

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА

УДК 69.057.45

А. О. Саакян, Р. А. Котикян, А. С. Шахназарян

Исследование прочности и трещиностойкости
железобетонных ядер жесткости многоэтажных зданий
при горизонтальных нагрузках в зависимости от степени
насыщения ствола поперечной арматурой

(Представлено чл.-корр. АН Армянской ССР М. З. Симоновым 25/XII 1983)

Одним из основных направлений современного строительства является увеличение этажности гражданских зданий с применением ядер жесткости. Расчет таких сложных пространственных конструкций с учетом трещинообразования имеет большой практический и теоретический интерес. Методика расчета, предложенная в (1,2), была разработана для расчетной нагрузки. С увеличением внешних горизонтальных нагрузок развиваются деформации, имеют место трещины, не только нормальные к продольной оси ствола и косые в углах проемов, но и наклонные, оказывающие большое влияние на прочность ядра жесткости. Исследование прочности и трещинообразования ядер жесткости с проемами связано с необходимостью проведения большого числа экспериментов.

Настоящая работа посвящена экспериментальному исследованию на моделях прочности и трещинообразования ядер жесткости 16-этажных зданий в зависимости от поперечного армирования ствола и эталонных моделей кольцевого сечения.

Испытанные модели представляли собой жестко-заделанные в фундамент тонкостенные стволы постоянного замкнутого поперечного сечения с регулярно расположенными по высоте дверными проемами. Толщина стенки эталонных моделей кольцевого сечения и диаметр срединной поверхности моделей с проемами назначались из условия сохранения одинаковых площадей и моментов инерции сечений моделей с проемами и без них. При проектировании моделей принят метод простого механического подобия (3) с сохранением материалов оригинала (масштаб моделей—1/10, тяжелый бетон М-300, $R_{np}'' = 17$ МПа, арматура из стали класса А—III $R_s'' = 360$ МПа).

Модели были испытаны на специальном стенде на поперечную нагрузку, изменяющуюся по высоте ствола по треугольному закону, в направлении, перпендикулярном плоскости одного из проемов (рис. 1).

Были испытаны 4 серии моделей, по две в каждой серии: модели без поперечного армирования (серия 1); модели, поперечное армирование которых осуществлено согласно требованиям СНиП II-B. 1-62 (серия 2); модели, поперечное армирование которых осуществлено согласно требованиям СНиП II-21-75 (серия 3); модели, в которых по-

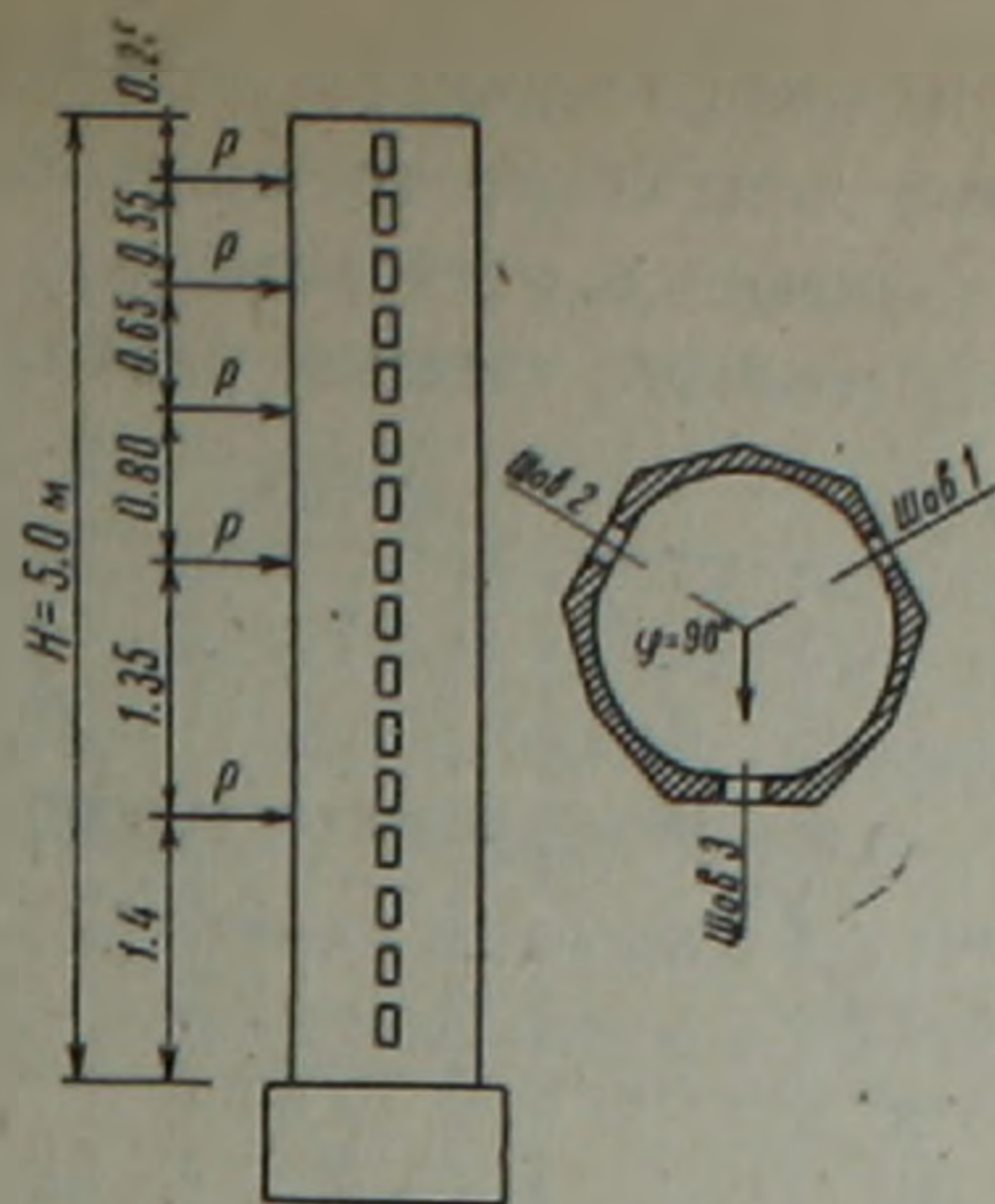


Рис. 1. Схема нагружения моделей и направление приложения внешней поперечной нагрузки

перечная нагрузка воспринимается только поперечной арматурой (серия 4). Тем самым серии моделей отличались друг от друга условным коэффициентом поперечного армирования μ_x (табл. 1).

На первом этапе, до образования трещин, модели нагружались ступенями по $0,05q_{pz}$ (q_{pz} —ожидаемая разрушающая нагрузка), а после трещинообразования и вплоть до разрушения — ступенями, равными $0,1q_{pz}$.

Таблица 1

Серия	Индекс модели	$\mu_x, \%$	Шаг хомутов, мм	Разрушающая нагрузка в долях от расчетной	Коэффициенты корреляционного уравнения	
					a	b
1	М—III—1п	0	—	1.5	—0.01	134
	М—III—2к			1.5	—0.01	134
2	М—IV—1п	0.13	120	1.9	—0.01	113
	М—IV—2к			1.7	—0.01	113
3	М—I—1к	0.28	100	2.4	—0.01	88
	М—II—2			2.35	—0.03	100
4	М—V—1п	0.4	70	2.0	—0.01	68
	М—V—2к			2.1	—0.01	68

На рис. 2 приведены опытные значения максимальных напряжений в наиболее растянутой арматуре и сжатом бетоне (на уровне заделки) в зависимости от уровня нагружения, расчетные прямые, рассчитанные по формулам:

$$\sigma_a^{\max} = R_a^* \cdot q/q_p; \quad \sigma_b^{\max} = R_{np}^u \cdot q/q_p. \quad (1)$$

Как видно, формулы (1) практически хорошо описывают экспериментальные кривые. Таким образом, имея прочностные характеристики бетона и арматуры, можно найти максимальные напряжения в растянутой арматуре и сжатом бетоне железобетонных ядер жесткости с

проемами. Разрушение моделей серии 1 (см. табл. 1) имело место при нагрузке $1,5 q_p$. Первые наклонные трещины были обнаружены при поперечной нагрузке, близкой к расчетной (q_p). При незначительном догрузении ширина наклонных трещин резко возрастала, достигая

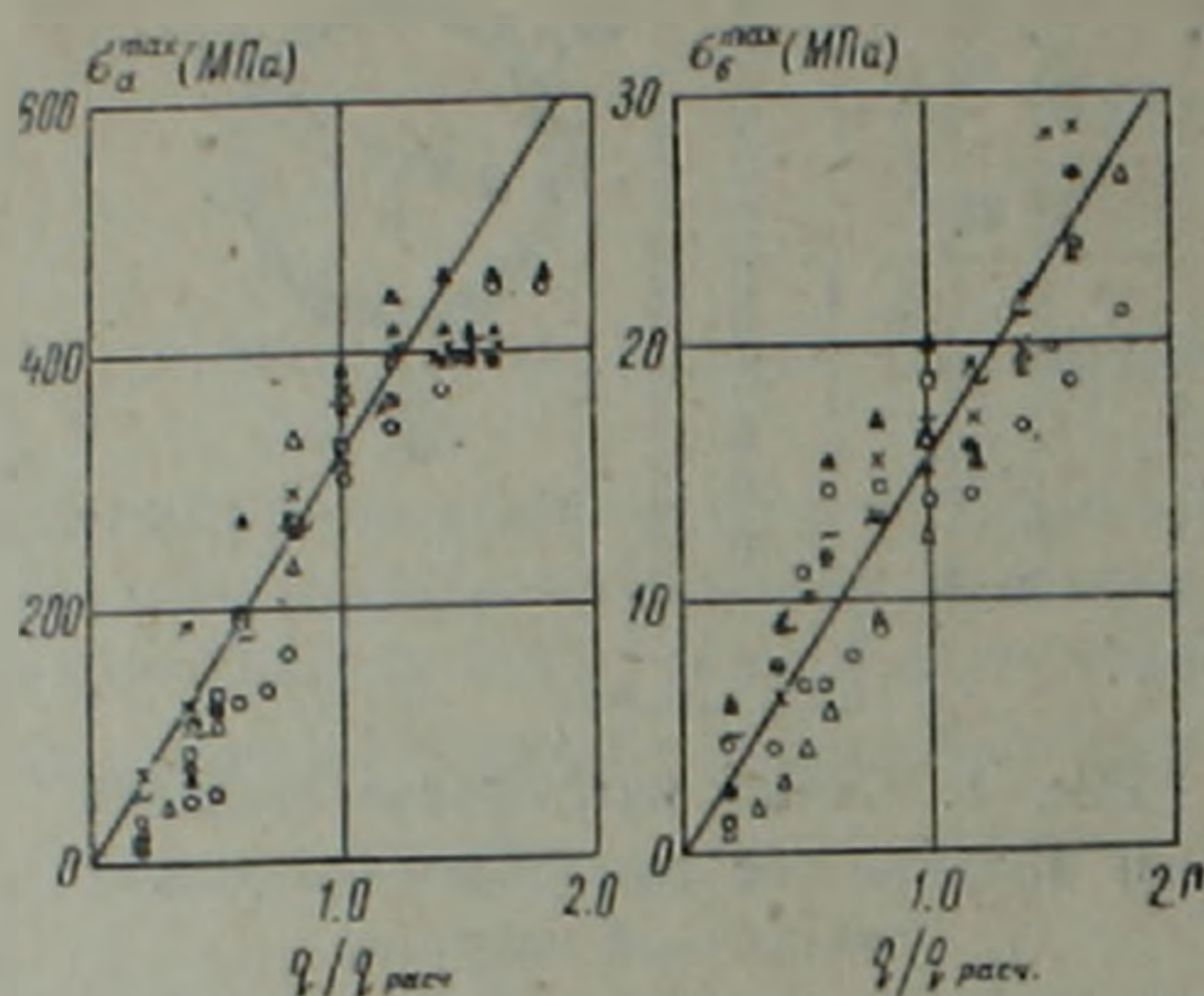


Рис. 2. Максимальные напряжения в растянутой арматуре $\sigma_a^{\max}$ и сжатом бетоне

$\sigma_b^{\max}$ в зависимости от внешней нагрузки:

- М-I-1; △—М-II-2; →—М-III-1п;
□—М-III-2к; ●—М-IV-1п; ×—М-IV-2к;
▲—М-V-1п; ~—М-V-2к

1 мм, тогда как максимальная ширина раскрытия нормальных трещин ($a_{\text{норм}}$) в простенках, косых трещин в углах проемов не превышала 0,25 мм. Модели разрушались по наклонным сечениям. И несмотря на то, что прочность бетона этих моделей была значительно больше, чем в моделях серии 3, их разрушение вследствие сопротивления продольной арматуры ствола поперечным силам, проявляющегося в виде нагельного эффекта, и сопротивления армированной сжатой зоны бетона происходило не при расчетной нагрузке, соответствующей началу образования наклонной трещины в стволе, а при более высоком уровне нагружения. В результате чрезмерного раскрытия наклонных трещин и среза сжатой зоны бетона по косой площадке имело место хрупкое разрушение.

Примерно аналогичная картина наблюдалась в моделях серии 2. В этом случае образовавшиеся наклонные трещины (при $0,6 q_{p3}$) интенсивно развивались, и при следующей ступени нагружения их максимальная ширина раскрытия превышала 1 мм. Разрушение этих моделей произошло по наклонным сечениям, а разрушающая нагрузка по сравнению с моделями серии 1 увеличилась на 20%. С дальнейшим увеличением условного коэффициента поперечного армирования ствола (модель М-I-1к) ширина раскрытия наклонных трещин существенно уменьшилась и при уровне нагружения, соответствующем расчетной нагрузке ($0,6 q_{p3}$), не превышала 0,3 мм (*). Ширина раскрытия нормальных трещин в простенках и косых трещин в углах проемов также не превышала 0,3 мм. Разрушение моделей серии 3 происходило при нагрузке, соответственно, 2,4 и 2,35 q_p по сечению, характеризующемуся наличием горизонтального участка, где продольная арма-

тура растянутой зоны достигает предела текучести, и сопряженного с ним наклонного участка, обусловленного превалированием касательных напряжений над нормальными. Как показали исследования, в моделях серии 4 по сравнению с моделью М-І-Ік пересармирование ствола поперечной арматурой не оказало существенного влияния на ширину раскрытия наклонных трещин (при нагрузках, близких к расчетной), а также на несущую способность конструкции. Представляло интерес исследовать влияние поперечного армирования ствола μ_x на ширину раскрытия нормальных трещин $a_T^{\text{норм}}$.

На рис. 3 приведены опытные значения $a_T^{\text{норм}}$ моделей с разным поперечным армированием, подвергшиеся статистической обработ-

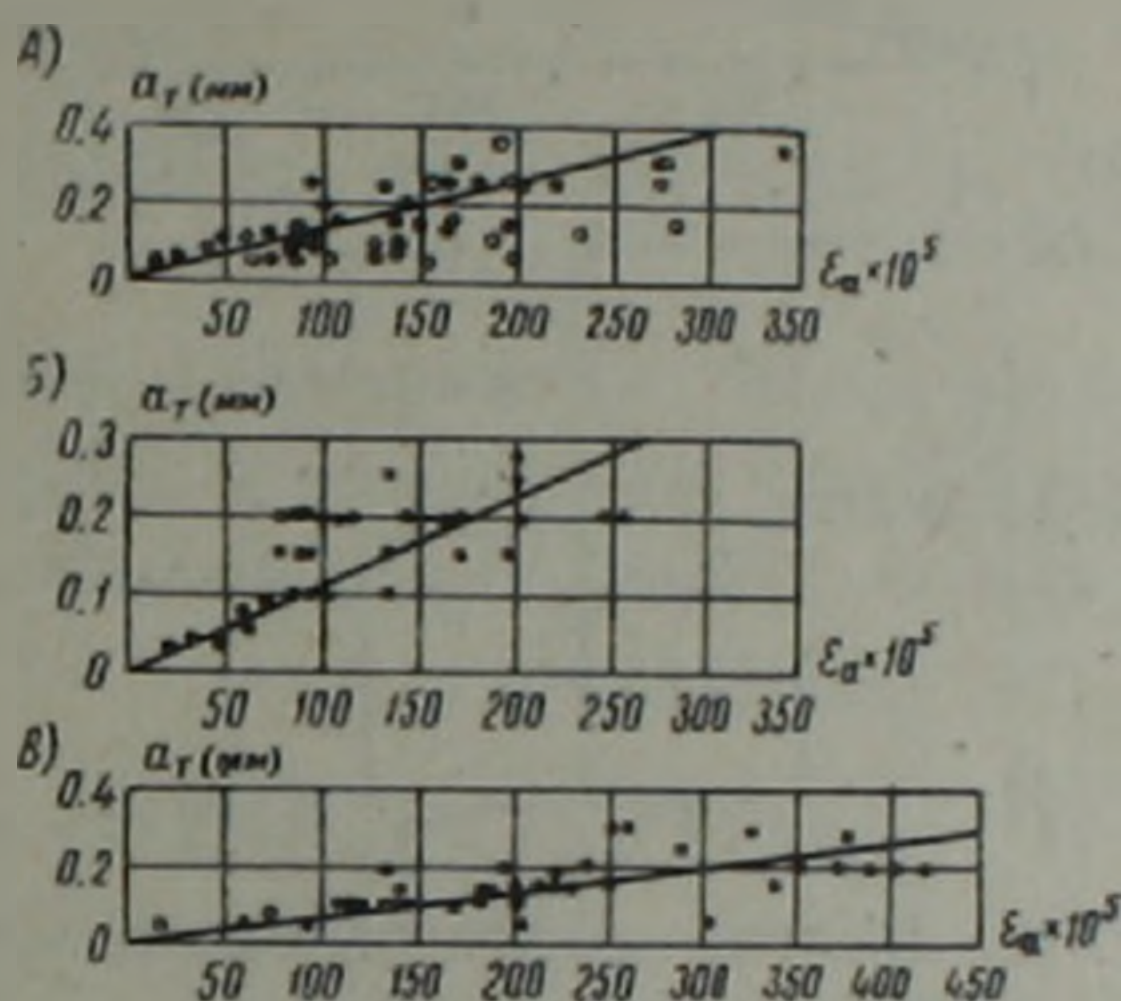


Рис. 3. Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси ствола моделей с разным поперечным армированием, в зависимости от деформаций продольной арматуры. А — модели серии 1, • — М-ІІІ-Іп; ○ — М-ІІІ-2к; Б — модель М-ІV-Іп; В — модели серии 4, ○ — М-V-Іп; • — М-V-2к

ке по методике, описанной в (5), и расчетные кривые, рассчитанные по линейному корреляционному уравнению

$$a_T^{\text{норм}} = a + b\epsilon_a. \quad (2)$$

Значения коэффициентов a и b приведены в табл. 1. На рис. 4 приведены зависимости $a_T^{\text{норм}} - \epsilon_a$ для моделей ядра жесткости с проемами и эталонного кольцевого сечения, рассчитанные по корреляционному уравнению (2). Как видно из этих графиков, $a_T^{\text{норм}}$ моделей существенно зависят от степени насыщения ствола поперечной арматурой. С увеличением условного коэффициента поперечного армирования $a_T^{\text{норм}}$ уменьшается. Эту зависимость можно представить в следующем виде (см. рис. 4,Б):

$$a_T^{\text{норм}} = 0,01 + (134 - 165\mu_x)\epsilon_a. \quad (3)$$

Полученное явление можно объяснить двумя факторами. Во-первых, при наличии поперечного армирования в растянутой зоне имеют место силы сцепления бетона и поперечной арматуры, в то время как без поперечного армирования бетон деформируется, находясь как бы в обойме. Увеличение поперечного армирования ствола, осуществляе-

ное путем уменьшения шага хомутов, приводит к изменению напряженно-деформированного состояния бетона растянутой зоны. Во-вторых, поперечная арматура сопротивляется продольным силам аналогично тому, как продольная арматура сопротивляется поперечным силам при нагельном эффекте. На рис. 4, А приведена зависимость

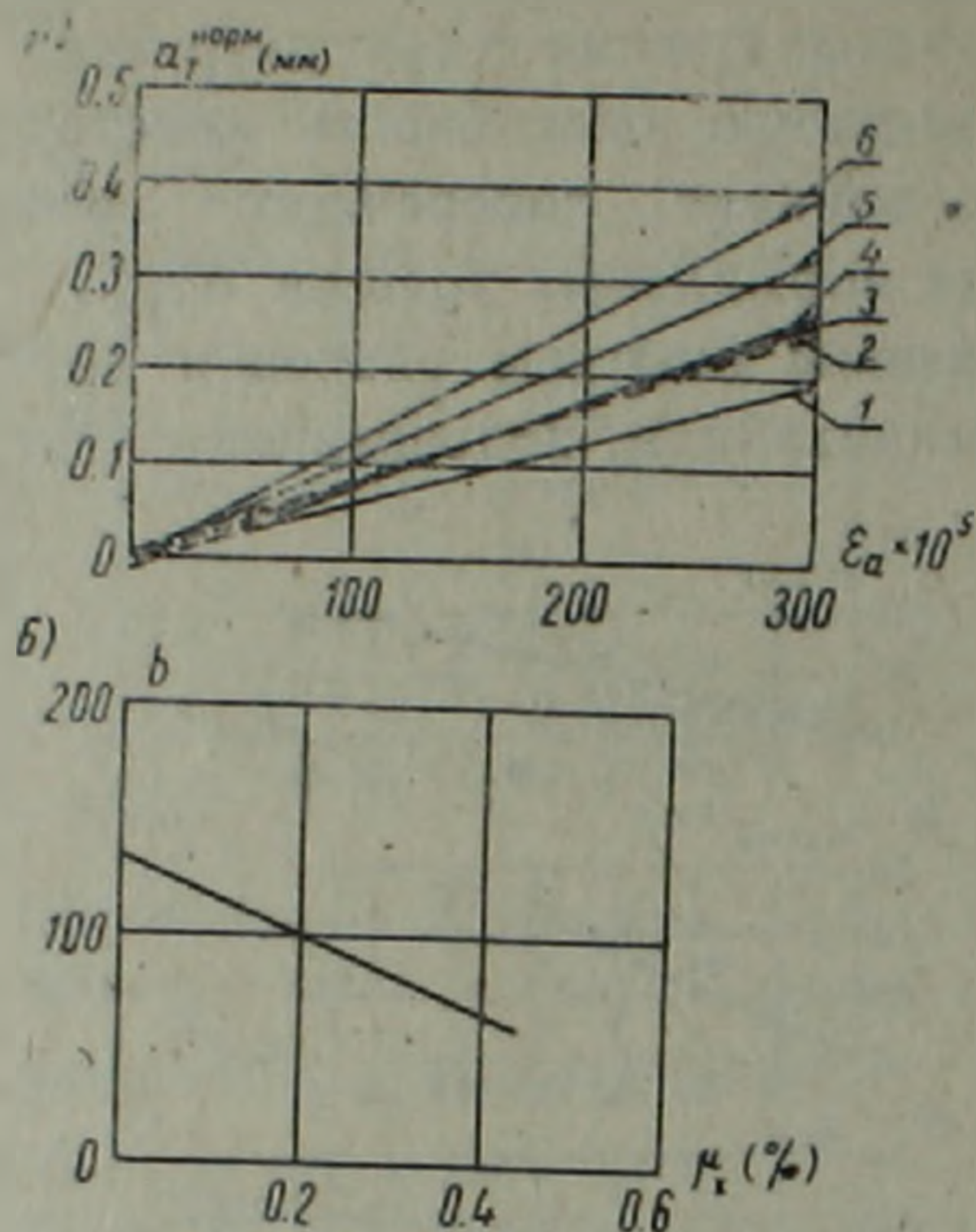


Рис. 4. Ширина раскрытия нормальных трещин моделей с разным поперечным армированием (А) и изменение коэффициента α в зависимости от условного процента поперечного армирования μ_x (Б): 1—модели серии 4 ($\mu_x = 0,4$); 2—по СНиП II-21-75; 3—модель М-1-1 к ($\mu_x = 0,28$); 4—модель М-11-2 ($\mu_x = 0,28$); 5—модели серии 2 ($\mu_x = 0,13$); 6—модели серии 1 ($\mu_x = 0$).

$a_T^{\text{норм}} - \epsilon_a$, рассчитанная согласно СНиП II-21-75. Как видно, эта зависимость с достаточной точностью совпадает с аналогичными зависимостями эталонных моделей кольцевого сечения без проемов и моделей ядра жесткости с проемами с одинаковым условным коэффициентом поперечного армирования $\mu_x = 0,28\%$. Следовательно, $a_T^{\text{норм}}$ железобетонного ядра жесткости с проемами можно рассчитывать согласно СНиП II-21-75, заранее приводя сечение ядра к эквивалентному кольцевому сечению без проемов. Определенный интерес представляет исследование влияния поперечного армирования ствола ядра жесткости на число нормальных и наклонных трещин. Первые наклонные трещины (НТ) во всех испытанных моделях образуются при нагрузке $q/q_{pz} = 0,4 \div 0,43$. В моделях М-III-1п и М-III-2к открывается сначала по одной трещине, тогда как в М-IV-1п и М-V-2к—по две НТ. С увеличением внешней поперечной нагрузки до расчетной число НТ увеличивается и соответственно составляет пять, восемь, девять и десять трещин. При дальнейшем увеличении внешней нагрузки до значения разрушающей отсутствие поперечного армирования приводит к тому, что в стволах моделей открываются одиннадцать и двенадцать, а при слабом поперечном армировании четырнадцать НТ. Переарми-

рование же ствола моделей поперечной арматурой приводит к открытию в стадии разрушения семнадцати НТ, однако максимальная ширина их составляет всего 3 мм, что намного меньше, чем в первых случаях. Таким образом можно заключить, что с увеличением количества поперечной арматуры в стволах ядер жесткости с проемами число НТ увеличивается, но максимальная ширина их раскрытия уменьшается. Количество поперечного армирования ствола моделей практически не оказывает влияния на число НТ.

Всесоюзный проектно-экспериментальный
конструкторский и технологический
институт (ВПЭКТИ)

Ա. Հ. ՍԱՀԱԿՅԱՆ, Ի. Ա. ԿՈՏԻԿՅԱՆ, Ա. Ս. ՇԱՀՆԱԶԱՐՅԱՆ

Բազմահարկ շենքերի երկաթբետոնյա կոշտության միջուկների ամրության և ճախակնգունության հետազոտումը հորիզոնական ուժերի ազդեցության դեպքում կախված փողերի ընդլայնական ամրանավորման հագեցվածության աստիճանից

Աշխատանքում բերվում են 16 հարկանի շենքերի կոշտության միջուկների ամրության և ճաքառաջացման հետազոտությունները կախված փողերի ընդլայնական ամրանավորումից: Հետազոտությունները ցույց են տվել, որ նախօրոք իմանալով ամրանի և բետոնի ամրությունները կարելի է գտնել կոնստրուկցիայի ձգված ամրանի և սեղմված բետոնի մաքսիմում լարումները բեռնավորման ցանկացած էտապում:

Հաստատված է նաև, որ երկաթբետոնյա կոշտության միջուկների փողերի ընդլայնական ամրանավորումից կախված էսպես փոխվում է նորմալ ճաքերի լայնությունները:

Որքան շատ է ընդլայնական ամրանների բանակությունը, այնքան փոքր է նորմալ ճաքերի լայնությունները:

ЛИТЕРАТУРА — ԳՐԱԿԱՆՈՒԹՅՈՒՆ

- ¹ Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных ядер жесткости многоэтажных зданий, возводимых в сейсмических районах, Ереван, 1981. ² А. О. Саакян, Р. О. Саакян, С. Х. Шахнизарян, Возведение зданий и сооружений методом подъема, Стройиздат, М., 1982. ³ А. Г. Назаров, О механическом подобии твердых деформируемых тел (к теории моделирования), Ереван, 1965. ⁴ А. О. Саакян, Ю. Х. Газарян, Р. А. Котикян, Изв. АН АрмССР. Техн. науки, т. 36, № 4 (1983). ⁵ А. К. Митропольский, Техника статистического вычисления, М., 1961.