

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

В. В. ПИНАДЖЯН, Р. С. АВЕТИСЯН

СТАТИЧЕСКАЯ И УСТАЛОСТНАЯ ПРОЧНОСТЬ
 СТРУНОБЕТОННЫХ БАЛОК

Сообщение I

За последние годы в строительстве находят применение предварительно напряженные железобетонные конструкции, армированные холоднотянутой высокопрочной проволокой периодического профиля (струнобетонные конструкции). В мостостроении этот вид железобетона пока что не получил массового применения в основном в связи с недостаточной изученностью его поведения при многократно повторной нагрузке. Известно, что повторная нагрузка, действующая длительное время и вызывающая напряжения, превосходящие предельные допускаемые, приводит к усталости материалов в результате чего наблюдается понижение прочности и жесткости конструкции. В связи с этим в лаборатории испытания конструкций Армянского НИИ стройматериалов и сооружений с начала 1960 г. ведутся систематические экспериментальные исследования усталостных явлений, происходящих в струнобетонных конструкциях. Ниже приводятся результаты испытания на усталость первой серии балок из тяжелого бетона, армированных предварительно напряженной проволокой.

В первую серию испытаний вошли 19 струнобетонных балок длиной 2,70 м, сечением 18 × 27 см (рис. 1). Балки были спроектированы так, чтобы разрушение их под статической нагрузкой происходило от разрыва арматуры в растянутой зоне. Балки армировались холоднотянутой высокопрочной проволокой периодического

профиля диаметром 4 мм (ГОСТ 8480-57). Проволока была изготовлена Харьковским сталепроволочным канатным заводом. По химическому составу сталь содержала:

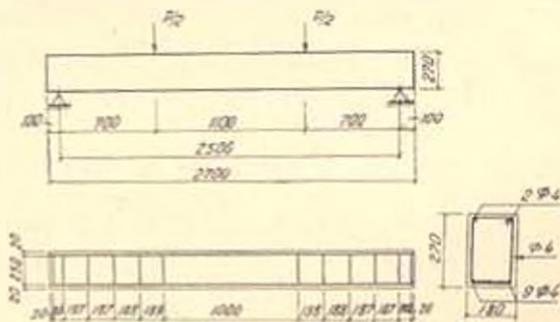


Рис. 1. Конструкция струнобетонной балки и схема ее загрузки.

С — 0,86%; Mn — 0,78%; Si — 0,15%; Cr — 0,08%; Ni 0,1%. По данным

испытания минимальный предел прочности проволоки на разрыв $\sigma_p = 161 \text{ кг/мм}^2$; минимальное число перегибов, которое выдержала проволока до излома — 5; модуль упругости проволоки при её растяжении $E_a = 19400 \text{ кг/мм}^2$.

Для бетонирования балок применялся бетон марки „500“ с объемным весом $2,45 \text{ т/м}^3$. На 1 куб. метр бетона расходывались следующие материалы: портланд-цемент Араратского завода активностью „500“ — 350 кг; щебень базальтовый гранулированный с максимальным размером фракций 40 мм, пористостью 40% — 1240 кг; песок речной — 715 кг; вода — 185 л. Волоцементное отношение бетона — 0,53; осадка конуса — 2 : 4 см. По результатам испытания трех призм при напряжении 0,5 $R_{пр}$ модуль деформации бетона $F_0 = 2670 \text{ кг/мм}^2$.

Геометрические характеристики струнобетонной балки: высота сечения $h = 27 \text{ см}$; ширина сечения $b = 18 \text{ см}$; рабочая высота сечения $h_0 = 25 \text{ см}$; площадь сечения напрягаемой продольной арматуры, расположенной в наиболее обжатой зоне бетона, $F_{пн} = 9 \varnothing 4 = 1,134 \text{ см}^2$; площадь сечения напрягаемой продольной арматуры в менее обжатой зоне бетона $F_{н}^* = 2 \varnothing 4 = 0,252 \text{ см}^2$; площадь приведенного поперечного сечения элемента $F_{бп} = 496 \text{ см}^2$; статический момент приведенного сечения относительно нижней грани балки, при толщине защитного слоя бетона 2 см: $S_{бп} = 6620 \text{ см}^3$; момент инерции приведенного сечения, относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести, сечения $J_{бп} = 30800 \text{ см}^4$; расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести приведенного сечения $y_{цт} = 13,3 \text{ см}$; расстояние от центра тяжести всей продольной арматуры до нижней грани балки $y_a = 6,17 \text{ см}$; эксцентриситет приложения продольной силы $e = y_{цт} - y_a = 13,3 - 6,17 = 7,13 \text{ см}$; момент сопротивления приведенного бетонного сечения без учета пластических свойств материалов $W_0 = J_{бп} : y_{цт} = 2320 \text{ см}^3$; расстояние верхней ядровой точки от центра тяжести приведенного сечения $r_{ин} = W_0 : F_{бп} = 4,68 \text{ см}$; момент сопротивления приведенного сечения с учетом пластических свойств бетона $W_6 = 4040 \text{ см}^3$;

Согласно СН 10—57* равнодействующая усилий в предварительно напряженной арматуре с учетом полной потери напряжений σ_n от релаксации напряжений в арматуре, ползучести и усадки бетона определяются по формуле

$$N_0 = (F_{пн} + F_{н}^*) (\sigma_0 - \sigma_n); \quad (1)$$

расчетный изгибающий момент трещиностойкости, при котором в струнобетонной балке появляются первые трещины.

$$M_T = N_0 (r_{ин} + e) + R_p^* W_6, \quad (2)$$

где $R_p^* = 28 \text{ кг/см}^2$ — нормативное сопротивление растяжению бетона марки „500“;

* Инструкция по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций (СН 10—57), М., 1958.

расчетный разрушающий изгибающий момент при статическом нагружении

$$M_p = b x R_u^h (h - 0.5x) + F_n \sigma_c (h_0 - a_0), \quad (3)$$

где

$$x = \frac{F_n R_u^h - F_n \sigma_c}{b R_u^h},$$

$$\sigma_c = 36 - (\sigma_0 - \sigma_n) \text{ кг/см}^2,$$

$R_u^h = 440 \text{ кг/см}^2$ — нормативное сопротивление бетона марки „500“ сжатку при изгибе,

$a_0 = 2 \text{ см}$ — толщина защитного слоя бетона.

Струнотетонные балки, а также контрольные бетонные кубики и призмы изготовлялись в металлических формах на стенде центральной производственной лаборатории Министерства строительства Армянской ССР. Из 19 испытанных балок в четырех интенсивность предварительного напряжения струн была принята равной 120 кг/см^2 ; в семи балках равной 104 кг/см^2 ; в четырех балках — 88 кг/см^2 ; в четырех балках 72 кг/см^2 .

Расчетные величины σ_n , N_0 , M_0 , M_p струнотетонных балок в зависимости от σ_0 , вычисленные согласно СН 10—57, приводятся в табл. 1.

Таблица 1

Зависимость между интенсивностью предварительного напряжения арматуры σ_0 и расчетными характеристиками струнотетонных балок

σ_0 кг/мм ²	σ_n кг/мм ² (по СН 10—57)	N_0 т. по формуле (1)	M_0 т. м. по формуле (2)	M_p т. м. по формуле (3)	M_0/M_p
72	10,1	8,58	2,15	4,37	0,49
88	11,5	10,6	2,38	4,37	0,54
104	12,9	12,8	2,62	4,36	0,60
120	17,3	14,2	2,81	4,35	0,65

Испытание струнотетонных балок производилось по схеме, показанной на рис. 1, на 50-тонном гидравлическом прессе ГРМ—1 с пульсатором.

Основные результаты испытаний представлены в таблицах 2 и 3. Под повторной нагрузкой балки испытывались с частотой 6 герц на близе 1 млн. циклов нагружения. С целью выяснения зависимости между жесткостью балок и числом повторений нагрузки, систематически в промежутках между циклическими нагружениями балок производи-

* Натяжение струн на стенде производилось 30-тонным гидравлическим домкратом передачей усилия на упоры. Величина натяжения струн определялась по показаниям манометра домкрата, а также тарированным проволоочным динамометром с индикатором часового типа.

Таблица 2

Результаты статического испытания струнобетонных балок

Номера балок	Интенсивность предельно допустимого напряжения струн ($\text{кг}/\text{мм}^2$)	$K = \frac{\sigma_{\text{ст}}}{\sigma_{\text{п}}}$	Кубиковая прочность бетона при испытании балок ($\text{кг}/\text{см}^2$)*	Разрушающий изгибающий момент ($\text{т}\cdot\text{м}$)		$\frac{M_{\text{рл}}}{M_{\text{р}}}$	История балки
				$M_{\text{р}}$ расчетной	$M_{\text{рл}}$ по опыту		
Б-1	120	0,75	575	4,35	4,40	1,01	Ранее не испытывалась
Б-2	120	0,75	645	4,35	4,50	1,03	Была испытана пульсирующей нагрузкой $n = 200.000$ ($M_{\text{max}} = 2,45 \text{ т}\cdot\text{м}$; $M_{\text{min}} = 1,22 \text{ т}\cdot\text{м}$), после чего статической нагрузкой доведена до разрушения
Б-3	120	0,75	545	4,35	4,45	1,02	То же до $n = 20.000$ ($M_{\text{max}} = 1,4 \text{ т}\cdot\text{м}$; $M_{\text{min}} = 0,7 \text{ т}\cdot\text{м}$)
Б-8	104	0,65	570	4,36	4,58	1,05	То же $n = 550.000$ ($M_{\text{max}} = 2,1 \text{ т}\cdot\text{м}$; $M_{\text{min}} = 1,05 \text{ т}\cdot\text{м}$)
Б-13	104	0,65	515	4,36	4,50	1,12	То же $n = 910.000$ ($M_{\text{max}} = 2,8 \text{ т}\cdot\text{м}$; $M_{\text{min}} = 1,05 \text{ т}\cdot\text{м}$)
Б-14	88	0,55	470	4,37	4,84	1,10	Ранее не испытывалась
Б-19	72	0,45	475	4,37	4,75	1,08	То же

* $\sigma_{\text{п}} = 161 \text{ кг}/\text{мм}^2$ — предел прочности струны на разрыв;

** Кубиковая прочность бетона принята равной $0,85 R$, где R — фактический предел прочности на сжатие бетонных кубиков с размерами сторон 10 см .

лись статические испытания. Прогобы балок при статических испытаниях измерялись в пяти точках (у опор и в середине пролета) мерными с точностью 0,1 мм.

Деформации бетона и арматуры измерялись рычажными тензодатчиками „ГР“ с точностью 1 микрон. База измерения для тензодатчиков принималась равной 100 мм для бетона и 20 мм для арматуры. Момент появления трещин, и ширину их раскрытия определяли при помощи микроскопа к прессу Бринелля с ценой деления 0,1 мм. С целью лучшего обнаружения трещин балки перед испытанием окрашивались в белый цвет водным раствором мела. При измерении деформаций балок под повторной нагрузкой были использованы датчики сопротивления с базой 10 мм и 50 мм. Датчики работали с усилителем переменного тока с несущей частотой 3500 герц. Все записи производились на магнито-электрическом осциллографе. Для устранения амплитудных искажений были использованы высокочастотные гальванометры, у которых частота собственных колебаний примерно в 30 раз превышала частоту пульсирующей нагрузки. Датчики приклеивались к бетону и арматуре клеем БФ—2. Для фиксации возможного проскальзывания арматуры, по торцам балок были установлены тензодатчики, которые одним острием укреплялись на бетон, и другим на выпущенные концы струн. Судя по показаниям тензодатчиков проскальзывания арматуры в бетоне не было вплоть до момента разрушения балок. В дальнейшем это подтвердилось также при осмотре разрушенных балок, в которых следов скольжения струн по бетону не было замечено.

По опытным данным на рис. 2 показана зависимость стрелы прогиба от величины нагрузки и числа циклов нагружения струнотетонной балки Б—18. В результате действия пульсирующей нагрузки стрела прогиба балки существенно увеличивалась и в той же мере

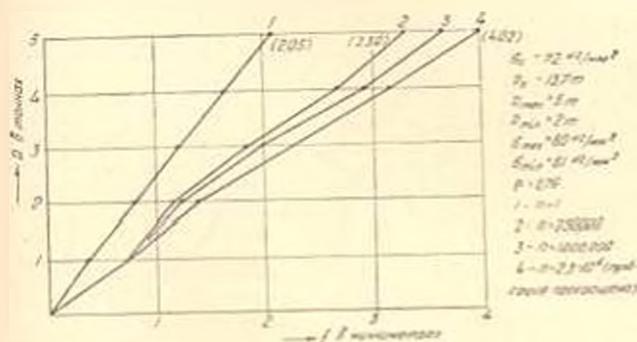


Рис. 2. Зависимость стрелы прогиба струнотетонной балки от величины нагрузки и числа циклов нагружения (балка Б—18).

его изгибная жесткость понижалась. Это явление характерное и наблюдалось при испытании всех балок. Понижение жесткости балок в основном следует объяснить нарушением сцепления между арматурой и бетоном в зоне трещин, возникновением и развитием новых усталостных трещин в бетоне и изменением его деформационных свойств под воздействием повторной нагрузки.

Результаты испытания струнотетонных балок на пульсирующую нагрузку на базе 1 млн циклов нагружения¹

Номера балок	Коэффициент предвзятости нагрузки струн (кг/см ²)	$K = \frac{a}{b}$	Кубиковая прочность бетона при испытании балок (кг/см ²)	M_p — расчетный разрушающий момент при статическом нагружении (т.м)	Изгибающие моменты при пульсирующей нагрузке (т.м)		Число циклов нагружения к моменту прекращения испытания	Причина прекращения испытания	Напряжения в струнах при пульсирующей нагрузке (кг/см ²)		$\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ (кг/см ²)	$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$	$\frac{M_{\min}}{M_{\max}}$	M_{p0} фактический разрушающий момент (т.м)	$\frac{M_{p0}}{M_p}$
					M_{\min}	M_{\max}			σ_{\min}	σ_{\max}					
Б-4	120	0,75	497	4,35	1,05	3,15	2.697.000	Разрыв струн	104	114	10	0,91	0,33	3,15	0,72
Б-6	104	0,65	570	4,36	1,05	2,98	1.560.000	То же	90	108	18	0,83	0,35	2,98	0,67
Б-7	104	0,65	570	4,36	1,4	2,80	1.300.000	Пройдена база	90,5	106	15,5	0,85	0,50	4,50	1,03
Б-9	104	0,65	570	4,36	0,7	2,10	1.500.000	То же	89	95	6	0,94	0,33	4,96	1,13
Б-11	104	0,65	—	4,36	1,05	2,45	2.560.000	То же	90	102	12	0,87	0,43	4,36	1,00
Б-12	104	0,65	525	4,36	1,05	2,80	2.700.000	То же	90	106	16	0,85	0,37	4,96	1,13
Б-15	88	0,55	525	4,37	1,35	2,80	530.000	Разрыв проволоки	76	99	23	0,77	0,37	2,98	0,68
Б-16	88	0,55	465	4,37	1,05	2,80	589.000	То же	76	99	23	0,77	0,37	2,80	0,64
Б-17	88	0,55	445	4,37	1,05	2,45	1.070.000	То же	76	97	21	0,79	0,43	2,45	0,56
Б-18	72	0,45	435	4,37	0,70	1,75	2.300.000	Пройдена база	61	80	19	0,76	0,40	4,80	1,10
Б-20	72	0,45	495	4,37	1,05	2,10	1.150.000	То же	62	87	25	0,71	0,50	4,75	1,08
Б-21	72	0,45	460	4,37	1,05	2,45	244.000	Разрыв проволоки	62	90	28	0,69	0,43	2,90	0,66

• См. примечания к табл. 2.

Разрушение балок под воздействием статической и многократно повторной нагрузки происходило от разрыва стержней (проволок) в растянутой зоне бетона. При этом надо отметить, что в усталостных испытаниях в отличие от статических наблюдалось не мгновенное, а постепенное разрушение балок. После некоторого числа циклов нагружения наблюдался усталостный разрыв одной стержня. Затем, после нескольких десятков, а иногда сотен тысяч циклов нагружения балки наблюдался усталостный разрыв еще одной или двух стержней, работавших с перегрузкой. Полное разрушение балки наступало тогда, когда в остальных стержнях, расположенных в растянутой зоне бетона, напряжение было близко к пределу прочности на разрыв.

По данным табл. 1 рис. 3 сплошной линией показана зависимость между интенсивностью предварительного напряжения арматуры и расчетной величиной изгибающего момента M_1 , при котором в балке возникают первые трещины. Кружочки на этом графике представлены опытные результаты, полученные при статическом испытании балок Б-14 и Б-19. Между опытными и расчетными величинами имеется удовлетворительная согласованность при этом, как и следовало ожидать, с увеличением интенсивности предварительного напряжения стержней трещиностойкость балок повышается.

В соответствии с опытными данными табл. 3, на рис. 4 в полулогарифмической системе координат представлена диаграмма усталостной прочности испытанных струбетонных балок.

По оси абсцисс отложены числа циклов нагружения, по оси ординат — относительные величины максимальных изгибающих моментов при пульсирующей нагрузке. Безразмерный параметр K представляет собой отношение интенсивности предварительного напряжения стержней к ее пределу прочности на разрыв. Кружочками на рис. 4 показаны максимальные величины изгибающих моментов при пульсирующей нагрузке, при которых балки

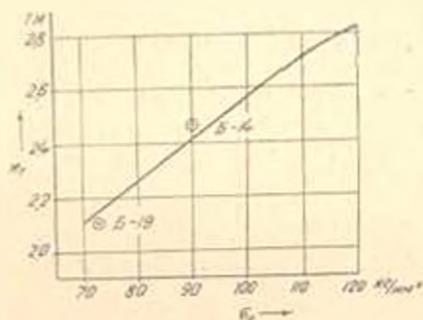


Рис. 3. Зависимость между интенсивностью предварительного напряжения арматуры σ_0 и расчетным изгибающим моментом трещиностойкости струбетонной балки.

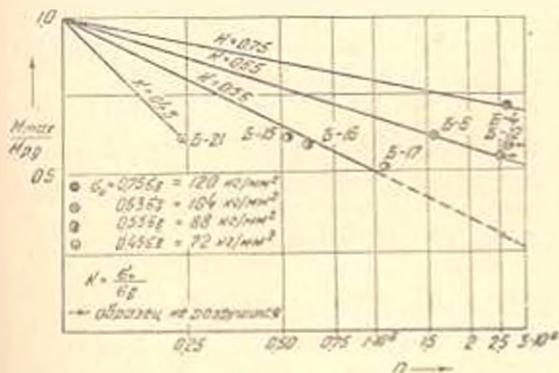


Рис. 4. Диаграмма усталостной прочности струбетонных балок из тяжелого бетона.

Кружочками на рис. 4 показаны максимальные величины изгибающих моментов при пульсирующей нагрузке, при которых балки

разрушались. Для этих балок минимальный изгибающий момент при пульсирующей нагрузке принимался одинаковым, равным 1,05 тм.

Анализ данных, представленных на рис. 4, показывает, что: в поллогарифмической системе координат при фиксированных значениях K между числом циклов нагружения и усталостной прочностью струнотетонных балок имеется зависимость, близкая к линейной; с увеличением числа циклов нагружения усталостная прочность балок уменьшается; при числе циклов нагружения порядка 2–3 млн. опытные усталостные кривые асимптотической части не имеют; с увеличением интенсивности предварительного напряжения струн усталостная прочность балок повышается.

Судя по результатам первой серии испытаний, струнотетонные балки с интенсивностью предварительного напряжения арматуры $\sigma_0 = 0,65 R_n^a$ ($\sigma_0 = 104 \text{ кг/см}^2$; $K = 0,54$) выдерживают без разрушения 2–3 млн циклов нагружения при условии, когда

$$M_{\max} < M_{T_1}, \quad M_{\min} > 0,$$

где M_{\max} , M_{\min} — максимальный и минимальный изгибающие моменты при пульсирующей нагрузке,

M_{T_1} — расчетный изгибающий момент трещиностойкости балки при статическом нагружении.

В опытах авторов интенсивность предварительного напряжения арматуры в балках варьировалась в пределах от 0,45 до 0,75 R_n^a . При этом прямыми измерениями было установлено, что с увеличением интенсивности предварительного напряжения арматуры жесткость, трещиностойкость и усталостная прочность струнотетонных балок повышаются. Однако, надо иметь в виду, что при более высоких начальных напряжениях в арматуре более ощутимыми становятся пластические деформации и релаксация стали, а также ползучесть бетона. Кроме того возникает опасность хрупкого разрушения конструкции при эксплуатационной нагрузке. Впредь до уточнения затронутого вопроса интенсивность предварительного напряжения арматуры струнотетонных балок следует назначать в пределах 0,65–0,75 R_n^a .

Армянский НИИ

строительных материалов и сооружений

Получено 15 1962

Վ. Վ. ՔՈՆԱԴՅԱՆ, Ի. Ս. ԱՎԵՏԻՍՅԱՆ

ԼՍՄԱԿՑՈՐԱՅԻՆ ԼԻԾԱՆՆԵՐԻ ՍՏԱՏԻԿԱԿԱՆ ԵՎ
ԼՈՂՆԱԴՐԱԿՆԻ ԱՄՐՈՒԻԹՅՈՒՆԸ

Հ ա ղ ո թ ղ ո ս Վ Լ

Ի Վ Փ ո Փ ո ս Վ

Հոսքի տվյալները բերված է նախնական շարքի քաղաքական շարքի (կառուցան ածրանքի) անվանումը 163 կգ մ(մ²) անբարենյութի մանր բեռների հիման.

ների հոգնածության փորձարկումների արդյունքները: Բետոնի ամրությունը հեծաններում վերցրված է 500 կգ/սմ^2 , վերջիններիս կոնստրուկցիան ցույց է արված նկ. 1-ում: Փորձարկված 19 հեծաններից չորսում յարերի նախապես լարվածության ինտենսիվությունը ընդանված է եղել համասար 120 կգ/սմ^2 , իսկ հեծանում՝ 104 կգ/սմ^2 , իսկ հետևյալ չորսուկան հեծաններում համապատասխանաբար՝ 88 և 72 կգ/սմ^2 : Ստատիկական փորձարկումների արդյունքները բերված են աղյուսակ 2-ում: Բազմակի կրկնվող ուժերի տակ փորձարկված հեծանների արդյունքները բերված են աղյուսակ 3-ում:

Փորձերը ցույց են տվել, որ լարարևտոնային հեծանների հոգնածային ամրության և բեռնավորման ցիկլերի քանակի միջև գոյություն ունի պատկերի մոտ կապ (նկ. 4). բեռնավորման ցիկլերի քանակի ալիլայցման հետ հեծանների հոգնածային ամրությունը պակասում է. լարերի նախնական լարվածության ինտենսիվության բարձրացման դեպքում հեծանների հոգնածային ամրությունը այնպես է: Փորձարկումների արդյունքից հիշելով, առաջարկվում է լարարևտոնային հեծանների նախազմման ժամանակ լարերի նախապես լարվածության ինտենսիվությունը ընդունել վերջինիս կտրման ամրության մեծություն $0,6\text{--}0,7\text{ անգամներում}$: