

при шаге ферм $12,0\text{ м}$ $\psi_2 = \text{const} = 0,5$.

Приведенные выше рекомендации по определению ψ относятся к покрытиям, не имеющим переломов верхнего пояса. Для двухскатных покрытий эффективная ширина в средней части пролета существенно снижается.

В табл. 2 приведены значения ψ_2 , вычисленные для сталежелезобетонных двухскатных ферм.

Л и т е р а т у р а

1. Петрашень В.И. Расчет стальных конструкций с плоской обшивкой. - М., 1948.
2. Его же. Гидротехнические затворы с плоской несущей обшивкой. - М. - Л., 1952.
3. Его же. Ригельный гидротехнический затвор как пространственная система. - М.-Л., 1966.
4. Технические указания по проектированию сталежелезобетонных пролетных строений (ВСН 92-63). - М., 1963.
5. Horst T. Richtlinien für Projektierung und Ausführung pfettenloser Verbunddächer; Deutsche Bauinformation. Berlin, 1967.
6. Composite construction in structural steel and concrete: simply supported beams in building, CP117. - London, 1965.
7. Tentative Recommendations for the Design and Constructions of Composite Beams and Girders for Buildings. - Journal ofc American Concrete Institute , 1960, 12, vol.57.
8. Faltus F. Plnostěnně ocelově mosty tramové. - Praha, 1965.

УДК 624.075.001.24

Л.Н.Фомица, Ю.В.Попков

ОСОБЕННОСТИ ОПТИМИЗАЦИИ СЕЧЕНИЙ КОЛОНН ПРИ МНОЖЕСТВЕ СОЧЕТАНИЙ ВНЕШНИХ УСИЛИЙ

Одна из основных задач в области повышения эффективности и качества железобетонных конструкций массового применения - дальнейшее улучшение конструктивных решений на основе использования методов оптимального проектирования [1]. Оно предусматривает создание наиболее экономичных (по какому-либо критерию) конструкций и в то же время отвечающих всем предъявляемым к ним требованиям по прочности, долговечности, жесткости и др. На практике оптимизация железобетонных конструкций является сложной задачей, так как требует учета большого количества факторов, влияющих на их поведение.

бетонных конструкций встречается целый ряд трудностей [2]. В частности, это ограничения, накладываемые нормами при расчете по прочности, жесткости и др., которые выражаются достаточно сложными зависимостями, прерывными функциями. Многие расчетные данные вообще не поддаются аналитической записи и поэтому представляются в табулированном виде.

Такого типа задачи решаются методами последовательного анализа вариантов, чрезвычайно трудоемкими в связи с большими затратами машинного времени ЭВМ при переборе большого числа параметров в достаточно широких пределах.

Таким образом, как показано в работе [2], широкое применение методов оптимизации в практике проектирования требует приведения расчетных зависимостей к виду, удобному для использования методов математического программирования. Особенно это касается оптимизации сечений колонн различных зданий и сооружений, работающих в условиях множества сочетаний внешних усилий, которые возникают в процессе изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации. Порядок составления основных сочетаний усилий, предусмотренный в нормах, в конечном итоге приводит к восьми комбинациям M и N для каждого расчетного сечения колонн.

В большинстве случаев продольные силы N в составе различных комбинаций меньше отличаются друг от друга, чем изгибающие моменты M , имеющие большой разброс значений по абсолютной величине и по знаку, что вызывает знакопеременные напряжения в сечениях колонн. Подбор сечений ведется, как правило, по одному, принятому за наиболее невыгодное, сочетанию. Остальные сочетания служат для проверки условий несущей способности.

Запроектированное сечение должно максимально удовлетворить всем комбинациям усилий. По существующим нормам расчета этого можно добиться только методом многочисленных попыток. Для решения такой задачи очевидна целесообразность применения высокопроизводительных ЭВМ. При этом удобнее всего оперировать программой с алгоритмом поиска оптимума, имея общее уравнение несущей способности вида $M = f(N)$, охватывающее весь диапазон изменения начального эксцентриситета $e_0 = M/N$ от 0 до ∞ . Необходимо иметь единое математическое выражение несущей способности сжатой изгибаемого железобетонного элемента, в котором варьируемыми параметрами были бы марка бетона, класс арматурной стали, размеры и форма поперечного сечения.

2. Внецентренно-сжатые элементы, работающие с относительно большими эксцентриситетами в области значений продольных сил от 0 до $n_{\text{э}}$, при создании равномерного предварительного обжатия увеличивают несущую способность по моменту тем больше, чем больше начальный эксцентриситет.

3. Внецентренно-сжатые элементы, работающие с относительно малыми эксцентриситетами в области значений продольных сил от $n_{\text{э}}$ до n_0 , при создании предварительного обжатия снижают несущую способность по моменту и продольной силе, что подтверждается экспериментально [5].

Следовательно, величина экстремальной продольной силы $n_{\text{э}}$ имеет решающее значение при выборе степени предварительного обжатия как изгибаемых, так и сжатых элементов.

Выбор зависимости $m - n$ в виде гиперболы не является единственно возможным. Так, в СНиП II-21-75 для бетонного элемента используется уравнение

$$M = - \frac{1}{2R_{\text{пр}} b} N^2 + \frac{h}{2} N,$$

графиком которого является парабола с координатой точки экстремума (вершины) $n_{\text{э}} = 0,5$.

Нами предпринята попытка построения такой зависимости на основе представлений о действительной работе сжато-изгибаемых железобетонных коротких элементов прямоугольного сечения без учета гибкости при кратковременном воздействии нагрузки. Получено уравнение вида

$$m = - \alpha n^2 + \beta n + \gamma,$$

представляющее собой параболу с вершиной в точке экстремума ($m; n$) (рис. 2). Коэффициенты α и β , включающие параметры сечения железобетонного элемента, в геометрическом смысле характеризуют изменение кривизны ветвей параболы и скорость изменения значений M и N в зависимости от варьируемых величин b и h , $R_{\text{пр}}$ и R_a , F_a и F_a' . Свободный член уравнения γ указывает на точку пересечения с осью m и представляет собой несущую способность при чистом изгибе.

Точка экстремума имеет координаты:

$$m_{\text{э}} = \gamma + \frac{\beta}{4\alpha}; \quad n_{\text{э}} = \frac{\beta}{2\alpha}.$$

Значение величины n , зависящее главным образом от процента армирования, свидетельствует о непостоянстве координаты экстремальной точки и тенденции ее к уменьшению при увеличении процента армирования.

В пользу этого говорит также следующее рассуждение. Если предположить, что несущая способность на внецентренное растяжение описывается частью ветвей гиперболы или параболы, расположенной ниже оси m , и точки (n_0) пересечения с осью n являются значениями несущей способности при центральном растяжении, то нетрудно предстать, что при увеличении процента армирования сечения точка экстремума смещается к оси m в связи с тем, что

$$N_p = R_a F_a - \text{несущая способность при растяжении};$$

$$N_{сж} = R_{ac} F_a + R_{пр} F_b - \text{несущая способность при сжатии.}$$

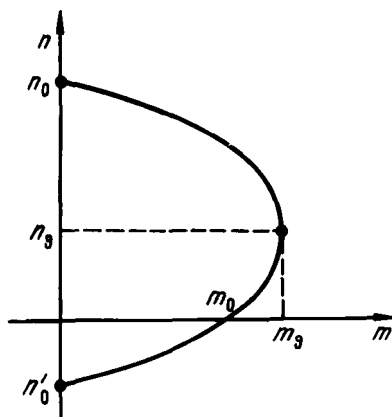


Рис. 2. Параболическая функция несущей способности элемента.

Путем изменения параметров α , β и γ общего уравнения несущей способности можно регулировать форму кривой и получать многообразие графиков. Это дает возможность подобрать такую форму кривой, при которой сечению, имея заданные значения расчетных усилий, удовлетворяло наибольшее количество точек M и N , что позволило бы наиболее выгодно использовать материал железобетонного элемента.

Поиски оптимальной формы кривой возможно выполнить при помощи ЭВМ. В качестве исходных данных для этого имеем расчетные сочетания усилий:

$$M_1 \quad N_1;$$

$$M_2 \quad N_2;$$

.....

$$M_i \quad N_i .$$

Программа может включать не только выбор коэффициентов уравнения, но также и варьируемые параметры, характеризующие сечение, b и h , $R_{пр}$ и R_a , F_a и F_a' .

Оптимальное проектирование конструкций может дать существенный экономический эффект. Приведенные примеры в работе [2] показывают, что даже типовые конструкции, совершенствовавшиеся в течение ряда лет, имеют резервы экономии.

Л и т е р а т у р а

1. Буракас А.И., Михайлов К.В. Повышение эффективности и качества работ в области бетона и железобетона. - Бетон и железобетон, 1977, №1. 2. Янкелевич В.А. Вопросы оптимального проектирования железобетонных конструкций. - В кн.: Эффективные железобетонные конструкции (опыт Украинской ССР). Киев, 1977. 3. Залесов А.С. Совершенствование практических методов расчета прочности элементов железобетонных конструкций при сочетании различных силовых воздействий. Канд. дис. - М., 1969. 4. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). - М., 1977. 5. Светов А.А., Копылова В.И. Прочность предварительно напряженных коротких внецентренно сжатых элементов с малыми эксцентриситетами. - В кн.: Предварительно напряженные железобетонные конструкции производственных зданий и инженерных сооружений. М., 1969.