

УДК 624.072.221

ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ БАЛОК С РАЗЛИЧНЫМИ ТИПАМИ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ

Д.Х. ФАРРАН

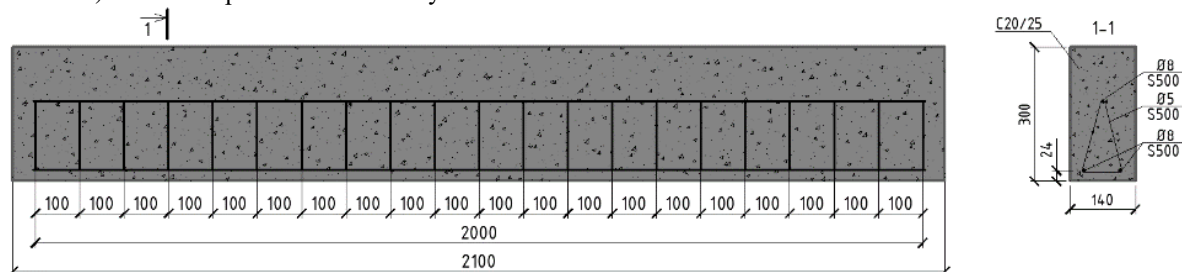
(Представлено: канд. техн. наук, доц. А.И. Колтунов)

Целью исследования является изучение теории характера работы балок с различными типами поперечного армирования. Как результат исследования выполнен теоретический и практический анализ деформаций железобетонных изгибаемых элементов и выявлены деформационные характеристики разно-армированных балок. Предложена методика расчета балок с применением поперечной ферменной решетчатой арматурой в виде формул с подтверждением полученных результатов экспериментальными результатами.

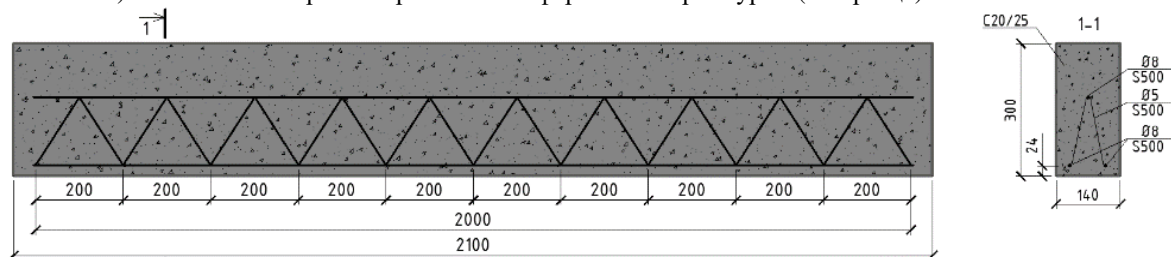
Общие сведения по ранее проведенным опытным исследованиям. Произведен опыт четырех балок с различными типами поперечного армирования. Характеристики опытных балок:

Размеры балок: длина = 2100 мм, высота = 300 мм, ширина = 140 мм. Класс прочности бетона: С20/25. Класс прочности арматурных стержней: S550. Типы поперечных каркасов для армирования балок:

1) Балка с вертикальными хомутами:



2-3) Балка с симметричной решетчатой ферменной арматурой (2 образца):



4) Балка с несимметричной решетчатой ферменной арматурой:

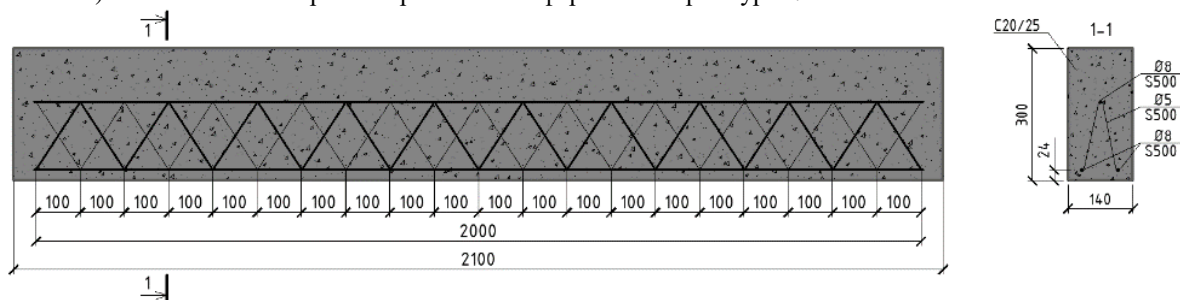


Рисунок 1. – Балки 1 по 4 с различными типами поперечного армирования

Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси. Согласно положению норм проектирования расчет железобетонных конструкций по прочности сечений нормальных к продольной оси при действии изгибающих моментов может выполняться с использованием нескольких методов. Расчет строго согласуется с гипотезой плоских сечений [1; 2].

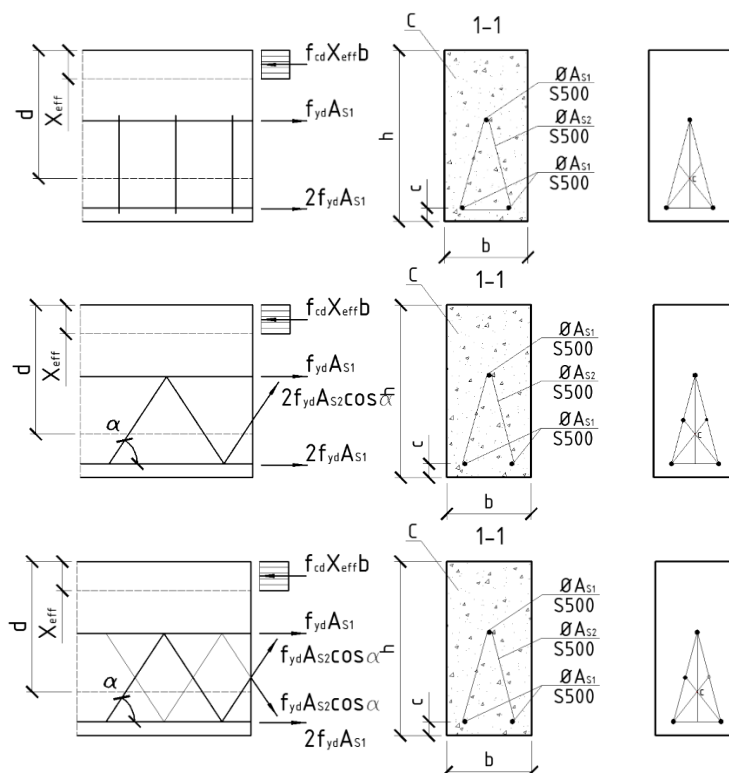


Рисунок 2. – Схема усилий в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента

Учет работы фермы

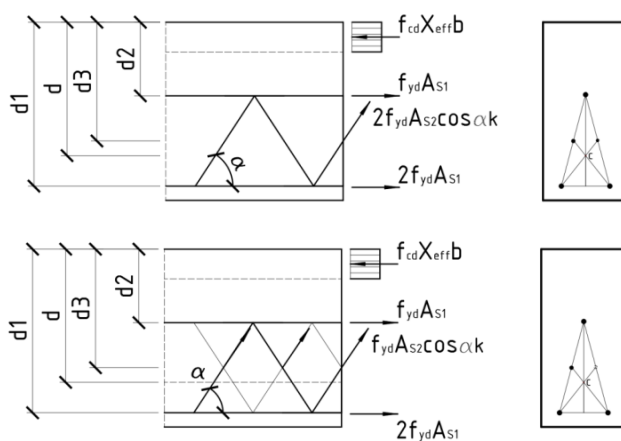


Рисунок 3. – Схема усилий в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента с учетом количества наклонных стержней

Эффективная высота условной сжатой зоны сечения

1) Балка 1

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b} \quad (1)$$

2) Балки 2 и 3

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot \cos \alpha \cdot k}{f_{cd} \cdot b} \quad (2)$$

3) Балка 4

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot \cos \alpha \cdot k}{f_{cd} \cdot b}, \quad (3)$$

где x_{eff} – эффективная высота условной сжатой зоны сечения;

f_{yd} – расчетное значение ненапрягаемой арматуры;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию;

A_{s1} – площадь сечения одной растянутой арматуры;

A_{s2} – площадь сечения наклонных стержней;

b – ширина балки.

Расчетное сопротивление сечений нормальных к продольной оси

1) Балка 1

$$M_{Rd} = 2 \cdot f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \left(d_1 - \frac{x_{eff}}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \left(d_2 - \frac{x_{eff}}{2}\right). \quad (4)$$

2) Балки 2 и 3

$$M_{Rd} = 2 \cdot f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \left(d_1 - \frac{x_{eff}}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \left(d_2 - \frac{x_{eff}}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \cos \alpha \cdot k \cdot \left(d_3 - \frac{x_{eff}}{2}\right). \quad (5)$$

3) Балка 4

$$M_{Rd} = 2 \cdot f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \left(d_1 - \frac{x_{eff}}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \left(d_2 - \frac{x_{eff}}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \cos \alpha \cdot k \cdot \left(d_3 - \frac{x_{eff}}{2}\right). \quad (6)$$

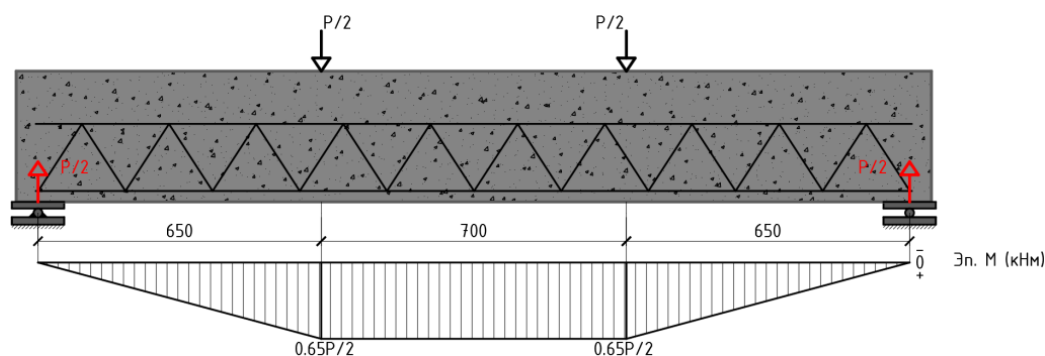


Рисунок 4. – Эпюра моментов испытанных балок 1–4

Работа балок 2 и 3. При симметричном расположении, относительно верхней продольной оси, плоских ферменных каркасов, учитываются восходящие наклонные стержни (в количестве «к») с шагом 200мм работающих в зоне максимального момента. Соответственно к – количество наклонных стержней, работающих на растяжение (восходящие стержни).

Работа 4 балки. При смещении расположения, относительно верхней продольной оси, плоских ферменных каркасов, также учитываются восходящие наклонные стержни (в количестве «к») с шагом 100мм работающих в зоне максимального момента. Учет количество наклонных стержней, работающих на растяжение, строго связан с принципом работы фермы. Учет количество стержней удовлетворяет принципу перераспределения по жестко-связанных структур, напряжений, и соответственно усилий.

Расчет балок по методу предельных состояний. Используя выведенные формулы (1) по (6), рассчитываем теоретическое расчетное сопротивление сечение нормальных к продольной оси:

1) Балка 1

$$x_{eff} = \frac{550 \cdot 151}{1 \cdot 19,5 \cdot 140} = 30,42 \text{ мм}$$

$$M_{Rd} = 2 \cdot 550 \cdot 50,3 \cdot \left(276 - \frac{30,42}{2}\right) + 550 \cdot 50,3 \cdot \left(124 - \frac{30,42}{2}\right) = 17,44 \text{ кНм}$$

Разрушающая нагрузка:

$$M = \frac{P \cdot 0,65}{2}$$

$$P = \frac{2 \cdot M}{0,65} = \frac{2 \cdot 17,44}{0,65} = 53,66 \text{ кН}$$

2) Балки 2 и 3

$$x_{eff} = \frac{550 \cdot 151 + 550 \cdot 39 \cdot \cos 57 \cdot 2}{1 \cdot 19,5 \cdot 140} = 38,98 \text{ мм}$$

$$M_{Rd} = 550 \cdot 101 \cdot \left(276 - \frac{39,98}{2}\right) + 550 \cdot 50,3 \cdot \left(124 - \frac{39,98}{2}\right) + 550 \cdot 39 \cdot \cos 57 \cdot 2 \cdot \left(200 - \frac{39,98}{2}\right) = 21,3 \text{ кНм}$$

Разрушающая нагрузка:

$$M = \frac{P \cdot 0,65}{2}$$

$$P = \frac{2 \cdot M}{0,65} = \frac{2 \cdot 21,3}{0,65} = 65,538 \text{ кН}$$

3) Балка 4

$$x_{eff} = \frac{550 \cdot 151 + 550 \cdot 19,6 \cdot \cos 57 \cdot 8}{1 \cdot 19,5 \cdot 140} = 47,538 \text{ мм}$$

$$M_{Rd} = 550 \cdot 101 \cdot \left(276 - \frac{39,98}{2}\right) + 550 \cdot 50,3 \cdot \left(124 - \frac{39,98}{2}\right) + 550 \cdot 39 \cdot \cos 57 \cdot 2 \cdot \left(200 - \frac{39,98}{2}\right) = 21,3 \text{ кНм}$$

Разрушающая нагрузка:

$$M = \frac{P \cdot 0,65}{2}$$

$$P = \frac{2 \cdot M}{0,65} = \frac{2 \cdot 21,3}{0,65} = 65,538 \text{ кН}$$

Производим сводку данных в таблицу 1, где включены результаты опытных данных и теоретических теоретическим расчетом.

Таблица 1. – Соотношение опытных и расчетных значений несущей способности балок

№	Максимальный момент, кНм (опытные данные)	Максимальный момент, кНм (теоретический расчет)
Балка-1	23,36	17,44
Балка-2	26,65	21,3
Балка-3	26,65	21,3
Балка-4	26,65	21,3

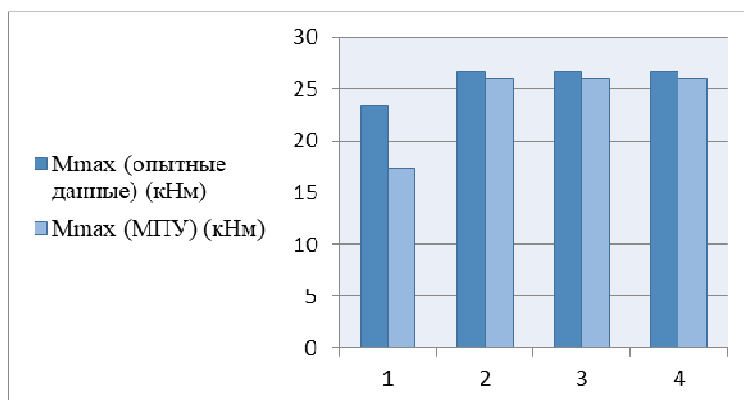


Рисунок 5. – Сравнение опытных и теоретических результатов (кНм)

Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси

1) Балка 1

$$V_{Rd,sv} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \tag{7}$$

$$V_{Rd, sy} = \frac{79}{100} 201,6 \cdot 550 \cdot \cot 40 = 104,39 \text{ кН}$$

2) Балки 2 и 3

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (8)$$

$$V_{Rd, sy} = \frac{158}{200} 201,6 \cdot 550 \cdot (\cot 40 + \cot 57) \cdot \sin 57 = 135,25 \text{ кН}$$

3) Балка 4

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (9)$$

$$V_{Rd, sy} = \frac{79}{100} 201,6 \cdot 550 \cdot (\cot 40 + \cot 57) \cdot \sin 57 = 135,25 \text{ кН}$$

Расчет показывает, что несущая способность наклонных сечений балок с ферменной решетчатой арматурой (балки 2-4) больше в 22% чем в балке с вертикальными хомутами (балка 1).

Жесткость балок. При одинаковой нагрузке, равной 65 кН, чистый прогиб у первой балки равен 17,5 мм, у второй и третьей 7,2 мм а у четвертой равен 6 мм. За счёт перераспределения изгибающих усилий на продольные составляющие в балках с ферменным решетчатым армированием, каркас начинает работать как ферма, что увеличивает жесткость балки, уменьшая прогиб.

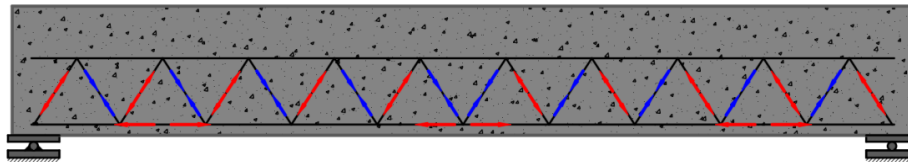


Рисунок 6. – Схема перераспределения усилий на продольные составляющие в поперечных стержнях

Ширина раскрытия трещин в балках. Исходя из анализа опытных данных, выявлено что балка с несимметричной решетчатой ферменной арматурой сопротивляется меньше всех появлению нормальных и наклонных трещин. По действующим нормам, предельное значение ширины раскрытия трещин равняется 0,3 мм. Первая балка достигает это значение при нагрузке 57,5 кН, а вторая и третья при нагрузке 71,875 кН. В четвертой балке максимальная трещина достигает ширину равной 0,15 мм при действии нагрузки равной 82 кН. Проводя сечения по наклонному стержню в трех точках, можно заметить, что в интервале $\{0, x, l\}$, напряжения, возникающие в восходящем стержне, меняются от минимального к максимальному значению.

Интервал l с точек 1 по 3 соответствует длине наклонного стержня. Соответственно, при проведении сечения в точке 1, напряжения минимальны, и значение увеличивается до максимума в точке 3 поскольку растягивающие усилия максимальны (рисунок 7.).

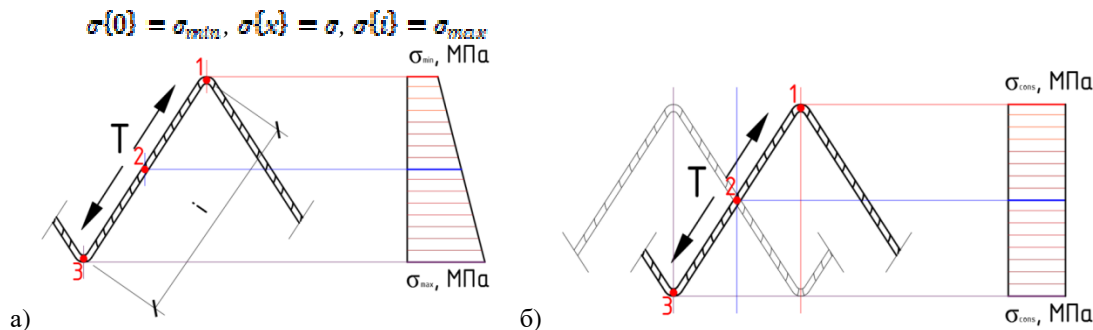
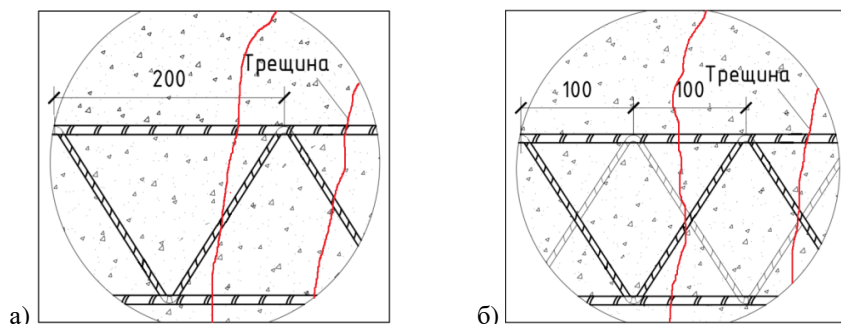


Рисунок 7. – Усилия в наклонных стержнях при действии поперечной силы каркасы 2-3(а), каркасы 4(б)

При проведении сечения в точках 1 и 3, напряжения минимальны в верхней части арматуры, но максимальны в нижней. В точке 2, сечение проходит через два стержня, где напряжения компенсируются и являются максимальными. За счет такой компенсации, напряжения являются максимальными и по-

стоянными (рисунок 8). Следует отметить, что ширина раскрытия трещин меньше в 4-й балке, не смотря на наибольшее их количество из-за того, что шаг наклонных стержней меньше (100 мм).



а) – балки 2-3; б) – балка 4

Рисунок 8. – Схема сопротивления поперечных стержней трещинам

За счет меньшего шага при смещении плоских каркасов, по траектории трещин находится больше арматурных стержней. Это не влияет на прочность по наклонным сечениям, но уменьшает ширину раскрытия за счет уменьшения напряжений на бетон.

В ходе исследования обнаружено:

1. Теоретические расчеты показывают, что предложенная методика расчета железобетонных изгибаемых элементов с учетом влияния наклонных стержней увеличивает расчетное сопротивление сечений нормальных к продольной оси на практически 20%. Данные теоретических расчетов коррелируют с результатами опытных данных ранее проведенных исследований, где расчетное сопротивление сечений нормальных к продольной оси балок с ферменным решетчатым армированием больше на практически 15%.

2. Теоретические расчеты показывают, что предложенная методика расчета железобетонных изгибаемых элементов с учетом влияния наклонных стержней увеличивает расчетное сопротивление сечений наклонных к продольной оси на практически 30%.

3. Понятнее о характере распределения и ширин раскрытия трещин в балках с ферменным решетчатым армированием анализирован. В ходе анализа выявлено что смещение плоских каркасов уменьшая шаг наклонных стержней в сечения до 100 мм распределяет напряжения на бетон что увеличивает количество трещин причем уменьшая их ширину раскрытия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Lattice Girder Elements - Investigation of Structural Behaviour and Performance Enhancements/ Inge-marLöfgren M.Sc. in Civil Engineering Department of Structural Engineering / Concrete Structures Chalmers University of Technology SE-412 96 Göteborg, Sweden.
2. Effect of the Truss System to the Flexural Behavior of the External Reinforced Concrete Beams/ Rudy Djamaluddin, Yasser Bachtar, Rita Irmawati, Abd. MadjidAkkas, Rusdi Usman Latief/ World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering Vol:8, No:6, 2014.