

Строительство и архитектура/3. Современные технологии строительства, реконструкции и реставрации.

К.т.н. Берестянская С.Ю., Берестянская А.А.

*Украинская государственная академия железнодорожного транспорта,
Украина*

Обзор исследований сталебетонных плит при силовых воздействиях

Вступление.

Сталебетонные конструкции являются эффективными по сравнению с ж/б. Эффективность листового армирования наиболее ощутима в монолитном строительстве. Наиболее трудоёмким и сложным процессом при строительстве монолитным способом являются опалубочные работы. Замена деревянной опалубки стальным листом, с последующим использованием его как растянутой арматуры позволяет значительно усовершенствовать организацию труда и сократить сроки строительства.

Анализ последних исследований.

Анализ последних исследований показал, что в настоящее время существует достаточное число примеров использования конструкции с внешним листовым армированием в мировой и отечественной практике строительства, что подтверждает их эффективность и конкурентоспособность по сравнению с железобетонными.

Изложение основного материала.

Рассматриваются тонкие пластинки, прогибы которых малы по сравнению с их толщинами. Гипотеза прямых нормалей принимается со сдвигом по контакту стального листа с бетоном. За начальное состояние принимается состояние плиты до приложения нагрузки. Принимаем, что бетон с трещинами работает как условно изотропный материал.

Считаем, что трещины возникают по площадкам главных растягивающих напряжений. Критерием возникновения трещин является достижение в волокнах бетона предельных деформаций. Зная закон изменения нормальных напряжений по высоте сечения можно вычислить величину погонного изгибающего момента интегрированием в пределах высоты сечения. Используем известные выражения для тензора кривизны и тензора момента [1,2].

$$\begin{pmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} K_x \\ K_y \\ K_{xy} \end{pmatrix} \quad (1)$$

$$D_{11} = D_1 \sin^2 \alpha + D_2 \cos^2 \alpha ; \quad D_{12} = D_{21} = D_{\mu} ;$$

$$D_{13} = D_{31} = D_{23} = D_{32} = (D_1 - D_2) \cos \alpha \cdot \sin \alpha / 2 ;$$

$$D_{22} = D_1 \cos^2 \alpha + D_2 \sin^2 \alpha ; \quad D_{33} = (D_1 + D_2 - 2D_{\mu}) / 4 ;$$

$$D_i = \bar{x}_i^3 E_b / (3(1 - \nu_b^2)) + \bar{x}_{ii}^3 E_{bt} / (3(1 - \nu_{bt}^2)) + E_s A_s (h_0 - x_i)^2 \lambda_i / (1 - \nu_s^2);$$

$$D_{\mu} = 0,5(D_{\mu d} + D_{\mu d});$$

$$D_{\mu d} = \nu_b \bar{x}_i^2 \bar{x}_j E_b / (3(1 - \nu_b^2)) + \nu_{bt} \bar{x}_{ii}^2 \bar{x}_{ij} E_{bt} / (3(1 - \nu_{bt}^2)) + \nu_s E_s A_s (h_0 - x_i)(h_0 - x_j) \lambda_j / (1 - \nu_s^2); \quad i = 1, 2; \quad j = 2, 1;$$

$$K_x = -\partial^2 w / \partial x^2; \quad K_y = \partial^2 w / \partial y^2; \quad K_{xy} = \partial^2 w / \partial x \partial y,$$

(2)

где A_s - площадь стального листа на единицу длины; $E_b, E_{bt}, \nu_b, \nu_{bt}$ - параметры деформирования сжатого и растянутого бетона; E_s, ν_s - параметры деформирования стального листа; λ_i - коэффициент податливости контакта листовой арматуры с бетоном; \bar{x}_i, \bar{x}_{ii} - высота растянутой и сжатой зон.

Сравнение экспериментальных данных с теоретическими.

Для оценки сходимости расчетных данных напряженно-деформированного состояния (НДС) сталебетонных плит было выполнено сравнение с экспериментальными исследованиям, выполненными в Харьковском автомобильно-дорожном институте [2] и Национальном университете Сингапура[3].

Для экспериментов, проведенных на кафедре строительной механики в ХАДИ, исследуемые образцы плит были изготовлены на Харьковском заводе ж/б конструкций треста «Харьковагропромстрой». В качестве арматуры был использован стальной лист толщиной 1мм, соединённый с бетоном для совместной работы наклоненными петлевыми анкерами. Для изготовления анкеров использовалась гладкая проволочная арматура $d=5$ мм, класса Вр-1, расстояние между петлями выдерживалось 5см. Анкера приваривались к листовой арматуре ручной электродуговой сваркой, в соответствии с требованиями п. 3.46 СНИП-2.03.01-84. Полученный таким образом арматурный каркас укладывался в опалубку и бетонировался.

Исследовались шарнирно опертые плиты с размерами в плане 1х1м, которые лежат на опорном контуре. Действие сосредоточенной нагрузки, приложенной в центре плиты, передавалось через твердый штамп. Размером 0,18х0,18м (рис.1). Для того, чтобы не было отрыва плиты в угловых зонах, были использованы специальные приспособления, которые допускали угловые перемещения и не допускали линейные.

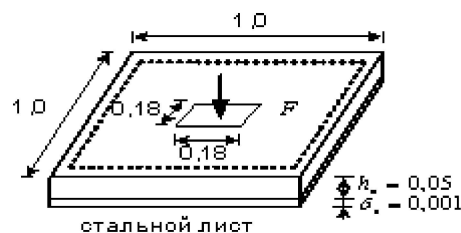


Рис.1 Схема сталебетонной плиты

Нагрузка к образцам прикладывалась приблизительно 0,1 от разрушающей нагрузки, со скоростью 0,3 Н/сек. За начало отсчета принимались показания прибора при нагрузке на плиту 5 кН. Деформативно-прочностные характеристики материалов определялись непосредственно перед началом испытаний на контрольных образцах бетонной стали. Средняя величина модуля упругости бетона получилась равной $E_{bo} = 37000$ МПа. Прочность бетона при осевом сжатию найдена испытанием призм и кубика до разрушения и была равна $R_b = 42,5$ МПа. Модуль упругости листовой арматуры, определялся разрушением образца стандартных размеров и составлял $E_s = 2,06 \cdot 10^5$ МПа.

На рис. 2 представлено сравнение прогибов плит П-4 и П-6 с расчетными значениями, полученными при расчете плит с размерами, прочностными характеристиками и схемой опирания такие же как для рассмотренных плит (размеры в плане 1x1м, высотой 5 см, модулем упругости бетона $E_{bo} = 37000$ МПа, толщиной стального листа 1мм и модулем упругости стали $E_s = 2,06 \cdot 10^5$ МПа). При моделировании процесса деформирования нагружение осуществлялось шагами 10 кН.

Как видно, из рис.2 расчетное значение прогибов соответствует экспериментальным значениям. При разрушающей нагрузке расхождение составляет 9%. Сравнение экспериментальных и теоретических значений разрушающих нагрузок для описанных плит (табл.1) показывает хорошую сходимость (расхождение до 5%).

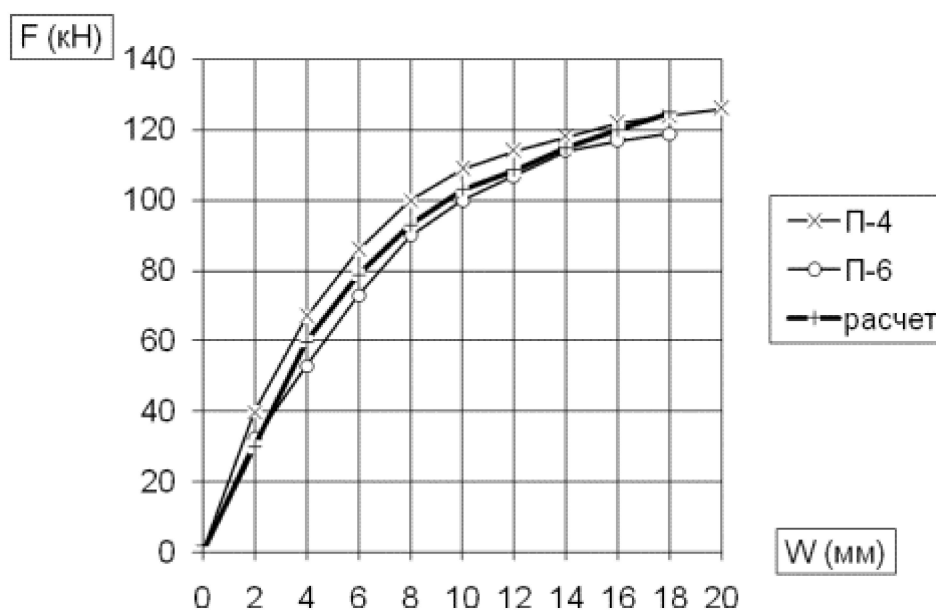


Рис. 2 Зависимость прогибов от нагрузок, полученных для центральной точки плиты.

Таблица 1.

Сравнение экспериментальных и теоретических значений несущей способности сталебетонных плит

№ плиты	Предел текучести листовых арматур, МПа	Прочность бетона, МПа	Экспериментальная разрушающая нагрузка, кН	Расчетная разрушающая нагрузка, кН	Процент расхождения %
П-4	230,0	42,5	130,0	125,0	3,8
П-6	230,0	42,5	120,0	125,0	4,2

Появление трещин в растянутой зоне не приводит к скачку прогибов. Это соответствует экспериментальным данным Арсланханова А.Д. [1] и объясняется перераспределением усилий. При численном расчете первые трещины появлялись при нагрузке 30 кН, а при экспериментальных – 40 кН. Перед разрушением напряжения в сжатой зоне бетона близки к граничным. Это говорит об исчерпании прочностных характеристик бетона. Напряжение в стальном листе ещё не достигли предела текучести. Значит разрушение происходит в сжатой зоне бетона, т.е. хрупкое разрушение. Это соответствует экспериментальным данным Арсланханова А.Д. [1].

Для оценки расчетных данных использовались также экспериментальные исследования, проведенные в Национальном университете Сингапура [3], на свободно опертых плитах размером 0,9х0,9 м. Нагружение производилось сосредоточенной силой, распределенной по площади 0,17х0,17 м по центру. Для совместной работы бетонной плиты со стальным листом использовался эпоксидный клей толщиной 2,5 мм (рис.3).

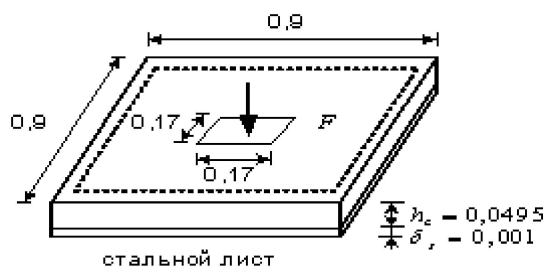


Рис.3 Схема сталебетонной плиты

На рис.4 показано сравнение зависимостей экспериментальных данных, полученных в Национальном университете Сингапура и результатом математического моделирования. Из-за отсутствия данных о жесткости клевого соединения [3], объединение бетона со стальным листом принималось абсолютно жестким. Это могло привести к изменению расчетных значений прогибов, при нагрузках близких к граничным.

Анализируя данные на рис.4, можно сделать вывод о соответствии экспериментальных и расчетных значений прогибов. Так, при нагрузке 80 кН

расхождение в значениях прогибов не превышает 5%.

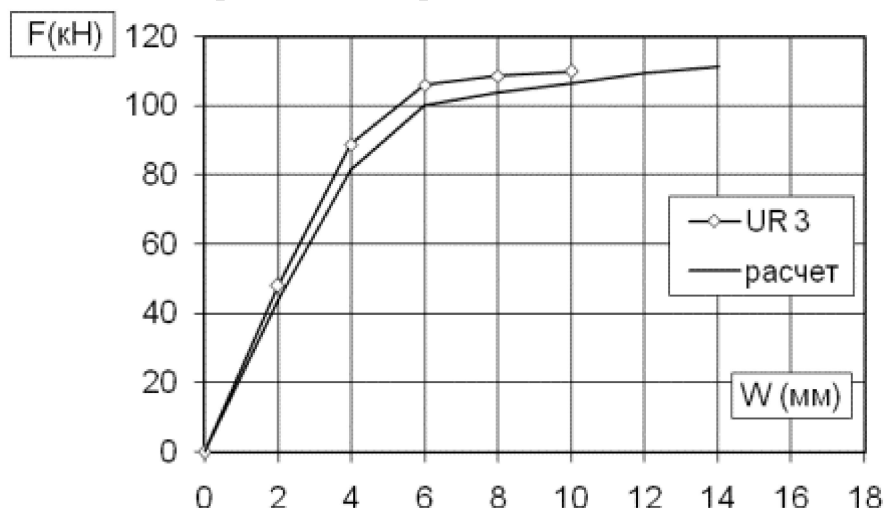


Рис.4 Сравнение экспериментальных данных Национального Университета Сингапура и данных математического моделирования

Сравнение разрушающих нагрузок по данным экспериментальных исследований Национального университета Сингапура [3] и расчетными значениями показано в табл.2. Из которой видно хорошее соответствие предложенного метода расчета.

Таблица 2.

Сравнение расчетных значений разрушающих нагрузок с данными Национального Университета Сингапура

	Высота плиты мм	Стальной лист		Прочность бетона МПа	Экспериментальная разрушающая нагрузка, кН	Расчетная разрушающая нагрузка, кН	Процент расхождения %
		Толщина мм	Предел текучести МПа				
UR3	50,5	1,00	218	48,0	111,0	115,0	4

Вывод

Таким образом, эта методика хорошо соответствует экспериментальным данным для расчета сталебетонных плит на действие поперечной нагрузки.

Литература:

1. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Несущая способность сталебетонных плит // Бетон и железобетон. – 1990. - №10. – С. 30-31.
2. Арсланханов А.Д. Исследование напряженно-деформированного и предельных состояний сталебетонных плит при статическом кратковременном загрузении // Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Харьков 1989. – 154 с.
3. Ong K.C.G., Mays G.C., Cusens A.R. Flexural Test of Steel-Concrete Open Sandwiches // Magazine of Concrete Research. – 1982. – Vol.34. – № 120.

P.P. 130-138.