

Н. А. Словинский

Опытное исследование железобетонных колонн с жесткой арматурой при центральном сжатии

За последние годы железобетонные конструкции с жесткой арматурой нашли довольно большое применение на строительстве ряда гидроузлов, промышленных и высотных зданий. Следует отметить, что целесообразность широкого внедрения в строительство этого вида железобетона была доказана обстоятельными опытно-теоретическими исследованиями, произведенными в ЦНИПС А. А. Гвоздевым и его сотрудниками [1, 2].

В 1948 г. нами была выявлена целесообразность применения жестких арматурных каркасов для железобетонных арочных мостов при существенном увеличении допускаемого напряжения на металл арочного каркаса [3].

В случае навесного способа монтажа в стальном каркасе арки, после его обетонирования, возникают относительно высокие начальные сжимающие напряжения. Вследствие этого возникают опасения в отношении возможного выпучивания предварительно сжатой арматуры в бетоне и раннего трещинообразования в бетоне.

Эти вопросы требовали экспериментальной проверки, так как автором статьи совместно с В. В. Пинадзяном для одного моста было спроектировано железобетонное арочное пролетное строение и для арки этого моста была предложена жесткая арматура, предварительные напряжения которой после обетонирования конструкции по расчету достигают значительной величины.

В свете изложенных соображений нами в 1949 г. в Институте стройматериалов и сооружений Академии наук Армянской ССР были произведены опыты с целью экспериментальной проверки несущей способности центрально-сжатых железобетонных образцов для случая, когда в жесткой арматуре имеются предварительные сжимающие напряжения порядка от 350 до 2000 кг/см².

Нами были испытаны десять образцов, размерами 25×25×112 см. Размеры образцов были продиктованы габаритами и мощностью гидравлического 20-тонного пресса.

Металлические каркасы образцов имели четыре ветви из уголков $50 \times 50 \times 5$ мм ($F_a = 19,2$ см²) с соединительной решеткой треугольной системы из полосовой стали со сварными узлами (фиг. 1).

Процент армирования $\mu = 3,2\%$.

Перед обетонированием каркасы испытывались под нагрузкой от 30 до 35 тонн. При испытании каркасов производился замер деформаций в стойках и связях.

Железобетонные призмы были подразделены на следующие группы:

Группа 1а. Образцы №№ 1, 4, 7 и 10—с предварительно сжатым в специальных приспособлениях металлическим каркасом; защитный слой бетона армирован хомутами из стальной катанки диаметром 5 мм, с шагом 10 см.

Группа 1б. Образец № 6—с предварительно сжатым металлическим каркасом; защитный слой бетона не армирован.

Группа 2а. Образец № 5—металлический каркас которого не подвергался предварительному сжатию; защитный слой бетона армирован хомутами из стальной катанки.

Группа 2б. Образцы №№ 2, 3 и 9—металлический каркас которых не подвергался предварительному сжатию; защитный слой бетона не армирован.

Предварительное сжатие в металлических каркасах осуществлялось специально изготовленными приспособлениями (фиг. 2 и 3), устанавливаемыми в 200-тонный пресс.

Бетон для образцов, а также для контрольных бетонных кубиков $20 \times 20 \times 20$ см был изготовлен на базальтовом щебне, речном песке Эчмиадзинского карьера и цементе Араратского завода имени С. Орджоникидзе.

Предел прочности при сжатии контрольных бетонных кубиков с размерами сторон в 20 см приводится в таблице 1.

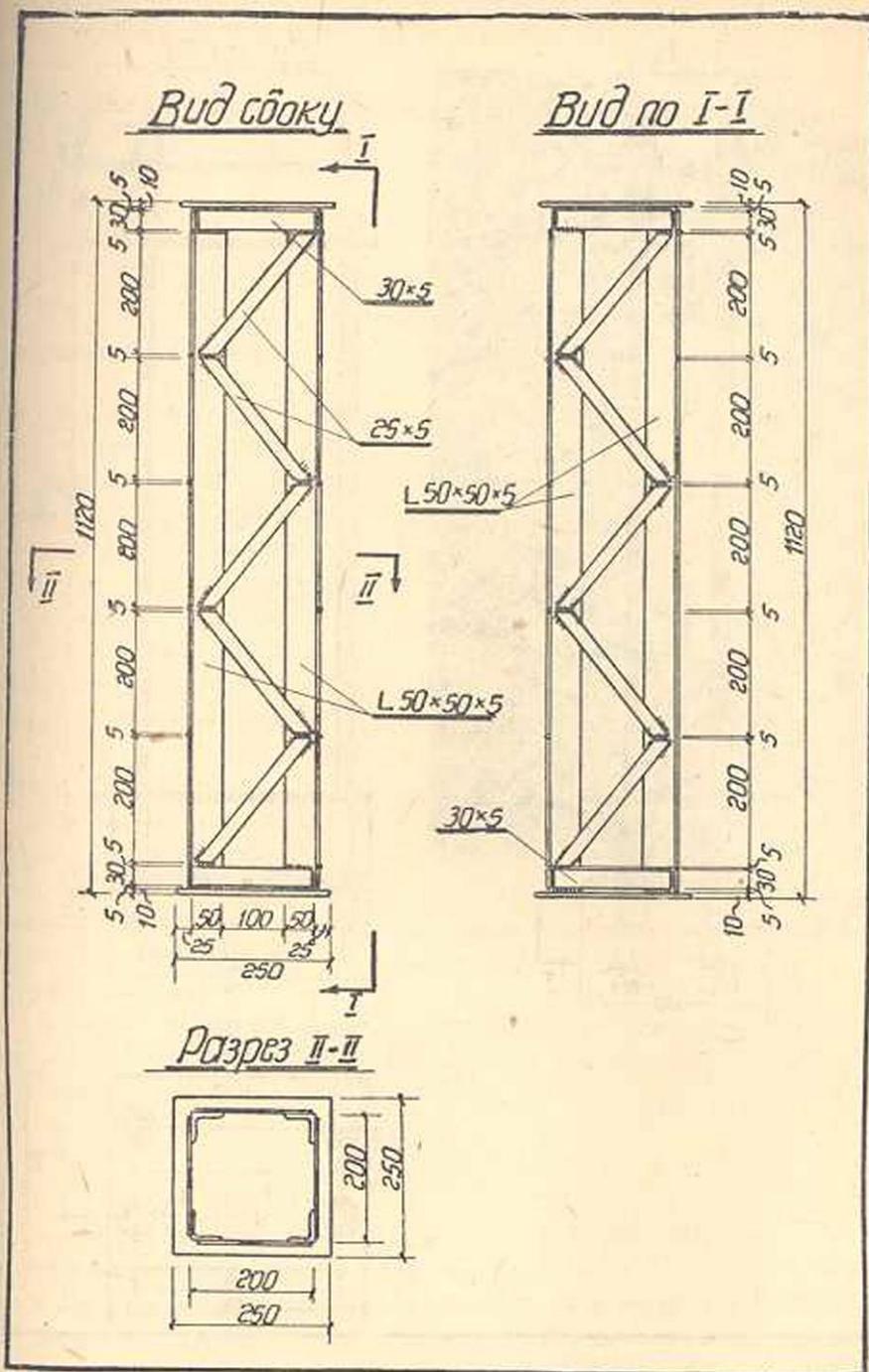
Таблица 1

Номера образцов*	1, 2 и 10	4 и 5	и 6	7 и 9	11
Предел прочности при сжатии в кг/см ² (среднее из трех испытаний)	175	150	140	135	150

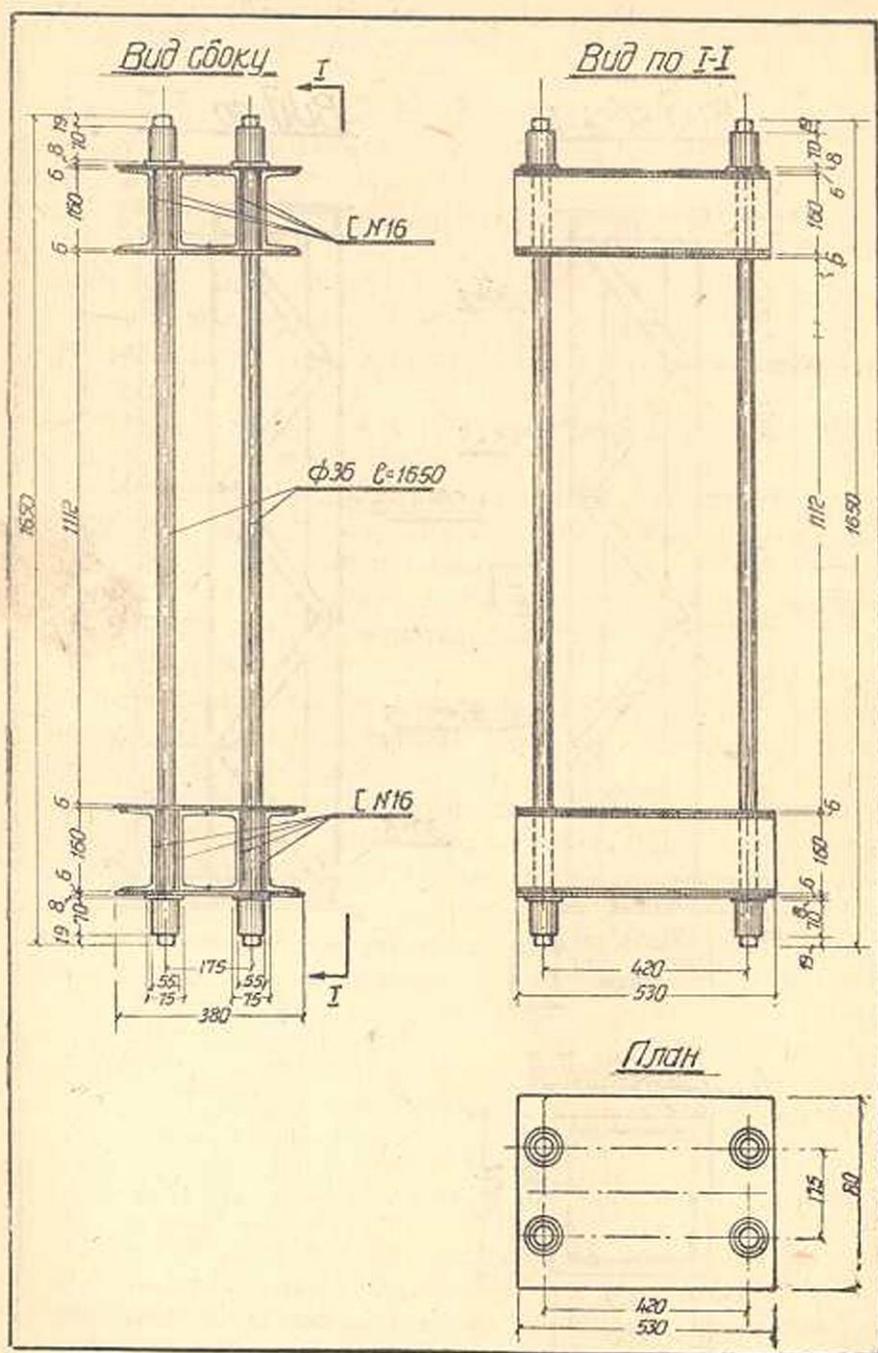
Испытание на разрыв стальных образцов нормальной длины, вырезанных из стоек жесткого каркаса, показало, что предел текучести металла колеблется от 24,6 до 28 кг/мм².

Все изготовленные призмы испытывались на 28—30 сутки с момента их бетонирования.

* Призмы от № 1 до № 10 железобетонные, № 11—бетонная.



Фиг. 1 Каркас жесткой арматуры испытанных образцов



Фиг. 2. Приспособление для предварительного сжатия каркаса жесткой арматуры

Испытания на центральное сжатие бетонной призмы (образец № 11), имеющей такие же размеры, как и железобетонные призмы, и соответствующих контрольных бетонных кубиков, показали, что отношение призмевой прочности к кубиковой $\phi = 0,72$.

Кстати, по многочисленным опытам других исследователей, коэффициент ϕ для соотношения $\frac{l}{b} = \frac{112}{25} = 4,5$, при марке бетона 140—170, близок к полученной величине.

При испытании железобетонных призм продольные деформации измерялись: арматуры—тензометрами с точностью 1 микрон на базе 2 см, в четырех точках сечения, бетона—деформометрами с точностью 10 микрон на базе 50 см, также в четырех точках сечения (фиг. 3).

Величины разрушающей нагрузки для железобетонных образцов с жесткой предварительно-напряженной и ненапряженной арматурой приведены в таблице 2.

В пятой графе таблицы 2 приведены, для сравнения, расчетные величины разрушающей продольной силы, вычисленные по несколько видоизмененной формуле Н и Т У-3-49:

$$N_p = \frac{\phi R F_6 + \sigma_r F_a}{1000} \text{ тонн,} \quad (1)$$

где по нашим опытам: $\phi = 0,72$, $F_a = 19,2 \text{ см}^2$, $F_6 = 606 \text{ см}^2$.

По показаниям тензометров, замерявших продольные деформации арматуры, и деформометров, замерявших продольные деформации бетона центрально сжатых железобетонных образцов, было установлено следующее:

1. Равномерно возрастающей осевой нагрузке соответствует плавный рост деформации бетона и арматуры; на кривой за висимости „нагрузка-деформация“ резко выраженных переломов и скачков не выявлено;



Фиг. 3. Испытание образца с предварительно сжатой жесткой арматурой

Таблица 2

№ образцов	Кубиковая прочность бетона в кг/см ² в момент испытания ж. б. образца	Предварительное напряжение арматуры в кг/см ²	Разрушающая нагрузка в тоннах			Расхождение между Н и Т У—3—49 и опытами в процентах	
			по нашим опытам	по формуле Н и Т У—3—49 при:		при $\sigma_T = 2480$ кг/см ²	при $\sigma_T = 2800$ кг/см ²
				$\sigma_T = 2480$ кг/см ²	$\sigma_T = 2800$ кг/см ²		

Преднапряженная арматура с хомутами

10	175	770	126	123	130	+2,5	-3,1
1	175	350	130	123	130	+5,7	0
7	135	2090	117	106	113	+10,5	+3,6
4	150	1320	122	112	119	+9	+2,5

Преднапряженная арматура без хомутов

6	140	825	110	108	115	+1,9	-4,3
---	-----	-----	-----	-----	-----	------	------

Ненапряженная арматура с хомутами

5	150	0	115	112	119	+2,7	-3,4
---	-----	---	-----	-----	-----	------	------

Ненапряженная арматура без хомутов

2	175	0	110	123	130	-10,6	-15,4
9	135	0	106	106	113	0	-6,2
3	140	0	110	108	115	-1,9	-4,4

2. В образцах, арматура которых не подвергалась предварительному загрузению и, в особенности, в образцах без хомутов наблюдалось раннее появление трещин в бетоне. В образцах без хомутов напряжение в арматуре достигало предела текучести после появления трещин в бетоне. В образцах с предварительно напряженной арматурой появление трещин в бетоне происходило не раньше, чем напряжение в арматуре достигало предела текучести.

На основании проведенных опытов приходим к выводу, что при соблюдении нормативных требований в отношении постановки необходимого количества хомутов и марки бетона, предварительное загрузение жесткой арматуры, как и следовало ожидать, не снижает несущей способности железобетонного сжатого элемента.

При большом проценте армирования железобетонных конструкций возможны случаи, когда в стадии разрушения бетон достигнет предела прочности раньше, нежели арматура—предела текучести.

Предварительным загрузением арматуры можно достигнуть такого благоприятного состояния, когда разрушение железобетонного

сжатого элемента с любым процентом армирования произойдет не раньше, чем будет достигнут предел текучести арматуры.

Это положение подтверждается описанными выше опытами.

Институт стройматериалов
и сооружений Академии
наук Армянской ССР

Поступило 26/V 1951

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Гвоздев А. А.—Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия, Москва, 1949.
2. Васильев А. П.—Проектирование железобетонных конструкций с жесткой арматурой, Москва, 1943.
3. Славинский Н. А.—Вопросы применения жесткой арматуры в железобетонном мостостроении, Тбилиси, 1948.

Ն. Ա. Սլովինսկի

ԿՈՇՏ ԱՐՄԱՏՈՒՐԱՅՈՎ ԵՐԿԱԹԱԲԵՏՈՆ ՍՅՈՒՆԵՐԻ ՓՈՐՁԱՌԱԿԱՆ ՈՒՍՈՒՄՆԱՍԻՐՈՒԹՅՈՒՆԸ ԿԵՆՏՐՈՆԱԿԱՆ ՍԵՂՄՍԱՆ ԴԵՊՔՈՒՄ

Ա Մ Փ Ո Փ Ո Ւ Մ

Կոշտ արմատաւրայով երկաթաբետոն սյուների փորձատական ուսումնասիրութիւնը ցույց է ապրտ, որ կենտրոնական սեղմման դեպքում արմատաւրայի նախնական բեռնաժորումը միջին նրա նստունութեան սահմանը՝ չի իջեցնում սյունի կրողական ընդունակութիւնը:

Սւտաի այդ ախտի կոնստրուկցիաների կիրառումը նպատականարժար է աղեղնաժոր կամուրջներում, որտեղ՝ լաստակների և սղնարկների փոխաջինման նպատակով՝ ննարաժոր է իրականացնել կոշտ արմատաւրայով նախնական զգալի բեռնաժորում:

Կոշտ արմատաւրայի նման օգտագործումը երկաթաբետոն կամուրջներում էապես նվազեցնում է վերջիններիս կառուցման արժեքը և ժամկետը:

