

658

На правах рукописи

Министерство высшего и среднего специального образования
С С С Р

ЧЕЛЯБИНСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ
ИМЕНИ ЛЕНИНСКОГО КОМСОМОЛА

ПИШОВ Иван Иванович

МЕТОД РАСЧЕТА
И ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ КРУГЛЫХ ПЛИТ
НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ
С УЧЕТОМ ОСОБЕННОСТЕЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Специальность 01.02.03 -
"Сопротивление материалов и строительная механика"

А в т о р е ф е р а т
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Челябiнск - 1973

ЧТИИ
4.153.524

Работа выполнена на кафедре строительной механики Челябинского политехнического института им. Ленинского комсомола.

Научный руководитель – кандидат технических наук, доцент
В.И.Соломин.

Официальные оппоненты:

доктор технических наук, профессор Д.А.Гохфельд;
кандидат технических наук, доцент В.Г.Колбасин.

Ведущее предприятие – Фундаментпроект (г. Москва).

Автореферат разослан " ____ " _____ 1973г.

Защита диссертации состоится " ____ " _____ 1974г.
в 15 часов на заседании Совета по присуждению ученых степеней инженерно-строительного факультета Челябинского политехнического института (г. Челябинск, проспект им. В.И.Ленина, 76, аудитория 373).

С диссертацией можно ознакомиться в читальном зале института.

Просим Вас и сотрудников Вашего учреждения, интересующихся темой диссертации, принять участие в заседании Ученого совета или прислать отзывы в двух экземплярах, заверенных печатью, по адресу: 454044, г. Челябинск, 44, проспект им. В.И. Ленина, 76.

УЧЕНЫЙ СЕКРЕТАРЬ СОВЕТА

кандидат технических наук, доцент *В.В.Капранов*



На правах рукописи

Министерство высшего и среднего специального образования
С С С Р

ЧЕЛЯБИНСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ
ИМЕНИ ЛЕНИНСКОГО КОМСОМОЛА

ШИШОВ Иван Иванович

МЕТОД РАСЧЕТА
И ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ КРУГЛЫХ ПЛИТ
НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ
С УЧЕТОМ ОСОБЕННОСТЕЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Специальность 01.02.03 -
"Сопротивление материалов и строительная механика"

05.23.17

А в т о р е ф е р а т
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Челябинск - 1973

Постоянное увеличение высоты сооружений и нагрузок, передаваемых ими на грунт, требует увеличения площади подошвы фундамента. Сплошные фундаментные плиты, имеющие широкое применение при строительстве высотных сооружений, становятся при этом все более гибкими и уже в эксплуатационной стадии получают значительные деформации. Законы деформирования железобетона, как известно, существенно нелинейны и обладают специфическими особенностями, учет которых представляет важную задачу фундаментостроения.

Диссертация посвящена решению этой задачи для круглой осесимметричной плиты переменной по радиусу толщины, опирающейся на основание Винклера, упругое полупространство или слой постоянной мощности. Проценты армирования и коэффициенты постели основания могут быть переменными по радиусу. Принимаются допущения технической теории изгиба тонких плит с малыми прогибами. Связи между основанием и плитой двусторонние вертикальные.

В первой главе отмечается, что при расчете фундаментных конструкций важно одновременно учитывать особенности деформирования грунта и железобетона. Приводится краткий обзор существующих моделей линейно и нелинейно деформируемого основания. К первым относятся модели Винклера, упругого полупространства, слоя, модели с двумя характеристиками Л.Л.Пастернака, В.З.Бласова и Н.Н.Леонтьева, комбинированные модели М.М.Филоненко-Бородича, И.Я.Штаермана — А.П.Синицина и др. Приводится обзор методов расчета балок и плит на упругом основании в линейной постановке. Видный вклад в решение этой задачи внесли Н.П.Пузиревский, А.Н.Крылов, Л.Л.Пастернак, Г.В.Клишевич, Н.М.Герсеванов, *H. Hertz*, *H. Westergaart*, Г.С.Шапиро, А.Н.Динник, *M. Borovicka*, М.И.Горбунов-Посадов, А.Г.Ишкова, П.И.Клубин, В.С.Кольцов, Б.Г.Коренев, *Mittelmann Goswin*, Р.В.Серебрянный, Б.Н.Жемочкин, А.П.Синицин. С помощью ЭВМ решения получены А.М.Азархиным, А.Е.Дураевым, Л.В.Енджиевским, А.Ф.Толкачевым и В.С.Рекшинским, А.П.Гапонцевым и др.

В настоящее время ведутся исследования нелинейно деформируемого основания.

Н.Ф.Какосимида дан практический метод расчета фундаментных полос конечной длины и жесткости, в котором используются результаты работ Н.Х.Арутюняна, Ю.К.Зарецкого и Н.А.Цытовича.

А.В.Вронский, С.Н.Клепиков и др. используют модель, аналогичную винклеровой, но с переменными коэффициентами постели как по площади, так и в зависимости от величины стпора.

Решение для нелинейно-упругой балки на нелинейно-упругом основании получено О.Ф.Коваленко.

Различные методы учета неупругих деформаций грунта разработаны М.И.Горбуновым-Посадовым, Г.М.Рейтманом, Л.Н.Винокуровым, Г.К.Клейном и Л.Ф.Скуратовым.

Значительный интерес представляет модель И.И.Черкасова и Г.К.Клейна, учитывающая отдельно общие - упругие деформации и местные - остаточные. Общие определяются как для упругого однородного или неоднородного полупространства или слоя; местные связаны с нагрузкой нелинейно.

Имеется и ряд других работ, рассматривающих деформирование грунта при различных физических законах.

Несмотря на большое количество исследований, модели нелинейно деформируемого основания пока недостаточно хорошо апробированы; определение исходных характеристик для них затруднительно. В то же время имеются полученные экспериментально и прошедшие хорошую апробацию физические законы деформирования железобетонного элемента, армированного в двух направлениях, но отсутствуют методы расчета фундаментных плит с учетом этих законов, не исследовано их влияние на различные аспекты работы плиты под нагрузкой (прочность, деформативность, трещиностойкость).

В настоящей работе рассматривается нелинейно деформируемая плита на линейно-упругом основании.

В такой постановке исследования проводились Б.Г.Корневым, разработавшим метод "разрывных решений" для балок и плит, деформирующихся по диаграмме Прандтля, Р.В.Серебряным, Н.П.Виноградовой, Ю.Т.Черновым, Я.М.Немировским, В.М.Бондаренко, Я.Д.Лившицем, М.М.Онищенко и др. Важное место занимает метод предельного равновесия, позволяющий довольно просто учесть неупругие деформации железобетона в статически неопределимых конструкциях и из условий прочности подобрать необходимое количество арматуры.

Железобетон, как конструктивный материал, обладает рядом особенностей, требующих экспериментального подхода к установлению физических законов его деформирования. В СССР такие исследования проводятся, главным образом, НИИСтБом.

Установлено, что при возрастании нагрузки железобетонный элемент последовательно проходит 4 стадии работы:

- 1) упругая,
- 2) упруго-пластическая без трещин,
- 3) стадия с трещинами при упругой работе арматуры в трещинах,
- 4) предельная (когда арматура в трещинах течет).

В первой стадии жесткости плиты постоянны.

Для второй получены эмпирические зависимости между жесткостями и действующими в сечениях изгибающими моментами.

В третьей и четвертой стадиях в зависимости от напряженного состояния трещины могут быть одного направления (вызываемые моментом M_{max}) или двух (когда момент M_{min} также вызывает трещины). Для этих двух стадий принимаются следующие предпосылки:

- 1) коэффициентом поперечной деформации можно пренебречь;
- 2) в сечениях, совпадающих с трещиной, все растягивающее усилие передается на арматуру, а элора напряжений в сжатой зоне прямоугольна.

В результате многочисленных экспериментов удалось получить зависимости между действующими в сечениях изгибающими моментами и параметрами, определяющими распределение напряжений

$$\xi = \xi(M), \nu = \nu(M), \psi_a = \psi_a(M), \quad (1)$$

где ξ — относительная высота сжатой зоны;

ν — коэффициент, учитывающий развитие неупругих деформаций в бетоне;

ψ_a — коэффициент, учитывающий работу бетона растянутой зоны в сечениях между трещинами;

M — изгибающий момент в сечении, параллельном трещинам.

Параметры ξ и ψ_a для третьей и четвертой стадий определяются по-разному.

Когда имеются трещины только одного направления, в сечениях, перпендикулярных трещинам, распределение напряжений определяется параметрами $\omega_1, \omega_2, E_n, E_g$, для которых также получены зависимости

$$\omega_1 = \omega_1(M), \omega_2 = \omega_2(M), E_n = E_n(M), E_g = E_g(M). \quad (2)$$

Здесь ω_1, E_0 - коэффициент полноты эпюры напряжений и модуль деформации для бетона сжатой зоны;

ω_2, E_n - то же для бетона растянутой зоны;

M - изгибающий момент в сечении, перпендикулярном трещинам.

Теоретические и экспериментальные исследования А.А.Гвоздева, Н.И.Карпенко, С.М.Крылова и др. позволили на этой основе разработать метод определения жесткостей плиты на каждой стадии при всех возможных случаях взаимного расположения трещин.

Эти важные результаты открывают возможность разработать алгоритм, позволяющий рассматривать все стадии деформирования фундаментной плиты с учетом реальных свойств железобетона. Разработка такого алгоритма - одна из целей настоящей работы.

На основе такого алгоритма была поставлена задача исследовать влияние неупругих свойств железобетона на распределение реактивных давлений и внутренних усилий, прочность и деформативность плиты, ширину раскрытия трещин.

В конечном счете работа направлена на то, чтобы дать проектировщикам способ выполнить расчеты не только на прочность, как это делается теперь, но и на ширину раскрытия трещин. Кроме того, рассматривается вопрос о рациональном распределении арматуры.

Во второй главе приводится решение, позволяющее при заданной силовой или моментной внешней нагрузке определить деформированное состояние фундаментной плиты, жесткости которой в окружном и радиальном направлениях различны и могут произвольно изменяться по радиусу. В основу положено свойство минимума потенциальной энергии системы плита - основание. Используется метод Ритца, в котором вместо произведений

$$c_1 f_1, c_2 f_2, c_3 f_3, \dots, c_n f_n$$

берутся вертикальные перемещения плиты в точках i , намечаемых на радиусе с шагом Δr

$$W_i (i=0, 1, 2, 3, \dots, n).$$

Нулевая точка берется в центре, $n-1$ - на краю плиты.

Здесь c_1, c_2, \dots, c_n - неизвестные коэффициенты метода Ритца;

f_1, f_2, \dots, f_n - функции, удовлетворяющие граничным условиям.

Перемещения W_i удовлетворяют осевой симметрии и условию на краю

$$M_{rn} = M_n,$$

где M_{rn} - внутренний радиальный момент в точке n ;

M_n - внешний момент, приложенный к краю плиты.

Потенциальная энергия системы Π представляется суммой

$$\Pi = V + V^0 + U,$$

в которой V - работа внутренних сил плиты,

V^0 - работа сил отпора грунта,

U - работа внешней нагрузки.

Для линейно деформируемой плиты без учета поперечных сил

$$V = \frac{1}{2} \iint_F (M_r r d\theta \delta_r + M_\theta dr \delta_\theta),$$

где F - площадь плиты;

$r d\theta, dr$ - размеры элемента плиты в окружном и радиальном направлениях;

δ_r, δ_θ - перемещения в направлении действия радиального (M_r) и тангенциального (M_θ) моментов.

$$\delta_r = K_r dr,$$

$$\delta_\theta = K_\theta r d\theta,$$

где K_r, K_θ - кривизны в радиальном и тангенциальном направлениях.

$$M_r = AK_r + BK_\theta,$$

$$M_\theta = BK_r + CK_\theta,$$

(3)

где A, C - изгибные жесткости плиты в радиальном и тангенциальном направлениях;

$$B = Av_\theta = Cv_r;$$

v_θ, v_r - главные коэффициенты поперечной деформации.

Кривизны выражаются через вертикальные перемещения W_i с помощью конечных разностей; по координате θ производится интегрирование; интеграл по r заменяется суммой из $n+1$ слагаемых, каждое из которых представляет работу внутренних сил од-

ного кольца плиты шириной Δr . В результате получается выражение

$$V = V(A_i, B_i, C_i, W_i) \quad i = 0, 1, 2, \dots, n.$$

Для линейно деформируемого основания, обладающего распределительной способностью, можно написать:

$$\begin{aligned} W_0 &= a_{00} \rho_0 + a_{01} \rho_1 + \dots + a_{0j} \rho_j + \dots + a_{0n} \rho_n, \\ W_1 &= a_{10} \rho_0 + a_{11} \rho_1 + \dots + a_{1j} \rho_j + \dots + a_{1n} \rho_n, \\ &\dots \\ W_i &= a_{i0} \rho_0 + a_{i1} \rho_1 + \dots + a_{ij} \rho_j + \dots + a_{in} \rho_n, \\ &\dots \\ W_n &= a_{n0} \rho_0 + a_{n1} \rho_1 + \dots + a_{nj} \rho_j + \dots + a_{nn} \rho_n, \end{aligned}$$

где ρ_j - интенсивность отпора, равномерно распределенного по кольцу j ;

a_{ij} - осадка поверхности основания в точке i от нагрузки $\rho_j = 1$.

Обращая матрицу единичных осадок $\|a_{ij}\|$, получим выражения

$$\rho_j = \rho_j(W_i) \quad i, j = 0, 1, 2, \dots, n,$$

а следовательно, и

$$V^0 = V^0(W_i).$$

Для вычисления единичных осадок упругого слоя постоянной мощности используется решение К.Е.Егорова.

Работа внешней нагрузки также представляется функцией вертикальных перемещений

$$U = U(W_i).$$

Условие минимума потенциальной энергии записывается в виде

$$\frac{\partial \Pi}{\partial W_i} = \frac{\partial V}{\partial W_i} + \frac{\partial V^0}{\partial W_i} + \frac{\partial U}{\partial W_i} = 0 \quad i = 0, 1, 2, \dots, n,$$

что дает систему линейных алгебраических уравнений относительно перемещений плиты W_i .

Нелинейная задача решается методом упругих решений А.А.Ильюшина (переменных параметров упругости). Жесткости каждого следу-

щего приближения определяются по напряженно-деформированному состоянию, полученному в предыдущем. Во второй же главе выводятся необходимые для этого физические уравнения для разных стадий работы плиты и разных случаев взаимного расположения трещин.

Сходимость решения существенно зависит от способа вычисления жесткостей. Если, например, их определять по моментам, то значение $M = M_r$ будет соответствовать два значения жесткости (до образования трещин и после), которые могут различаться в два и более раза. Кроме того, если моменты вычислять по формулам (3) при жесткостях предыдущего приближения, то можно получить их значения выше предельных, а выражения (1), (2) в этом случае несправедливы. Это ухудшает сходимость решения, а в некоторых случаях, например, когда имеются обширные зоны, в которых действующие моменты близки к моментам трещинообразования, процесс не сходится вовсе.

В главе III описывается метод вычисления жесткостей по кривизнам, свободный от указанных недостатков и обеспечивающий хорошую сходимость решения при любой нагрузке, в том числе и для плит с резко переменной толщиной.

Даются краткие сведения о программе, которая написана в машинном коде для ЭВМ "Минск-22" и состоит из двух блоков:

блок I — вычисление единичных осадок слоя;

блок II — расчет плиты.

Каждый из них при работе занимает всю внутреннюю память машины. Число обращений к магнитной ленте сведено к минимуму (одно обращение в каждом приближении, если плита опирается на слой; при основании Винклера обращений нет). Максимальное число участков на радиусе — 60. Приводится сокращенная блок-схема; описывается методика вычисления единичных осадок слоя, позволившая максимально сократить затраты машинного времени.

В конце главы дается оценка точности решения путем сравнения результатов расчетов с имеющимися в литературе точными или близкими к точным решениями для упругих изотропных плит постоянной жесткости. Для разных случаев опирания и нагружения получено хорошее совпадение. За исключением сечений, в которых точные решения имеют разрыв, расхождения не превышают I — 3 %.

Четвертая глава посвящена результатам исследований.

Прежде всего для оценки всего решения в целом результаты расчетов железобетонных плит сравниваются с имеющимися в литературе данными экспериментов. Рассмотрена плита под равномерной нагрузкой, опертая на жесткие опоры по контуру и в центр, бесконечные плиты на упругом полупространстве и основании Винклера. В первом случае сравнивались прогибы плиты, нагрузка, при которой появляются первые трещины, расположение трещин. Во втором и третьем случаях нагрузка прикладывалась круглым штампом небольшого диаметра и увеличивалась до разрушения, критерием которого по Б.Г.Кореневу принималось достижение отрицательными моментами предельной величины (когда арматура начинает течь). Сравнивалась величина разрушающей нагрузки. Во всех случаях получилось хорошее совпадение результатов.

Приводятся примеры, в которых для различных плит на упругом слое при разных нагрузках сравниваются результаты расчетов в линейной и нелинейной постановках (рис. 1,2,3). Показано, что в зонах с трещинами жесткости плиты уменьшаются в зависимости от процента армирования в 5 - 8 раз, а после достижения моментом предельного значения еще больше. При несовпадении зон окружных и радиальных трещин возникают области с резко выраженной анизотропией. Плита в смысле упругих свойств становится неоднородной. Это оказывает влияние на распределение реактивных давлений, которое в большой степени зависит от соотношения жесткостей плиты и основания. Под загруженной зоной давления увеличиваются.

В эпюрах изгибающих моментов линейного и нелинейного расчетов наблюдаются существенные различия. Максимальные моменты могут действовать в разных местах, по нелинейному расчету они в 2 - 3 раза меньше, иногда моменты оказываются разных знаков. Следовательно, и количество, и распределение арматуры по этим двум расчетам должно быть разным.

Отрицательное влияние неупругих деформаций заключается в увеличении деформативности плиты. Даже при равномерно распределенной нагрузке по всей плите (рис. 2) кривизны в нелинейном расчете примерно в два раза больше, чем в линейном. При малых площадях нагружения это различие еще больше (рис. 1,3). Осадки становятся более неравномерными, быстро увеличивается ширина

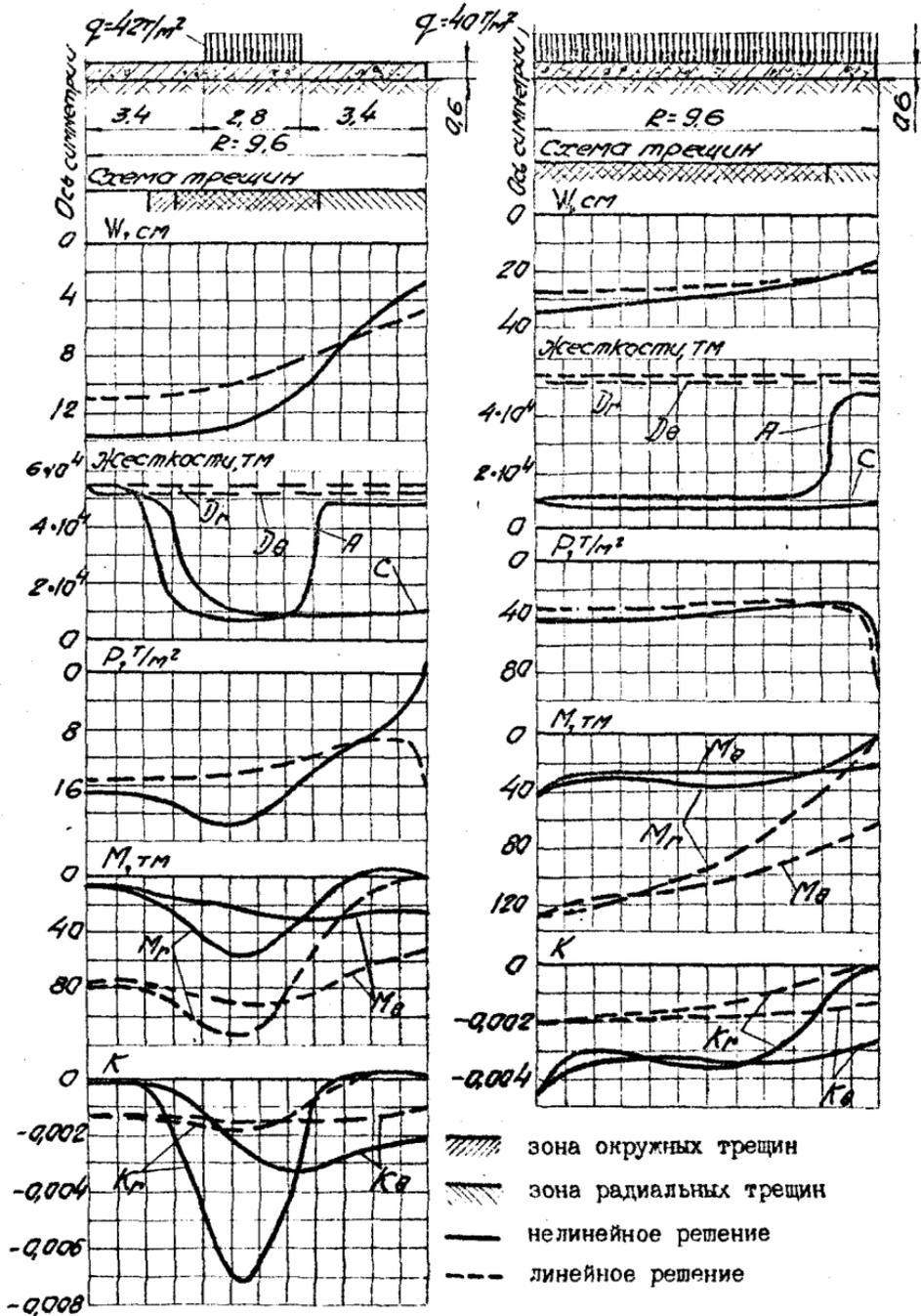
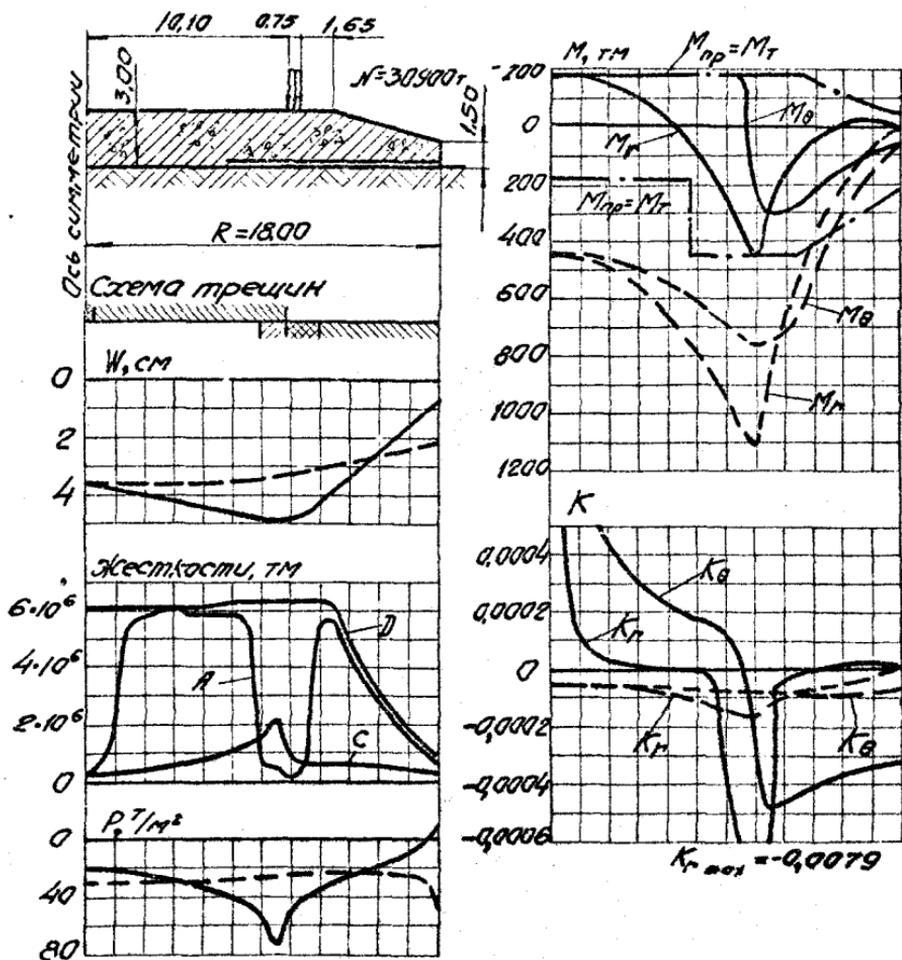


Рис. 1 и 2. Сравнение результатов расчетов в линейной и нелинейной постановках



-  зона окружных трещин
-  зона радиальных трещин
-  нелинейное решение
-  линейное решение

Рис. 3. Результаты расчета фундаментной плиты под дымовую трубу высотой 250 м

раскрытия трещин, в результате чего предельное состояние по непригодности к нормальной эксплуатации может наступить раньше потери несущей способности.

В настоящее время при расчете фундаментов под высотные сооружения башенного типа (например дымовые трубы) это не учитывается. Они рассчитываются только на прочность, т. к. в действующей "Инструкции по проектированию железобетонных дымовых труб" используется метод предельного равновесия, не позволяющий рассматривать эксплуатационную стадию.

Решение, полученное в работе, позволяет рассматривать любую стадию и, благодаря использованию экспериментально обоснованного физического закона, достаточно достоверно определять деформации. На этой основе может быть вычислена и ширина раскрытия трещин.

Для сравнения с методом предельного равновесия приводятся результаты расчетов реальных фундаментов под дымовые трубы высотой 250 м. Одна из плит рассчитана при нескольких уровнях нагружения: $N = 10; 30; 50; 62,5$ тыс. т. Показано, что расчетная нагрузка $N = 30$ тыс. т, принимаемая Инструкцией за предельную, фактически такой не является, т. к. вызывает предельный момент только в одном сечении. Даже нагрузка 62,5 тыс. т не приводит плиту в предельное состояние. Объясняется это, по-видимому, тем, что в предельной стадии распределение реактивных давлений не является равномерным, как это принято в Инструкции. В то же время уже при $N = 10$ тыс. т в плите появились трещины.

Показана кинетика изменения жесткостей и кривизн, осадок, реактивных давлений и внутренних усилий. Можно видеть, в частности, что кривизна особенно быстро растет в момент образования трещин, когда жесткость плиты без роста момента, скачком уменьшается более, чем в два раза (при коэффициенте армирования $\mu = 0,00167$).

Фундаменты под дымовые трубы обычно имеют под стволом значительное утолщение (ребро), которое при расчете по Инструкции не учитывается. Проведенные исследования показали, что оно существенно влияет на напряженно-деформированное состояние, и возможность его учета является важным положительным свойством разработанного алгоритма и программы.

В конце главы приводятся результаты сравнения моделей осно-

вания: упругого полупространства, модели Винклера и нелинейно деформируемого основания, для которого приняты следующие деформационные зависимости (по А.И.Боткину):

$$G = \frac{0,96G}{0,0075 + \varepsilon_i}, \text{ кг/см}^2, \quad K = 180G^{0,32}, \text{ кг/см}^2.$$

Здесь G - модуль сдвига,
 K - модуль объемной деформации,
 G - среднее напряжение,
 ε_i - интенсивность деформаций.

Расчет на нелинейном основании выполнен с использованием разработанной ранее на кафедре строительной механики ЧИ программы (автор В.Н.Широков), позволяющей определять напряженно-деформированное состояние грунтового массива под круглым жестким штампом.

Рассчитывалась фундаментная плита под дымовую трубу высотой 320 м для Запорожской ГРЭС в линейной и нелинейной постановке.

Пример показал, в частности, следующее.

При расчете в линейной постановке обнаруживаются существенные различия в эпюрах реактивных давлений для этих моделей. При учете неупругих деформаций плиты эти различия намного уменьшаются. Соответственно сближаются и величины внутренних усилий.

В пятой главе рассматривается вопрос о рациональном распределении арматуры. Показывается, что при равномерном армировании фундаментов под дымовые трубы кривизны не распределяются равномерно по площади плиты, а резко концентрируются в небольшой области (примыкающей к ребру под стволом с наружной или внутренней стороны). Максимальные из них уже при нормативной нагрузке и нормативных характеристиках материала оказываются в несколько раз больше кривизн, при которых арматура начинает течь, а ширина раскрытия трещин намного превышает допустимую. Получается, что в этой области армирование недостаточно, тогда как в зонах без трещин арматура практически не работает, т. е. напряжения в ней не превышают величины $2nR_n$, что меньше 10 % от расчетного сопротивления арматуры. Равномерное армирование оказывается нерациональным.

Приводится алгоритм оптимального распределения арматуры при ограничении ширины раскрытия трещин и выполнении условия проч-

ности, который, хотя и не гарантирует отыскание глобального минимума количества арматуры, но, как показывают решенные примеры, позволяет значительно уменьшить ее расход. Порядок решения следующий: сначала распределение арматуры оптимизируется из расчета на ширину раскрытия трещин, затем производится расчет на прочность. При этом, если в неармированной точке (и направлении) действующий момент превышает $0,975M_{gr}$, то вводится минимальный процент армирования (при котором предельный момент немного больше момента трещинообразования). В качестве предельного состояния по прочности по аналогии с "Инструкцией по проектированию железобетонных дымовых труб" принимается такое, при котором окружные и радиальные линии излома сминаются и разделяют плиту на отдельные части. Если плита оказывается в таком состоянии, то величина M_{min} несколько увеличивается, и расчет на прочность повторяется.

Для примера подобрано армирование фундаментов под дымовые трубы высотой 250 м для Костромской и Каширской ГРЭС. При почти одинаковых диаметрах плиты они имеют существенно разные диаметры ствола, благодаря чему кривизны концентрируются в одном случае с внутренней, в другом - с наружной стороны ребра под стволом. Расход арматуры в обоих случаях уменьшился по сравнению с запроектированным по Инструкции примерно в два раза. При этом ширина раскрытия трещин стала 0,45 и 0,26 мм, тогда как при армировании по Инструкции она превышала допустимую величину $[a_r] = 0,3$ мм в несколько раз. Для одной из плит результаты решения показаны на рис. 4 - 6.

Если ограничить ширину раскрытия трещин в этой плите увеличением количества арматуры, распределяя ее по зоне армирования равномерно, то расход нижней арматуры придется увеличить в 2,5 раза. Интересно отметить, что при этом плита будет испытывать примерно такое же напряженно-деформированное состояние, как при армировании по описанному алгоритму. Расход же арматуры будет различаться примерно в девять раз. Это еще раз говорит о том, что в областях плиты, где нет трещин, арматура почти не работает.

Основные результаты работы состоят в следующем:

- Решена задача об изгибе круглых фундаментных плит на основе физического закона, полученного в результате большого коли-

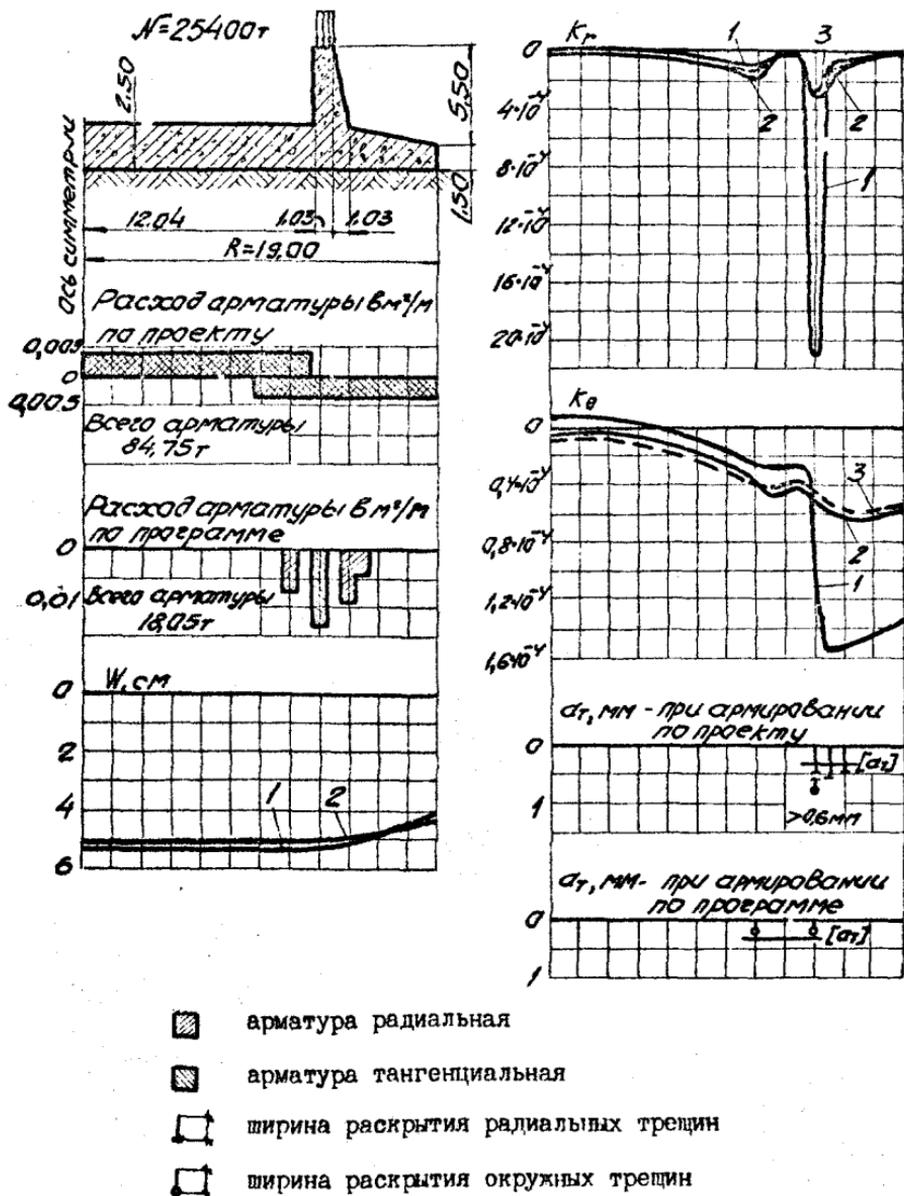


Рис. 4. Распределение арматуры и деформированное состояние плиты, армированной: 1-по проекту, 2-по программе, 3-по проекту с увеличением количества арматуры внизу в 2,5 раза

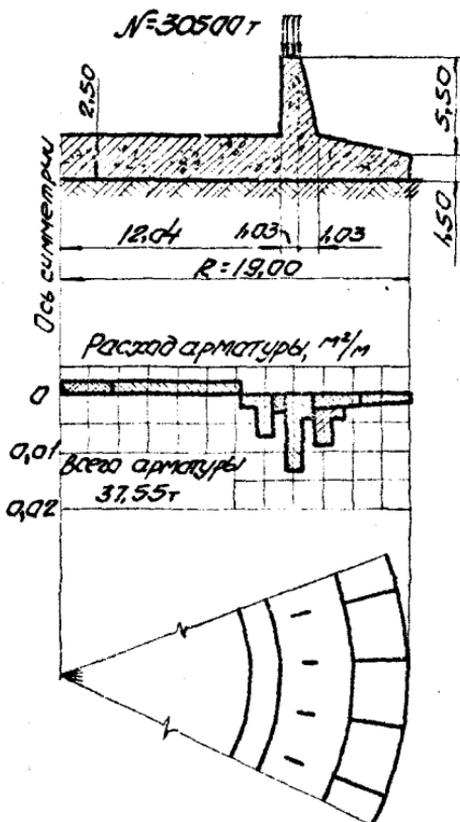


Рис. 5. Распределение арматуры и схема излома плиты 2 после расчета на прочность при $\mu_{min}=0,000875$

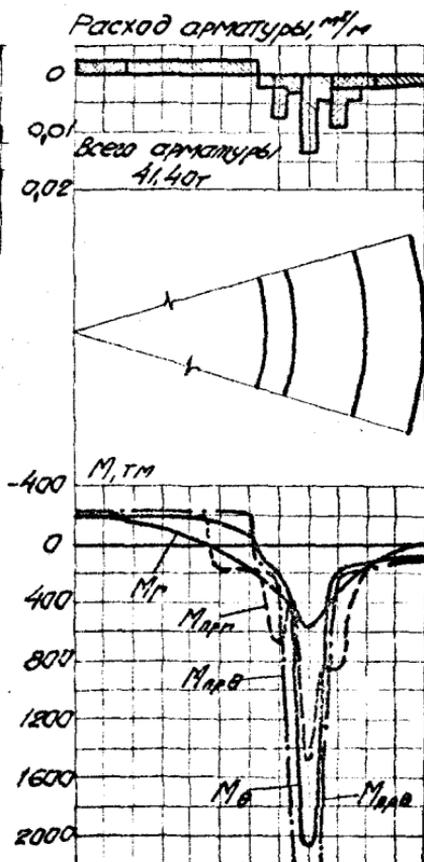


Рис. 6. Распределение арматуры, схема линий излома и эпюра моментов в плите 2 после расчета на прочность при $\mu_{min}=0,001$

-  арматура радиальная
-  арматура тангенциальная

чества экспериментов и учитывающего особенности деформирования железобетона. При этом:

1. Построена разностная схема, позволяющая при заданной внешней нагрузке найти деформации плиты, жесткости которой в окружном и радиальном направлениях различны и переменны по радиусу.

2. Разработана охватывающая все стадии работы плиты методика вычисления ее жесткостей по известному деформированному состоянию. Для элемента с трещинами используются известные зависимости ИИЛИБа; до образования трещин учитываются неупругие деформации бетона растянутой зоны; учитывается образование пластических шарниров. Достигнута хорошая сходимости решения методом последовательных приближений.

3. Сравнения результатов расчетов с имеющимися точными решениями (для упругих плит) и данными экспериментов показывают хорошее совпадение.

- На основе разработанного алгоритма для ЭВМ "Минск-22" написана программа и выполнен ряд исследований, которые показали следующее.

Неупругие деформации железобетона оказывают весьма сильное влияние на работу фундаментных плит.

В зонах с трещинами жесткости снижаются в зависимости от процентов армирования в 5 - 8 раз, а в местах образования пластических шарниров и того больше. При несовпадении зон окружных и радиальных трещин появляются области с резко выраженной анизотропией.

Распределение реактивных давлений и внутренних усилий в плите по сравнению с линейным расчетом значительно изменяется, благодаря чему вскрываются большие резервы ее несущей способности. В то же время резко увеличивается деформативность плиты, что создает опасность возникновения предельного состояния по непригодности к нормальной эксплуатации раньше, чем по прочности. Полученное решение дает возможность выполнять расчет и по деформациям и по ширине раскрытия трещин.

- Показываются недостатки равномерного армирования плит переменной толщины (например фундаментов под дымовые трубы), и предлагается способ рационального распределения арматуры в соот-

ветствии с требованиями предельных состояний по ширине раскрытия трещин и прочности.

Основное содержание диссертации опубликовано в работах:

1. Соломин В.И., Шишов И.И. О расчете круглых фундаментных плит с учетом особенностей деформирования железобетона. "Строительная механика и расчет сооружений", 1972, № 1.

2. Шишов И.И. Алгоритм вычисления жесткостей при расчете круглых железобетонных плит в нелинейной постановке. Сб. научных трудов № 113 Челябинского политехнического института "Исследования по строительной механике и механике грунтов". Челябинск, 1973.

Работа была доложена на заседании секции механики грунтов Ученого совета НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР в 1972 году.

Материалы диссертации докладывались на заседании секции теории железобетона Совета по координации научно-исследовательских работ в области бетона и железобетона при НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР в 1973 г., а также на научных конференциях ЧПИ в 1970, 1971, 1972 гг.