Строительная механика

DOI: <http://www.dx.doi.org/10.24866/2227-6858/2020-1-16>
УДК 69.04, 69.07, 001.891.573

А.С. Васильев

ВАСИЛЬЕВ АЛЕКСЕЙ СЕРГЕЕВИЧ – к.т.н., доцент кафедры технических дисциплин,
AuthorID: 896244, SPIN: 3401-1530, ORCID 0000-0001-7783-0000, e-mail: vasil-grunt@mail.ru
Приамурский государственный университет имени Шолом-Алейхема
Широкая ул., 70а, Биробиджан, Еврейская автономная область, Россия, 679015

Пустотные плиты: расчеты по второй группе предельных состояний

Аннотация: При реконструкции и модернизации производственных зданий увеличиваются эксплуатационные нагрузки в помещениях, поэтому возникает необходимость усиления несущих элементов здания, в частности пустотных плит. Для упрощения расчетов пустотные плиты представляют как стержневые элементы таврового или двутаврового сечения. При этом ширину ребра балки уменьшают с учетом размеров пустот внутри плиты. В данной работе выполнялось исследование деформативной и несущей способности пустотных плит, усиленных несколькими способами. Расчеты выполнялись с учетом физической нелинейности образцов при постепенном увеличении нагрузки до потери несущей способности. При этом в растянутой зоне плиты происходило постепенное разрушение сечения – до образования пластического шарнира и достижения арматурой предела текучести. Для моделирования и расчетов применялся программный комплекс ANSYS. Результаты фиксировались на всех стадиях напряженно-деформированного состояния. Плиты представлялись как в форме двутавровых балок, так и с натуральной формой поперечного сечения. При этом рассматривалось несколько видов усиления плит: набетонка, дополнительное армирование, комбинированный метод (дополнительное армирование совместно с набетонкой). Показано, что для различных видов усиления момент трещинообразования для плит в натуральной форме наступает позже. Отмечено, что форма представления поперечного сечения (двутавр или натуральная форма) оказывает влияние на результаты появления первых трещин, а также на величины максимальных прогибов на различных стадиях напряженно-деформированного состояния и этапах нагружения. Получены процентные отклонения жесткости сечений в форме двутавровых балок от сечений в натуральной форме для различных видов усиления. Полученные оригинальные результаты могут быть использованы для уточнения раздела теории расчета строительных конструкций, а также при обосновании расчетов при реконструкции строительных объектов.

Ключевые слова: пустотные плиты, форма поперечного сечения, трещинообразования, напряженно-деформированное состояние, прогиб.

Введение

При восстановлении и модернизации зданий, несущие элементы которых находятся в плохом техническом состоянии, зачастую приходится выполнять усиление конструкций, в частности перекрытий. При этом нередко ситуации, когда в дополнительном усилении нуж-

даются конструкции и в хорошем техническом состоянии, например, если возникает необходимость в увеличении несущей способности в связи с установкой нового, более тяжелого оборудования, не учтенного в расчетах при проектировании перекрытий.

Пустотные плиты перекрытий активно используются в строительстве, их основное преимущество – относительно небольшой вес по сравнению с обычными плитами, что позволяет увеличить полезную нагрузку на них, а также проектировать пролеты большей длины. Необходимость усиления пустотных плит может быть вызвана рядом причин: увеличение нагрузок на несущие элементы в результате их замены, усиления расположенных выше конструкций (перестройка помещений, надстройка зданий), модернизация технологического оборудования в реконструируемом здании, изменение технологических процессов и т.п.

Следует отметить, что традиционно для расчета напряженно-деформированного состояния плит может применяться как балочная теория, так и теория пластин и оболочек [9]. Однако более точные результаты на всех стадиях нагружения железобетонных конструкций до их разрушения возможны лишь на основе численных методов, в частности метода конечных элементов, на основе шагово-итерационных процедур и общих принципов строительной механики и механики деформируемого твердого тела. Мы полагаем, что важную роль в расчетах может играть не только модель представления железобетонной плиты и модель прочности, но и геометрическая форма сечения, влияние степени упрощения этой формы на результат. При этом зачастую пустотные плиты представляются приближенно, в форме стержневых и тавровых или двутавровых элементов, что уменьшает расчетное время, но сказывается на точности расчетов [1]. В работе Javed M.F [8] показано влияние геометрических параметров на результаты исследований труб из стали, заполненных бетоном. В [6] исследовалось влияние геометрических форм пустот на массу и несущую способность пустотных плит с применением ПК (программного комплекса) ANSYS. В данной статье мы выполним моделирование пустотных плит в четырех вариациях: без усиления, усиление набетонкой, усиление дополнительным армированием, а также комбинированным способом.

Цель данного исследования – определить разницу в расчетах несущей способности, максимальных прогибов и нагрузки трещинообразования для многпустотных плит, представленных в форме двутавровых балок, и плит с натуральной формой сечения.

Поясним: в перспективе, при дальнейших исследованиях и варьировании величинами длины и ширины образцов, планируется получить коэффициенты, которые позволят переходить от результатов расчета для плит, представленных в форме двутавровых балок, к соответствующим результатам расчетов для плит в натуральной форме, без необходимости их моделирования и трудоемких вычислений.

Мы полагаем, что эти коэффициенты уточнят следующее: результаты прогибов, момент образования трещин и разрушающей нагрузки пустотных плит при представлении их в балочной форме.

При сопоставлении расчетов выявлено, что прогибы при разрушении, нагрузка при появлении трещин и нормальные напряжения в поперечном сечении бетона отличаются в зависимости от способа представления сечения плиты: в натуральной форме или в форме двутавра.

Методы и материалы

Мы рассматриваем 4 образца пустотных плит: плита без усиления; плита, усиленная набетонкой (50 мм); плита, усиленная дополнительной арматурой (2 стержня арматуры, $d=10$ мм); плита, усиленная комбинированным способом (набетонка 50 мм и 2 стержня арматуры, $d=10$ мм). Расчетная схема представлена ниже (рис. 1).

Рис. 1. Расчетная схема плиты. Здесь и далее рисунки выполнены автором.

На рис. 2 представлены геометрические размеры поперечных сечений нескольких образцов плит.

Рис. 2. Поперечные сечения исследуемых плит:
а – без усиления в натуральной форме, б – без усиления в форме двутавра,
в – усиленная комбинированным способом в натуральной форме,
г – усиленная комбинированным способом в форме двутавра.

Технологический процесс усиления описан в соответствующем нормативном документе [5]: отсеки с внедренной дополнительной арматурой замоноличиваются (заливаются) бетоном на класс выше, чем бетон плиты.

В современных программных комплексах для расчета строительных конструкций применяется метод конечных элементов [3, 4]. Численные эксперименты выполнены нами в ПК ANSYS Workbench 19.4.

Дискретные модели пустотных плит в натуральной форме и в форме двутавра представлены на рис. 3. Каждую плиту, в рамках численного эксперимента, нагружали последовательно: от нулевой нагрузки с шагом $\Delta F = 1$ кН до разрушения. Разрушение происходило от действия изгибающего момента в середине пролета плиты, при образовании пластического шарнира и достижения арматурой растянутой зоны предела текучести. На каждом шаге фиксировались нормальные напряжения в бетоне и осевые напряжения в арматуре, а также прогибы.

Для моделирования бетона применялся конечный элемент SOLID 65, реализующий критерий прочности Willam–Warnke [10], применяемый для структурно-неоднородных и хрупких материалов. Разрушение материала бетона и ослабление жесткости конечных элементов происходило согласно названному выше критерию прочности.

Для арматуры использовалась модель с билинейным кинематическим упрочнением. При этом бетон работает в сжатой зоне, а сталь в растянутой зоне принимает нагрузку до тех пор, пока не достигнет предела текучести при растяжении согласно стандартно примененной теории упругости и пластичности [2, 7].

Рис. 3. Дискретные модели сечений образцов плит:

а – двутавр без усиления (образец 1.1); **б** – натуральная форма без усиления (образец 1.2);
в – двутавр с усилением набетонкой (образец 2.1); **г** – натуральная форма с усилением набетонкой (образец 2.2); **д** – двутавр, усиленный дополнительным армированием (образец 3.1); **е** – натуральная форма с усилением дополнительным армированием (образец 3.2);
ж – двутавр с усилением комбинированным способом (образец 4.1); **з** – натуральная форма с усилением комбинированным способом (образец 4.2).

Порядок расчетов

Для исследования принята пустотная плита (по типу ПБ 41-9-8) со следующими характеристиками: размеры плиты: длина $L = 4000$ мм, ширина $b = 800$ мм; высота сечения $h = 200$ мм; бетон тяжелый, подвергнутый тепловой обработке, класса В25 ($R_{bt1} = 1,05 \times 10^6$ Па, $R_{b1} = 14,5 \times 10^6$ Па, $E_{b1} = 3 \cdot 10^{10}$ Па); рабочая продольная арматура А400 ($R_s = 365 \times 10^6$ Па, $E_s = 2 \cdot 10^{11}$ Па) 3 стержня, $d = 10$ мм ($R_s = 365 \times 10^6$ Па). Защитный слой бетона – 25 мм. Геометрические характеристики представлены на рис. 2,а.

Данные об усилении

1 вариант: усиление набетонкой, с толщиной наращиваемого сечения 50 мм в верхней части плиты. Характеристики наращиваемого сечения: бетон класса В30 ($R_{bt2} = 1,15 \times 10^6$ Па, $R_{b2} = 17 \times 10^6$ Па, $E_{b2} = 33 \cdot 10^{10}$ Па).

2 вариант: усиления дополнительным армированием в растянутой зоне: рабочая продольная арматура, 2 стержня, $d = 10$ мм, класса А400 ($R_s = 365 \times 10^6$ Па, $E_s = 2 \cdot 10^{11}$ Па). Арматура помещалась в пустотелые отсеки плиты, которые заполнялись бетоном В30 ($R_{bt2} = 1,15 \times 10^6$ Па, $R_{b2} = 17 \times 10^6$ Па, $E_{b2} = 33 \cdot 10^{10}$ Па).

3 вариант: усиление комбинированным способом: 50 мм наращивания бетона класса В30 ($R_{bt2}=1,15 \times 10^6$ Па, $R_{b2}=17 \times 10^6$ Па, $E_{b2}=33 \cdot 10^{10}$ Па). Дополнительная арматура А400 в растянутой зоне: 2 стержня, $d=10$ мм ($R_s=365 \times 10^6$ Па, $E_s=2 \cdot 10^{11}$ Па). Бетон для заполнения пустот класса В30 ($R_{bt2}=1,15 \times 10^6$ Па, $R_{b2}=17 \times 10^6$ Па, $E_{b2}=33 \cdot 10^{10}$ Па).

Следует отметить, что во всех случаях адгезия арматуры и бетона, бетона класса В25 и бетона класса В30, принималась идеальной. На рис. 4 сопоставляются результаты расчетов нагрузка–прогиб, при сопоставлении образцов в натуральной форме и в форме двутавровых балок с соответствующими методами усиления. Нагрузка q на каждом шаге получалась путем деления силы F на площадь поперечного сечения плиты. W – величины максимальных прогибов.

Рис. 4. Графики зависимости прогибов от нагрузки для образцов в двутавровой и натуральной форме:
а – без усиления, б – усиление набетонкой; с – усиление дополнительным армированием; д – усиление комбинированным способом.

Результаты и обсуждение

На рис. 5 представлены нормальные напряжения в поперечных сечениях образцов 1.1 и 1.2. в центральном сечении плиты.

Очевидно, что в обоих образцах происходит смещение нейтральной оси и образование пластического шарнира. Зоны в нижней части сечения имеют нулевые напряжения, потому что конечные элементы бетона там вышли из строя в связи с постепенным разрушением сечения. При этом смещение нейтральной оси при одной и той же нагрузке сильнее заметно в образце 1.1, так как трещины в нем появились раньше. Результаты расчетов приведены в табл. 1.

**Рис. 5. Напряжения в сечениях пустотных плит при нагрузке $3,75 \text{ кН/м}^2$:
а – образец 1.1; б – образец 1.2.**

Таблица 1

Результаты расчетов пустотных плит

Плита	Образец	Нагрузка появления трещин, кН/м^2	Максимальный прогиб, мм	Несущая способность, кН/м^2
В натуральной форме	1.2	3,613	17,692	6,875
	2.2	5,012	13,581	9,375
	3.2	4,213	18,990	11,250
	4.2	6,096	13,874	15,000
В форме двутавра	1.1	3,438	18,496	6,875
	2.1	4,688	13,793	9,375
	3.1	4,063	19,064	11,250
	4.1	5,938	14,021	15,000

В табл. 2 представлены отклонения результатов расчетов для нагрузки появления трещин, максимальных прогибов и несущей способности. За эталон приняты плиты с натуральной формой сечения.

Таблица 2

Отклонение результатов расчетов

Отклонение плит в форме двутавра от плит в натуральной форме	Образцы плит	Нагрузка появления трещин, %	Максимальный прогиб, %
	Без усиления	4,83	-4,53
	Усиление набетонкой	6,45	-1,55
	Усиление дополнительным армированием	3,56	-0,38
	Усиление комбинированным способом	2,58	-1,04

Согласно табл. 2 отклонение момента трещинообразования для различных видов усиления составило в среднем около 4,37%. Отклонение максимальных прогибов – приблизительно 1,89 %.

Заключение и дальнейшее направление исследования

Итак, мы определили, что момент образования трещин в образцах с натуральной формой поперечного сечения наступает позже, чем у плит в форме двутавровых балок. При балочных расчетах пустотных плит по второй группе предельных состояний нагрузку трещинообразования следует увеличивать приблизительно на 4,5% в общем случае или на конкретный процент – в зависимости от метода усиления. При этом момент трещинообразования при сопоставлении плит без усиления отличался почти на 5%. Следует также учитывать, что при заполнении пустот бетоном для образцов 3 и 4 отклонения между расчетами уменьшаются.

Максимальные прогибы для плит в форме двутавра незначительно преобладают над прогибами плит в натуральной форме. Среднее отклонение прогибов для всех видов усиления составило около -1,89%. Это небольшое отклонение, которое, однако, стоит учитывать при балочных расчетах, уменьшая на данную величину соответствующий прогиб, полученный при расчетах двутавровых балок.

Очевидно, что форма поперечных сечений влияет на результаты расчетов по второй группе предельных состояний. В связи с этим возникает необходимость разработать коэффициенты, учитывающие влияние отклонений от натуральной формы плит, при представлении пустотных плит в форме двутавровых балок.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Васильев А.С., Назарова В.П. Численное исследование напряженного состояния усиленных пустотных плит при появлении трещин // Вестник Евразийской науки. 2019. Т. 11, № 2. С. 60. URL: <https://esj.today/06SAVN219.html> (дата обращения: 15.09.2019).
2. Земляк В.Л., Козин В.М., Васильев А.С., Ипатов К.И. Экспериментальное и численное исследование влияния армирования на несущую способность ледовых переправ // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2019. № 1. С. 14–19.
3. Клованич С.Ф., Безушко Д.И. Метод конечных элементов в расчетах пространственных железобетонных конструкций. Одесса: Изд-во ОНМУ, 2009. 89 с.
4. Клованич С.Ф., Мироненко И.Н. Метод конечных элементов в механике железобетона. Одесса: Изд-во ОНМУ, 2007. 111 с.
5. Рекомендации по усилению и ремонту строительных конструкций инженерных сооружений. Введ. 01.01.1997; актуал. 01.02.2017. ЦНИИ промзданий, № 1997.
6. Al-Azzawi Adel A., Al-Aziz M. Abdul. Behavior of reinforced lightweight aggregate concrete hollow-core slabs. Computers and concrete, an international journal. 2018;21(2):117–126. DOI: 10.12989/cac.2018.21.2.117.
7. Burgess I. Yield-line plasticity and tensile membrane action in lightly-reinforced rectangular concrete slabs. Engineering structures. 2017;138:195–214.
8. Javed M.F., Sulong N.H.R., Memon S.A., Rehman S.K.U, Khan N.B. FE modelling of the flexural behaviour of square and rectangular steel tubes filled with normal and high strength concrete. Thin-walled structures. 2017;119:470–481.
9. Kozin V.M., Rogozhnikova E.G., Zemlyak V.L. Increasing the efficiency of the resonance method for breaking an ice cover with simultaneous movement of two air cushion vehicles. J. of Applied Mechanics and Technical Physics. 2017;58(2):349–353.
10. Willam K.J., Warnke K.J. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. Seminar of concrete structures subjected to triaxial stresses. Bergamo, Italy. 1974;19:3–11.

DOI: <http://www.dx.doi.org/10.24866/2227-6858/2020-1-16>

Vasilyev A.

ALEXEY VASILYEV, Candidate of Engineering Sciences, Associate Professor,
Department of Technical Disciplines, ORCID 0000-0001-7783-0000, e-mail: vasil-grunt@mail.ru
Sholom-Aleichem Priamursky State University
70a, Shirokaya St., Birobidzhan, Russia, 679015

Hollow plates: calculations as to the second group of limit states

Abstract: During reconstruction and modernization of industrial buildings, due to increased operational loads in the premises, it may be necessary to strengthen the load-bearing elements of the building, hollow core slabs in particular. In order to simplify the calculations, hollow slabs are assumed as core elements of T-section or I-section. In this case, the width of the beam ribs is reduced with due consideration for the voids inside the plate. In this work, the deformative and bearing capacity of hollow core slabs reinforced was studied in several ways. The calculations were performed with allowance for the physical nonlinearity of the samples and with a gradual increase of load till complete loss of bearing capacity. At the same time, in the stretched zone of the plate, the cross-section gradually degraded till formation of a plastic hinge and achievement of the yield strength of reinforcement bars. For modeling and calculations, the ANSYS software package was used. The results were recorded at all stages of stress-strain state. Plates were presented both in the form of I-beams, and with a natural cross-sectional shape. At the same time, several types of plate reinforcement were considered: padding, additional reinforcing, combined method (additional reinforcing together with a padding). It was shown that, for various types of reinforcement, the cracking moment for plates in kind occurs later. It is noted that the particular shape of cross section (I-beam or natural) affects the results of appearance of the first cracks, as well as the magnitude of the maximum deflections, at different stages of stress-strain state and different loading stages. Percent deviations of rigidity of I-beam sections from sections of natural shape for various types of reinforcement were obtained. The original results can be used to update the respective parts of engineering structure design theories, and for substantiation of calculations at reconstruction of buildings and structures.

Keywords: hollow core slabs, cross-sectional shape, cracking, stress-strain state, deflection.

REFERENCES

1. Vasilyev A.S., Nazarova V.P. Numerical study of the stressed state of reinforced hollow concrete slabs with the appearance of cracks. *Bulletin of Eurasian Science*. 2019;11(2):60. URL: <https://esj.today/06SAVN219.html> – 15.09.2019.
2. Zemlyak V.L., Kozin V.M., Vasilyev A.S., Ipatov K.I. Experimental and numerical investigations of the influence of reinforcement on the load-carrying capacity of ice crossings. 2019(1):14–19.
3. Klovanych S.F., Bezushko D.I. Using Finite element method in calculations for spatial reinforced concrete constructions. Odessa, Publishing House of Odessa National Maritime Univ., 2009, 89 p.
4. Klovanych S.F., Mironenko I.N. Using Finite element method in mechanics of reinforced concrete. Odessa, 2007, 111 p.
5. Recommendations for strengthening and repairing building structures of engineering structures. Enter 01/01/1997. Actual. 02/01/2017. Central Research Institute of Industrial Buildings. N 1997.

6. Al-Azzawi Adel A., Al-Aziz M. Abdul. Behavior of reinforced lightweight aggregate concrete hollow-core slabs. *Computers and concrete, an international journal*. 2018;21(2):117–126. DOI: 10.12989/cac.2018.21.2.117.
7. Burgess I. Yield-line plasticity and tensile membrane action in lightly-reinforced rectangular concrete slabs. *Engineering structures*. 2017;138:195–214.
8. Javed M.F., Sulong N.H.R., Memon S.A., Rehman S.K.U, Khan N.B. FE modelling of the flexural behaviour of square and rectangular steel tubes filled with normal and high strength concrete. *Thin-walled structures*. 2017;119:470–481.
9. Kozin V.M., Rogozhnikova E.G., Zemlyak V.L. Increasing the efficiency of the resonance method for breaking an ice cover with simultaneous movement of two air cushion vehicles. *J. of Applied Mechanics and Technical Physics*. 2017;58(2):349–353.
10. Willam K.J., Warnke K.J. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. *Seminar of concrete structures subjected to triaxial stresses*. Bergamo, Italy. 1974;19:3–11.