УДК 624.04

А.Г. Тамразян, И.К. Манаенков

УЧЕТ СВОЙСТВ ОГРАНИЧЕННОГО БЕТОНА ПРИ РАСЧЕТЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ

Рассмотрены особенности работы бетона при неравномерном приложении нагрузки и представлена диаграмма деформирования ограниченного и неограниченного бетонов. Показано влияние формы приложения нагрузки на работу плит при продавливании. Рассмотрено распределение усилий в железобетонном монолитном перекрытии при различных вариантах приложения временной длительной составляющей нагрузки и показано повышение несущей способности бетона при местном приложении нагрузки.

Ключевые слова: ограниченный бетон, местная нагрузка, деформирование, продавливание, несущая способность, плита перекрытия.

В настоящее время существует множество различных предложений по описанию диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$: в виде степенной функции, показательной функции и других более сложных зависимостей. В этом направлении проводятся исследования [1], но пока не выработан единый метод расчета зданий и сооружений с учетом нелинейной работы материалов.

Многочисленными исследованиями, проведенными в разных странах мира, установлено, что максимальные напряжения в бетоне при центральном сжатии несколько ниже аналогичных напряжений в бетоне при неравномерном сжатии, и разница тем выше, чем выше неравномерность напряжений по сечению [2]. Это явление обусловлено сдерживающим влиянием менее нагруженного бетона на более нагруженный. В качестве приведенных напряжений в различных нормативных документах используется призматическая или цилиндрическая прочность бетона на сжатие.

Модуль деформации бетона зависит не только от уровня загрузки и его длительности, но и от напряженно-деформированного состояния (НДС) бетонного (железобетонного) элемента. Прочность и относительная деформация ограниченного бетона выше, чем у неограниченного, при этом модуль деформации будет меньше расчетного, даже с учетом понижающих коэффициентов (рис. 1).

A.G. Tamrazyan, I.K. Manaenkov

CALCULATION OF THE LOAD BEARING CAPACITY OF FLOOR SLABS CONSIDERING THE PROPERTIES OF CONFINED CONCRETE

This article shows the distinctive features of concrete working in the conditions of uneven loading and presents the diagrams of confined concrete deformations. The influence of the loading shape on the floor working in pressing-through is shown. The force distribution of different variants of temporary and long-term component of the load in ferroconcrete floor slab is considered and the increase of load bearing capacity in the condition of local loading is noticed. It is concluded that under the local loading spot there is a local increase of concrete strength and the economy of materials is possible considering the reserves of load-bearing capacity of confined concrete.

Key words: confined concrete, local loading, deformation, punching, load bearing capacity, floor slabs.

Now there are a lot of various offers on the chart description $\sigma_b - \varepsilon_b$: in the form of a power function, an exponential function and other more complex dependences. Researches [1] are conducted in this direction, but no universal method of calculating buildings and constructions has been developed considering nonlinear behavior of materials.

Many researchers conducted in different countries show that the maximum concrete contraction stress is slightly lower than in case of non-uniform compression, and the higher is non-uniform compression across the section, the higher is irregularity of stresses at cross-section [2]. This phenomenon is caused by restraining effect of less loaded concrete on more loaded. As the reduced stress in various normative documents you can use prismatic or cylinder compressive strength.

Concrete deformation module depends not only on a loading level and its duration, but also on stress strain state (SSS) of concrete (ferroconcrete) element. Fig. 1 demonstrates that durability and relative deformation of confined concrete is higher, than durability of unconfined concrete, thus the deformation module will be less than aerial module, even considering the lowering coefficients.

Рис. 1. Диаграммы деформирования ограниченного и неограниченного бетонов

Fig. 1. Diagrams of deformation of confined and unconfined concrete

Строительная практика нередко сталкивается со случаями передачи на железобетонную плиту большой нагрузки, сосредоточенной на участке. В качестве примера можно привести нагрузку от колонн многоэтажного здания, передаваемую на междуэтажную плиту перекрытия, либо на свайный ростверк. Такой случай передачи загрузок распространен в каркасных зданиях, где используются плоские безбалочные безкапитальные плиты перекрытия.

В действующих в нашей стране нормах рассматривается только случай передачи концентрированной нагрузки через сечение колонн прямоугольной либо квадратной формы. Однако при современных тенденциях в архитектуре и дизайне не исключено применение колонн более сложных геометрических форм в плане, учет которых никак не отображен в нормативных документах.

В лаборатории железобетонных конструкций Одесской архитектурно-строительной академии были проведены экспериментальные исследования по изучению влияния геометрии штампа передачи нагрузки на характер разрушения и трещинообразования железобетонных плит при продавливании [3]. Форма и размеры штампов приведены на рис. 2. Также исследовалась форма пирамиды продавливания и углы наклона ее граней.

In construction work there are many cases of transferring a big load on a ferroconcrete plate concentrated on the site. It is possible to give an example of column loading of a multistoried building, transferred to an interfloor slab panel, or a pilework. This type of transferring loadings is widespread in frame buildings where flat mushroom constructions are used.

The norms of our country consider only the cases of transferring concentrated loading by rectangular or square column cross sections. However modern tendencies in architecture and design don't exclude the use of columns of more complex geometrical forms in the plan, which are not considered in normative documents.

In ferroconcrete structures laboratory of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture the experimental researches on studying the influence of stamp geometry of transferring load on the nature of ferroconcrete plates destruction and formation of cracks were carried out [3]. The form and the sizes of stamps are given in fig. 2. Punching pyramid and its slope angles was also investigated.

Рис. 2. Геометрические размеры продавливающих штампов

Fig. 2. Dimensions of pressing stamps

Исследуемые образцы были квадратными со стороной 900 мм шарнирно оперты по всем сторонам. Загружение опытных образцов плит производилось ступенями до их разрушения. Величина ступени составляла 0,1 от ожидаемой разрушающей. Схемы развития трещин приведены на рис. 3 и 4. За разрушение принималось резкое перемещение продавливающего штампа относительно поверхности. На каждой ступени производилась выдержка в течение пяти минут. В начале и в конце выдержки производилась запись показаний прогибомеров.

На начальных этапах характер развития трещин был одинаков, но ближе к разрушению начинали проявляться отличия. Первые волосяные трещины на двух образцах были зафиксированы при нагрузках 0,2...0,3 от разрушающей. Они начинали проявляться на нижней грани плиты в пределах границ продавливающего штампа. Волосяные трещины располагались во взаимно перпендикулярном направлении в местах расположения арматурных стержней. С увеличением нагрузки трещины на нижней грани росли, повторяя конфигурацию арматурной сетки.

The studied samples were square simply supported with 900 mm sides. Loading of pilot models was made by steps until their destruction. The step size was 0.1 of the expected destroying. The schemes of cracks formation are given in fig. 3 and 4. Sharp movement of punching across the surface stamp was taken for destruction. There was a holding for five minutes at each step. At the beginning and in the end of holding the records of flexometer were made.

At the initial stages the nature of cracks formation was identical, but later differences appeared. The first hair cracks on two samples were recorded at the loadings 0,2...0,3 of destroying. They appeared on the bottom side of a plate within the borders of a punching stamp. Hair cracks were in mutually perpendicular direction in the places of reinforcing rods. With the increase of loading the cracks on the bottom side grew, repeating the configuration of a reinforcing grid.

Рис. 3. Схема развития трещин на нижней и боковых поверхностях плиты при действии нагрузки, приложенной в виде штампа таврового сечения: *a* — при нагрузке 0,4 от разрушающей; *b* — при нагрузке 0,6 от разрушающей; *c* — при нагрузке 0,8 от разрушающей; *d* — при нагрузке 0,95 от разрушающей

Fig. 3. The scheme of cracks development on bottom and lateral surfaces of a plate at the loading in the form of a T-beam stamp: *a* — at loading 0,4 of destroying; *b* — at loading 0,6 of destroying; *c* — at loading 0,8 of destroying; *d* — at loading 0,95 of destroying

Рис. 4. Схема развития трещин на нижней и боковых поверхностях плиты при действии нагрузки, приложенной в виде штампа углового сечения: *a* — при нагрузке 0,4 от разрушающей; *b* — при нагрузке 0,6 от разрушающей; *c* — при нагрузке 0,8 от разрушающей; *d* — при нагрузке 0,95 от разрушающей

Fig. 4. The scheme of cracks development on bottom and lateral surfaces of a plate at the loading enclosed in the form of an angle stamp: *a* — at loading 0,4 of destroying; *b* — at loading 0,6 of destroying; *c* — at loading 0,8 of destroying; *d* — at loading 0,95 of destroying

При нагрузке 0,3...0,4 от разрушающей начали появляться первые трещины на боковых гранях образцов. На разных гранях их длина варьировалась от 3 до 7 см.

На этапах нагружения, соответствующих 0,5...0,6 от разрушающей нагрузки, рост трещин на боковых гранях продолжался и началось образование новых. Начали образовываться радиальные трещины, идущие от границы штампа к опорам.

На следующем этапе при нагрузке 0,7...0,8 от разрушающей происходил дальнейший рост некоторых трещин и их постепенное раскрытие. Нижняя поверхность плит была полностью покрыта нормальными трещинами, повторяющими сетку продольной арматуры.

При дальнейшем нагружении, т.е. при нагрузке, составляющей 0,9...0,95 от разрушающей, начала образовываться нечетко выраженная замкнутая трещина с интенсивным раскрытием, т.е. образовывалось нижнее основание пирамиды продавливания. На боковых гранях трещины приостановили свой рост, но продолжали раскрываться. Также на этом этапе на боковых гранях на уровне продольной арматуры появились горизонтальные трещины. Перед разрушением эти трещины охватывали весь контур плиты. Одновременно образовывалась трещина на верхней поверхности плиты, стремящаяся повторить конфигурацию штампа.

После разрушения была отделена пирамида продавливания от тела плиты и измерены углы наклона боковых граней. Для штампа тавровой формы максимальный угол составил 31,26°, минимальный — 21,15°. Для штампа угловой формы максимальный угол составил 44,56°, минимальный — 36,26°.

At loading 0,3...0,4 of destroying the first cracks on lateral sides of samples started to appear. On various sides their length varied from 3 to 7 cm.

At loading steps of 0,5...0,6 of the ultimate load, the cracks on lateral sides were growing and the formation of new ones also started. The radial cracks going from the stamp border to the supports started to form.

At the next step of loading of 0,7...0,8 of destroying some cracks grew on and gradually opened. The bottom surface of plates was completely covered with natural cracks repeating a longitudinal reinforcement grid.

Further loading of 0,9...0,95 of destroying gave way to an indistinctly shown closed crack with intensive opening, i.e. the bottom basis of a punching pyramid was formed. Cracks on lateral sides stopped growing, but continued to open. Horizontal cracks also appeared at this stage on lateral sides at the level of longitudinal reinforcement. These cracks covered the whole edge of a plate before destruction. Simultaneously, on the top surface of the plate, there appeared a crack repeating a stamp configuration.

Punching pyramid was separated from a plate after the destruction and slope angles of lateral sides were measured. The maximum angle for a T-beam stamp was 31.26°, minimum — 21.15°. The maximum angle for an angle stamp was 44.56°, minimum — 36.26°.

В настоящее время актуален вопрос создания рациональных и экономически выгодных монолитных перекрытий [4]. Авторами проведен расчет железобетонного монолитного перекрытия каркасного здания толщиной $h = 160$ мм. Расчетная модель этажа (рис. 5) собиралась в расчетном комплексе «Лира 9.6». На перекрытие были приложены постоянная $g = 0,63 \text{ т/м}^2$ и временная $V = 0,195 \text{ т/м}^2$ расчетные нагрузки¹. Причем, во временной нагрузке была выделена длительная составляющая, распределенная между мебелью, расставленной с учетом возможных планировок. Длительная составляющая временной нагрузки прикладывалась только в области ножек мебели.

Рис. 5. Расчетная модель этажа

Creation of rational and economic monolithic lift slabs is topical issue now [4]. The authors carried out calculation of a ferroconcrete monolithic lift slab of a frame building of h thickness 160 mm. The calculation model of a floor (fig. 5) was made in the calculation complex "Lira 9.6". There were constant $g = 0,63 \text{ t/sq.m}$ and temporary $V = 0,195 \text{ t/sq.m}$ structural design loads on lift slabs¹. In temporary loading the long-term component distributed between furniture placed considering possible plannings, was singled out. The long component of temporary loading was put only in furniture legs.

Fig. 5 Calculation model of a floor

После рассмотрения нескольких вариантов приложения нагрузки были выделены наименее неблагоприятный вариант (мебель располагалась максимально близко к опорам — рис. 6) и наиболее неблагоприятный вариант (мебель располагалась максимально близко к серединам пролетов — рис. 7). Все остальные варианты загрузжений расположились между ними. Также был рассмотрен вариант распределения длительной нагрузки равномерно по площади перекрытия. Мозаика напряжений по M_x для планировок 1, 2 приведена соответственно на рис. 8, 9 и в таблице.

В расчетах принято: бетон В25, основное армирование Ø8A400 шаг 200 мм. Расчетные сопротивления бетона и арматуры, а также методика определения несущей способности приняты по СП 63.13330².

The least adverse variant (furniture is possibly close to the supports— fig. 6) and the worst adverse variant (furniture is possibly close to the midspans — fig. 7) were chosen after consideration of several loading variants. All the other loading variants were settled between them. The variant of long loading distribution on the surface of slab panel was also considered.

The mosaic of tensions on M_x for plannings 1, 2 is given respectively in fig. 8, 9 and in the table.

In calculations it is accepted: B25 concrete, main reinforcement 8A400 step of 200 mm. The calculated concrete and reinforcement resistance, and also methods of determination of bearing ability are accepted by the regulations SP 63.13330².

¹ СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07—85* (SP 20.13330.2011 Nagruzki i vozdeystviya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 2.01.07—85*)

² СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (SP 63.13330.2012. Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii. Osnovnye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003)

Рис. 6. Планировка 1 (нагрузка располагается максимально близко к опорам)

Fig. 6. Planning 1 (loading is possibly close to the supports)

Рис. 7. Планировка 2 (нагрузка располагается максимально близко к серединам пролетов)

Fig. 7. Planning 2 (furniture is possibly close to the midspans)

Рис. 8. Мозаика напряжений по M_x (планировка 1)

Fig. 8. Mosaic of tension on M_x (planning 1)

Рис. 9. Мозаика напряжений по M_x (планировка 2)

Fig. 9. Mosaic of tension on M_x (planning 2)

Максимальные пролетные $M^{\text{пролет}}$ и опорные $M^{\text{опор}}$ моменты, (т·м)/м
 Maximum spans M^{span} and supports M^{support} , (t·m)/m

Расчетное сочетание усилий	$\frac{M_x^{\text{опор}}}{M_y^{\text{опор}}} / \frac{M_x^{\text{span}}}{M_y^{\text{span}}}$	$\frac{M_x^{\text{пролет}}}{M_y^{\text{пролет}}} / \frac{M_x^{\text{support}}}{M_y^{\text{support}}}$	Calculated combination of stresses
Планировка 1	-3,14 -2,46	1,27 0,61	Planning 1
Планировка 2	-3,24	1,32 0,635	Planning 2
Равномерная нагрузка на все перекрытие	-3,21 -2,52	1,29 0,635	Uniform load on all slabs

Момент M , т·м, воспринимаемый таким армированием (на 1 м перекрытия), определяется так:

The M moment, t·m, of such reinforcement (per 1 m of slab), is defined as:

$$x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b1} R_b b} = \frac{3,55 \cdot 2,51}{0,9 \cdot 0,145 \cdot 100} = 0,6837 \text{ см}; \quad (1)$$

$$M = \gamma_{b1} R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 0,9 \cdot 0,145 \cdot 100 \cdot 0,6837 \left(13 - \frac{0,6837}{2} \right) = 1,129. \quad (2)$$

Рис. 10. Эпюра распределения моментов и несущей способности в сечении 1-1

Fig. 10. Diagram of distribution of the moments and load-bearing capacity in section 1-1

В пролете при 2-м варианте планировки в пролете в сечении 1-1 (рис. 10) возникает момент $M_x^{\text{пролет}} = 1,14$ т·м, который не перекрывается арматурой $\phi 8A400$ с шагом 200 мм. Но, так как там приложена местная нагрузка, расчетное сопротивление бетона сжатию станет равным $R_{b,loc}$, МПа.

In the 2nd variant of span planning in section 1-1 (fig. 10) there is a moment $M_x^{\text{support}} = 1,14$ t·m which isn't blocked by $\phi 8A400$ reinforcement with a step 200 мм. However, considering local load enclosed there, calculated concrete resistance pressure is equal to $R_{b,loc}$ MPa.

$$R_{b,loc} = R_b \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 14,5 \sqrt{\frac{1976}{600}} = 26,3. \quad (3)$$

Момент M , т·м, воспринимаемый арматурой $\varnothing 8A400$ с шагом 200 мм, при расчетном сопротивлении сжатию $R_{b,loc} = 26,3$ МПа:

$$x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b1} R_{b,loc} b} = \frac{3,55 \cdot 2,51}{0,9 \cdot 0,263 \cdot 100} = 0,3767 \text{ см} \quad (1)$$

$$M = \gamma_{b1} R_{b,loc} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 0,9 \cdot 0,263 \cdot 100 \cdot 0,3767 \left(13 - \frac{0,3767}{2} \right) = 1,143. \quad (5)$$

Таким образом, непосредственно под местом приложения нагрузки можно не уменьшать шаг арматурных стержней при учете повышения несущей способности.

Выводы:

при местном приложении нагрузки происходит локальное повышение прочности бетона;

возможна экономия материалов при учете резервов несущей способности ограниченного бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Elwy A.A., Murray D.W. A 3D hypoelastic concrete constitutive relationship // Journal of Engineering Division of the ASCE. 1979. 105(4). Pp. 623—641.
2. Mander J.B., Priestley M.J.N. and Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete // ASCE Journal of Structural Engineering. 1988. 114(8). Pp. 1804—1826.
3. Клованич С.Ф., Шеховцов В.И. Продавливание железобетонных плит. Натурный и численный эксперименты. Одесса : ОНМУ, 2011. С. 16—41.
4. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Рациональное распределение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия // Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 84—90.

Поступила в редакцию в феврале 2014 г.

Об авторах: **Тамразян Ашот Георгиевич**, доктор технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций, **Московский государственный строительный университет (ФГБОУ ВПО «МГСУ»)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, tamrazian@mail.ru;

Манаенков Иван Константинович, студент, **Московский государственный строительный университет (ФГБОУ ВПО «МГСУ»)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, manaenkov.i.k@gmail.ru

Для цитирования:

Тамразян А.Г., Манаенков И.К. Учет свойств ограниченного бетона при расчете несущей способности плит перекрытий [Электронный ресурс] // Строительство: наука и образование. 2014. № 1. Ст. 2. Режим доступа: <http://www.nso-journal.ru>.

For citation:

Tamrazyan A.G., Manaenkov I.K. Raschet vnetsentrennoszhatykh zhelezobetonnykh elementov na kratkovremennuyu dinamicheskuyu nagruzku [Calculation of the Load Bearing Capacity of Floor Slabs Considering the Properties of Confined Concrete]. Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie [Construction: Science and Education]. 2014. no. 1, paper 2. Available at: <http://www.nso-journal.ru>.

The M moment of $\varnothing 8A400$ reinforcement with a step of 200 mm, at calculated resistance pressure of $R_{b,loc} = 26,3$ MPas:

Thus, directly under the loading spot it is possible not to reduce a step of reinforcing rods considering the increase of load-bearing capacity.

Conclusions:

local loading leads to the increase of local concrete strength;

the economy of materials is possible considering the reserves of load-bearing capacity of confined concrete.

REFERENCES

1. Elwy A.A., Murray D.W. A 3D Hypoelastic Concrete Constitutive Relationship. Journal of Engineering Division of the ASCE. 1979, vol. 105, no. 4, pp 623—641.
2. Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. ASCE Journal of Structural Engineering. 1988, vol. 114, no. 8, pp. 1804—1826.
3. Klovaniich S.F., Shehovtsov V. I. *Prodavlivanie zhelezobetonnykh plit* [The Punching of Reinforced Concrete Floor Slabs]. Odessa, 2011, pp 16—41.
4. Tamrazyan A.G., Filimonova E.A. Ratsional'noe raspredelenie zhestkosti plit po vysote zdaniya s uchedom raboty perekrytiya na sdvig [Rational Distribution of Slab Stiffness along the Hight of Building with Account for Shear Deformation]. Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2013, no. 11, pp. 84—90.

About the authors: **Tamrazyan Ashot Georgievich**, Doctor of Technical Sciences, Professor, Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, **Moscow State University of Civil Engineering (MGU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; tamrazian@mail.ru;

Manaenkov Ivan Konstantinovich, student, **Moscow State University of Civil Engineering (MGU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow; manaenkov.i.k@gmail.ru