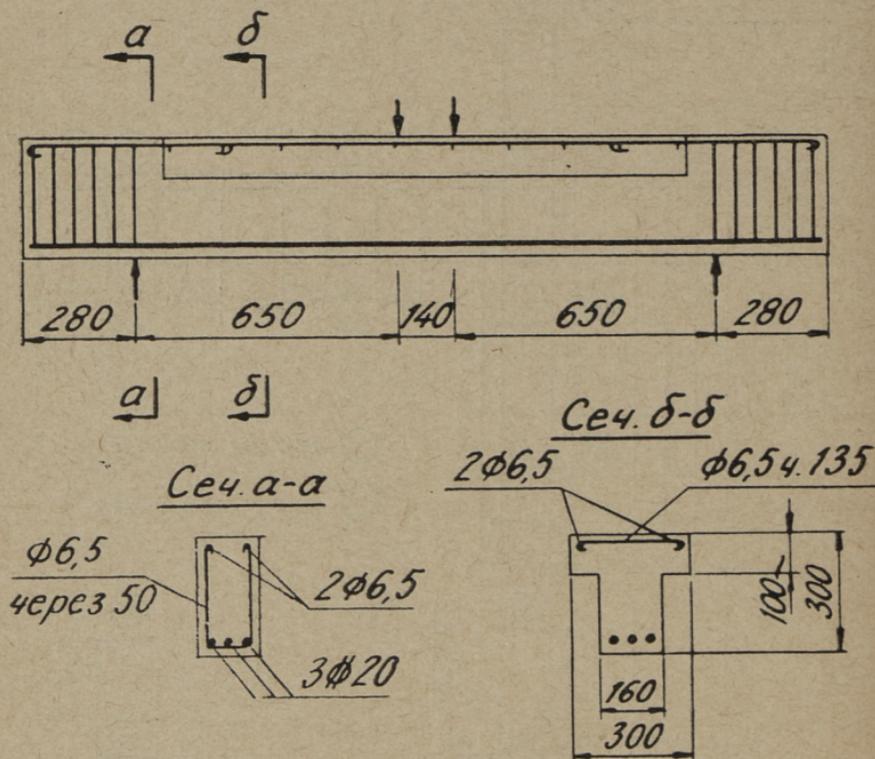


Рис. 2. Конструкция и схема испытания балки 43.

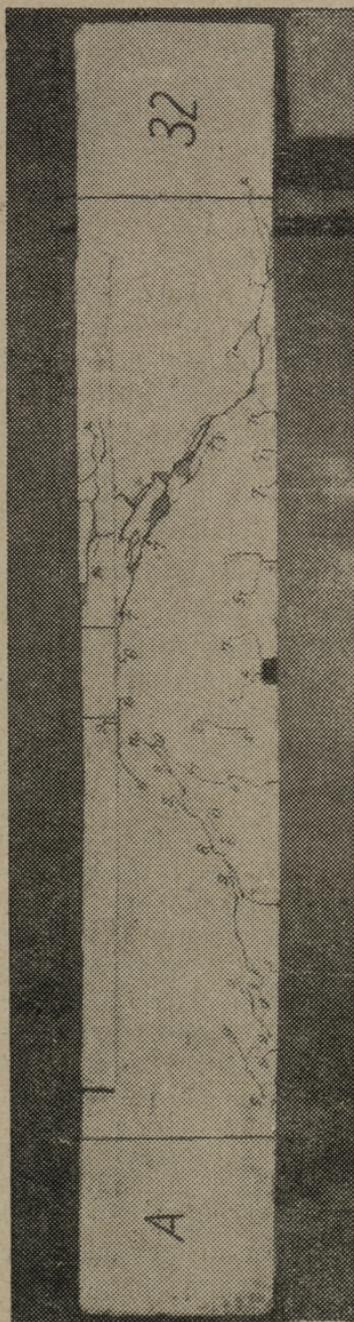
0,58—0,65. Балки хранились на воздухе естественной влажности и испытывались в возрасте от 29 до 41 дня. На опытном стенде нагрузка создавалась при помощи двух соединенных гидравлических домкратов, передавалась через шарнир и прилагалась к балке в середине пролета в виде двух сосредоточенных сил. При испытаниях балок основное внимание обращалось на величину разрушающей нагрузки, которая определялась по показаниям манометра из тарировочной кривой. Разрушающие поперечные силы вычислялись с учетом собственного веса балки и веса грузопередающих приспособлений. В опытах производились также измерения деформаций,

давшие дополнительные сведения о напряженно-деформированном состоянии балок и о причинах разрушения их.

Балки загружались ступенями в 1-2-3 т с учетом ожидаемой разрушающей нагрузки. На каждой ступени делалась выдержка 5—8 минут, затем балка разгружалась, снова нагружалась до этой же ступени, а после выдержки — до следующей ступени. Фотография одной доведенной до разрушения опытной балки приведена на рис. 3.

Хотя в некоторых случаях установление непосредственной причины потери несущей способности было затруднено, можно дать следующую примерную сводку причин разрушения балок. Большинство из испытанных балок — 65% от общего их числа — разрушилось от раздробления бетона сжатой зоны над косой трещиной; 8% — от среза сжатой зоны без заметных признаков раздробления бетона; у 12% балок разграничение этих двух причин оказалось невозможным; 15% балок разрушилось по иным причинам (раздробление бетона ребра вблизи опоры, раздробление бетона сжатой зоны между грузами).

Типичная картина раз-



Р и с. 3. Балка 32 после испытания.

рушения балок от действия поперечной силы в опытах представлялась следующей.

В балках прямоугольного сечения при известной нагрузке начинали появляться в сжатой зоне над концом косой трещины веерообразно направленные мелкие трещины, свидетельствующие о раздроблении бетона, после чего раздробившийся бетон разрезался трещиной разрушения.

В балках таврового сечения с относительно тонкими полками ($h_n = \frac{1}{6} h$) появление веерообразно направленных трещин было непосредственно видно только в ребре ниже полки, но вскрытия балок после испытания позволили заключить, что одновременно подвергался раздроблению также и бетон ребра в толще полки. В свесах полки признаков раздробления не было. Одновременно со срезом сжатой зоны ребра полки разрывались по площадкам, имевшим слабый наклон к оси элемента и располагавшимся вблизи загруженного участка.

В тавровых балках с более толстыми полками ($h_n = \frac{1}{3} h$) появление веерообразно направленных трещин вообще не наблюдалось. Несмотря на это вскрытия показывали, что в пределах ребра в толще полки также имело место раздробление бетона с последующим срезом сжатой зоны и разрывом свесов полки. В тавровых балках с полками еще большей толщины ($h_n = \frac{1}{2} h$) разрушение происходило в некоторых случаях таким же образом, в некоторых — от раздробления бетона по всей ширине полки.

Хотя схема приложения нагрузки во всех опытах была одинаковой, косые трещины в балках развивались под различными наклонами ($\text{ctg } \varphi = 1,75-2,02$). При этом каких-либо закономерностей в распределении $\text{ctg } \varphi$ по отдельным типам балок не было обнаружено.

3. Результаты испытаний

Разрушающие поперечные силы Q_ϕ для испытанных балок приведены в таблице 1. Для сопоставления сопротивления поперечной силе сжатой зоны балок различных типов, имеющих трещины разрушения под раз-

личными наклонами, достаточно удобным является введенный М. С. Боришанским [2] параметр

$$k = \frac{Q_0 \operatorname{ctg} \varphi}{bh_0 R_n}, \quad (2)$$

который был широко использован. Кроме того, одинаковая высота испытанных балок и загрузка их по одинаковой схеме позволили произвести непосредственное сравнение разрушающих поперечных сил, приведенных к единой марке бетона 200, пользуясь зависимостью

$$Q_{0. пр} = Q_0 \frac{180}{R_n}, \quad (3)$$

где $Q_{0. пр}$ — приведенное сопротивление бетона сжатой зоны поперечной силе,
 Q_0 — фактическое сопротивление бетона сжатой зоны поперечной силе.

При этом для балок, имевших хомуты, усилие, воспринимаемое хомутами, вычислялось в предположении частичного недонапряжения их (коэффициент условий работы хомутов $m_n = 0,8$).

Значения параметра k для испытанных балок приведены в таблице 1 и на диаграмме рис. 4. Полной высотой столбиков показаны максимальные величины k , вычисленные в предположении, что разрушающая косая трещина имеет минимальный возможный в данном случае наклон. Эти значения являются верхними пределами величины k , которые не могут быть превзойдены даже в случае неточностей в замерах наклона действительной косой трещины; соответствующие последним значения k изображены заштрихованной частью столбиков, а среднее значение для отдельных типов — ступенчатой линией.

Анализ результатов для балок без поперечной арматуры приводит к следующим выводам.

Для типов 2 и 13 прямоугольного сечения в среднем $k=0,140$. Это значение, хотя и ниже среднеопытной величины $k=0,185$, полученной М. С. Боришанским [2], находится в пределах разброса его данных. Однако значения этого параметра для балок таврового сечения, отнесенные к ширине ребра, оказались устойчиво еще более

низкими. Практически равноценными являлись балки типов 3 и 4, имевшие полки одинаковой ширины — $1,9 b$, но разной толщины — соответственно $\frac{1}{6} h$ и $\frac{1}{3} h$,

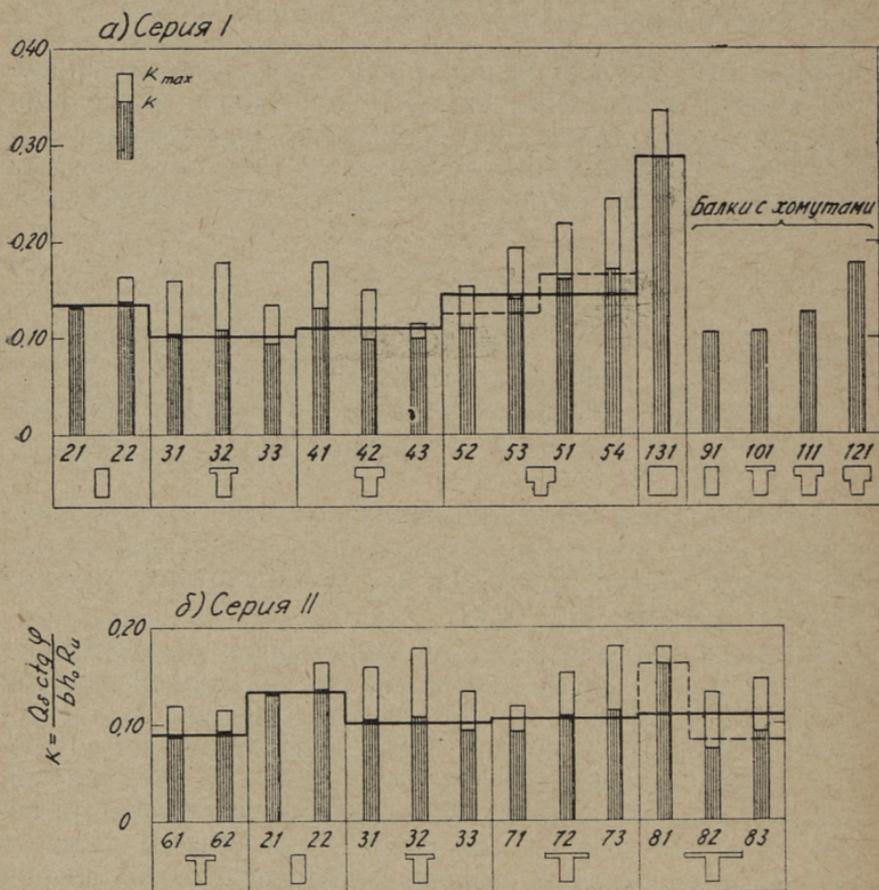


Рис. 4. Диаграммы сравнения значений параметра κ (отнесенных к единой ширине балки 16 см.)

а также балки типов 3, 7 и 8 с полкой $h_n = \frac{1}{6} h$ разной ширины — соответственно $1,9 b$, $2,8 b$ и $3,7 b$. Для этих балок в среднем $\kappa = 0,111$. Небольшое увеличение сопротивления по сравнению с балками прямоугольного сечения — в среднем до $\kappa = 0,145$ — было отмечено лишь у балок типа 5 с полкой толщиной $\frac{1}{2} h$, но такие балки уже не имеют почти никакого практического применения.

Зато балка типа 13, которую можно рассматривать как тавровую с толщиной полки $h_n = h$, дала значение параметра k , отнесенного условно к ширине ребра рассматриваемых тавровых балок, равное 0,288 — приблизительно вдвое больше, чем для типа 2. Это позволяет заключить, что сопротивление поперечной силе тавровых балок одинаковой высоты зависит прежде всего от ширины ребра, но мало от размеров полки.

Закономерности, отмеченные выше, подтвердились в основном и на результатах испытания балок с хомутами; они обнаруживаются также при сопоставлении средних значений приведенных разрушающих поперечных сил (см. табл. 1). В то же время интересно отметить, что величины $Q_{пр}$ для балок таврового и прямоугольного сечений оказались в среднем одинаковыми, так как наклоны трещин разрушения не совпадали.

Пользуясь картиной разрушения опытных балок и данными замера деформаций, можно в первом приближении объяснить описанные закономерности следующим образом.

При одинаковых нагрузках и других равных условиях высота сжатой зоны над концом косой трещины в тавровых балках меньше, чем в балках прямоугольного сечения. Соответственно этому поперечная сила Q'_6 , которая может быть воспринята бетоном сжатой зоны ребра тавровой балки, меньше, чем поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны в балке прямоугольного сечения. Непосредственно после появления косой трещины практически вся поперечная сила воспринимается бетоном сжатой зоны в ребре, и только после развития в нем пластических деформаций в работу постепенно вступает полка поблизости от ребра. Одновременно с пересечением сжатой зоны ребра разрушающей трещиной полка на небольшом участке разрывается. Сопротивление сжатой зоны балки таврового сечения поперечной силе можно представить следующим образом:

$$Q_6 = Q'_6 + Q''_6, \quad (4)$$

где Q'_6 и Q''_6 — части поперечной силы, воспринимаемые сжатой зоной ребра и полкой.

В зависимости от величины члена Q''_6 общее сопротивление может оказаться ниже сопротивления балки

прямоугольного сечения (в случае тонкой полки), равным ему или даже, в случае толстой полки, превышать его. Такая картина именно наблюдается в опытах.

Как известно, в исследовании М. С. Боришанского [2] лишь незначительное количество полученных значений параметра k составляло ниже 0,15, и указанное значение было введено в формулу (1) в качестве эмпирического коэффициента. В связи с тем, что значения параметра k , вычисленные по результатам опытов автора, оказались значительно более низкими, в ходе работы возникло предположение, что влияние могли оказать те или иные специфические условия эксперимента. Для проверки этого предположения было решено изготовить балку, аналогичную какому-либо образцу из опытов М. С. Боришанского. Была выбрана балка 955 как одна из тех, для которых значение k оказалось особенно высоким. По данным М. С. Боришанского [2] для этой балки $k=0,336$, а для почти одинаковых балок 955, 956 и 965 в среднем $k=0,273$. Испытанная автором балка 141 дала значение $k=0,162$, что значительно отличается от результатов М. С. Боришанского, но удовлетворительно совпадает со значением k для остальных испытанных в рамках настоящего исследования балок прямоугольного сечения.

Анализируя причины расхождения результатов описанных опытов от результатов М. С. Боришанского, автор пришел к заключению, что оно отчасти может быть объяснено различной методикой испытания. М. С. Боришанский доводил балки до разрушения ступенями, непрерывно повышая нагрузку, в опытах автора балки после каждой ступени разгружались. Произведенные наблюдения дают основание для предположения, что в случае повторяющихся циклов нагрузок и разгрузок после появления косых трещин сопротивление сжатой зоны балки поперечной силе понижается. Это согласуется с мнением А. М. Овечкина [5, стр. 172], высказанным им на основании опытов с внецентренно сжатыми элементами.

Так как повторные нагрузки характерны для многих конструкций, их влияние на сопротивление сжатой зоны требует дальнейшего специального изучения. С другой стороны, приведенные выше соотношения между сопротивлением балок различных типов не должны вызвать сомнений ввиду одинаковой методики во всех опытах.

Оценивая применимость формулы (1) для выражения сопротивления сжатой зоны испытанных балок, нужно отметить следующее.

Как показывают вычисленные значения параметра k , формула в подавляющем большинстве случаев переоценивает Q_0 . Так, среднее значение k для всех испытанных балок составляет приблизительно 0,12, т. е. только 80% от значения коэффициента в формуле (1). Для балок прямоугольного сечения, несмотря на расхождение полученных автором значений параметра k со средним значением из опытов М. С. Боришанского, формула все же удовлетворительно отражает сопротивление сжатой зоны. Однако значительные отклонения фактических разрушающих поперечных сил от теоретических (до —50%) обнаруживаются при балках таврового сечения, что указывает на возможность преждевременного предельного состояния в балках, рассчитанных на основании формулы (1).

Поэтому, несмотря на ограниченное число опытов, кажется совершенно необходимой более осторожная оценка величины Q_0 .

Результаты данной работы позволяют распространить эту рекомендацию с достаточной уверенностью только на балки таврового и двутаврового сечений, испытывающие повторные нагрузки. По мнению автора она уместна также при балках прямоугольного сечения, учитывая пониженный результат испытания балки 91 и наблюдавшуюся в опытах возможность разрушения балок почти непосредственно после появления первой кривой трещины.

Таким образом целесообразно представить формулу (1) в более общем виде:

$$Q_0 = m_0 \frac{0,15 R_n b h_0^2}{c}, \quad (1a)$$

где m_0 — коэффициент условий работы бетона. Для повторно загружаемых балок $m_0 < 1,0$; для остальных — $m_0 = 1,0$.

Кроме вышеприведенного в работе были подвергнуты изучению еще некоторые представляющие интерес вопросы.

Приложение нагрузки к опытным балкам производилось двумя способами: по ширине только ребра (А, см. таблицу 1) и по всей ширине полки (Б). Последний способ для тавровых балок с тонкими полками дал возможность проследить, в какой степени плита участвует в восприятии поперечной силы в случаях, когда в ней действует момент, вызывающий трещинообразование на верхней поверхности. У балок с толстыми и неширокими полками главной целью загрузки по всей ширине полки была проверка предположения, не увеличивается ли в этом случае Q_6 вследствие того, что в работу на восприятие наклонного сжимающего усилия вовлекается бетон сжатой зоны на большей ширине.

В действительности значения k и $Q_{пр}$ в обоих случаях загрузки, как при балках с тонкими, так и с толстыми полками, колебались вокруг средних значений, без ясно выраженной тенденции в ту или иную сторону. Таким образом оказалось, что влияние ширины загруженной площадки на сопротивление тавровых балок поперечной силе практического значения не имеет.

Результаты испытания балок с большим количеством продольной арматуры по сравнению с остальными ($F_a = 13,44 \text{ см}^2$ против $9,42 \text{ см}^2$) позволяют заключить, что сопротивление балок поперечной силе с увеличением количества продольной арматуры повышается. Однако прирост сопротивления заметно отстает от прироста количества арматуры и учет этого фактора в расчетных формулах вряд ли представляет практический интерес.

Выводы

1. Тавровые балки с обычными пропорциями размеров полки, имеющими применение в строительной практике, не обладают повышенным сопротивлением поперечной силе по сравнению с балками прямоугольного сечения. Напротив, в опытах автора в большинстве случаев наблюдалось их пониженная несущая способность.
2. Изменение размеров полки не имеет существенного влияния на сопротивление тавровой балки поперечной силе.

3. Повторные загрузки после появления косых трещин понижают сопротивление сжатой зоны поперечной силе. Их влияние требует дальнейшего изучения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций (НиТУ 123—55). Москва, 1955.
 2. М. С. Боришанский, Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения. Москва—Ленинград, 1946.
 3. Deutscher Ausschuss für Eisenbeton. Heft 67. Berlin, 1931.
 4. М. С. Боришанский, Новые данные о сопротивлении изгибаемых элементов поперечной силе. Сборник «Вопросы современного железобетонного строительства». Москва, 1952.
 5. Вопросы современного железобетонного строительства. Материалы конференции ЦНИПС 1951 г. Москва, 1952.
-

У. В. Раукас
О СОПРОТИВЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
БАЛОК ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ ПОПЕРЕЧНОЙ
СИЛЕ

Издательство
Таллинского Политехнического Института

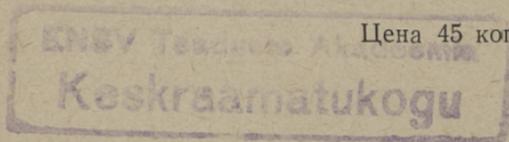
*

Редактор А. Юргенсон
Технический редактор А. Тамм
Корректор И. Ауристе

Сдано в набор 17. 07. 57. Подписано к печати
23. 07. 57. Бумага $54 \times 84 \frac{1}{16}$. Печатных листов
1,0. По формату 60×92 печатных листов 0,82.
Учетно-издательских листов 0,61. Тираж 800.
МВ-05278. Заказ № 3806.

Типография «Коммунист», Таллин, ул. Пикк 2.

Цена 45 коп.



Цена 45 коп.