

К. Е. ЕРМУХАНОВ, канд. техн. наук (Джамбулский гидромелиоративно-строительный ин-т)

## Обобщенный анализ расчета прочности плит на продавливание по отечественным и зарубежным нормам

В плитах, опирающихся на колонны или другие точечные опоры, а также при действии концентрированной нагрузки на небольшие площадки, происходит разрушение от продавливания. При этом предельное состояние характеризуется образованием усеченной пирамиды (конуса), меньшее основание которого очерчено контуром грузовой площадки и образующие которого наклонены под углом, как правило,  $45^\circ$  (только в нормах ЕКБ-ФИП и Великобритании  $\alpha_0 = 30^\circ$ ).

Отечественные и зарубежные нормы при расчете железобетонных плит из тяжелого бетона на продавливание без поперечной арматуры исходят из общего условия

$$F \leq F_b, \quad (1)$$

где  $F$  — продавливающая сила;  $F_b$  — усилие, воспринимаемое бетоном плиты при продавливании:  $F_b = R_{bh} u h_0$ ;  $R_{bh}$  — условное сопротивление бетона сразу при продавливании;  $u$  — периметр условного критического сечения;  $h_0$  — рабочая высота плиты.

Известно, что по СНиП 2.03.01—84,

$$R_{bh} = \alpha R_{bt}, \quad (2)$$

где  $\alpha = 1$  для тяжелого бетона.

По нормам США,

$$R_{bh} = \alpha \alpha_{loc} \sqrt{R_{bc}}, \quad (3)$$

где  $\alpha = 0,14$ ;  $\alpha_{loc}$  — коэффициент, зависящий от соотношения большего размера грузовой площадки к меньшему:

$$\alpha_{loc} = 1 + \frac{2}{\frac{b_{loc}}{a_{loc}}};$$

$R_{bc}$  — цилиндрическая прочность бетона на сжатие.

По нормам ЕКБ-ФИП

$$R_{bh} = \alpha \alpha_h \alpha_\mu R_{bt}, \quad (4)$$

где  $\alpha = 0,6$ ;  $\alpha_h$  — коэффициент, зависящий от абсолютной высоты плиты (учитывающий масштабный фактор):  $\alpha_h = 1,6 - h_0 \geq 1$ ;  $\alpha_\mu$  — коэффициент, зависящий от количества продольной арматуры:  $\alpha_\mu = 1 + 50 \mu_s$ ;

$\mu_s = \sqrt{\mu_{sx} \mu_{sy}} \leq 0,008$ ;  $\mu_{sx}$ ,  $\mu_{sy}$  — коэффициенты продольного армирования, параллельные осям  $x$  и  $y$ .

По нормам Германии,

$$R_{bh} = \alpha \alpha_\mu \alpha_s R_{bt}, \quad (5)$$

где  $\alpha = 0,72$ ;  $\alpha_\mu = \sqrt{100 \mu_s}$ ,

$$25 \frac{R_{bc}}{R_{sn}} > \mu_s < 0,015; \quad \alpha_s \text{ — коэффици-}$$

ент, зависящий от класса принимаемой продольной арматуры: с учетом прочности арматуры по СНиП 2.03.01—84,  $\alpha_s = 1$  для арматуры классов А-I и А-II;  $\alpha_s = 1,3$  для А-III;  $\alpha_s = 1,4$  — для А-IV и более высоких классов.

По нормам Великобритании,

$$R_{bh} = \alpha \alpha_\mu \alpha_h R, \quad (6)$$

где  $\alpha = 0,8$ ;  $\alpha_\mu = \sqrt[3]{100 \mu_s}$ ;  $\alpha_h = \sqrt[4]{400/h_0}$ ;  $R = 0,79$  МПа.

По нормам Швеции,

$$R_{bh} = \alpha \alpha_\mu \alpha_h R_{bt}, \quad (7)$$

где  $\alpha = 0,6$ ;  $\mu_s \leq 0,01$ ;  $\alpha_h = 1,4$  при  $h_0 \leq 20$  см;  $\alpha_h = 1,6 - h_0 \geq 1$  при  $20 \text{ см} < h_0 \leq 50$  см.

По нормам Франции,

$$R_{bh} = \alpha R_{bc}, \quad (8)$$

где  $\alpha = 0,045$ .

По нормам Японии,

$$R_{bh} = \alpha \alpha_{loc} (1 + \alpha_h + \alpha_\mu) \sqrt[3]{R_{bc}}, \quad (9)$$

где  $\alpha = 0,72$ ;  $\alpha_{loc} = 2 (0,85 + 0,4 \frac{h_0}{d_m})$ ;  $d_m$  — диаметр окружности, равной по площади квадрату (прямоугольнику) со сторонами  $a_{loc} \times b_{loc}$ :

$$d_m = 1,13 \sqrt{a_{loc} \times b_{loc}}$$

$$\alpha_h = 1 - 0,15 h_0 \geq 0,6;$$

$$\alpha_\mu = \sqrt{100 \mu_s} - 1 \geq 0,73.$$

Критическое сечение принимают в пределах толщины плиты, расположенного таким образом, что его периметр минимален и отстоит от периметра грузовой площадки на расстоянии не менее половины рабочей высоты  $0,5 h_0$ . Исключения составляют нормы Великобритании и Германии. По источнику [1], это расстояние  $0,75 h_0$ , а по нормам [2], принят периметр условной

окружности вокруг грузовой площадки диаметром  $d_r = d_m + h_0$ .

Форму поверхности критического сечения принимают в виде поверхностей призмы (в нормах Германии — цилиндра) или другой фигуры, близкой к ней по очертаниям.

Таким образом, несмотря на общность в структуре зарубежных норм и принципах, используемых при расчете методом предельных состояний, в настоящее время имеются различия в механизме разрушения от продавливания и нет единого подхода к расчету прочности, хотя используются эмпирические зависимости, близкие по характеру. В целом они дают общие закономерности изменения несущей способности в зависимости от периметра критического сечения, расчетной высоты плиты, сопротивления бетона на растяжение (сжатие).

Во всех нормах расчет плит без поперечной арматуры осуществляют независимо от расчета плит с поперечной арматурой и по наклонному сечению. Нормы зарубежных стран с некоторой осторожностью подходят к оценке прочности при продавливании. Имеется дифференциальный учет толщины плиты (масштабного фактора)  $h$ , коэффициента продольного армирования  $\mu_s$ , отношения размеров грузовой площадки к рабочей высоте  $a_{loc}/h_0$ , соотношения размеров грузовой площадки  $b_{loc}/a_{loc}$ , класса продольной арматуры  $\mu_s$  (рис. 1). В нормах [3, 4] введен масштабный фактор, так как при увеличении рабочей высоты  $h_0$  предельная продавливающая сила уменьшается до некоторого предела ( $h_0 = 0,6$  м), после которого остается постоянной.

В некоторых нормах имеется учет формы и размеров грузовых площадок ( $b_{loc}/a_{loc}$ ). По нормам США, увеличение соотношения большего размера грузовой площадки к мень-

шему  $b_{loc}/a_{loc}$  снижает несущую способность. При определении условного диаметра контура критического сечения  $d_m$ , по нормам [2], в расчет в качестве большего размера сечения колонны  $h_k$  вводят значение, не превышающее полутора-ракратного меньшего размера площадки нагружения ( $h_k \leq 1,5b_k$ ).

В нормах [5] увеличение соотношения толщины плиты к диаметру грузовой площадки  $h_0/d_m$  повышает условную прочность на скальвание, что в свою очередь увеличивает прочность на продавливание.

Нормы [3, 4] распространяются на круглые грузовые площадки диаметром  $3,5h_0$  и прямоугольные с периметром сечения  $<11,2h_0$  при  $b_{loc}/a_{loc} \leq 2$ . При невыполнении этих условий критическое сечение разбивают на части, рассчитываемые на продавливание и срез по наклонному сечению (рис. 2). Суммарная несущая способность складывается из несущей способности этих частей. Расчетный механизм СНиП 2.03.01—84 прост и удобен для использования. Недостаток заключается в том, что не учтены зависимости, влияющие на несущую способность, как это предусматривается в нормах [1..6] — коэффициент продольного армирования  $\mu_s$ , масштабный фактор  $\alpha_h$ , соотношение размеров грузовой площадки  $b_{loc}/a_{loc}$  и др.

По методикам СНиПа и зарубежных стран рассчитали прочность на продавливание плиты из тяжелого бетона класса В15, толщиной  $h_0 = 20$  см, при  $\mu_s = 0,01$  и  $a_{loc} \times b_{loc} = 20 \times 20$  см. По результатам подсчета построена диаграмма соотношения  $F_b/F_{\text{СНиП}}$  (рис. 3). Из нее видно, что прочность при продавливании по СНиПу в основном близка к несущей способности по нормам большинства зарубежных стран.

При расчете плит на продавливание с поперечной арматурой отечественные и зарубежные нормы исходят из общего условия

$$F \leq F_b + F_{sw}, \quad (10)$$

где  $F_{sw}$  — усилие, воспринимаемое поперечной арматурой, пересекающей боковую поверхность пирамиды продавлиивания:

$$F_{sw} = \alpha_{sw} \Sigma R_{sw} A_{sw};$$

$\alpha_{sw}$  — коэффициент, учитывающий отклонение принятой расчетной схемы от фактического характера работы элементов, условий работы (неравномерность напряжения в арматуре и др.).

В СНиПе  $\alpha_{sw} = 0,64$ ,  $R_{sw} = R_{sn} \leq 355$  МПа; в нормах США  $\alpha_{sw} = 0,85$ ,  $R_{sw} = R_{sn} \leq 400$  МПа; в

нормах ЕКБ-ФИП  $\alpha_{sw} = 0,87$ ,  $R_{sw} = R_{sn} \leq 300$  МПа; в нормах Германии  $\alpha_{sw} = 0,57$ ,  $R_{sw} = R_{sn} \leq 420$  МПа; в нормах Великобритании  $\alpha_{sw} = 0,87$ ,  $R_{sw} = R_{sn} \leq 460$  МПа; в нормах Франции  $\alpha_{sw} = 0,8$  при толщине плиты  $h_0 \geq 0,3$  м;  $\alpha_{sw} = 0,24/h_0$  при  $0,15 \text{ м} < h_0 < 0,3$  м.

$F_b$  по СНиП 2.03.01—84 и нормам Великобритании подсчитывают по формуле [2]. По нормам США,  $F_b$  принимает как половину продавливающей силы по бетону. По нормам ЕКБ-ФИП и Германии  $F_b = 0,25F$ .  $F_b$  по нормам Франции, устанавливают из условия [2], но  $R_{bh} = \alpha \alpha_h R_{bi}$  ( $\alpha = 0,3$ ;  $\alpha_h = 1$  при  $h_0 \geq 0,3$  м и  $\alpha_h = 3/10h_0$  при  $0,15 < h_0 < 0,3$  м).

Максимальную продавливающую силу принимают: по СНиПу  $F \leq 2F_b$  (по последним исследованиям  $F \leq 3,5F_b$ ); по нормам США  $F \leq 1,5F_b$ ; по нормам ЕКБ-ФИП,  $F \leq 1,6F_b$ ; по нормам Германии,  $F \leq 1,3F_b$ .

Таким образом, во всех рассматриваемых нормах продавливающую нагрузку для плит с поперечной арматурой определяют как сумму несущей способности бетона  $F_b$  и поперечной арматуры  $F_{sw}$ . Количество вклад поперечной арматуры в несущую способность различен по разным методикам. По СНиПу и нормам США, вклад поперечной арматуры учитывают в том случае, если несущая способность поперечной арматуры больше половины значения несущей способности бетона. По нормам [2, 4], поперечная арматура должна воспринимать не менее 75% внешней нагрузки. Сопротивление поперечных стержней изменяется в широких пределах  $R_{sw} = (240 \dots 460)$  МПа.

Количественное сравнение различных методов расчета прочности с поперечной арматурой приведено на рис. 4, из которого видно, что методики различных норм с единой позицией учитывают повышение несущей способности с увеличением содержания поперечной арматуры  $\mu_{sw}$ . СНиП учитывает в широком диапазоне работу поперечных стержней и устанавливает более высокий уровень предела прочности. Отмечается малоэффективная работа хомутов по нормам зарубежных стран в узком диапазоне изменения нагрузки и поперечного армирования.

СНиП устанавливает более высокий уровень предельной продавливающей силы, чем нормы зарубежных стран.

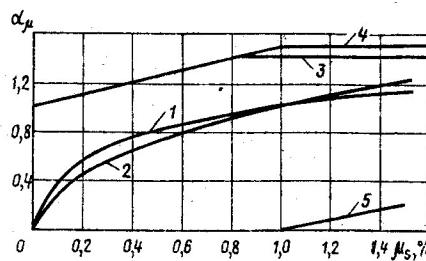


Рис. 1. Изменение  $\alpha_\mu$  в зависимости от  $\mu_s$   
1 — Великобритания; 2 — Германия; 3 — ЕКБ-ФИП; 4 — Швеция; 5 — Япония

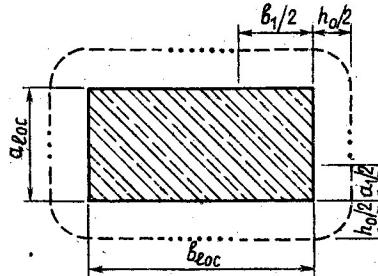


Рис. 2. Распределение критического сечения при вытянутых сечениях грузовой площадки  
— продавливание;  
— срез по наклонному сечению

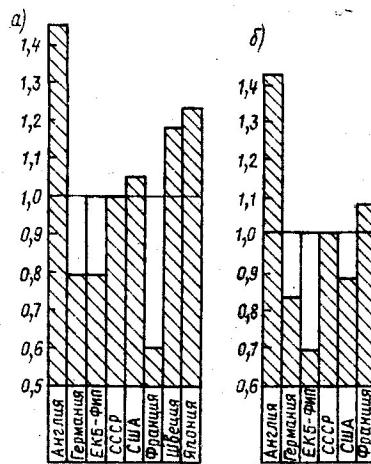


Рис. 3. Сопоставление несущей способности плит без поперечной арматуры (а) и с ней (б)

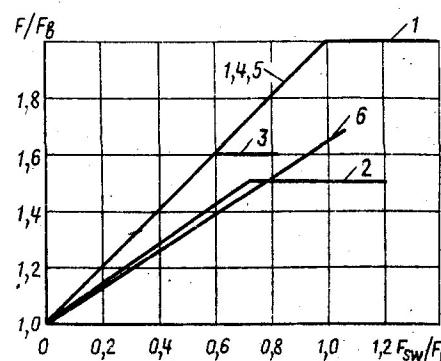


Рис. 4. Изменение относительной величины продавливающей нагрузки в плитах с поперечной арматурой по нормам различных стран  
1 — ЕКБ-ФИП; 2 — Германия; 3 — СССР; 4 — США; 5 — Великобритания; 6 — Франция

бежных стран. Так, по нашим нормам, этот уровень в 1,33 раза выше, чем в нормах США, в 1,25 раза больше, чем по нормам ЕКБ-ФИП, и в 1,54 раза больше, чем по нормам Германии. В целом СНиП 2.03.01—84 близок к методикам определения несущей способности норм зарубежных стран (см. рис. 3).

Анализ методов расчета на продавливание, принятых в зарубежных нормах, показал их преимущества. Они более гибко реагируют на основные факторы, влияющие на прочность плит без хомутов, более подробно рассматривают сложные формы продавливания (внекентровое и краевое), наиболее часто встречающиеся на практике.

По универсальности и широте охвата вопросов, необходимых для проектирования, наши нормы несколько уступают зарубежным. Область применения СНиПа более ограничена, хотя они учитывают особенности проектирования кон-

струкций из бетонов различного вида, в них более полно приведены правила расчета с поперечной арматурой и при стесненном продавливании.

Отсутствие единого подхода и методики расчета прочности линейных элементов по наклонному сечению на срез и плитных конструкций на продавливание, имеющие общую природу характера и форм разрушения, можно считать недостатком всех рассмотренных норм.

В дальнейшем целесообразно с учетом опыта проектирования зарубежных стран привести СНиП к единой универсальной методике расчета прочности линейных элементов по наклонному сечению и плит на продавливание, увеличив широту охвата вопросов необходимых для практического проектирования (сложные формы продавливания), полнее учитывая факторы, влияющие на несущую способность (напряжение, класс продольной арматуры, размеры грузовой пло-

щадки и др.), более детально уточнив конструктивные требования к минимальным размерам плит, поперечному армированию и защитному слою бетона.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Британский стандарт. Конструктивное использование железобетона. Нормы по расчету и конструированию (BS810—Ч. 1, 1985). — Пер. с англ.— М.: НИИЖБ, 1987.— 364 с.
- Beton und Stahlbeton. Bemessung und Ausführung. DIN 1045. Normenausschuss Bauwesen (NAbau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. BEUTH VERLAG GMBH, Berlin-Köln, 1978.— № 12.
- Regulations for concrete structures BBK 79. V 1. Design. Swedish Building Code. The National Swedish Board of Physical Planning and Building.
- Code — Modèle CEB — FIP. Pour les structures en béton. 3<sup>e</sup> édition 1978, des Recommandations Internationales.— Paris.— 348 p.
- Рекомендации по расчету железобетонных конструкций по предельному состоянию (ISCE)— Пер. с япон. (Токио, 1984).— М.: НИИЖБ, 1987.— 37 с.
- Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318—83. Vol. 8. Revised 1986). American Concrete Institute.— Detroit, Michigan. 1986.

УДК 624.072.2

Ф. Е. КЛИМЕНКО, д-р техн. наук, В. Г. КВАША, И. В. МЕЛЬНИК,  
кандидаты техн. наук (Львовский политехнический ин-т)

## Сопротивление преднапряженных балок многократно повторяющейся нагрузке нестационарных режимов

Большинство железобетонных изгибаемых элементов работает при нестационарных режимах повторяющихся нагрузок. Это требует проведения специальных исследований их прочности, деформативности и трещиностойкости. Эксперименты проводили на образцах размером 10×22×19 см с расчетным пролетом 180 см. Опытные балки имели одинаковое армирование

(2Ø14 A-IV,  $\mu = 1,6\%$ ) и проектную прочность бетона 50 МПа и отличались между собой преднапряжением арматуры  $\sigma_{sp} = 0...590$  МПа (табл. 1). В зоне чистого изгиба поперечную и верхнюю продольную арматуру не устанавливали, так как она влияет на работу как сжатого, так и растянутого бетона и усложняет анализ его напряженно-деформированного со-

стояния. Для предотвращения возникновения верхних трещин в период изготовления и хранения опытных образцов использовали временную напрягаемую затяжку, вынесенную за пределы сечения балки.

Опытные образцы изготавливали на специальном силовом стенде и выдерживали 6...11 мес. Испытания проводили на универсальном гидравлическом прессе МУП-50 с переоборудованной опорной трапервой, приложенной в третях пролетах нагрузкой при частоте 610 циклов/мин и  $\alpha_m = 0,33$ . Деформации арматуры и бетона замеряли с помощью тензорезисторов и контролировали индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм. Для фиксации прогибов в процессе пульсирующих загружений служил электромеханический прибор с точностью измерения 0,01 мм.

Для изучения влияния нестационарных режимов нагружения об-

Таблица 1

Марка образца	R, МПа	N·10 <sup>3</sup> , МПа	$\sigma_{sp}/R_{sn}$	$\sigma_{sp}$ , МПа	$\sigma_{sp,2}$ , МПа	$\xi_R$
БД-1а	51,0/56,0	36,2/37,0	0,0	—	—	0,459
БД-1б	51,0/56,5	36,2/37,0	0,0	—	—	0,443
БД-2а	50,5/54,0	38,5/40,0	0,4	236	166	0,519
БД-2б	50,5/51,6	33,5/39,0	0,4	236	190	0,528
БД-3а	50,0/51,4	34,6/36,0	0,6	353	258	0,553
БД-3б	50,0/52,3	34,6/36,0	0,6	353	247	0,546
БД-4а	50,0/51,4	34,6/36,0	0,9	500	380	0,609
БД-4б	50,0/52,3	34,6/36,0	0,9	500	338	0,583
БД-5а	52,7/53,6	39,0/39,5	1,0	590	515	0,668
БД-5б	52,7/54,0	39,0/40,0	1,0	590	475	0,664

Примечание. Перед чертой — при обжатии, после черты — к моменту испытаний.