

По формуле квадратной параболы и значению $y = \Delta_r / \operatorname{tg} \beta$, который принимается за ординату параболы в третях пролета, определяется максимальный прогиб балки:

$$f_{\delta} = 1,125 y = \frac{0,1875 N_1}{E_1 F_1 n_{cp} \operatorname{tg} \beta}, \quad (2)$$

где угол $\beta = \frac{\cos \alpha}{2 + \cos \alpha} \alpha$.

Площадь сечения затяжки вычисляется по следующим формулам:

для балки с одной стойкой

$$F_1 = \frac{N_1}{E_1 f_{\delta} \sin 2\alpha \cos \alpha}; \quad (3)$$

для балки с двумя стойками

$$F_1 = \frac{0,1875 N_1}{E_1 f_{\delta} \operatorname{tg} \beta}, \quad (4)$$

где f_{δ} — прогиб балки, определяемый по табл. 2.

Предложенный метод расчета шпренгельных балок обладает преимуществом по сравнению с известными [1, 2]. Например, усилия в затяжке, полученные по [1], на 0,03—0,3 % больше, а по [2] — на 0,8—1,5 % меньше.

ЛИТЕРАТУРА

1. Онуфриев Н.М. Простые способы усиления железобетонных конструкций промышленных зданий. — М.: Госстройиздат, 1958. — 231 с. 2. Беленя Е.И., Генеев А.Н., Балдин В.А. и др. Металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1976. — 600 с.

УДК 624.075.23

В.Д.ГРИНЕВ, канд.техн.наук
(Новополоцкий политехн. ин-т)

К ОЦЕНКЕ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ СЖАТЫХ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Расчет прочности бетонных элементов при однозначной эпюре напряжений в бетоне был изложен ранее [1, 2]. Настоящая работа ставит целью получить расчетные формулы для проверки прочности и трещиностойкости при $e > r_{\text{яд}}^{\text{пл}}$. При этом возможны следующие предельные состояния в зависимости от эксцентриситета (рис. 1). Как видно, можно выделить две характерные группы предельных состояний: разрушение без трещин и разрушение с трещинами.

Гипотезы, принятые в основу расчета прочности, следующие:

1) зависимость $\sigma - \epsilon$ для сжатого и растянутого бетона принимается гиперболической;

2) используется гипотеза о пропорциональности деформаций по высоте сечения;

3) максимальные напряжения при разрушении бетона принимаются равными R_{np} и R_p ;

4) взаимосвязь между R_{np} и R_p находится по формуле Фере $\bar{R}_p = 0,5 \sqrt{\bar{R}^2}$, либо приближенно, как $\bar{R}_p \approx 0,1\bar{R}_{np}$ для марок бетона 100—500 [3];

5) в стадии разрушения отношение высот сжатой и растянутой зон бетона без учета глубины трещины постоянно;

6) с целью упрощения расчета растягивающим усилием при $e < e_2$ пренебрегаем;

7) упругая линия стойки изменяется по синусоиде.

Составим условия равновесия для первого характерного предельного состояния, спроектировав усилия на вертикальную ось и суммируя моменты относительно нейтральной оси:

$$N = b w_{\min} [x(R_{np} + R_p) - R_p h]; \quad (1)$$

$$N(e + x - \frac{h}{2}) = \frac{b(a - 2w_{\min})}{2(a-1)} [R_{np} x^2 + R_p (h - x)^2]. \quad (2)$$

Здесь и ниже некоторые условные обозначения приведены в [1,2].

Учитывая пропорциональность деформаций по высоте сечения, можно получить дополнительное уравнение:

$$\bar{R}_{np} = \bar{R}_p x_2 / (h - x_2).$$

Выразив \bar{R}_p через \bar{R}_{np} , получим значение $x_2 \approx 0,91h$. Исходя из первого предельного состояния, выразим кривизну:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_{б,np}^{np} + \epsilon_{б,p}^{np}}{h} = \frac{\epsilon_{б}^{np}}{x_2}. \quad (3)$$

Приняв средние значения $\epsilon_{б}^{np} = 2 \cdot 10^{-3}$ и $\epsilon_{б,p}^{np} = 0,15 \cdot 10^{-3}$, найдем $x_2 \approx 0,93h$. Несмотря на возможные отклонения напряжений и соответствующих предельных деформаций, можно принять среднее значение высоты сжатой зоны $x_2 \approx 0,92h$.

Тогда из уравнения (1) и (2) $N = 0,91 w_{\min} R_{np} b h$; (5)

$$e_2 \eta_2 = \frac{(a - 2w_{\min})0,92h}{2w_{\min}(a-1)} - 0,42h. \quad (6)$$

Для рассматриваемого предельного состояния характерно одновременное достижение пределов прочности растянутого и сжатого бетона. Очевидно, выражения (2), (5) и (6) взаимосвязаны. При дальнейшем увеличении эксцентриситета $e_1 \eta_1 > e_2 \eta_2$ образуются трещины, бетон на сжатие и растяжение будет работать неполным сечением.

Для второй характерной группы предельных состояний могут быть составлены также два условия равновесия: с учетом уменьшенного поперечного сечения и зависимости (4). Решая совместно эти равенства, можно получить линейную зависимость высоты сжатой зоны от общего эксцентриситета внешней нагрузки:

$$e\eta = x \left(\frac{a - 2w_{\min}}{1,98(a - 1)w_{\min}} - 1 \right) + 0,5h. \quad (7)$$

Высота (глубина) трещины может быть найдена из выражения

$$z = h - 1,09x \approx h - 1,1x.$$

Кривизна определяется как $1/\rho = \mathcal{E}_{\text{пр}}/x$.

Максимальное значение эксцентриситета ограничивается условиями [4]

$$\eta_y e_y \leq 0,45h; \quad \Delta \leq 0,494x.$$

Наибольший прогиб сжатого бетонного образца выражается формулой $f = l^2 / (\rho \pi^2)$, тогда для первых характерных групп предельного состояния, учитывая (3),

$$f = \frac{l^2 R_{\text{пр}}}{\pi^2 E_{\text{пр}} x_2} = \frac{a l^2 R_{\text{пр}}}{0,92h \pi^2 E_0}.$$

Для второй группы предельных состояний $f = a l^2 R_{\text{пр}} / (\pi^2 E_0 x)$. Задаваясь определенными соотношениями x/h , находим из выражения (7) значения $e\eta$ и f или, учитывая, что $e\eta = e + f$, можем определить первоначальный эксцентриситет.

Т а б л и ц а 1.

Сравнение несущей способности бетонной шарнирно опертой стойки, загружаемой с разными эксцентриситетами, по предлагаемой методике и в соответствии со СНиП II-21-75

Начальный эксцентриситет e , см	По предложенной методике			По СНиП II-21-75
	f , см	$\frac{e + f}{h}$	n	n
0,10	—	—	0,98	0,885
1,00	1,00	0,05	0,78	0,885
1,33	1,09	0,06	0,76	0,885
3,00	1,44	0,11	0,65	0,79
4,83	1,49	0,16	0,56	0,71
8,81	2,43	0,28	0,36	0,49
10,75	4,87	0,39	0,18	0,27

Сравним несущую способность бетонной шарнирно опертой стойки, загружаемой с разными эксцентриситетами, по предложенной методике и в соответствии со СНиП II-21-75.

Примем следующие характеристики образца: $R_{np} = 24$ МПа; М-300; $E = 29600$ МПа; $a \approx 2$; $l_0 = 600$ см, сечение 40×40 см. При этом несущая способность при $e\eta \leq r_{яд}^{пл}$ определяется в соответствии с [1]. Результаты вычислений сведены в табл. 1, где $n = N/(R_{np}bh)$.

Трещины в сжатом бетонном образце будут возникать при $e_1\eta_1 > e_2\eta_2$ (см. рис. 1). Характерные при этом эпюры напряжений и деформаций представлены на рис. 2.

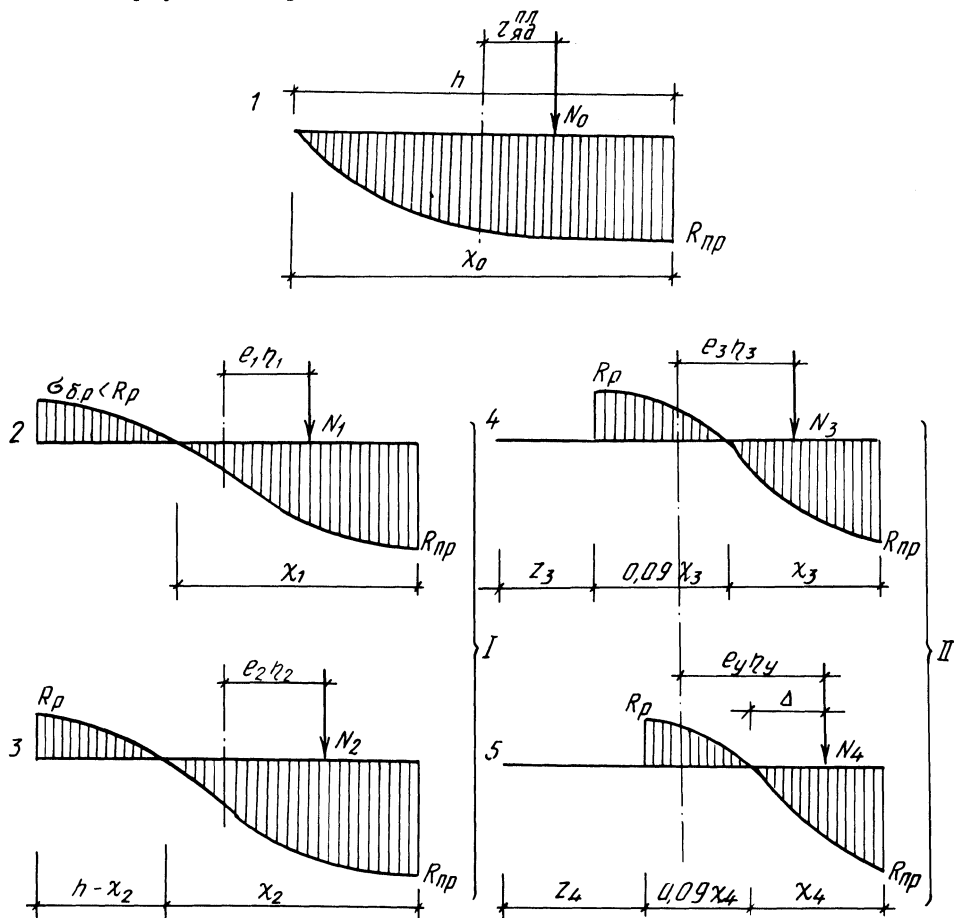


Рис. 1. Характерные предельные состояния при разрушении бетонных образцов:

I — без образования трещин; II — с образованием трещин; $e_1\eta_1$ — расстояние от центра тяжести до внешней нагрузки; Δ — расстояние от центра тяжести уменьшенного сечения до внешней нагрузки; η_1 — коэффициент, учитывающий гибкость; z — глубина трещины.

Сравнение результатов расчетных значений N_T ,
полученных по предлагаемой методике
и в соответствии со СНиП II-21-75

$e\eta$	x	По формуле (8)	По формуле (20) СНиП II-21-75 н
0,16	0,92	5,59	4,21
0,22	0,8	3,8	3,37
0,25	0,75	2,6	2,5
0,32	0,7	1,82	1,56
0,46	0,6	0,86	0,89

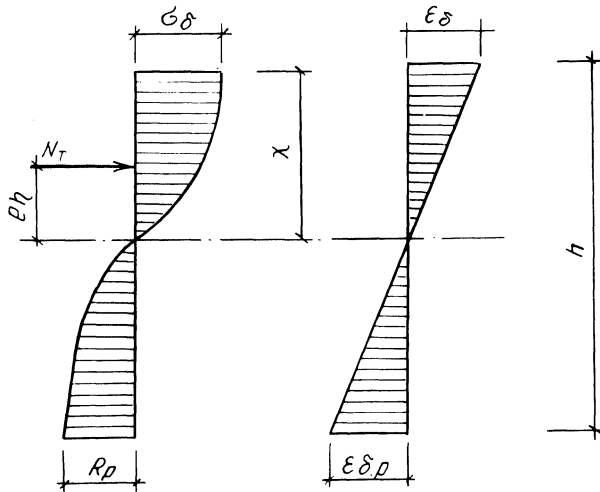


Рис. 2. Эпюры напряжений и деформаций в момент образования трещин.

Используя гипотезу пропорциональности деформаций и учитывая пластические свойства растянутого бетона, найдем $\sigma_6 = 2R_p x / (h - x)$. Составим два условия равновесия внешних и внутренних усилий

$$N_T = w_{\min} b R_p \frac{x^2 + 2xh - h^2}{h - x}; \quad (8)$$

$$N_T (e\eta + x - 0,5h) = \frac{b R_p (a - 2w_{\min})}{2(a-1)} \left[\frac{2x^3 + (h-x)^3}{h-x} \right].$$

Решая совместно два уравнения, получим

$$e\eta = \frac{a - 2w_{\min}}{2w_{\min}(a-1)} \frac{2x^3 + (h-x)^3}{x^2 + 2hx - h^2} + 0,5h - x.$$

В табл. 2 приведены результаты расчетных значений N_T , полученных по выражению (8) и формуле (20) СНиП II-21-75. При этом приняты вышеизложенные характеристики образца, а $n' = N_T / (R_p bh)$.

Таким образом, на основе гиперболического закона деформирования бетона получены формулы для определения несущей способности сжатых элементов при разных эксцентриситетах внешней нагрузки, которые более полно отражают пластические свойства бетона, уточняют расчет при $e < e_{сл}$, позволяют учитывать гибкость без определения $N_{кр}$ и φ .

ЛИТЕРАТУРА

1. Гринев В.Д., Хартанович Р.А. К расчету прочности гибких бетонных элементов. — В кн.: Вопросы строительства и архитектуры. Минск: Выш. шк., 1981, вып. XI, с. 48—51. 2. Гринев В.Д., Хартанович Р.А. К расчету внецентренно сжатых элементов с однозначной эпюрой напряжений в бетоне. — Изв. вузов. Стр-во и архитектура, 1979, № 8, с. 18. 3. Горнов В.Н. Прочность и устойчивость бетонных конструкций. — М.: Госиздат, 1957, с. 35. 4. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1976, с. 34.

УДК 691—419—478

В.А.ИВАНОВ, канд.техн.наук (БПИ),
Л.Г.ЛИОПО (БПИ)

ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ОБЪЕМНЫХ СОТ ИЗ ОТХОДОВ ДЕРЕВООБРАБАТЫВАЮЩЕЙ ПРОМЫШЛЕННОСТИ

Объемные соты из древесноволокнистых (ДВП) и древесностружечных (ПС) плит являются основой легких панелей для одно- и двухэтажных современных деревянных домов заводского изготовления (рис. 1).

В данной статье рассматриваются связь параметров сотовой структуры и результаты испытаний объемных сот при различных видах напряженного состояния.

Сотовая структура — это совокупность пластинок из ДВП или ПС в определенном порядке соединенных между собой. Особенность сотовой структуры заключается в том, что она представляет собой материал-конструкцию. К основным параметрам структуры, определяющим поведение объемных сот в полях механических напряжений, относятся размер стороны ячейки a или b , толщина t_w и высота h_w стенки ячейки.

Исследовалось несколько партий панелей со средним слоем из сот, стенки ячеек которых выполнялись из сверхтвердых ДВП ($t_w = 3,2$ мм), а обшивки с обеих сторон из ДВП ($t_f = 3,2$ мм),