

В. И. АРТИЩЕВ

МЕТОДИКА ОЦЕНКИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Рассматривается метод определения удельных нагрузок на бетон и арматуру разноразрушенных и разноармированных колонн каркасных зданий с последующим определением их напряженно-деформированного состояния и снижения модуля упругости бетона колонны.

Ил. 1. Библиогр.: 8 назв.

Դիտարկվում է կմախքային շենքերի տարաբեկված և տարամարմնավորված սյուների բետոնի և ամրանի տեսակարար բեկվածքների որոշման եղանակը՝ նրանց լարվածության-դեֆորմացիան վիճակի և սյուների բետոնի առաձգականության գործակցի նվազեցման նկատմամբ սահմանով:

Исследование напряженно-деформированного состояния (н. д. с.) бетона и арматуры железобетонных колонн многоэтажных каркасных зданий необходимо по следующим причинам:

— возникновение и развитие наклонных трещин в железобетонных сжато-изогнутых конструкциях (колоннах) в значительной мере зависит от уровня продольного обжатия бетона;

— точная оценка напряжений и деформаций бетона колонн необходима для предотвращения достижения их предельных значений (и возможного хрупкого разрушения) при нагружении колонн каркасных зданий сейсмическими и ветровыми усилиями;

— продольные деформации и изменения модуля упругости разноразрушенных и разноармированных колонн каркасного здания необходимы для оценки дополнительных усилий в ригелях, возникающих вследствие различных укорочений колонн — опор ригелей.

Задача точного определения напряжений в бетоне и арматуре сжатого железобетонного элемента достаточно трудна, т. к. сечение его представляет собой статически неопределимую систему, состоящую из двух материалов с существенно различными модулями упругости, причем арматура — упругий материал, а бетон — упруго-пластический на всем расчетном диапазоне нагружения.

Так как арматура имеет модуль упругости E_s , примерно на порядок превышающий начальный модуль упругости бетона E_{b1} , то ею воспринимается доля продольной нагрузки $K_s = N_s / N_{col}$, увеличиваю-

щаяся с ростом ее количества и сечения — $\mu = \frac{A_s}{bh_0}$. Значения K_s

растут в процессе возрастания продольной силы в колонне — N_{col} или $\mu = N_{col} / R_b h_0$, так как при этом значение $\alpha = E_s / E_b$ увеличивается вследствие нелинейного снижения E_b . В приведенных выражениях A_s , R_b , b , h_0 — площадь сечения продольной арматуры, призматическая прочность бетона, ширина и рабочая высота сечения колонны соответственно. Это обстоятельство сводит решение задачи определения удельных нагрузок на бетон — N_b и арматуру N_s к последовательным приближениям, реализуемым только на ЭВМ.

Ввиду того, что в каркасных зданиях различной этажности применяются разные классы бетона, а колонны могут иметь значение $\mu_s = 0,015 \dots 0,06$, в практике проектирования зачастую необходимо точно и быстро определить и. д. с. бетона и арматуры в этих элементах.

В [1, 2] приводились формулы, определяющие K_s достаточно точно при средних значениях μ . При малых и высоких значениях μ погрешности возрастают. При этом требуется уточнение K_s методами последовательных приближений, связанных с выравниванием относительных продольных деформаций арматуры ϵ_s и бетона ϵ_b , деформирующихся по существенно различным диаграммам « σ — ϵ » («напряжение—деформация»).

Предлагаемые зависимости σ — ϵ для бетона обычно описываются полиномами n -й степени, приводящими к громоздким формулам, неудобным для практического применения. Значительно более распространен на практике формула [3]:

$$\epsilon_b = -1,1R_b E_{s,b}/n(1 - \sigma_s/1,1R_b) \quad (1)$$

или

$$\sigma_b = 1,1R_b[1 - \exp(-0,9E_{s,b}\epsilon_b/R_b)]. \quad (2)$$

Зависимости (1) и (2) хорошо согласуются с экспериментальными данными, включая и значения $\epsilon_b = 2\%$, при которых начинается текучесть арматуры наиболее распространенного класса А-III.

Анализ экспериментальных результатов [2, 4—6 и др.], в том числе численный, а также их статистическая обработка показали, что закономерности изменения K_s в зависимости от μ можно выразить формулой

$$K_s = \sigma_s A_s N_{col} = a n^2 + b n + c. \quad (3)$$

Коэффициенты a , b , c при этом зависят только от величины $\lambda = \mu \mu_s$ и определяются по формулам

$$a = 0,62\lambda^2 - 0,38\lambda + 0,09, \quad b = -\lambda^2 - 0,6\lambda - 0,04, \quad c = (1 - 0,6\lambda). \quad (4)$$

Зависимость (3) можно представить в более логичной форме: если $\mu_s = 0$, то $K_s = 0$, и все внешнее усилие воспринимается сечением бетонной колонны:

$$K_s = c^{(1)} n^2 + D n + 1, \quad (5)$$

где

$$D = 2c, \quad \bar{D} = b c.$$

Расчеты и проверка условий равновесия внешних и внутренних усилий

$$N_{col} = N_b + N_s \quad (6)$$

при условии

$$\epsilon_s = \epsilon_b = \epsilon_s \quad (7)$$

показали, что ошибка в определении K_s по (3) или (5) не превышала 3% (в исключительных случаях) для широкого класса бетонов В 15 ... В 35 при $0,01 \leq \mu_s \leq 0,06$.

Определение и. д. с. колонны из бетона соответствующего класса сечением $b \times h$, h_n , арматурой A_s , загруженной продольной силой N_{col} , начинают с вычисления μ , λ и последующего определения a , b , c по (4) или D , $\bar{D}$ (5). После чего определяют K_s по (3) или (5), $N_s =$

$=K_s N_{col}$ и относительный уровень обжатия бетона колонн по формулам

$$N_b = \varepsilon N_{col} (1 - K_s), \quad \varepsilon_b = N_b / A_b, \quad n = \sigma_b / R_b, \quad (8)$$

где $A_b = A - A_s$ — площадь сечения бетона, A — площадь сечения колонны.

После чего проверяется условие (7), где ε_b определяется по (1), а ε_s — по формуле

$$\varepsilon_s = N_s / A_s E_s. \quad (9)$$

Соблюдение условия (7) свидетельствует о правильности расчета. Изменение модуля упругости бетонных колонн определяется по формуле

$$E_b = \sigma_b / \varepsilon_b. \quad (10)$$

Предложенная методика применима как в практике проектирования каркасных зданий, так и в экспериментальных исследованиях. При проектировании следует учитывать нормативную прочность и начальный модуль упругости бетона [7], а при экспериментальных исследованиях — фактическую призмную прочность и модуль упругости бетона.

На рисунке приведена совместная диаграмма K_s — n , n — ε , ε — $E_b/E_{ob,b}$ для бетонов классов В15, В25, В35 и $\mu_s = 0,0196, 0,0407, 0,057$, построенная по формулам (3) или (5), а также (8) — (10).

Как видно из рисунка, расчетные кривые K_s (I квадрант) практически совпадают с точками их действительных значений. Видно также, что принятая в нормах [7] относительная продольная сила n вследствие неучета арматуры существенно отличается от действительного уровня обжатия бетона колонн ε . Количество кривых K_s и n равно девяти по числу вариантов классов бетона и коэффициентов продоль-

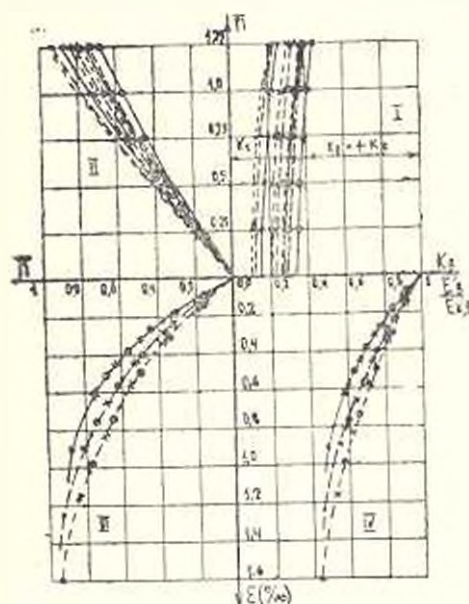


Рис.

ного армирования μ_s . В III и IV квадрантах изображены кривые ε — n , ε — $E_b/E_{ob,b}$. Этих кривых по три: каждая проходит по расчетным (и экспериментальным) точкам, характеризующим конкретный класс бе-

гона независимо от армирования, только ϵ для колонн с большими μ_s отстают от ϵ с меньшими μ_s . Если изменение K_s в зависимости от p представить не параболическими кривыми, а прямыми, то можно получить более простую зависимость:

$$K_s = G(\bar{C} p - 1), \quad (11)$$

где

$$\bar{C} = 0,78\lambda, \quad G = 5,35\lambda^2 - 4,9\lambda + 1,38. \quad (12)$$

Значения K_s по (11) достаточно точны для практики проектирования: наибольшие отклонения на отдельных ступенях загрузки составляют 5...7%. Однако в случае невысокого класса бетона и больших μ_s расчетные значения K_s могут превысить действительные на 12...15%.

Предложенная методика позволяет быстро и точно ($\pm 3\%$) определить н.д.с. бетона и арматуры сжатых железобетонных колонн каркасных зданий. Уточненные же значения модуля упругости бетона позволяют внести необходимые поправки в динамические характеристики проектируемых каркасных зданий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Артищев В. П. О методике оценки напряженно-деформированного состояния сжатых железобетонных колонн при развитии в них наклонных трещин // Инженерные проблемы строительной механики: Межвуз. тем. сб. научн. тр. / ЕрИИ. — Ереван, — 1985. — С. 106—111.
2. Артищев В. П. Прочность узлов и колонн железобетонных каркасов при совместном воздействии косвенносимметричных нагрузок и продольных сил высокого уровня. — Дис. ... канд. техн. наук. — Ереван, 1991. — 283 с.
3. Дыховичный А. А. Статически неопределимые железобетонные конструкции. — Киев: Будивельник, 1978. — 108 с.
4. Артищев В. П. Исследование влияния шага хомутов на прочность и деформативность железобетонных центрально сжатых коротких стоек // Сб. АрмНИИСА к IX Всесоюзной конференции по бетону и железобетону в г. Ташкенте. — Ереван: Айастан, 1983. — С. 88—91.
5. Пинадзели Г. В., Каранетян В. А., Оганесян Б. А. Исследование работы сжатых железобетонных колонн на естественных пористых заполнителях // Тр. АрмНИИСА. — Ереван; Айастан, 1980. — Вып. 27. — С. 3—8.
6. Рискинд Б. Н., Шорникова Г. Н. Исследование работы сжатых железобетонных элементов с термической прочной арматурой // Сб. / УралНИИСТРОМпроект. — Челябинск, 1972. — Вып. IV. — С. 37—42.
7. СНиП 2-03-84. Бетонные и железобетонные конструкции. — М., 1985. — 80 с.
8. СНиП 11-7-81. Строительство в сейсмических районах. — М., 1982. — 48 с.

АрмНИИСС

5. V. 1993