

ТЕОРИЯ СООРУЖЕНИЙ

З. А. Ацагорцян

**К расчету железобетонных конструкций
на жесткость**

Как известно, Нормы проектирования железобетонных конструкций не требуют специального расчета на жесткость. Для обеспечения надлежащей жесткости изгибаемых конструкций Нормы лишь ограничивают отношение толщины конструкций к ее пролету $\left(\frac{h}{l}\right)$. Покажем, что при таком ограничении допустимая жесткость конструкций меняется в широких пределах.

Жесткость изгибаемых конструкций, как известно, характеризуется величиной относительного прогиба $\left(\frac{f}{l}\right)$ при расчетной нагрузке. Прогиб изгибаемых элементов (f) при равномерно-распределенной расчетной нагрузке (q) выражается формулой

$$f = \beta_1 \frac{ql^4}{EJ}, \quad (1)$$

где β_1 — коэффициент, зависящий от условий опирания элемента, J — момент инерции поперечного сечения элемента, принятого как однородное бетонное (арматурой пренебрегается),

E — модуль упругости бетона для изгибаемых элементов, принятый согласно Нормам.

Величины модуля упругости в Норме приняты условные, учитывающие трещинообразование в растянутой зоне бетона, и выведены из опытов путем приравнивания теоретических прогибов фактическим [1,2]. Конечно, эти величины нуждаются еще в уточнении, в особенности для различных видов легких бетонов. Подобная задача входит в тематический план Института Стройматериалов и Сооружений Академии Наук Арм. ССР.

Подставляя в формулу (1)

$$J = \phi b h^3,$$

где ϕ — коэффициент, зависящий от формы сечения (для прямоугольного $\frac{1}{12}$), b и h — ширина и полная высота сечения, получим:

$$\frac{f}{l} = \frac{\beta_1 \left(\frac{q}{b}\right)}{\phi E \left(\frac{h}{l}\right)^3} \quad (2)$$

Из этой формулы видно, что при соблюдении данного предельного значения $\frac{h}{l}$, жесткость элемента прямо пропорциональна нагрузке на единицу ширины элемента $\left(\frac{q}{b}\right)$ и обратно пропорциональна модулю упругости бетона.

Нагрузка на единицу ширины элемента может меняться в широких пределах (например для плит обычно от 300 до 900 кг/м², т. е. трехкратное изменение), модуль упругости бетонов различных марок (как тяжелого, так и легкого бетонов) также меняется широко: двукратно и более. Следовательно допустимая жесткость элемента по формуле (2) при соблюдении ограничений Норм меняется в весьма широких пределах. Например, для плит при 3-кратном изменении нагрузки и 2-кратном изменении модуля упругости получается 6-кратное изменение допустимой жесткости. Для балок эта изменчивость еще больше (не менее чем десятикратное). Ясно, что при таком параметре жесткости элемента, как $\frac{h}{l}$, невозможно назначить такую его предельную величину, чтобы избежать чрезмерной зыбкости конструкций в одних случаях и чрезмерной жесткости в других.

Более удобным параметром является процент армирования элемента.

Действительно, подставляя в расчетную формулу

$$h_0 = r \sqrt{\frac{kM}{b}}$$

значение изгибающего момента

$$M = \beta q l^2,$$

где β —коэффициент, зависящий от условия опирания элемента, а также выразив рабочую высоту сечения через полную

$$h_0 = \frac{h}{\eta},$$

получим:

$$h = r\eta \sqrt{\frac{\beta q l^2 k}{b}},$$

откуда

$$\frac{h}{l} = r\eta \sqrt{\frac{\beta q k}{b}} \quad (3)$$

Подставляя это значение в формулу (2), получим:

$$\frac{i}{l} = \frac{\beta_1}{\eta^3 \phi E \gamma^3 \sqrt{\beta^3 k^3} \sqrt{\frac{q}{b}}} \quad (4)$$

Из этой формулы видно, что при определенном коэффициенте высоты γ , чему соответствует определенный процент армирования, жесткость элемента обратно пропорциональна квадратному корню от нагрузки на единицу ширины. Следовательно, в случае ограничения процента армирования, допускаемая жесткость будет колебаться в более узких пределах, а именно при изменении нагрузки (для плит) от 300 до 900 кг/м², изменение жесткости будет в $\sqrt{3}=1,7$ раз. Изменение же модуля упругости в некоторой мере компенсируется γ^3 , изменяющимся при этом в обратном направлении. В итоге вместо шестикратного изменения допускаемой жесткости для плит в этом случае максимальное изменение не превышает двух раз.

Для более точного ограничения жесткости можно дать таблицы предельных процентов армирования в зависимости от нагрузки и марок бетона, по типу приводимых дальше.

Установление предельного процента армирования из условия жесткости является более целесообразным также с точки зрения удобства расчета, т. к. по новой теории расчета обычно приходится заранее задаваться процентом армирования из условия экономики. При этом можно остановиться на меньшем из процентов армирования, определяемых обоими условиями. В случае же пользования параметром $\frac{h}{l}$, лишь в конце расчета выясняется вопрос достаточной жесткости конструкции, что может потребовать перерасчета.

Какая минимальная жесткость может быть допущена для железобетонных конструкций? В старой литературе по железобетону допускаемой величиной относительного прогиба считалась 1/1000 или, в крайнем случае, 1/750. Для легкого железобетона проф. Ю. Я. Штаерманом и инж. В. А. Сосулиным [3] дан график для определения допускаемой относительной толщины плит, исходя из величины относительного прогиба 1/750.

В Инструкции по легкому железобетону, составленной М. З. Симоновым [4], допускается относительный прогиб от полезной нагрузки не больше 1/750 и от полной нагрузки не больше 1/500.

Какие же прогибы получаются по Нормам (ОСТ 90003—38, У—37—42)?

По подсчетам Тая и Костюковского [5] для балок и прогонов из тяжелого железобетона получается следующая картина максимальных прогибов при предельном армировании: (см. табл. 1).

Отношение величины прогиба к расчетному пролету для балок из тяжелого железобетона.

Таблица 1

Назначение балок	$\frac{h}{l}$	Балки однопро- летные			Балки многопролетные					
		Марки бетона								
		110	140	170	110		140		170	
					$\frac{p}{k}=0$	3	0	3	0	3
Главные	1/15	$\frac{1}{320}$	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{290}$	$\frac{1}{450}$	$\frac{1}{370}$	$\frac{1}{390}$	$\frac{1}{380}$	$\frac{1}{380}$	$\frac{1}{320}$
Второсте- пенные	1/20	$\frac{1}{280}$	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{370}$	$\frac{1}{310}$	$\frac{1}{340}$	$\frac{1}{290}$	$\frac{1}{340}$	$\frac{1}{280}$

Как видно из этой таблицы, при ограничениях Норм в отношении жесткости, все же получаются довольно значительные прогибы, превышающие даже величины, допускаемые для деревянных конструкций. Ссылка на получение меньших деформаций в действительности, ввиду отличия расчетных схем от действительных условий работы железобетонных конструкций, не является достаточной, ибо такое явление может иметь место не во всех случаях.

Посмотрим, какие наибольшие прогибы получаются по Нормам в плитах. Для этого, прежде всего, выведем формулу наибольших прогибов, пользуясь формулой (2).

Принимая наибольшую характеристику сечения $\alpha=0,5$, подставим это значение в основную расчетную формулу для изгибаемых элементов:

$$kM = bh_0^2 R_n \alpha (1 - 0,53\alpha),$$

тогда

$$kM = 0,367 bh_0^2 R_n.$$

Приравнявая

$$kM = k\beta q l^2,$$

имеем

$$0,367 bh_0^2 R_n = k\beta q l^2,$$

откуда

$$\frac{q}{b} = \frac{0,367 h_0^2 R_n}{k\beta l^2}.$$

Подставим это значение $\frac{q}{b}$ в формулу (2), одновременно заменив h_0 через $\frac{h}{\eta}$, тогда

$$\max \frac{f}{l} = \frac{0,367 \beta_1 R_n}{\eta^2 k \psi \beta E \frac{h}{l}} \quad (5)$$

Принимая $\psi = \frac{1}{12}$ (для прямоугольных сечений), $\eta = 1,25$ (для плит), $\beta = \frac{1}{8}$ и $\beta_1 = \frac{5}{384}$ (для свободно опертых балочных элементов), а также $k=2$, получим:

$$\max \frac{f}{l} = 0,1468 \frac{R_n}{E \frac{h}{l}} \quad (5a)$$

По этой формуле подсчитаны нами наибольшие прогибы при условии ограничения $\frac{h}{l} > \frac{1}{35}$ для тяжелого железобетона и $\frac{h}{l} > \frac{1}{25}$ для легкого железобетона в соответствии с Нормами.* Результаты подсчетов сведены в приводимую ниже таблицу 2.

Таблица 2

Марки бетона	25	50	70	90	110	140	170	200
Тяжелый железобетон	—	—	—	$\frac{1}{238}$	$\frac{1}{222}$	$\frac{1}{206}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{195}$
Легкий железобетон **	$\frac{1}{179}$	$\frac{1}{153}$	$\frac{1}{135}$	$\frac{1}{121}$	$\frac{1}{117}$	—	—	—

Как видно из этих подсчетов, Нормами допускаются для плит весьма большие прогибы. Правда, эти цифры соответствуют случаю максимального армирования, однако для обычно принимаемых процентов армирования, как увидим ниже, также получаются значительные прогибы. Для ясности картины нами произведен подсчет относительных прогибов свободно-опертых балочных плит в зависимости от полной нагрузки на плиту. Подсчеты сделаны по формуле

(2), полагая $\beta_1 = \frac{5}{384}$, $\psi = \frac{1}{12}$ и $b=1$. Одновременно вычислены получающиеся при этом величины процентов армирования, пользуясь формулой (3) и расчетными таблицами. Результаты подсчетов приводим в таблице 3.

* По Нормам 1938 г. и 1942 г. (ОСТ 90003-38 и У-37-42). В нормах Министерства строительства предприятий тяжелой индустрии 1946 г. (Н-2-46) вообще нет указаний о жесткости элементов.

** Если при ограничении $\frac{h}{l} > \frac{1}{25}$ (в соответствии с У-37-42) расчет вести, исходя из величин модулей упругости, принятых в Нормам 1946 г. (Н-2-46), то прогибы получатся в пределах $\frac{1}{240} \div \frac{1}{187}$.

Таблица 3.

Вид железобетона	Марки бетона		Полная расчетная нагрузка q кг/м ²							
			300	400	500	600	700	800	900	
Легкий железобетон	50	$\frac{f}{l}$	1/382	1/287	1/230	1/191	1/164	1/157	1/166	
		$\mu^0/\%$	0,32	0,44	0,58	0,73	0,90	1,00	1,00	
	70	$\frac{f}{l}$	1/478	1/358	1/257	1/239	1/205	1,179	1/160	
		$\mu^0/\%$	0,31	0,42	0,54	0,67	0,80	0,95	1,10	
	90	$\frac{f}{l}$	1/546	1/410	1/328	1/273	1/234	1/205	1/182	
		$\mu^0/\%$	0,30	0,41	0,52	0,65	0,77	0,90	1,03	
	110	$\frac{f}{l}$	1/640	1/481	1/385	1/321	1/275	1/240	1/214	
		$\mu^0/\%$	0,30	0,41	0,52	0,63	0,75	0,87	0,99	
Тяжелый железобетон	90	$\frac{f}{l}$	1/549	1/412	1/330	1/275	1/235	1/254	1/270	
		$\mu^0/\%$	0,63	0,82	1,15	1,46	1,80	1,80	1,80	
	110	$\frac{f}{l}$	1/624	1/468	1/375	1/312	1/267	1/234	1/227	
		$\mu^0/\%$	0,62	0,80	1,11	1,34	1,66	2,05	2,20	
	140	$\frac{f}{l}$	1/700	1/524	1/419	1/349	1/300	1/263	1/233	
		$\mu^0/\%$	0,61	0,78	1,08	1,33	1,53	1,90	2,2	
	170	$\frac{f}{l}$	1/800	1/600	1/480	1/400	1/343	1/300	1/267	
		$\mu^0/\%$	0,60	0,78	1,05	1,30	1,55	1,83	2,10	
	200	$\frac{f}{l}$	1/900	1/675	1/540	1/450	1/385	1/337	1/300	
		$\mu^0/\%$	0,60	0,78	1,05	1,29	1,50	1,78	2,03	

Таблица 3 показывает, что:

1. Допускаемый прогиб не постоянен и колеблется в весьма широких пределах.

2. Величины допускаемых прогибов значительны не только при предельном армировании, но и при обычных процентах армирования и при обычных нагрузках.

3. Ограничение относительной толщины конструкции по Нормам не дает возможности применять высокие и даже обычные проценты армирования при малых нагрузках.

Исходя из вышеизложенного, мы считаем более целесообразным для обеспечения надлежащей жесткости железобетонных конструкций назначать соответствующие предельные проценты армирования взамен принятого ограничения относительной толщины. Для этого необходимо задаться величиной допускаемого относительного прогиба. Как мы уже увидели, наши Нормы по железобетону допускают прогибы, во многих случаях превосходящие таковые для деревянных конструкций. Нам кажется, что не следовало бы перейти предел, установленный для деревянных конструкций из условия сохранности штукатурки*. Этим пределом для междуэтажных перекрытий по Нормам и Техническим Условиям проектирования деревянных конструкций (ОСТ 90001-38) является относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{350}.$$

Основываясь на этой величине, дадим значения предельного армирования из условия жесткости. Из формулы (4) имеем:

$$r = \frac{1}{\eta \sqrt{\beta_k}} \sqrt[3]{\frac{\beta_1}{\frac{f}{l} \phi E \sqrt{\frac{q}{b}}}}. \quad (4a)$$

Для свободно опертых балочных плит, подставляя $\beta = \frac{1}{8}$,

$$\beta_1 = \frac{5}{384}, \quad \phi = \frac{1}{12}, \quad \eta = 1,25, \quad b = 1, \quad \frac{f}{l} = \frac{1}{350}, \quad k = 2,$$

имеем

$$r = 28,3 \sqrt[3]{\frac{1}{E \sqrt{q}}}, \quad (4^6)$$

* Конечно при этом в железобетонных конструкциях действительная жесткость будет несколько выше, ввиду неучитываемых в расчете факторов; однако это следует считать нормальным, ибо к железобетонным конструкциям должны быть предъявлены большие требования в отношении жесткости, с целью уменьшения трещинообразования. Вообще говоря, вопрос о величине допускаемого прогиба железобетонных конструкций должен быть специально проработан. Эта величина должна быть нормирована дифференцированно для конструкций различного назначения.

где q — выражено в кг/м^2 ,
 E — в кг/см^2 .

Определяя по формуле (4⁶) предельные величины коэффициента высоты, можно по обычным расчетным таблицам найти соответствующие предельные величины процента армирования. На основе такого расчета ниже, в таблицах 4 и 5, даны предельные проценты армирования свободно-опертых балочных плит из легкого и тяжелого железобетона при различной интенсивности нагрузки.

Таблица 4

Предельные проценты армирования для свободно-опертых балочных плит из легкого железобетона по условию жесткости (при $\frac{f}{l} = \frac{1}{350}$)

$q \text{ кг/м}^2$	$\mu \text{ \% для марок бетона:}$			
	50	70	90	110
300	0,34	0,39	0,42	0,46
400	0,38	0,43	0,46	0,52
500	0,41	0,47	0,50	0,56
600	0,44	0,50	0,54	0,60
700	0,47	0,53	0,57	0,63
800	0,50	0,56	0,60	0,66
900	0,52	0,58	0,63	0,69

Таблица 5

Предельные проценты армирования для свободно-опертых плит из тяжелого железобетона по условию жесткости (при $\frac{f}{l} = \frac{1}{350}$)

$q \text{ кг/м}^2$	$\mu \text{ \% для марок бетона:}$				
	90	110	140	170	200
300	0,88	0,94	1,00	1,10	1,18
400	1,00	1,06	1,10	1,22	1,30
500	1,10	1,16	1,20	1,33	1,42
600	1,18	1,24	1,30	1,43	1,53
700	1,26	1,32	1,39	1,51	1,62
800	1,33	1,40	1,46	1,58	1,70
900	1,40	1,47	1,53	1,65	1,78

Принимая упрощение такого же характера как и в Нормам, можно установить предельные проценты армирования плит независимо от нагрузки и марок бетона. Так, в случае свободно-опертых балочных плит, на основании таблиц 4 и 5, можно, например, установить:

для легкого бетона—0,4%,

для тяжелого бетона—1,0%.

При этом колебания допускаемого относительного прогиба будут в более узких пределах, чем по Нормам, при чем меньшие прогибы будут соответствовать большим нагрузкам, что более целесообразно, чем наоборот, как это имеет место по Нормам.

Любопытно отметить, что одни и те же предельные проценты армирования могут быть приняты как для свободно-опертых, так и для защемленных или неразрезных плит.

Действительно, из формулы (4) видно, что при изменении условий опирания относительный прогиб при данном проценте армирования и при прочих равных условиях зависит от соотношения коэффициентов

$$\frac{\beta_1}{\beta^{3/2}}.$$

Для свободно-опертой балочной плиты

$$\frac{\beta_1}{\beta^{3/2}} = \frac{5}{384 \left(\frac{1}{8}\right)^{3/2}} = 0,295.$$

Для балочной плиты, защемленной на опорах

$$\frac{\beta_1}{\beta^{3/2}} = \frac{1}{384 \left(\frac{1}{24}\right)^{3/2}} = 0,306;$$

т. е. разница этих соотношений (или относительных прогибов) не превышает 4%.

Подсчеты показывают, что и в случаях упругой заделки (неразрезные плиты), при данном проценте армирования, величина наибольшего прогиба отличается мало от таковой, соответствующей случаю свободного опирания.

Для плит, опертых по контуру, получается несколько иная картина.

Пользуясь данными акад. Б. Г. Галеркина [6] о величине прогибов свободно-опертых по контуру плит (при коэффициенте Пуассона, равным нулю) и принятыми для расчета железобетонных плит таблицами Маркуса—Лезера, дающими величины наибольших изгибающих моментов для того же случая, получим:

При квадратной плите $\left(\frac{L}{l} = 1\right)$

$$\frac{\beta_1}{\beta^{3/2}} = \frac{0,00406}{\left(\frac{1}{27,43}\right)^{3/2}} = 0,580;$$

при прямоугольной плите с отношением сторон $\frac{L}{l} = 2$

$$\frac{\beta_1}{\beta^{3/2}} = \frac{0,0101}{\left(\frac{1}{10,57}\right)^{3/2}} = 0,347.$$

Из этого следует, что для плит, опертых по контуру, величину предельного процента армирования в каждом направлении необходимо снизить по отношению к таковому для рабочего направления балочных плит. С целью обеспечения той же степени жесткости, что было нами принято выше для балочных плит $\left(\frac{l}{1} < \frac{l}{350}\right)$, в этом случае можно установить следующие пределы:

для легкого железобетона 0,3%,

для тяжелого железобетона 0,6%.

При заделанных по контуру плитах,

когда

$$\frac{L}{l} = 1,$$

$$\frac{\beta_1}{\beta^{3/2}} = \frac{0,00126}{\left(\frac{1}{55,74}\right)^{3/2}} = 0,525,$$

когда

$$\frac{L}{l} = 2,$$

$$\frac{\beta_1}{\beta^{3/2}} = \frac{0,00253}{\left(\frac{1}{27,28}\right)^{3/2}} = 0,361.$$

Как видно, в этом случае также защемление опор не изменяет существенно величину прогибов при данном проценте армирования.

Аналогичным способом нами установлены предельные проценты армирования из условия жесткости для балок.

В нормах (У-37-42) рекомендуется толщину плит подобрать так, чтобы величина $s_0 = \frac{kM}{R_n b h_0^2}$ была в следующих пределах:

а) для балочных плит 0,1—0,2;

б) для плит с перекрестной арматурой в каждом направлении 0,1—0,15.

Из основной расчетной формулы изгибаемых элементов

$$s_0 = \alpha(1 - 0,53 \alpha),$$

откуда

$$\alpha = 0,94 - \sqrt{0,88 - 1,89 s_0}.$$

Из этого уравнения получается:

для балочных плит при $s_0 = 0,2$ $\alpha = 0,23$;

так как $\max \alpha = 0,5$, то $\alpha = 0,46 \max \alpha$.

для плит с перекрестной арматурой при $s_0 = 0,15$ $\alpha = 0,165$;

так как $\max \alpha = 0,5$, то $\alpha = 0,33 \max \alpha$.

Указанные высшие пределы для плит, хотя они только рекомендуются и не являются обязательными, согласуются с установленными нами пределами при низких марках тяжелого бетона (90—110 кг/см²).

При высоких же марках тяжелого бетона и при легких бетонах указанные Нормами пределы являются высокими и не обеспечивают достаточную жесткость плит.

Мы считаем необходимым, исходя из условий жесткости, уточнить в Нормам величины предельного наивысшего армирования и сделать их обязательными.

В заключение покажем, что при расчете по „классической“ теории железобетона, исходящей из определенных допускаемых напряжений и постоянного значения модуля упругости бетона, ограничение $\frac{h}{l}$ действительно гарантирует заданную жесткость конструкции. Для этого подставим в формулу (2) значение $\frac{q}{b}$ из расчетной формулы по классической теории

$$h_0 = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = c_1 \sqrt{\frac{\beta q l^2}{b}}$$

где коэффициент c_1 определяется по допускаемым напряжениям. Получим:

$$\frac{f}{l} = \frac{\beta_1}{\phi \beta \eta^2 E c_1 \frac{l}{h}} \quad (6)$$

Величина $\frac{\beta_1}{\phi \beta \eta^2}$ для данного типа конструкции постоянна (например, для свободно-опертой балочной плиты 1,25, для свободно-опертой по контуру плиты 1,17 и т. д.). Следовательно, при постоянном E и c_1 относительный прогиб $\left(\frac{f}{l}\right)$ данного типа конструкции однозначно определяется относительной толщиной $\left(\frac{h}{l}\right)$.

Любопытно отметить, что подобную же зависимость дают Американские Нормы по железобетону, основывающиеся также на „классической“ теории.

При испытании железобетонных конструкций под пробной нагрузкой, равной 1,5 расчетной нагрузки, Американские Нормы 1945 г. [7] требуют, чтобы величина наибольшего прогиба не превосходила (в наших обозначениях)

$$i = \frac{l^2}{12000 h}$$

Эту формулу можно представить в виде

$$\frac{i}{l} = \frac{1}{12000} \frac{h}{l}, \quad (7)$$

т. е. относительный прогиб и относительная толщина конструкции связаны постоянным коэффициентом*. Это положение станет вполне понятным, если вспомнить, что по „классической“ теории при известных допускаемых напряжениях получается постоянный процент армирования (например при $\sigma_s = 50 \text{ кг/см}^2$, $\sigma_a = 1250 \text{ кг/см}^2$ и $n = 15$, всегда $\mu = 0,75\%$).

Из вышеизложенного вытекает, что ограничение относительной толщины конструкции, пригодное при расчете по „классической“ теории, недостаточно при расчете по новой теории железобетона.

Институт Стройматериалов и Сооружений
Академии Наук Арм. ССР

Поступило 21 VIII 1947.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мурашев В. И.—Расчет железобетонных элементов по стадии разрушения. 1938, Москва.
2. Инструкция по применению Норм и Технич. Условий проектирования железобет. конструкций, 1940, Москва.
3. Штаерман Ю. Я. и Сосулин Б. А.—Графики для расчета легкого армобетона 1935, Тбилиси.
4. Симонов М. З.—Конструкции и сооружения из легкого железобетона. (Инструкция по проектированию и возведению), 1937, Тбилиси.
5. Таль К. Э. и Костюковский М. Г.—Расчет и конструирование элементов железобет. конструкций, 1941, Москва.
6. Галеркин Б. Г.—Упругие тонкие плиты, 1933 г. Москва—Ленинград.
7. Building Regulations for Reinforced Concrete (ACI 312-41), Journal of the Am. Concr. Inst., 1945, v. 16, № 6.
8. Proposed Revision of Building Regulations for Reinforced Concrete (ACI 318-41) Journal of the Am. Concr. Inst. 1946, v. 18, № 4.

* По проекту Американских Норм 1946 г. [8] эта же формула дается при пробной нагрузке, равной двойной полезной нагрузке и 1/2 собственного веса. Однако, при этом разрешаются прогибы, превышающие до трех раз величины, получающиеся по формуле (7), если остаточные прогибы невелики.

Ձ. Ա. Հալազորժյան

ԵՐԿԱՅԱԲԵՏՈՆ ԿՈՆՍՏՐՈՒԿՑԻԱՆԵՐԻ ԿՈՇՏՈՒԹՅԱՆ ՀԱՇՎԱՐԿԻ ՇՈՒՐՋԸ

Ա Մ Փ Ո Փ Ո Ւ Մ

Բալարար կոշտություն ապահովելու համար երկաթաբետոն կոնստրուկցիաների նախագծման նորմաները սահմանափակում են ծռման ենթակա կոնստրուկցիաների հաստության և նրանց թռիչքի հարաբերությունը: Քննությունը ցույց է տալիս, որ այդպիսի սահմանափակման դեպքում կոնստրուկցիաների թուլաբերելի կոշտությունը տատանվում է լայն սահմաններում, փոփոխվելով զանազան դեպքերի համար մինչև 6—10 անգամ: Առաջարկվում է կոշտության նոր պարամետր՝ երկաթաթորման տեղում, որ տալիս է թուլաբերելի կոշտության շատ ավելի փոքր տատանումներ: Տրվում են երկաթաթորման տեղում առավելագույն մեծությունները զանազան դեպքերի համար, ելնելով կոշտության պայմանից: Ապացուցվում է, որ այդ առավելագույն մեծությունները գործնականորեն կախված չեն էլեմենտների հենման պայմաններից: