

ПРИМЕНЕНИЕ МОДЕЛИ “РАСПОРКИ И ТЯЖИ” К ОПРЕДЕЛЕНИЮ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ДЕЙСТВИЮ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ СИЛ

Санникова О. Г., Тур В. В.

Введение.

Классическая модель ферменной аналогии [1, 2] и ее вариации [3, 4, 5, 6] имеют ограниченную область применения при расчете железобетонных и предварительно напряженных элементов на действие поперечных сил. Отмеченные модели справедливы при расчете на срез только тех областей конструктивного элемента, для которых выполняется гипотеза плоских сечений (В-области), и распределение напряжений в условиях нагружения носит однородный характер (рисунок 1). Однако в этом же конструктивном элементе всегда существуют области, в которых наблюдается неравномерное распределение напряжений (D-области) вследствие геометрической или статической неоднородности (рисунок 1).

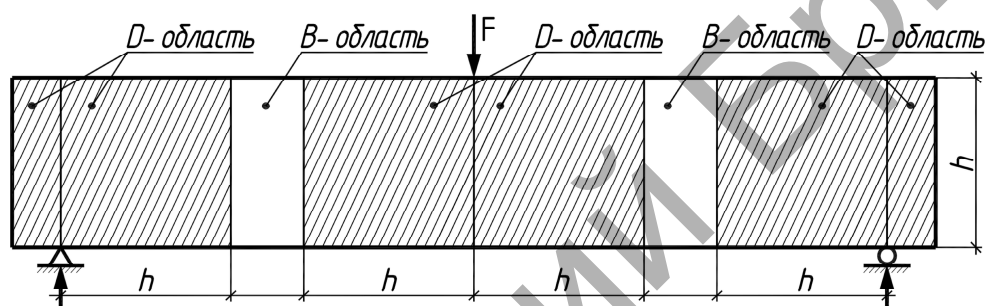


Рисунок 1 – Общий вид однопролетной железобетонной балки с выделением В-областей и D-областей

Границы D-областей с неравномерным распределением напряжений определяются на основании принципа Сен-Венана, в соответствии с которым линейное распределение напряжений наблюдается на расстоянии, равном одной высоте сечения от точки приложения сосредоточенной силы (опорной реакции) или от места геометрической неоднородности (например, место изменения высоты сечения, расположения отверстия) (рисунок 1). Как отмечается в работе [7], практический опыт показал неправомочность применения модели ферменной аналогии для расчета D-областей железобетонных элементов, поскольку, во-первых, классическая модель предполагает равномерное распределение касательных напряжений по высоте сечения и линейное распределение продольных деформаций по высоте сечения [8], а во-вторых, модель не учитывает пластические деформации в элементе после появления трещин.

Появление теории пластичности [9] позволило сформулировать положения усовершенствованной модели ферменной аналогии – модели “Распорки и тяжи” (“Strut-and-ties model”) – для случая расчета на срез D-областей.

Несмотря на кажущуюся на первый взгляд простоту решения, модель “Распорки и тяжи” четко отражает сложную систему полей напряжений, возникающих под нагрузкой, в виде плоской или объемной системы сжатых и растянутых элементов. На основании данной модели в первую очередь возможно определение прочности в тех частях конструктивного элемента, где местное действие нагрузки, например, вблизи опор, оказывает существенное влияние на прочность элемента в целом. Кроме этого, положения усовершенствованной модели “Распорки и тяжи”, разработанные в первую очередь для расчета на действие поперечных сил областей с неравномерным распределением напряжений, не противоречат положениям классической модели ферменной аналогии и могут быть применимы для расчета на срез всего конструктивного элемента.

Следует отметить и значительный интерес к модели “Распорки и тяжи” со стороны ведущих зарубежных научных школ, о чем свидетельствует не только принятие его в норматив-

ных документах [8, 11, 12, 14], но и непрерывное совершенствование основных положений по расчету, отражающееся в новых версиях отмеченных норм [13, 14].

Общие положения по расчету элементов модели “Распорки и тяжи”.

Модель “Распорки и тяжи” основана на действительной физической модели железобетонного конструктивного элемента под нагрузкой, в соответствии с которой последний в условиях нагружения может быть представлен в виде системы сжатых полей в бетоне и растянутых полей в бетоне и арматуре. При этом основными элементами модели “Распорки и тяжи” являются: 1) *распорки (struts)*, которые представляют собой равнодействующие сжимающих напряжений; 2) *тяжи (ties)*, которые представляют собой равнодействующие растягивающих напряжений; 3) *узловые элементы (nodes)*, которые являются пересечением распорок и тяжей, и в которых происходит перераспределение напряжений.

Основные положения модели “Распорки и тяжи” базируются на следующих допущениях:

- геометрические параметры модели определяются исходя из действительной системы полей напряжений в упругой стадии работы конструктивного элемента;
- усилия в сжатых и растянутых элементах модели определяются на основании статической схемы расчета конструктивного элемента;
- расчет сжатых и растянутых элементов на прочность выполняется в соответствии с положениями теории пластичности.

Следует отметить, что рассматриваемая модель в первую очередь применяется для расчета новых и существующих железобетонных и предварительно напряженных железобетонных конструктивных элементов по первой группе предельных состояний. В то же время, в некоторых исследованиях [7] и нормах [8, 14] отмечается возможность расчета конструктивных элементов на основании данной модели и по второй группе предельных состояний, однако конкретные положения по расчету элементов в эксплуатационный период в отмеченных работах отсутствуют.

В общем случае порядок расчета железобетонных и предварительно напряженных железобетонных элементов в областях с неоднородным распределением напряжений может быть представлен в виде поэтапно выполняемых действий [7, 8, 12]:

Этап 1. Выделение в конструктивном элементе областей с однородным (В-области) и неоднородным (D-области) распределением напряжений в соответствии с принципом Сен-Венана.

Этап 2. Определение всех действующих на конструктивный элемент нагрузок, а также опорных реакций.

Этап 3. Анализ взаимодействия структурных компонентов (В-областей и D-областей), составляющих конструктивный элемент (выполняется в том случае, когда только часть (D-область) конструктивного элемента рассчитывается на основании модели “Распорки и тяжи”, а действие В-области заменяют соответствующими усилиями).

Этап 4. Определение предварительных геометрических параметров конструктивного элемента на основании расчета предельной поперечной силы, при которой образуются диагональные трещины в эксплуатационный период (shear serviceability check).

Этап 5. Разработка модели “Распорки и тяжи”. На данном этапе определяется положение распорок и тяжей в первом приближении.

Этап 6. Определение усилий в элементах модели (распорках и тяжах) на основании статической схемы расчета. Действующие нагрузки должны быть полностью уравновешены усилиями в структурных элементах модели.

Этап 7. Конструирование распорок и тяжей на основании прочности данных элементов в предельной стадии работы конструктивного элемента.

Этап 8. Конструирование узловых элементов на основании проверки их прочности в предельной стадии работы конструктивного элемента.

Этап 9. Корректировка первоначальной модели “Распорки и тяжи”.

Этап 10. Конструирование армирования, требуемого для ограничения ширины раскрытия трещин по высоте конструктивного элемента (crack control reinforcement).

Этап 11. Обеспечение требований анкеровки продольной арматуры.

Независимо от того, в соответствии с каким нормативным документом выполняется расчет железобетонного элемента в области с неоднородным распределением напряжений на действие поперечной силы [8, 11, 12, 14], общая концепция модели “Распорки и тяжи” [7], в

целом, следует приведенному ранее алгоритму расчета. При этом только два нормативных документа [8, 12] акцентируют внимание именно на порядке расчета в соответствии с моделью “Распорки и тяжи”. Причем только в одних нормах [8] содержится требование по определению предельной поперечной силы в эксплуатационный период, и в то же время, полагая прочность узловых элементов наиболее важной, прочности сжатых распорок не уделено должного внимания. Отметим, что остальные нормативные документы [11, 12, 14] ограничиваются лишь основными требованиями к конструированию и прочности узловых элементов, распорок и тяжей.

Анализируя нормативные документы [8, 11, 12, 14], а также работы [7, 15], можно сделать вывод о том, что в рамках некоторой единой концепции модели “Распорки и тяжи” отсутствует единый подход к содержанию отдельных этапов расчета в соответствии с данной моделью.

Рассмотрим более подробно наиболее спорные этапы в модели “Распорки и тяжи”.

Разработка модели “Распорки и тяжи”.

Геометрическая интерпретация модели “Распорки и тяжи” (рисунок 2) является одним из наиболее значимых этапов расчета, поскольку именно от него зависит как точность, так и продолжительность расчета в целом. Построение модели “Распорки и тяжи” может осуществляться следующими способами [15]: 1) на основании принципа “путь нагружения” (“load path”), учитывающего места расположения сосредоточенных сил и опорных реакций; 2) используя характерную схему трещинообразования; 3) посредством расчета в любом программном комплексе, использующем метод конечных элементов и позволяющем наглядно представить систему сжатых и растянутых полей.

Независимо от пути построения модели, должны быть соблюдены следующие требования [7, 8, 11, 12, 14, 15]:

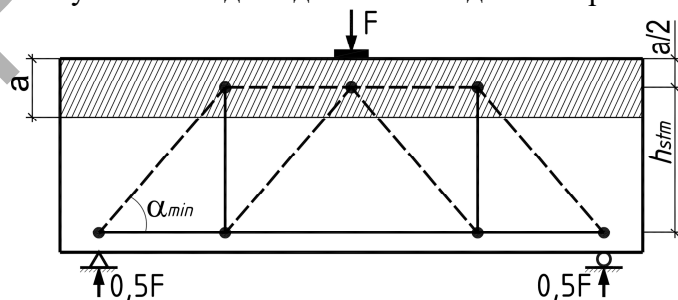
- центрально сжатые элементы (распорки) представляют собой равнодействующие сжатых полей напряжений; центрально растянутые элементы (тяжи) – равнодействующие растянутых полей напряжений;
- местоположение тяжей является центром тяжести растянутой арматуры;
- минимальный угол между наклонными распорками и тяжами, расположенными в центре тяжести растянутой арматуры, составляет 25° (рисунок 2) [8, 11];
- наиболее рациональной является модель с минимальным количеством вертикальных тяжей при их минимальной длине;
- положение и направление распорок и тяжей должны быть ориентированы в соответствии с линейной теорией упругости;
- призматическая распорка должна быть расположена в середине высоты сжатой зоны, при этом высота сжатой зоны определяется по зависимости:

$$a = \frac{A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s}{a_1 \cdot f'_c \cdot b_w} \quad (1)$$

где A_s, A'_s - площадь поперечного сечения нижней и верхней арматуры соответственно;

f_s, f'_s - расчетное сопротивление нижней и верхней арматуры соответственно; a_1 - коэффициент сжатой зоны (по нормам [8, 11] $a_1 = 0,85$, по нормам [12, 14] $a_1 = 0,8$).

- полученная модель должна находиться в равновесии.



a - высота сжатой зоны;
 h_{stm} - оптимальная высота модели.

Рисунок 2 – Расположение структурных элементов модели “Распорки и тяжи”

Отметим, что одной из особенностей модели “Распорки и тяжи” является то, что при конкретной схеме нагружения и геометрических характеристиках конструктивного элемента, может быть получено несколько расчетных моделей [7].

Конструирование и проверка прочности сжатых и растянутых структурных элементов модели “Распорки и тяжи”.

Конструирование и проверка прочности растянутых тяжей.

Конструирование и проверка прочности растянутых тяжей, которые в большинстве случаев представляют собой центр тяжести растянутой арматуры, является наименее спорным вопросом в модели “Распорки и тяжи”. В общем случае сопротивление осевому растяжению тяжей определяется следующим образом [8]:

$$F_{u,tie} = f_y \cdot A_{st} + A_{sp} \cdot (f_{pe} + f_y) \quad (2)$$

где f_y, f_{pe} - предел текучести ненапрягаемой и напрягаемой арматуры соответственно; A_{st}, A_{ps} - площадь поперечного сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры соответственно.

Конструирование и проверка прочности сжатых распорок.

В общем случае выделяют три формы распределения сжимающих напряжений [7]:

1) призматическая форма; 2) “fan-shaped” форма; 3) “bottle-shaped” форма.

Первые две формы (призматическая и “fan-shaped” формы) характеризуются отсутствием в них растягивающих напряжений. Особенностью сжатых полей напряжений “bottle-shaped” формы, располагаемых по линии действия “сила-опора”, является наличие в их пределах растягивающих напряжений, что приводит к снижению прочности на сжатие результирующей распорки (так называемый “эффект разупрочнения”) и учитывается посредством коэффициента разупрочнения бетона.

Следует отметить, что определение коэффициента разупрочнения бетона при плоском напряженном состоянии является весьма спорным вопросом, о чем свидетельствуют многочисленные диаграммы деформирования бетона в условиях “растяжение-сжатие” [17, 18]. Различия в подходах к определению коэффициента разупрочнения бетона нашло отражение и в модели “Распорки и тяжи” (таблицы 1, 2).

Особенности определения прочности сжатой бетонной распорки с учетом коэффициента разупрочнения бетона в соответствии с требованиями норм [8, 11, 12, 14] приведены в таблице 1.

Конструирование и проверка прочности узловых элементов.

Узловые элементы, представляя собой фактически точку пересечения распорок и тяжей, обеспечивают перераспределение напряжений между сжатыми и растянутыми структурными элементами модели, тем самым приводя систему в равновесие. Причем такое перераспределение напряжений реализуется на ограниченной области вокруг узла, что, в свою очередь, приводит к появлению значительных напряжений в пределах узловых элементов [7].

В общем случае, в зависимости от типов структурных элементов (сжатые распорки (compression), растянутые тяжи (tension)), сходящихся в узлах, выделяют четыре типа последних [7, 8, 11, 14]: **узел ССС**, который образован сжатыми распорками; **узел ССТ**, в котором сходятся сжатые распорки и растянутый тяж, ориентированный в одном направлении; **узел СТТ**, в котором сходятся сжатые распорки и растянутые тяжи, ориентированные в двух направлениях; **узел ТТТ**, который образован только растянутыми тяжами (узел типа ТТТ встречается на практике крайне редко, поскольку в качестве одного из тяжей предполагается растянутый бетон).

Таблица 1 – Особенности определения сжимающих напряжений в бетонных распорках

Нормы	Напряжения в бетоне	Примечание
[8]	$f_{ci} = 0,7 \cdot f_c$ (3)	f_{ci} - расчетная прочность бетона на сжатие к началу нагружения конструктивного элемента
[11]	$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f_c$ (4)	β_s - коэффициент разупрочнения бетона распорки, принимается в зависимости от коэффициента армирования ρ_{ss} : $\beta_{ss} = \begin{cases} 0,75 \cdot \lambda, & \text{если } \rho_{ss} \geq 0,3\%; \\ 0,6 \cdot \lambda, & \text{если } \rho_{ss} < 0,3\%. \end{cases}; \quad \rho_{ss} = \sum \frac{A_{si}}{b_s \cdot s_i} \cdot \sin \alpha_i \quad (5)$ λ - коэффициент, для тяжелого бетона равный 1.
[12]	$f_{ce} = k_c \cdot f_c$ (6)	k_c - коэффициент разупрочнения бетона распорки, принимается равным: $k_c = 0,75 \cdot \eta_{fc}$ (в случае распорок с трещинами, параллельными направлению сжимающих напряжений и армированными стержнями, перпендикулярными сжимающим напряжениям); $k_c = 1,0 \cdot \eta_{fc}$ (в случае распорок с равномерным одноосным сжатием); $k_c = 0,55 \cdot \eta_{fc}$ (в случае распорок, пересекаемых арматурой под углом $\leq 65^\circ$); $\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0 \quad (7).$
[14]	$\sigma_{cd} = v \cdot f_{cd}$ (8)	v - коэффициент разупрочнения бетона распорки, определяется на основании зависимости: $v = \frac{1}{1,2 + 80 \cdot \varepsilon_1}; \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,001) \cdot \cos^2 \theta_{sc} \quad (9)$ Принимая $\varepsilon_x \approx 0,001$: $v = \frac{1}{1,2 + 0,16 \cdot \cos^2 \theta_{sc}} \leq 1 \quad (10)$ Коэффициент разупрочнения v с учетом зависимостей (9) и (10) можно определить упрощенно следующим образом: - для сжатых распорок, пересекаемых растянутым тяжом под углом θ_{sc} : $v = \begin{cases} 0,4, & \text{если } 20^\circ \leq \theta_{sc} < 25^\circ \\ 0,5, & \text{если } 25^\circ \leq \theta_{sc} < 35^\circ \\ 0,6, & \text{если } 35^\circ \leq \theta_{sc} < 45^\circ \\ 0,7, & \text{если } 45^\circ \leq \theta_{sc} < 90^\circ \end{cases}; \quad (11)$ - для сжатых распорок 1) испытывающих сжимающие напряжения в перпендикулярном направлении или 2) при отсутствии растянутых тяжей: $v = 1$.
Примечание: обозначения характеристик бетона в таблице приняты в соответствии с рассматриваемым нормативным документом без изменений		

Конструирование всех типов узлов осуществляется на основании расчетной схемы модели “Распорки и тяжи” в соответствии со следующими правилами:

1) каждый узел ограничен тремя поверхностями, по которым действуют напряжения: “**Strut-to-Node**”-поверхность – на границе с примыкающей сжатой распоркой; “**Back**”-поверхность – обратная границе примыкания сжатой распорки; “**Bearing**”-поверхность – со стороны приложения нагрузки или опорной реакции;

2) усилия, действующие по каждой поверхности, направлены перпендикулярно рассматриваемой поверхности по линии, проходящей через ее центр тяжести;

3) в узле должно сходиться не более трех структурных элементов, иначе смежные структурные элементы должны быть рассмотрены совместно;

4) в случае узлового элемента типа ССС, для упрощения расчета, рассматриваются отдельно правая и левая части.

Согласно [15], несущая способность узлового элемента должна быть достаточной, чтобы воспринимать воздействие от сходящихся в нем структурных элементов без разрушения бетона. В общем случае предельное усилие, воспринимаемое поверхностью узла, определяется по зависимости:

$$F_{node} = f_{max} \cdot A_{c,node} \quad (12)$$

где f_{max} - предельное сжимающее напряжение на поверхности узла (таблица 2); $A_{c,node}$ - площадь поперечного сечения бетона узловой поверхности.

Таблица 2 – Определение предельных напряжений на узловых поверхностях

Нормы	Предельные напряжения на узловой поверхности
[8]	$f_{cu} = m \cdot v \cdot f'_c \quad (13)$ <p>где m - коэффициент, учитывающий положительный эффект от трехосного сжатия в бетоне; v - коэффициент разупрочнения бетона; f'_c - расчетное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие.</p> <p>При отсутствии арматуры, требуемой для ограничения ширины раскрытия трещины по высоте, коэффициент $v = 0,45$ для всех типов узловых поверхностей.</p>
[11]	$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c \quad (14)$ <p>где β_n - коэффициент разупрочнения бетона: $\beta_n = 1$ (узел CCC), $\beta_n = 0,8$ (узел CCT), $\beta_n = 0,6$ (узел CTT); f'_c - расчетное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие.</p>
[12]	$\sigma_{Rd,max} = k_c \cdot f_{ck} \quad (15)$ <p>где k_c - коэффициент разупрочнения бетона; f_{ck} - характеристическое значение цилиндрической прочности на сжатие в возрасте 28 сут.</p>
[14]	$\sigma_{cd} = v \cdot f_{cd} \quad (16)$ <p>где v - коэффициент разупрочнения бетона.</p> <p>$v = 1$</p> <ul style="list-style-type: none"> - если тяж полностью заанкерен внутри узловой зоны элемента: v - по формуле (11) в таблице 1; - если тяж заанкерен за пределами узловой зоны элемента: $v = 1$ - принимается промежуточное значение v в зависимости от степени анкеровки <ul style="list-style-type: none"> - в случае гнутых профилей, а также, если тяж заанкерен внутри узловой зоны элемента: v - по формуле (11) в таблице 1; - если тяж заанкерен за пределами узловой зоны элемента: $v = 1$
Примечание: обозначения характеристик бетона в таблице приняты в соответствии с рассматриваемым нормативным документом без изменений	

Верификация модели “Распорки и тяжи”.

Для возможности апробации алгоритма расчета в соответствии с моделью “Распорки и тяжи”, а также для верификации основных положений данной модели, предложенных в нормативных документах [8, 11, 12, 14], были проведены экспериментальные исследования четырех балочных однопролетных образцов из тяжелого бетона, нагруженных одной сосредоточенной силой в середине пролета. Варьируемым параметром опытных образцов принимался тип продольного и поперечного армирования.

Конструктивное решение опытных балок приведено на рисунке 3, а номенклатура балок – в таблице 3. Физико-механические характеристики арматурных стержней приведены в таблице 4.

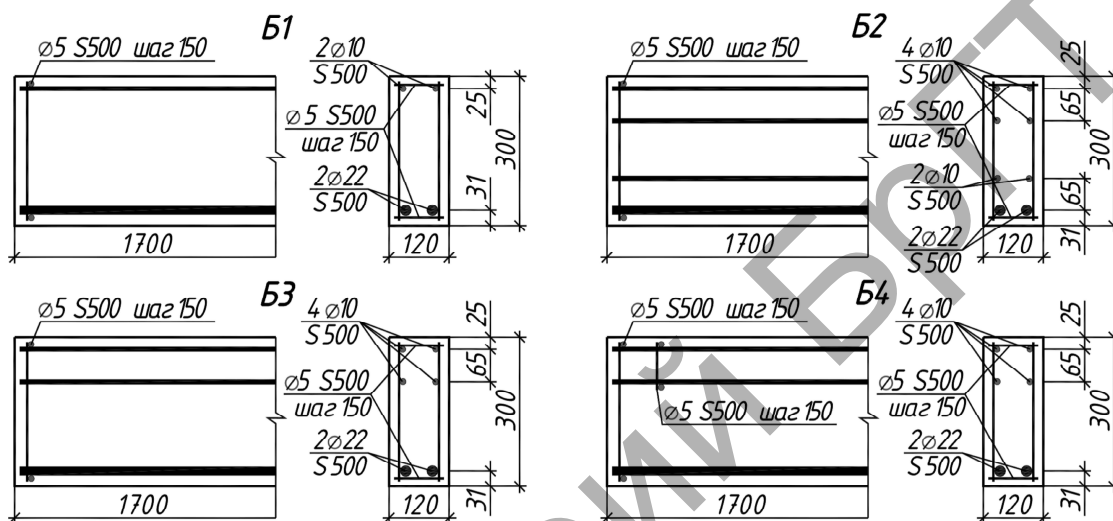


Рисунок 3 – Конструктивное решение опытных образцов

Таблица 3 – Номенклатура опытных образцов

Маркировка образцов	Геометрические параметры образцов, $b \times h \times L$, мм	Средняя кубическая прочность бетона в возрасте 28 сут., МПа	Площадь поперечного сечения продольной арматуры, см ²	
			верхней	нижней
Б1	120 x 300 x 1700	29,6	1,54	7,6
Б2		29,5		
Б3		29,2		
Б4		29,6		

Таблица 4 – Физико-механические характеристики арматурных стержней

Диаметр стержня, мм	Физический предел текучести, f_{yt} , МПа	Модуль упругости, E_s , ГПа
5	708	200
10	563	
22	577	

На основании положений по расчету железобетонных элементов на срез в соответствии с моделью “Распорки и тяжи”, приведенных в нормах [8, 11, 12, 14], для опытных балок Б1-Б4 была разработана расчетная модель (рисунок 4), для которой были определены теоретические значения разрушающей нагрузки исходя из прочности структурных элементов.

Основные параметры расчетной модели “Распорки и тяжи” приведены в таблице 5. Теоретические значения разрушающей нагрузки, определенные исходя из прочности структурных элементов, приведены в таблице 6.

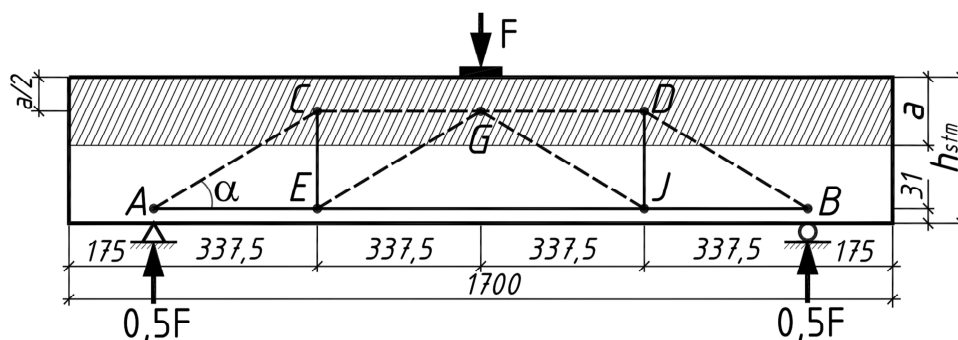


Рисунок 4 – Модель “Распорки и тяжи” для опытных балок

Таблица 5 – Параметры модели “Распорки и тяжи” для опытных балок Б1-Б4.

Маркировка образцов	Высота сжатой зоны а, см		Оптимальная высота модели h_{stm} , см		Угол наклона распорки α , град	
	[8, 11]	[12, 14]	[8, 11]	[12, 14]	[8, 11]	[12, 14]
Б1	13,6	14,5	201	196	31	30
Б2	13,7	14,5	201	196		
Б3	13,8	14,7	200	195,5		
Б4	13,6	14,5	201	196		

Таблица 6 – Значения разрушающей нагрузки в зависимости от прочности структурных элементов в опытных образцах

Маркировка образца	Структурный элемент модели	Разрушающая нагрузка F_u (кН) при расчете по нормам			
		[8]	[11]	[12]	[14]
Б1	Узел А (“Strut-to-Node”-поверхность)	182,3	275,7	308,8	220,7
	Узел G (“Strut-to-Node”-поверхность)	119*	224,5	284	267,9
	Распорка AC	283,8	206,7	308,8	220,7
	Распорка EG	185	134,7*	213*	152,2*
Б2	Узел А (“Strut-to-Node”-поверхность)	270	275	307,7	220
	Узел G (“Strut-to-Node”-поверхность)	175,9*	223,8	283,4	267
	Распорка AC	282,7	257,9	307,7	220
	Распорка EG	184,8	167,8*	212,2*	151,7*
Б3	Узел А (“Strut-to-Node”-поверхность)	268	272	306,1	217,7
	Узел G (“Strut-to-Node”-поверхность)	174,6*	221,5	281,5	264,3
	Распорка AC	280	255	306,1	217,7
	Распорка EG	182,4	166,1*	211*	150,1*
Б4	Узел А (“Strut-to-Node”-поверхность)	270,4	275,7	308,8	220,7
	Узел G (“Strut-to-Node”-поверхность)	176,2*	224,5	284	267,9
	Распорка AC	283,8	258,5	308,8	220,7
	Распорка EG	185	168,5*	213*	152,2*

Примечание: 1) * минимальная разрушающая нагрузка при расчете по соответствующим нормам; 2) разрушающая нагрузка исходя из прочности тяжа ЕС для всех балок по нормам [8, 11, 12, 14] составила 222,4 кН; 3) разрушающая нагрузка исходя из прочности тяжа EJ для всех балок по нормам [8, 11] составила 263,5 кН, а по нормам [12, 14] – 253,2 кН; 4) для узлов А и G минимальная прочность у “Strut-to-Node”-поверхности, следовательно, разрушающая нагрузка приведена исходя из прочности этой поверхности.

Как следует из данных таблицы 6, несмотря на различия в определении прочности структурных элементов по нормам [11, 12, 14] (таблицы 1, 2), разрушение всех опытных балок следует ожидать от разрушения бетона распорки EG, при этом наибольшее различие между расчетными значениями разрушающей нагрузки составило: для балки Б1 – 70%, для балки Б2 – 40%, для балки Б3 – 40,6%, для балки Б4 – 40%. Отметим, что при расчете по нормам [8],

разрушение опытных балок Б1-Б4 ожидается от разрушения бетона “Strut-to-Node”-поверхности узла G (тип ССС), что, по сути, также будет происходить в направлении распорки EG.

Сравнительный анализ экспериментальных и теоретических значений разрушающей нагрузки представлен в таблице 7. Обратим внимание, что для сравнения с экспериментальными данными принимается минимальное расчетное значение разрушающей нагрузки из определенных по соответствующим нормам.

Таблица 7 – Сравнительный анализ экспериментальных и теоретических значений разрушающей нагрузки для опытных балок Б1-Б4

Маркировка образца	Расчетное значение разрушающей нагрузки, кН				Экспериментальное значение разрушающей нагрузки $F_{u.exp}$, кН	$\frac{F_{u.exp}}{F_{u.calc}^{[8]}}$	$\frac{F_{u.exp}}{F_{u.calc}^{[11]}}$	$\frac{F_{u.exp}}{F_{u.calc}^{[12]}}$	$\frac{F_{u.exp}}{F_{u.calc}^{[14]}}$
	$F_{u.calc}^{[8]}$	$F_{u.calc}^{[11]}$	$F_{u.calc}^{[12]}$	$F_{u.calc}^{[14]}$					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Б1	119	134,7	213	152	229	1,92	1,7	1,075	1,5
Б2	175,9	167,8	212,2	151,7	224	1,27	1,33	1,055	1,47
Б3	174,6	166,1	211	150,1	226	1,29	1,36	1,07	1,5
Б4	176,2	168,5	213	152,2	270	1,53	1,6	1,26	1,77

Примечание: $F_{u.calc}^{[8]}$, $F_{u.calc}^{[11]}$, $F_{u.calc}^{[12]}$, $F_{u.calc}^{[14]}$ - расчетное значение разрушающей нагрузки, определенное в соответствии с нормами [8], [11], [12], [14] соответственно

Как следует из данных таблицы 7, наилучшая сходимость между расчетными и экспериментальными значениями разрушающей нагрузки наблюдается при расчете по нормам [12]. При этом, экспериментальная форма разрушения (по диагональной трещине) полностью совпадает с определенной по нормам [8, 11, 12, 14] формой разрушения (по нормам [11, 12, 14] – разрушение по сжатию подкоса EG, по нормам [8] – разрушение по “Strut-to-Node”-поверхности узла G).

Выводы.

На основании выполненных экспериментальных и теоретических исследований балок Б1-Б4 на действие поперечной силы можно сделать следующие выводы:

1. Принятые варианты армирования балок не оказали существенного влияния на морфологию развития трещин в целом для всех опытных образцов.

2. Усиленное армирование сжатой зоны стержнями продольной арматуры (балки Б2 и Б3) не привело к увеличению разрушающей нагрузки. Однако, усиление сжатой зоны короткими стержнями поперечной арматуры (балка Б4) привело к увеличению значения разрушающей нагрузки на 20%.

3. При определении разрушающей нагрузки в соответствии с моделью “Распорки и тяжи” по нормам [8, 11, 12, 14] дополнительные стержни продольной арматуры в балках Б2, Б3 и Б4 рассматривались в качестве армирования, требуемого для ограничения трещины по высоте сечения (crack control reinforcement). Однако, дополнительные короткие стержни поперечной арматуры в балке Б4 при расчете нормам [8, 11, 12, 14] не было возможности учесть, что, вероятно, привело к большему расхождению между экспериментальными и теоретическими значениями разрушающей нагрузки для образца Б4 по сравнению с остальными балками.

4. Наилучшая сходимость между экспериментальными и теоретическими значениями разрушающей нагрузки наблюдается при расчете по нормам [12]: максимальное отклонение составило 26% для балки Б4. При этом следует отметить значительное расхождение в теоретических значениях разрушающей нагрузки, определенных по нормам [8, 11, 12, 14], между собой: для балки Б1 – от 40% до 79%, для балки Б2 – от 20,6% до 39%, для балки Б3 – от 20,8% до 40,6%, для балки Б4 – от 20,9% до 40%.

5. Несмотря на значительный разброс теоретических значений разрушающей нагрузки, качественная теоретическая картина разрушения однопролетных опытных балок Б1-Б4 полностью соответствует наблюдаемой в экспериментальных исследованиях.

Список источников

1. Ritter, W. Die Bauweise Hennebique / W. Ritter // Schweizerische Bauzeitung. – 1899. – V. 33. - №7. – P. 59-61.
2. Mörsch, E. Concrete-Steel Construction / E. Mörsch // McGraw-Hill (English translation by E.P. Goodrich). – New York, 1909.
3. Lampert, P. Ultimate Strength and Design of Reinforced Concrete Beams in Torsion and Bending / P. Lampert, B. Thürlimann // IABSE Publications. – Zurich, Switzerland, 1971. - №31-1. – P. 107-131.
4. Ramirez, J. Evaluation of Modified Truss-Model Approach for Beams in Shear / J. Ramirez, J.E. Breen // Center for Transportation Research Report №248-4F. – Austin, Texas, 1983.
5. Ramirez, J. Proposed Design Procedure for Shear and Torsion in Reinforced and Prestressed Concrete / J. Ramirez, J.E. Breen // ACI Structural Journal. – 1991. – V.88, №5. – P. 562-571.
6. Kupfer, H. Erweiterung der Mörsch Schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips von Minimum der Formänderungsarbeit (Generalization of Mörsch Truss Analogy Using the Principle of Minimum Strain Energy) / H. Kupfer // Comite Euro-International du Beton, Bulletin d'Information, №40, CEB. – Paris, 1964. – P. 44-57.
7. Schlaich, J. Towards a Consistent Design of Structural Concrete / J. Schlaich, K. Schäfer, M. Jennewein // Journal of the Prestressed Concrete Institute. – May-June 1987. – V.32. - №3. – P. 74-150.
8. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. – 8th Edition. – Washington, September 2017.
9. Гвоздев, А.А. Определение разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем, претерпевающих пластические деформации / А.А. Гвоздев. – Проект и стандарт, 1934. – №8. – С. 10-16.
10. Brown, M.D. Examination of the AASHTO LRFD Strut and Tie Specifications. Center for Transportation Research Report 0-4371-2 / M.D. Brown [et al.]. – University of Texas, Austin, April 2006. – 330 p.
11. ACI (American Concrete Institute) Committee 318. 2014. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318 – 14) and Commentary (ACI 318R-14). – Farmington Hills, MI: ACI.
12. *fib* Model Code 2010, Vol.1. – Federal Institute of Technology Lausanne – EPFL, Lausanne, March 2010.
13. Design of Concrete Structures. General Rules and Rules for Buildings: EN 1992-1: 2001 (Eurocode 2) / Brussel: European Committee for Standardization, Introduced October 2001. – 230 p.
14. Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures: prEN 1992-1-1:2018 (Eurocode 2) / Brussel: European Committee for Standardization, April 2018. – 293 p.
15. Williams, C. Strut-and-Tie Model Design Examples for Bridges: Final Report FHWA/TX-12/5-5253-01-1 / C. Williams, D. Deschenes, O. Bayrak. – Center for Transportation Research, The University of Texas, Austin. – June 2012.
16. Bergmeister, K. Detailing for Structural Concrete: Research Report FHWA/TX-93+1127-3F / K. Bergmeister [et al.]. – Center for Transportation Research, The University of Texas, Austin. – May 1993.
17. Тур, В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: Монография / В.В. Тур, А.А. Кондратчик. – Брест.: БрГТУ, 2000. – 397 с.
18. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций: Монография / В.В. Тур, Н.А. Рак. – Брест.: БрГТУ, 2003. – 252 с.