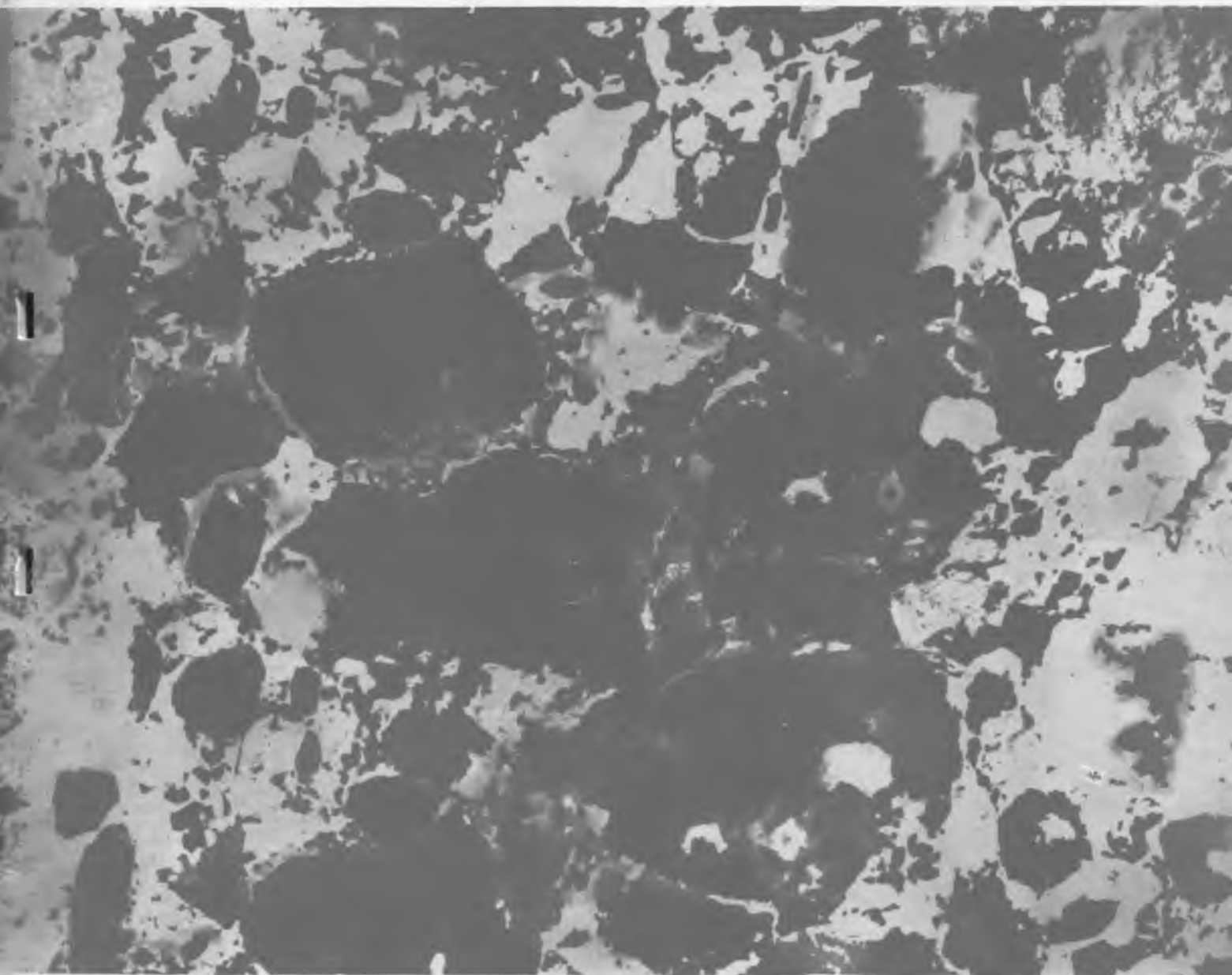


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1
2005





НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ
ПРЕДПРИЯТИЕ

ИНТЕРПРИБОР

ПРОИЗВОДСТВО И РАЗРАБОТКА СОВРЕМЕННЫХ МАЛОГАБАРИТНЫХ
ПРИБОРОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

☉ **ПУЛЬСАР-1.1** - прибор ультразвуковой. Измерение прочности строительных материалов (ГОСТ 17624 и ГОСТ 24332), дефектоскопия, режим измерения поверхностных трещин

☉ **ОНИКС-2.5** - измеритель прочности бетона по ударному импульсу и отскоку (ГОСТ 22690), 1...100 МПа

☉ **ОНИКС-ОС** - измеритель прочности бетона отрывом со скалыванием (ГОСТ 22690), 5...100 МПа, масса прибора 4 кг

☉ **ПОИСК-2.5** - измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры (ГОСТ 22904)

ВИБРАН-2.0 - виброанализатор, 1...1000 Гц, 200 линий спектра

☉ **ВИСТ-2.4** - виброметр, диапазон частоты 2...500 Гц, амплитуды 0,01...3 мм, среднеквадратичной виброскорости 0,1...500 мм/с

☉ **ИНК-2.4** - измеритель напряжений в арматуре частотным методом (ГОСТ 22362), 120...1700 МПа, автоматический расчет требуемого удлинения арматуры

☉ **МИТ-1** - измеритель теплопроводности методом теплового зонда (ГОСТ 30256), 0,025...2 Вт/м²К

ИТС-1 - измеритель теплопроводности методом стационарного теплового потока (ГОСТ 7076), 0,02...1,5 Вт/м²К

☉ **ВИМС-2.21** - влагомер универсальный: песок, глина, бетон, древесина - более 20 материалов, ГОСТ 21718

☉ **ВИМС-2.12** - влагомер для бетона, кирпича, цементной стяжки, древесины - более 20 материалов, ГОСТ 21718

☉ **ВИМС-2.11** - влагомер древесины: более 10 пород древесины, ГОСТ 16588

РТМ-5 - система автоматического управления термообработкой бетона, 8 каналов, по индивидуальному режиму, автоматически ведется журнал пропарки

ТЕРЕМ-4 - многоканальный регистратор, 8...256 каналов. Области применения:

- регистрация процессов электропрогрева бетона;
- измерение сопротивления теплопередаче строительных конструкций;
- мониторинг раскрытия трещин зданий и сооружений;
- др. (измерение температуры, влажности, давления, механических напряжений, теплового потока, перемещений)

Все приборы имеют:
- простое и удобное меню;
- память результатов измерений с фиксацией времени и даты измерений;
- связь с компьютером и специальные программы для их дальнейшей обработки и архивации.

Приборы выпускаются в нескольких модификациях, отличающихся набором сервисных функций и ценой (при сохранении метрологических характеристик).

МТП-1 - измеритель толщины теплоизоляции на стальных трубах и величины ее осевого смещения (ГОСТ 30732)

ВДЛ-5.2 - вихретоковый дефектоскоп металлов

ТЕМП-3 - термометры (измерение температур жидких, газообразных, текучих сред, контактное измерение температуры поверхностей, -55...+125...+600 °С), и термогигрометры (диапазон влажности 0...100%)

☉ **ТЕРЕМ-3**, **РТВ-2**, **РТ-2** - терморегистраторы и терморегуляторы

Приборы сертифицированы. Приборы, отмеченные знаком ☉ занесены в Государственный реестр средств измерений

454080, Челябинск-80, а/я 12771

E-mail: carat@chel.surnet.ru

http://www.interpribor.ru

т./ф: (3512) 655-638, 608-74

629-169, 629-170

г.Москва НИИЖБ тел.: (095) 174-75-13

(095) 789-28-50

г.Санкт-Петербург тел. (812) 998-45-86

(812) 318-64-96

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

АРМАТУРА

ДЕГТЯРЕВ В.В. Изменчивость механических свойств и площади поперечного сечения арматуры класса А500С 2

ЗАВОДСКОЕ ПРОИЗВОДСТВО

ЩУКИНА Т.В. Распределение температур при гелиотермообработке железобетонных изделий 7

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

ИВАНОВ А. Расчет колонн железобетонных монолитных зданий 10

КАРПЕНКО С.Н. Построение общей методики расчета железобетонных стержневых конструкций в форме конечных приращений 13

КАСАЕВ Д.Х. Оценка прочности железобетонных элементов двутаврового сечения при кручении и изгибе с кручением 19

БАЙРАМУКОВ С.Х. Расчет изгибаемых частично преднапряженных элементов с использованием диаграмм деформирования при многократно повторяющейся нагрузке 21

ВОПРОСЫ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ

БОНДАРЕНКО В.М., МЕРКУЛОВ С.И. Некоторые вопросы развития теории реконструированного железобетона 25

БИБЛИОГРАФИЯ

СЕРЫХ Р.Л. Интересная и полезная монография 26

ТЕОРИЯ

МАЧАИДЗЕ Э.П. Решение задачи трехслойных пластин, составленных из конструктивных стеклопластиков 27

НАШЕ НАСЛЕДИЕ

ЗВЕЗДОВ А.И., ФАЛИКМАН В.Р. К 100-летию Б.Г.Скрамтаева (1905–1966) 31

В.В.ДЕГТЯРЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Изменчивость механических свойств и площади поперечного сечения арматуры класса А500С

Метод расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям, принятый в отечественных нормах проектирования, требует, в частности, знания изменчивости механических свойств арматуры, с целью назначения её нормативных и расчетных характеристик. Кроме того, знание фактических свойств арматурной стали и их изменчивости позволяет более обоснованно назначать базовые точки диаграммы деформирования арматуры при расчете железобетонных конструкций по деформационной модели расчета нормальных сечений, принятой в проекте новых норм проектирования.

Арматура класса А500С является относительно новым материалом, промышленное производство которой в нашей стране было начато в 1995 г. [1]. На сегодняшний день уже восемь металлургических предприятий стран бывшего СССР производят арматуру класса А500С, а именно: ОАО “Западно-Сибирский металлургический комбинат” ($d_s=10-32$ мм), ОАО “Северсталь” ($d_s=6, 12-25$ мм), ОАО “Магнитогорский металлургический комбинат” ($d_s=12-20$ мм), ОАО “Оскольский электрометаллургический комбинат” ($d_s=12-32$ мм), РУП “Белорусский металлургический завод” ($d_s=10-40$ мм), КГГМК “Криворожсталь” ($d_s=10-32$ мм), СЗАО “Молдавский металлургический завод” ($d_s=8-40$ мм) и ОАО “Чусовской металлургический завод” ($d_s=12-32$ мм). Причем первые семь заводов изготавливают термомеханически упрочненную (ТМУ) арматуру класса А500С, а ОАО “ЧМЗ” – горячекатаную.

На протяжении прошедших десяти лет в лаборатории арматуры ГУП “НИИЖБ” проводятся комплексные исследования свойств арма-

турной стали класса А500С [1, 2, 3], позволившие накопить большую базу данных по свойствам арматуры этого класса.

Целью настоящей работы было исследование изменчивости механических свойств ТМУ арматуры класса А500С и определение обеспеченности их нормативных и расчетных характеристик. Кроме того, была исследована изменчивость площади поперечного сечения стержней арматуры класса А500С. При проведении статистических исследований учитывались результаты испытаний арматуры диаметром 6-40 мм, произведенной на выше-названных металлургических предприятиях.

Основными механическими свойствами арматурной стали, определяющими её нормативные и расчетные характеристики, являются: предел текучести σ_T ($\sigma_{0,2}$), временное сопротивление σ_B , отношение временного сопротивления к пределу текучести σ_B/σ_T , относительное равномерное удлинение δ_p , относительное удлинение δ_5 и модуль упругости E_s . Кроме этого, определенное влияние на работу железобетонных конструкций могут оказывать длина площадки текучести l_T и относительный предел упругости $\eta = \sigma_{el}/\sigma_T$, где σ_{el} – предел упругости.

Для определения изменчивости вышеуказанных свойств арматурной стали были собраны воедино и обработаны:

результаты испытаний опытных партий стали при освоении тем или иным предприятием производства арматуры класса А500С;

результаты сертификационных испытаний арматуры класса А500С семи заводов-изготовителей;

результаты входных испытаний

арматуры класса А500С, поступавшей на строительство ММДЦ “Москва-Сити”.

Все испытания были проведены в НИИЖБ. При статистическом анализе механических свойств были учтены результаты испытаний арматуры 284 плавок, химический состав которых характеризовался содержанием углерода от 0,14 до 0,24 % и углеродным эквивалентом от 0,244 до 0,482 %.

На первом этапе исследований были определены статистические характеристики (среднее, коэффициент вариации, коэффициент асимметрии и эксцесс) механических свойств ТМУ арматуры класса А500С (табл. 1).

При расчете железобетонных конструкций используется номинальная площадь сечения стержней, поэтому необходимо, чтобы значения механических характеристик, вычисленные по номинальной площади, имели заданную нормативными документами обеспеченность. Кроме того, при определении σ_T ($\sigma_{0,2}$), σ_B и E_s по номинальной площади изменчивость площади сечения арматуры учитывается автоматически. Поэтому статистические характеристики σ_T ($\sigma_{0,2}$), σ_B и E_s были посчитаны исходя как из фактической $A_{s,ф.}$, так и из номинальной $A_{s,н.}$ площади поперечного сечения стержней.

Разное количество испытаний, принятое для анализа изменчивости механических характеристик, определенных по фактической и номинальной площади сечения арматуры, объясняется тем, что перед проведением статистического анализа был произведен отсев выпадающих значений с использованием таблиц распределения Стюдента, по методике, изложенной в работе [4].

Таблица 1

**Изменчивость механических свойств и площади поперечного сечения
арматуры класса А500С**

Механические свойства	Количество испытаний	Среднее значение	Коэффициент вариации	Коэффициент асимметрии	Экссесс
$\sigma_t (\sigma_{0,2})^*$, Н/мм ²	2277/2291	584,3/581,9	0,068/0,074	0,575/0,570	0,04/0,03
σ_b^* , Н/мм ²	2312/2289	703,3/697,9	0,058/0,056	0,254/0,355	0,01/0,06
δ_5 , %	2266	22,5	0,144	0,042	-0,17
δ_p , %	2273	9,3	0,278	0,149	-0,51
σ_b/σ_t	2336	1,201	0,048	0,137	-0,35
$E_s \cdot 10^5$, Н/мм ²	929/972	2,02/2,00	0,031/0,038	0,217/-0,069	0,44/0,11
η	879	0,916	0,090	-1,333	1,15
l_T , %	773	1,238	0,475	0,357	-0,10
$A_{s,ф.}/A_{s,н.}$	2324	0,993	0,023	0,083	0,92

Примечание: * В числителе приведены значения, вычисленные по фактической площади поперечного сечения образцов, а в знаменателе – по номинальной.

Меньшее количество испытаний при определении σ_s , l_T и η (по сравнению с количеством испытаний при определении остальных характеристик) объясняется тем, что для их определения требуется построение диаграммы деформирования, которая строилась не для всех испытанных образцов.

Данные табл. 1 показывают, что средние значения σ_t ($\sigma_{0,2}$) и σ_b превышают нормативные величины на 16 % при относительно невысоких коэффициентах вариации. Согласно ГОСТ 10884, значения коэффициентов вариации предела текучести и временного сопротивления ТМУ арматуры не должны превышать соответственно 0,08 и 0,07, т.е. фактическая изменчивость σ_t ($\sigma_{0,2}$) и σ_b арматуры класса А500С соответствует требованиям этого стандарта.

Средние значения δ_5 и δ_p превышают нормативные величины в значительно большей степени по сравнению с прочностными характеристиками (соответственно в 1,61 и 4,65 раза), но обладают при этом и значительно большей изменчивостью (коэффициенты вариации равны соответственно 0,144 и 0,278). Как будет показано ниже, δ_5 и δ_p имеют обеспеченность, намного превышающую требования стандартов. Таким образом, в очередной раз подтверждаются высокие пластические свойства арматуры, приобретаемые ею после термомеханического упрочнения [1, 3, 5]. Высокие значения коэффициентов вари-

ации δ_5 и δ_p свойственны всем видам стали (в том числе и горячекатаной [1]) и отчасти могут быть объяснены относительно невысокими числовыми значениями этих характеристик.

Модуль упругости арматуры класса А500С равен в среднем его нормативному значению – $2 \cdot 10^5$ Н/мм².

Диаграмма деформирования ТМУ арматуры класса А500С характеризуется значениями η и l_T , равными в среднем соответственно 0,916 и 1,238 %. При этом следует отметить значительную изменчивость l_T .

Среднее значение отношения $A_{s,ф.}/A_{s,н.}$ равно 0,993 при коэффициенте вариации 0,023, т.е. при производстве арматуры существует тенденция прокатки стержней “на минусовых допусках”.

Следующий этап исследований был посвящен подбору теоретических кривых распределения, наилучшим образом описывающих опытные данные. Из литературы известно, что вид распределения механических характеристик стали может отличаться от нормального [6, 7, 8]. Значения коэффициента асимметрии и эксцесса, приведенные в табл.1, показывают, что имеются отклонения (и в некоторых случаях весьма значительные) от нормального закона распределения (для нормального закона распределения коэффициент асимметрии и эксцесс равны 0). Поэтому для каждого из исследованных свойств были подо-

браны сглаживающие кривые распределения, наилучшим образом описывающие опытные данные. В процессе исследований анализировалась сопоставимость опытных данных с нормальным, логнормальным, бета и гамма распределениями, а также с распределениями Пирсона, Вейбулла и Гумбеля. Критерием принятия того или иного закона распределения для описания изменчивости опытных данных было минимальное значение отношения квадрата разности наблюдаемой и ожидаемой по теоретическому распределению частоты к ожидаемой частоте.

В табл. 2 представлены подобранные функции теоретических распределений, наилучшим образом описывающие опытные данные, а на рис. 1 и 2 приведены гистограммы и подобранные кривые плотности распределения для исследованных механических характеристик. Для сопоставления подобранных кривых с нормальным распределением на рис. 1 и 2 показаны также кривые плотности нормального распределения. Сопоставление подобранных кривых распределения с нормальным законом показывает, что для E_s и $A_{s,факт.}/A_{s,ном.}$ нормальный закон распределения практически совпадает с подобранной кривой. Для остальных же свойств имеются некоторые отклонения. Наибольшее отклонение от нормального закона распределения показали значения η , для которых даже вид кривой не совпадает с видом кривой нормального распределения.

К сожалению, ограниченный объем статьи не позволяет привести анализ интегральных функций распределения, который показал, что подобранные распределения (отличные от нормального) во всех случаях удовлетворительно описывают опытные данные в пределах от 0 до 99 %. В то время как кривые нормального распределения в большинстве случаев дают удовлетворительную сходимость с опытными данными лишь в пределах от 5 до 96 %. То есть подобранные законы распределения лучшим образом (по сравнению с нормальным) описывают “хвосты” распределений, особенно нижний (на интегральной кривой), по которому, как известно, и опре-

**Теоретические распределения, полученные для механических свойств
и площади поперечного сечения**

Механические свойства	Вид теоретического распределения, функция плотности распределения и область значений
$\sigma_T (\sigma_{0,2})$ (по $A_{s,ф.}$)	Логнормальное, $f(\sigma_T) = \frac{5,981}{\sigma_T} e^{-112,5(\ln \sigma_T - 6,368)^2}$, $\sigma_T > 0$
$\sigma_T (\sigma_{0,2})$ (по $A_{s,н.}$)	Логнормальное, $f(\sigma_T) = \frac{5,491}{\sigma_T} e^{-94,732(\ln \sigma_T - 6,364)^2}$, $\sigma_T > 0$
σ_B (по $A_{s,ф.}$)	Логнормальное, $f(\sigma_B) = \frac{6,932}{\sigma_B} e^{-150,966(\ln \sigma_B - 6,554)^2}$, $\sigma_B > 0$
σ_B (по $A_{s,н.}$)	Логнормальное, $f(\sigma_B) = \frac{7,195}{\sigma_B} e^{-162,617(\ln \sigma_B - 6,547)^2}$, $\sigma_B > 0$
δ_5	Логнормальное, $f(\delta_5) = \frac{2,711}{\delta_5} e^{-23,098(\ln \delta_5 - 3,104)^2}$, $\delta_5 > 0$
δ_p	Бета, $f(\delta_p) = 2,8 \left(\frac{\delta_p - 2,8}{14,2} \right)^{1,95} \cdot \left(\frac{17 - \delta_p}{14,2} \right)^{2,447}$, $17 \geq \delta_p \geq 2,8$
E_s (по $A_{s,ф.}$)	Логнормальное, $f(E_s) = \frac{12,836}{E_s / 10^5} e^{-517,616 \left(\ln(E_s / 10^5) - 0,704 \right)^2}$, $E_s > 0$
E_s (по $A_{s,н.}$)	Логнормальное, $f(E_s) = \frac{10,37}{E_s / 10^5} e^{-337,851 \left(\ln(E_s / 10^5) - 0,694 \right)^2}$, $E_s > 0$
σ_B / σ_T	Логнормальное, $f(\sigma_B / \sigma_T) = \frac{8,395}{\sigma_B / \sigma_T} e^{-221,42 \left(\ln(\sigma_B / \sigma_T) - 0,182 \right)^2}$, $\sigma_B / \sigma_T > 0$
η	Бета, $f(\eta) = 2,035 \left(\frac{\eta - 0,67}{0,33} \right)^{0,528} \cdot \left(\frac{1 - \eta}{0,33} \right)^{0,483}$, $1 \geq \eta \geq 0,67$
l_t	Бета $f(l_t) = 5,223 \left(\frac{l_t - 0,01}{3,01} \right)^{1,173} \cdot \left(\frac{3,02 - l_t}{3,01} \right)^{2,153}$, $3,02 \geq l_t \geq 0,01$
$A_{s,ф.} / A_{s,н.}$	Логнормальное, $f(A_{s,ф.} / A_{s,н.}) = \frac{17,49}{A_{s,ф.} / A_{s,н.}} e^{-960,991 \left[\ln(A_{s,ф.} / A_{s,н.}) + 0,008 \right]^2}$, $A_{s,ф.} / A_{s,н.} > 0$

деляются нормативные и расчетные сопротивления и их обеспеченность.

Поэтому считаем, что для определения обеспеченности нормативных и расчетных характеристик механических свойств арматуры класса А500С, а также при выполнении

вероятностных расчетов железобетонных конструкций с арматурой класса А500С более корректно использовать отличные от нормального законы распределения, приведенные в табл. 2.

По полученным функциям распределения была вычислена обеспеченность нормативных и расчетных характеристик арматуры класса А500С (табл. 3). В табл. 3 приведена также обеспеченность нормативных и расчетных значений характеристик, вычисленная исходя из нормального закона распределения. Это сделано по причине того, что в настоящее время при анализе изменчивости механических свойств строительных материалов, в том числе и арматуры, чаще всего исходят из нормального закона распределения, но, как показывает вышеизложенное, это не всегда справедливо. Поэтому необходимо оценить неточность определения обеспеченности нормативных и расчетных характеристик, получаемую при использовании нормального закона распределения.

Данные табл. 3 показывают, что обеспеченность нормативного (500 Н/мм²) и расчетного (450 Н/мм² по ТСН 102-00) сопротивлений ТМУ арматуры класса А500С значительно превышает требуемые нормативными документами на проектирование железобетона значения. Поэтому введение в проект новых норм проектирования СНиП 52-01-03 повышенного коэффициента надежности по арматуре (1,15) и соответственно пониженного значения расчетного сопротивления (435 Н/мм²) представляется чрезмерно осторожным.

Обеспеченность нормативного значения модуля упругости арматуры класса А500С равна 0,5, что точно совпадает с требованиями норм проектирования. Проведенный анализ показал, что нормативные значения временного сопротивления, относительных удлинений и отношения временного сопротивления к пределу текучести имеют обеспеченность, значительно превышающую требуемые стандартами значения.

Сопоставление значений обеспеченности, полученной исходя из подобранных распределений (см. табл. 2) и нормального распределения, показывает, что в большинстве случаев нормальный закон распределения дает несколько заниженные значения обеспеченности. Но для некоторых характеристик обеспеченность по нормальному распределению превышает (для R_s (по $A_{s,ф.}$) и E_s (по $A_{s,н.}$)) или равна (для

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

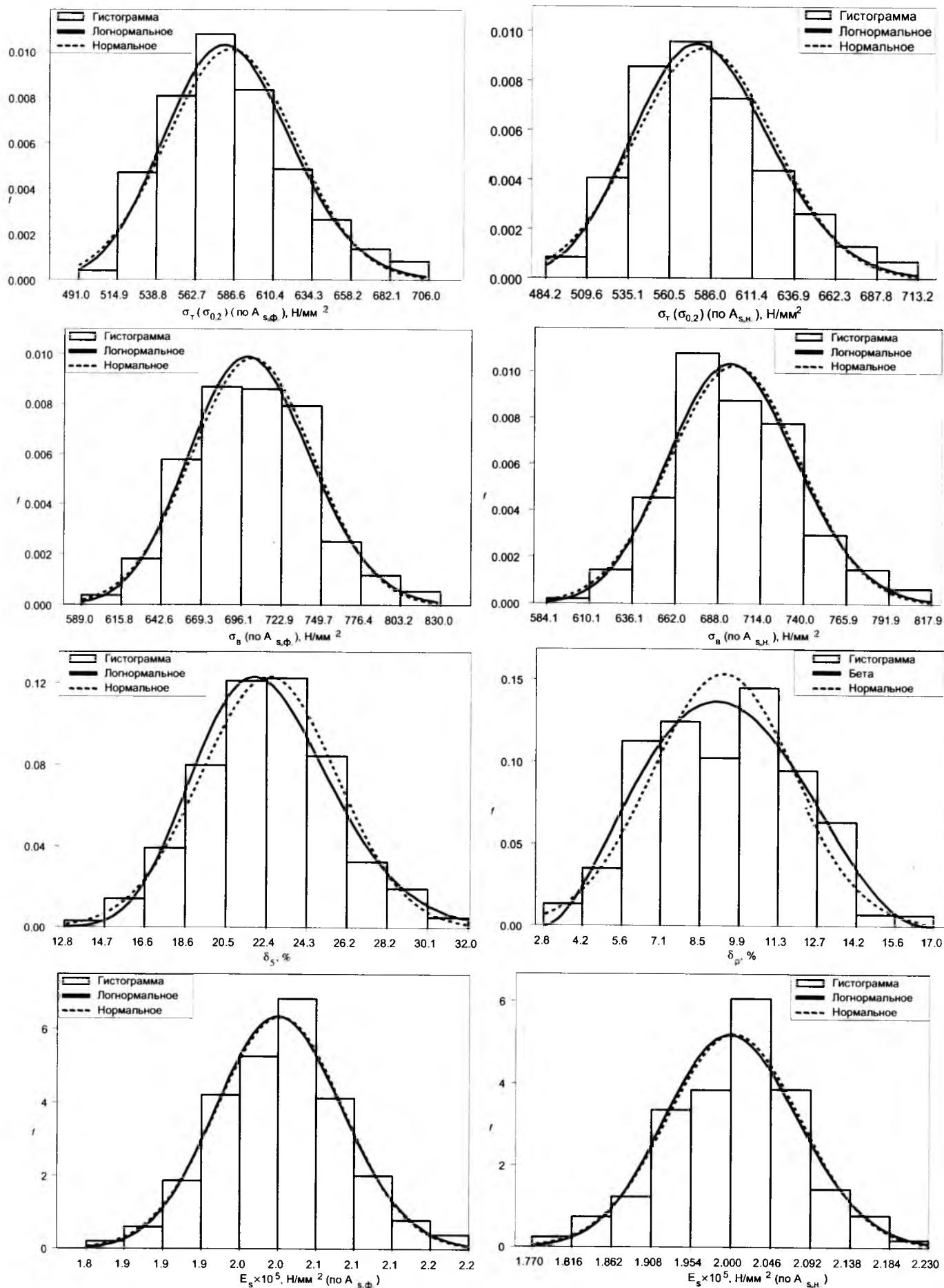


Рис. 1. Гистограммы и кривые плотности распределений для σ_{tr} , σ_b , δ_s , δ_p и E_s арматуры А500С

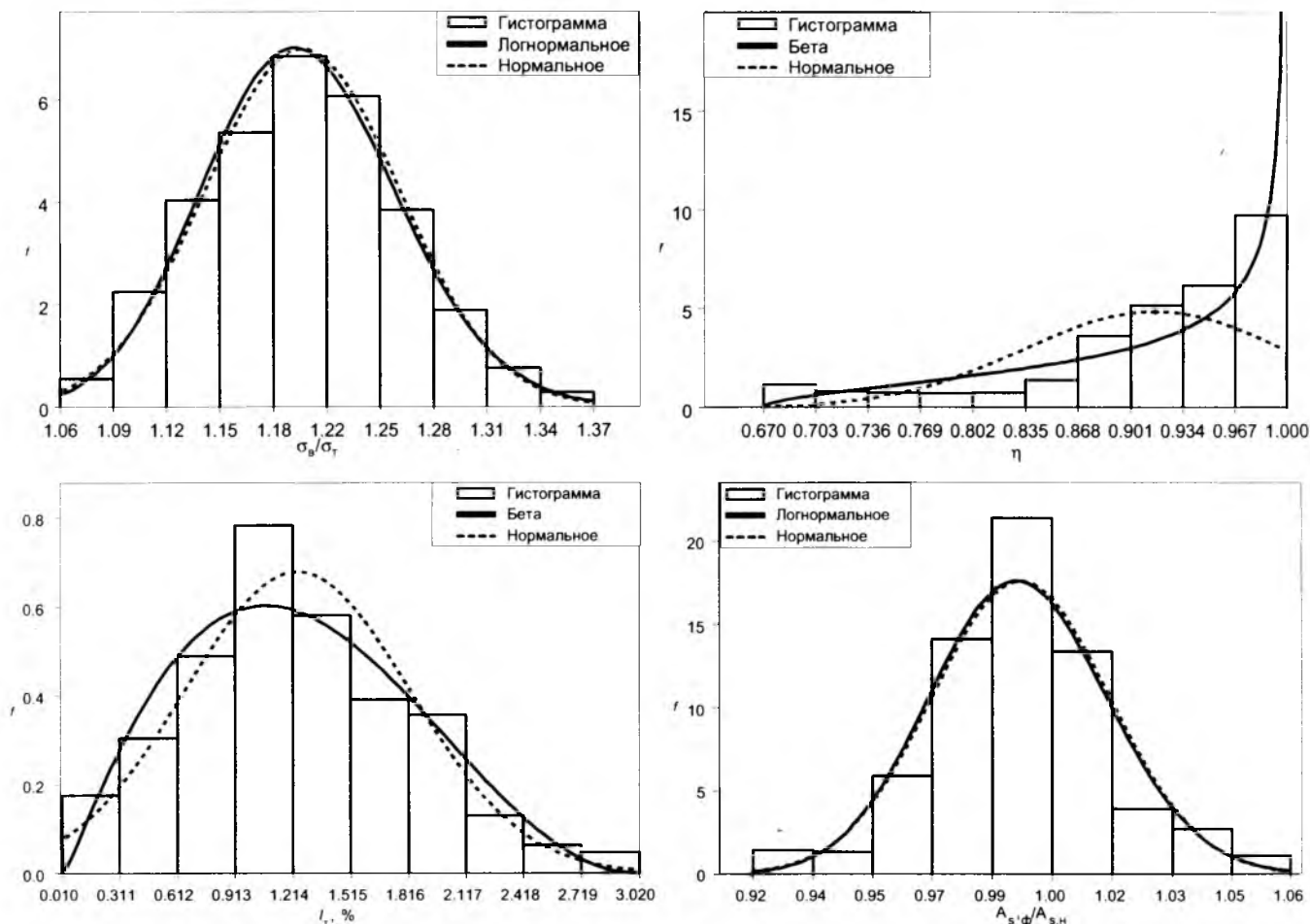


Рис. 2. Гистограммы и кривые плотности распределений для σ_b/σ_t , η , l_t и $A_{s,ф}/A_{s,н}$ арматуры А500С

Таблица 3

Обеспеченность нормативных и расчетных значений механических характеристик арматуры класса А500С

Характеристики	Значение	Нормативный документ	Обеспеченность*
$\sigma_t (\sigma_{0,2})$; $R_{s,n}$ (по $A_{s,ф}$)	500	СТО АСЧМ 7-93; ТСН 102-00; СНиП 52-01-03 (проект)	0,9887/0,9835
R_s (по $A_{s,ф}$)	450	ТСН 102-00	0,9994/0,9997
	435	СНиП 52-01-03 (проект)	0,9995/0,9999
$\sigma_t (\sigma_{0,2})$; $R_{s,n}$ (по $A_{s,н}$)	500	СТО АСЧМ 7-93; ТСН 102-00; СНиП 52-01-03 (проект)	0,9801/0,9718
R_s (по $A_{s,н}$)	450	ТСН 102-00	0,9997/0,9989
	435	СНиП 52-01-03 (проект)	0,9999/0,9997
σ_b (по $A_{s,ф}$)	600	СТО АСЧМ 7-93	0,9968/0,9945
σ_b (по $A_{s,н}$)	600	СТО АСЧМ 7-93	0,9967/0,9940
δ_5	14	СТО АСЧМ 7-93	0,9990/0,9957
δ_p	2	СТО АСЧМ 7-93	1/0,9976
σ_b/σ_t	1,05	СТО АСЧМ 7-93	0,9974/0,9960
E_s (по $A_{s,ф}$)	$2 \cdot 10^5$	ТСН 102-00; СНиП 52-01-03 (проект)	0,6365/0,6365
E_s (по $A_{s,н}$)	$2 \cdot 10^5$	ТСН 102-00; СНиП 52-01-03 (проект)	0,5/0,5155

Примечание: * В числителе и знаменателе приведены значения обеспеченности заданных значений механических свойств соответственно по полученным законам распределения и по нормальному закону распределения.

E_s (по $A_{s,ф}$)) обеспеченности по подобранным распределениям. Также из табл. 3 видно, что нормальный закон распределения может давать заниженное (по сравнению с подобранными распределениями) значение обеспеченности для нормативного сопротивления и в то же время завышенное значение обеспеченности для расчетного сопротивления. Это может быть объяснено большими погрешностями, которые имеют место при описании нормальным законом "хвостов" опытных распределений.

Выводы

1. Проведенные статистические исследования механических свойств и площади поперечного сечения ТМУ арматуры класса А500С диаметром 6-40 мм, представляющей всех производителей арматуры этого класса на территории бывшего СССР, позволили установить изменчивость её механи-

ческих свойств, а также определить теоретические кривые плотности распределения.

2. Проведенный анализ показал, что распределения механических свойств могут отличаться от нормального закона распределения, что требует учета при определении обеспеченности нормативных и расчетных характеристик арматуры, а также при проведении вероятностных расчетов.

3. Обеспеченность нормативных и расчетных характеристик арматуры класса А500С превышает обеспеченность, требуемую норма-

ми проектирования и стандартами на арматуру.

Библиографический список

1. Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций.—М.: Воентехлит, 2000.—256 с.
2. Новая горячекатаная свариваемая арматура класса А500С/ С.А.Мадатян, В.В.Дегтярёв, Л.А.Зборовский и др. // Бетон и железобетон.—2001.—№ 1.— С. 12-14.
3. Мадатян С.А. Новое поколение арматуры железобетонных конструкций// Бетон и железобетон.—1998.—№2.— С. 2-5.
4. Львовский Е.Н. Статистические

методы построения эмпирических формул.— М.: Высш. шк., 1988.— 239 с.

5. Gamble W.L. Thermex-processed reinforcing bars// Concrete International.—2003.—V.25.—№7.—pp. 85-88.

6. Лычёв А.С. Вероятностные методы расчета строительных элементов и систем.—М.: АСВ, 1995.—142 с.

7. Mirza S.A., McGregor J.G. Variability of mechanical properties of reinforcing bars// Journal of the Structural Division.—1979.—№ST5.—pp. 921-937.

8. Ольков Я.И., Хамудисова И.Б. Некоторые новые результаты статистических исследований основных механических характеристик стального проката из строительных сталей, поставляемых по ГОСТ 27772-88// Вестник отделения строительных наук РААСН.—вып. 8., М., 2004.

ЗАВОДСКОЕ ПРОИЗВОДСТВО

Т. В. ЩУКИНА, канд. техн. наук, доц. (Воронежский государственный архитектурно-строительный ун-т)

Распределение температур при гелиотермообработке железобетонных изделий

Возможность использования солнечной энергии для термообработки строительных изделий при их производстве рассматривалась и подтверждалась в основном для южных регионов РФ и СНГ [8]. Но тепловые коллекторы, как показывают расчеты [3, 5], целесообразно применять и в более северных широтах. Исследуя перспективы масштабного территориального распространения этих устройств, а также учитывая рост цен на энергоносители, можно заключить, что в ближайшее время увеличится их внедрение в технологические процессы предприятий стройиндустрии.

Рассмотрим температурный режим термообработки железобетонной плиты в коллекторе, схематично представленном на рис. 1. Устройство может иметь раздвижное остекление для его загрузки строительными изделиями и их выгрузки, а также простую конструкцию корпуса, не предусматривающую изоляцию нижней поверхности. Такое исполнение коллектора позволяет при решении данной задачи для полуограниченного массива [9] выявить изменения температуры в подвергнутом гелиотермообработке элементе. Чтобы исключить влияние конвективного теплообмена, остекление коллектора целесообразно выполнить двойным и спаренным с вакуумной полостью между листами, в том числе и с обеспечением герметичности

укрытия строительных изделий, после соответствующих его смещений для загрузки устройства.

Поместим в коллектор для гелиотермообработки железобетонное изделие сплошного сечения, размеры которого могут достигать: длина до 6,6 м, ширина до 3 м, толщина 0,13-0,16 м. Тогда нестационарное уравнение теплопроводности для нагреваемого материала можно записать в следующем виде [2, 4, 9]

$$\frac{\partial T}{\partial \tau} = a \frac{\partial^2 T}{\partial x^2}, \quad (1)$$

где T — температура элемента, помещенного в коллектор, °С; τ — время, с; a — коэффициент температуропроводности, м²/с.

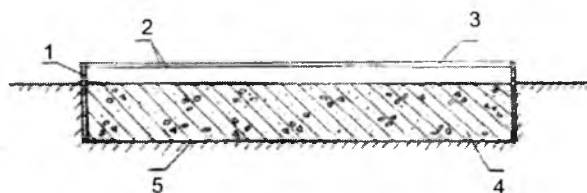


Рис. 1. Схема солнечного коллектора

1 — корпус коллектора; 2 — двойное спаренное остекление; 3 — вакуумная полость; 4 — изделие, подвергаемое термообработке; 5 — грунтовое основание

Для изучения температурного режима, возникающего в строительном изделии, размещенном в полости коллектора, целесообразно начало координат поместить на его верхнюю поверхность, подвергаемую воздействию солнечной радиации, и переписать уравнение теплопроводности в такой форме [9]

$$\frac{\partial \theta}{\partial \tau} = a \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2}, \quad (2)$$

где θ – разность температур между переменной T и некоторой средней величиной на поверхности, воспринимающей тепловой поток T_0 , относительно которой происходит колебание этого параметра в железобетонной плите, подвергаемой термообработке.

Метод разделения переменных и ввод мнимой величины $z = i\epsilon \cdot x$ [9], необходимой для описания периодического теплового процесса, позволяют получить решение [9]

$$\theta = C \cdot e^{-i\epsilon x} \cdot e^{-\epsilon^2 a \tau}, \quad (3)$$

которое после преобразований с учетом выбора неограниченной никакими условиями параметра ϵ , в соответствии с равенством $-\epsilon^2 \cdot a = i \frac{2\pi}{\tau_0}$ [9], имеет вид

$$\theta = C \cdot e^{-\sqrt{\frac{\pi}{a\tau_0}} \cdot x} \cdot \left[\cos\left(2\pi \frac{\tau}{\tau_0} - \sqrt{\frac{\pi}{a\tau_0}} \cdot x\right) + i \cdot \sin\left(2\pi \frac{\tau}{\tau_0} - \sqrt{\frac{\pi}{a\tau_0}} \cdot x\right) \right], \quad (4)$$

где τ_0 – продолжительность полного периода колебания температур, с; C – постоянная интегрирования, которую можно найти из граничных условий.

Проходящее сквозь остекление коллектора и поступающее на поверхность железобетонной плиты излучение [6] может быть с достаточной точностью аппроксимировано функцией

$$q_s = \eta_0 \cdot q_S^{\max} \cdot \sin\left(\varphi_0 + 2\pi \frac{\tau}{\tau_0}\right), \quad (5)$$

где η_0 – оптический к. п. д. плоского коллектора, который для данной конструкции устройства с двухслойным остеклением принимается равным 0,65–0,8 [1]; $q_S^{\max}$ – максимальная солнечная радиация, поступающая на горизонтальную поверхность, Вт/м² [6]; φ_0 – величина, соответствующая начальной фазе колебания, рад.

Положительные значения плотности теплового потока q_s соответствуют дневному времени, отрицательные относятся к потерям теплоты в ночные часы.

Используя уравнения (5) как граничное условие, можно отбросить мнимую часть решения (4), так как она не содержится в (5). Тогда выражение для распределения температур в полуограниченном массиве примет вид

$$\theta = C \cdot e^{-\sqrt{\frac{\pi}{a\tau_0}} \cdot x} \cdot \cos\left(2\pi \frac{\tau}{\tau_0} - \sqrt{\frac{\pi}{a\tau_0}} \cdot x\right). \quad (6)$$

Постоянную C можно найти из уравнения (7), дифференцируя функцию (6) и применяя зависимость (10)

$$q_s = -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} \Big|_{x=0}, \quad (7)$$

где λ – коэффициент теплопроводности подвергаемого термообработке элемента, Вт/(м·°C)

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} = -C \cdot \sqrt{\frac{\pi}{a\tau_0}} \cdot e^{-\sqrt{\frac{\pi}{a\tau_0}} \cdot x} \cdot \left[\cos\left(2\pi \frac{\tau}{\tau_0} - \sqrt{\frac{\pi}{a\tau_0}} \cdot x\right) - \sin\left(2\pi \frac{\tau}{\tau_0} - \sqrt{\frac{\pi}{a\tau_0}} \cdot x\right) \right], \quad (8)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} \Big|_{x=0} = -C \cdot \sqrt{\frac{\pi}{a\tau_0}} \cdot \left[\cos\left(2\pi \frac{\tau}{\tau_0}\right) - \sin\left(2\pi \frac{\tau}{\tau_0}\right) \right], \quad (9)$$

Умножая $\cos\left(2\pi \frac{\tau}{\tau_0}\right)$ и $\sin\left(2\pi \frac{\tau}{\tau_0}\right)$, входящие в выражение (9), на $\sin\left(\frac{\pi}{4}\right)$ и $\cos\left(\frac{\pi}{4}\right)$, соответственно, и используя формулы сложения и вычитания тригонометрических функций, получим

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} \Big|_{x=0} = -C \cdot \sqrt{\frac{2\pi}{a\tau_0}} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} - 2\pi \frac{\tau}{\tau_0}\right). \quad (10)$$

Рассматривая выражение (10) и принятое в качестве граничного условия гармоническое изменение величины плотности теплового потока (5), можно заключить, что начальная фаза колебаний равна $\frac{\pi}{4}$. Тогда, соответственно, умноженная на угловую частоту

колебаний $\frac{2\pi}{\tau_0}$ переменная τ в функциональной зависимости (5) будет вычитаться из начальной фазы. Следовательно, подставляя в уравнение (7) выражения (5) и (10), получим

$$\eta_0 \cdot q_S^{\max} = C \lambda \cdot \sqrt{\frac{2\pi}{a\tau_0}}. \quad (11)$$

Данное равенство позволяет определить значение постоянной интегрирования

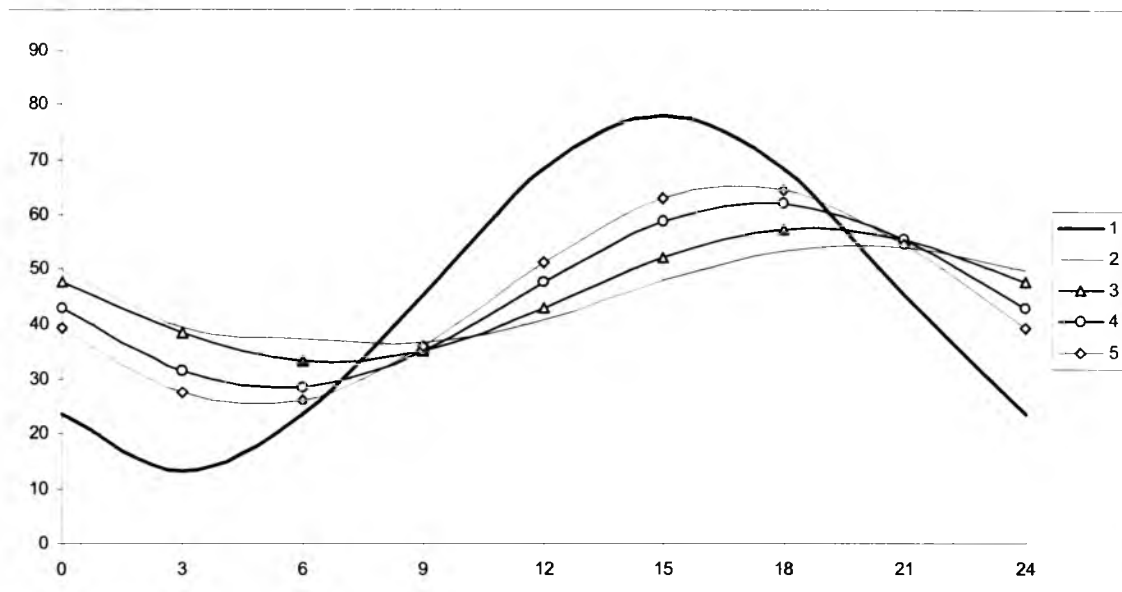


Рис. 2. Изменение температуры строительного изделия, подвергаемого термообработке

1 – на тепловоспринимающей поверхности железобетонной плиты; 2 – на поверхности, лежащей на грунтовом основании при толщине железобетонной плиты 0,16 и 0,12 м; 3, 4, 5 – в центральном сечении железобетонной плиты при ее толщине 0,16 и 0,12 м, т.е. при $x = 0,08$ м и $x = 0,06$ м

$$C = \frac{\eta_o \cdot q_s^{\max}}{\sqrt{\frac{2\pi\lambda c\rho}{\tau_o}}}, \quad (12)$$

где c – удельная теплоемкость подвергаемого гелиотермообработке элемента, Дж/(кг·°C); ρ – плотность железобетонного изделия, кг/м³.

Так как размерность C соответствует температуре, в °C, а в выражение (12) входит максимальная плотность теплового потока, поступающего за счет солнечной радиации, то данная величина является амплитудой изменения температур на поверхности железобетонной плиты и равна $\theta_{\max}$.

Протекание процесса гелиотермообработки зависит от времени суток, поэтому целесообразно перейти к астрономическому его исчислению при определении плотности теплового потока на поверхности железобетонной плиты, а также температурного режима последней. Тогда выражение (5) запишем, учитывая возрастание солнечной радиации до 12 часов, при продолжительности полного периода колебаний, равной 24,

$$q_s = \eta_o \cdot q_s^{\max} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{12}(\tau_a - 15)\right), \quad (13)$$

где τ_a – астрономическое время, ч.

При этом зависимость температуры от времени и координаты x примет вид

$$\theta = \theta_{\max} \cdot e^{-\sqrt{\frac{\pi}{a\tau_o}}x} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{12}(\tau_a - 15) - \sqrt{\frac{\pi}{a\tau_o}}x\right), \quad (14)$$

где $\theta_{\max}$ – максимальная амплитуда температур на поверхности подвергаемого термообработке элемента, определяемая по формуле (12), $\theta_{\max} = T_{\max} - T_o$.

Если рассматривать изменения температурного режима на поверхности железобетонной плиты под остеклением теплового коллектора, то решение (14) запишется в следующей форме

$$\theta = \theta_{\max} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{12}(\tau_a - 15)\right). \quad (15)$$

Уравнение (15) показывает, что температура элемента при гелиотермообработке достигает максимальных значений в 15 часов в отличие от солнечной радиации, поступление которой особенно интенсивно в 12.

Воспользуемся полученными зависимостями для прогнозирования температурного режима протекания процесса гелиотермообработки железобетонной плиты сплошного сечения, проводимой в климатических условиях Воронежской области [6]. Для описанного выше солнечного теплового коллектора (см.рис.1) максимальная температура помещенного в него элемента, как показали расчеты, проведенные по методике [1], достигает 78 °C в июле при средней температуре наружного воздуха 20 °C. Тогда максимальная амплитуда температур на поверхности строительного изделия, определяемая по формуле (12) при следующих тепло-

физических параметрах (с учетом повышенной влажности материала и $\lambda=2,1 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{°C)}$; $c=1,09 \text{ кДж/(кг}\cdot\text{°C)}$; $\rho=2000 \text{ кг/м}^3$ [7]), составит $32,7 \text{ °C}$.

Используя перечисленные данные и выражения (14, 15), был выполнен расчет, результаты которого представлены на графике рис. 2. На графике показано, что в начале, т.е. до 5 часов утра, строительное изделие теряет теплоту, полученную в световое время предыдущего дня, а затем начинается интенсивное его прогревание, способствующее быстрому набору прочности материала.

Изменения температуры (см.рис. 2) на тепловоспринимающей поверхности железобетонной плиты и на ее поверхности, лежащей на грунтовом основании, свидетельствуют о целесообразности использования в летние месяцы даже такой простой конструкции теплового коллектора для гелиотермообработки. Можно повысить эффективность данного процесса и увеличить сезон использования энергии солнца, если применять коллекторы с высококачественной изоляцией корпуса, в том числе и его жесткого основания, образующего дно устройства, а также с двойным остеклением, выполненным со светопрозрачным теплоизолирующим покрытием. В этом случае будет обеспечена равномерность прогрева изделия по его высоте, что в конечном счете вызовет уменьшение амплитуды колебаний при повышении температуры в целом и сократит

продолжительность периода набора изделием прочности.

Библиографический список

1. **Внутренние** санитарно-технические устройства. Ч. 1. Отопление/В.Н.Богословский, Б.А.Крупнов, А.Н.Сканави и др.; Под ред. И.Г.Старовойтова, Ю.И.Шиллера.- М.: Стройиздат, 1990 – 344 с.
2. **Исаченко В.П., Осипова В.А., Сукомел А.С.** Теплопередача. – М.: Энергия, 1969. – 440 с.
3. **Кутыкин С.В., Щукина Т.В.** Теплоснабжение зданий солнечной энергией – одно из направлений решения экономических и экологических проблем Воронежской области//Дорожная экология XXI века: Труды международного научно-практического симпозиума/ Воронежская гос. архит.-строит. академия; Воронежский гос. университет.- Воронеж: ВГУ, 2000 – С. 347-350.
4. **Лыков А.В.** Теория теплопроводности. – М.: Высшая школа, 1967. – 599 с.
5. **Попель О.С., Фрид С.Е.** Солнечные водонагреватели: возможности использования в климатических условиях средней полосы России//Теплоэнергетика. – 2001.– № 7 – С. 44-47.
6. **СНиП 2.01.01-82.** Строительная климатология и геофизика.- М.: Стройиздат, 1983 – 136 с.
7. **СНиП II-3-79*.** Строительная теплотехника/ Минстрой России. – М.: ГЦ ЦПП, 1995. – 29 с.
8. **Ступаков Г.И.** Использование солнечной энергии для тепловой обработки бетона// Бетон и железобетон. – 1988.- № 5 – С. 24-25.
9. **Шорин С.Н.** Теплопередача. – М.-Л.: Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1952.– 339 с.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

А.ИВАНОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Расчет колонн железобетонных монолитных зданий

На железобетонные колонны многоэтажных зданий действуют изгибающие моменты, продольные и поперечные силы, определяемые из статического расчета конструктивной системы зданий от внешних нагрузок.

Расчет по прочности железобетонных колонн с любой формой поперечного сечения и с любым расположением продольной арматуры в поперечном сечении колонн при действии изгибающих моментов и продольных сил производят по нормальным сечениям на основе нелинейной деформационной модели [1], использующей уравнения равновесия внешних и внутренних сил, зависимость деформаций бетона и арматуры от координат расположения участков бетона и стержней арматуры в сечении элемента в виде гипотезы плоских сечений, зависимости между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арма-

туры в виде диаграмм состояния (деформирования) бетона и арматуры.

Уравнения равновесия в общем случае, когда действуют изгибающие моменты в направлении осей X и Y , имеют вид

$$M_x = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{12} \cdot \frac{1}{r_y} + D_{13} \cdot \varepsilon_o; \quad (1)$$

$$M_y = D_{12} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{22} \cdot \frac{1}{r_y} + D_{23} \cdot \varepsilon_o; \quad (2)$$

$$N = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{23} \cdot \frac{1}{r_y} + D_{33} \cdot \varepsilon_o; \quad (3)$$

Уравнения, определяющие распределение деформаций по сечению элемента,

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{bxi} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{byi}; \quad (4)$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{sxj} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{syj}. \quad (5)$$

Зависимости, связывающие напряжения и относительные деформации бетона и арматуры,

$$\sigma_{bi} = E_b \cdot v_{bi} \cdot \varepsilon_{bi}; \quad (6)$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \cdot v_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}; \quad (7)$$

В уравнениях (1)...(7) M_x, M_y – изгибающие моменты от внешней нагрузки относительно выбранных и предполагаемых в пределах поперечного сечения элемента координатных осей, определяемые из статического расчета конструкции с учетом продольной силы N .

Жесткостные характеристики D_{kn} ($k, n=1, 2, 3$) определяются по формулам

$$D_{11} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi}^2 \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj}^2 \cdot E_{sj} \cdot v_{sj}; \quad (8)$$

$$D_{22} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi}^2 \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj}^2 \cdot E_{sj} \cdot v_{sj}; \quad (9)$$

$$D_{12} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj}; \quad (10)$$

$$D_{13} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj}; \quad (11)$$

$$D_{23} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj}; \quad (12)$$

$$D_{33} = \sum_i A_{bi} E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} E_{sj} \cdot v_{sj}; \quad (13)$$

где i – номер участка, на которые условно разделяется бетонное сечение элемента; j – номер стержня арматуры; A_{bi}, Z_{bxi}, Z_{byi} – площадь, координаты центра тяжести i -го участка бетона и напряжения на уровне его центра тяжести; A_{sj}, Z_{sxj}, Z_{syj} – площадь, координаты центра тяжести j -го стержня арматуры и напряжения в нем; ε_o – относительная деформация

волокна, расположенного на пересечении выбранных осей; $\frac{1}{r_x}$,

$\frac{1}{r_y}$ – кривизна продольной оси в рассматриваемом поперечном сечении элемента в плоскостях действия изгибающих моментов M_x и M_y ; E_b – начальный модуль упругости бетона; E_{sj} – модуль упругости j -го стержня арматуры; v_{bi} – коэффициент упругости бетона i -го участка; v_{sj} – коэффициент упругости j -го стержня арматуры.

Коэффициенты v_{bi} и v_{sj} определяют как соот-

ношение значений напряжений и деформаций для рассматриваемых точек, соответствующих диаграмм состояния бетона и арматуры, принятых в расчете, деленное на модуль упругости бетона E_b и арматуры E_s .

Для внецентренно сжатых в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и расположении оси X в этой плоскости $M_y = 0$ и $D_{12} = D_{22} = D_{23} = 0$. В этом случае уравнения равновесия имеют вид

$$M_x = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{13} \cdot \varepsilon_o; \quad (14)$$

$$N = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{33} \cdot \varepsilon_o. \quad (15)$$

Расчет нормальных сечений железобетонных элементов по прочности производят из условий

$$\varepsilon_{b,max} \leq \varepsilon_{b,ult}; \quad (16)$$

$$\varepsilon_{s,max} \leq \varepsilon_{s,ult}; \quad (17)$$

где $\varepsilon_{b,max}$ – относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки; $\varepsilon_{s,max}$ – относительная деформация наиболее растянутого стержня арматуры в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки; $\varepsilon_{s,ult}$ – предельное значение относительной деформации удлинения арматуры, принимаемое равным 0,025; $\varepsilon_{b,ult}$ – предельное значение относительной деформации бетона при сжатии, определяемое в зависимости от вида напряженного состояния сечения элемента: при двучленной эпюре деформаций (сжатие и растяжение) в поперечном сечении бетона элемента (изгиб, внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами) принимают равным 0,0035; при равномерной эпюре деформаций сжатия – равным 0,002; при неравномерном распределении деформаций только одного знака (сжатие) предельные значения относительных деформаций бетона принимают в пределах 0,002 ($\varepsilon_{b,ult} \leq 0,0035$).

Расчет по прочности колонн прямоугольного поперечного сечения с арматурой, расположенной у перпендикулярных плоскости изгиба граней, при действии усилий в плоскости симметрии нормальных сечений можно производить на основе предельных усилий [1], принимая предпосылки, аналогичные указанным в [2].

Расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов производят из условия

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x(h_o - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s(h_o - \alpha'), \quad (18)$$

где N – продольная сила от внешней нагрузки; e – расстояние от точки приложения силы N до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой (при полностью сжатом сечении элемента) арматуры.

Высоту сжатой зоны x определяют в зависимости от того, достигают ли напряжения в растянутой арматуре расчетного сопротивления или нет, что характеризуется относительной высотой сжатой зоны ξ_R , вычисляемой по формуле

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_o} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}, \quad (19)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s .

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}, \quad (20)$$

где $\varepsilon_{h,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035.

При $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$, где x вычисляется по формуле (21), высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s}{R_b \cdot b} \quad (21)$$

При $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$, где x вычисляется по формуле (21), высоту сжатой зоны, подставляемую в (18), определяют по формуле

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s \cdot \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} \cdot A_s}{R_b \cdot b + \frac{2R_s \cdot A_s}{h_0(1 - \xi_R)}} \quad (22)$$

Расчет колонн на действие поперечных сил с учетом продольной силы производят в общем случае по наклонной полосе между наклонными трещинами и по наклонному сечению [3].

Расчет по наклонной полосе производят в зависимости от величины продольной силы по формуле

$$Q \leq \varphi_{b1} \cdot k_n \cdot R_b \cdot b h_0, \quad (23)$$

где φ_{b1} – коэффициент, принимаемый равным 0,3; k_n – коэффициент, учитывающий влияние продольной силы и принимаемый: при $N \leq 0,5N_b$ $k_n = 1$; при $N > 0,5N_b$

$$k_n = 2\left(1 - \frac{N}{N_b}\right), \quad (24)$$

где N_b – предельная центрально приложенная продольная сила, воспринимаемая бетоном и принимаемая равной $N_b = R_b \cdot A$; A – площадь бетона всего нормального сечения колонны.

На рис. 1 показано влияние продольной силы N на величину поперечной силы, воспринимаемой бетоном наклонной полосы.

Расчет по наклонному сечению производится из условия

$$Q \leq Q_{bn} + Q_{sw}, \quad (25)$$

где Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении и определяемая по общим правилам расчета железобетонных конструкций; Q_{bn} – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяемая по формуле

$$Q_{bn} = k_n \cdot Q_b \cdot \left(1 + 3 \frac{N}{N_b} - 4 \frac{N^2}{N_b^2}\right), \quad (26)$$

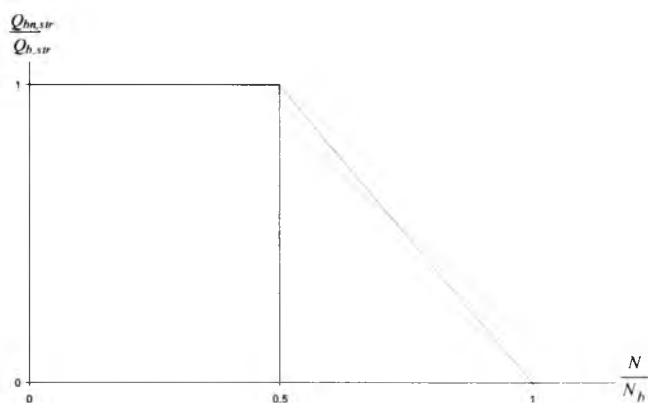


Рис. 1. Зависимость относительной поперечной силы, воспринимаемой бетоном наклонной полосы, от относительной продольной сжимающей силы

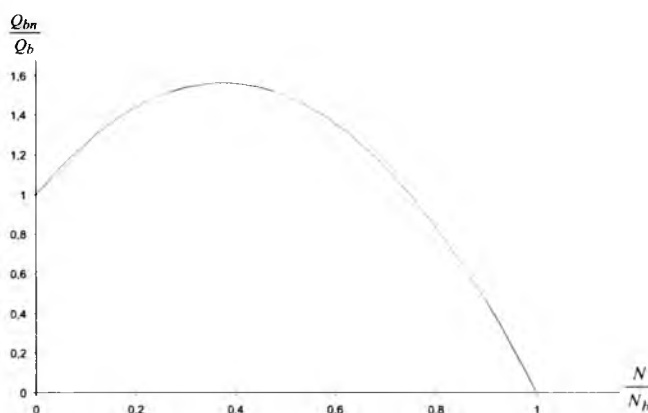


Рис. 2. Зависимость относительной поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении, от относительной продольной сжимающей силы

где Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном без учета влияния продольной силы и определяемая по общим правилам расчета железобетонных конструкций в зависимости от наиболее опасной длины проекции наклонного сечения

$$k_n = 1 + 3 \cdot \frac{N}{N_b} - 4 \cdot \frac{N^2}{N_b^2} \quad (27)$$

На рис. 2 показано влияние продольной силы N на величину поперечной силы, воспринимаемой бетоном.

Библиографический список

1. Звездов А.И., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчет прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. – № 2. – 2002.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – Госстрой СССР, М., 1987.
3. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчет прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. – № 3. – 2002.

Построение общей методики расчета железобетонных стержневых конструкций в форме конечных приращений

Использование нелинейных моделей железобетона в компьютерных методах требует, как правило, применения затратных по времени шагово-итерационных методов, сопряженных с решением сложной проблемы сходимости. В связи с этим приобретает важное значение проблема построения нелинейных моделей деформирования железобетона, не требующих для своего решения привлечения итераций. В статье рассмотрено построение такой модели применительно к расчету обобщенного железобетонного стержня (стержня произвольной формы, подвергнутого действию двух моментов M_X, M_Y и нормальной силы N_Z , т.е. стержня, подвергнутого косому внецентренному сжатию или растяжению).

Деформации такого стержня характеризуются двумя кривизнами χ_X, χ_Y (в двух ортогональных плоскостях XOZ, YOZ) и ε_{0Z} – относительным удлинением осевой линии.

Построение модели обобщенного стержня в виде связей между M_X, M_Y, N_Z и $\chi_X, \chi_Y, \varepsilon_{0Z}$ (физических соотношений) приведено в [1]. Затем эти соотношения были введены в проект новых норм. Вывод этих зависимостей в дифференциальной форме (в виде связей между dM_X, dM_Y, dN_Z и $d\chi_X, d\chi_Y, d\varepsilon_{0Z}$) представлен в [2]. Ниже физические соотношения устанавливаются между малыми, но конечными приращениями усилий и деформаций (между $\Delta M_X, \Delta M_Y, \Delta N_Z$ и $\Delta\chi_X, \Delta\chi_Y, \Delta\varepsilon_{0Z}$). Такая запись физических соотношений в сочетании с рассмотренной ниже формой задания диаграмм представляется (в численных методах) наиболее эффективной.

Выделим для рассмотрения фрагмент стержня произвольного сечения, направив положительные оси координат X, Y, Z так, как показано на рис. 1, а. Используем процедуру численного суммирования (вместо интегрирования) напряжений по высоте сечения, разделяя бетонное сечение на i элементов (обычно прямоугольной или, на контуре, треугольной и трапециевидной формы). Каждый бетонный элемент сечения характеризуется площадью A_{bi} и расстоянием X_{bi}, Y_{bi} от центра тяжести элемента A_{bi} до соответствующих осей Y и X (точнее, до плоскостей ZOY, ZOZ , рис. 1, а). Каждый арматурный стержень в сечении фиксируется площадью A_{sj} и расстояниями X_{sj}, Y_{sj} до плоскостей ZOY и ZOX .

Пусть в результате приращения нагрузки (P^r) на шаге r , которое составляет ΔP , напряжения в бетоне (σ_{bi}^r) и арматуре (σ_{sj}^r) получают приращения $\Delta\sigma_{bi}$ и $\Delta\sigma_{sj}$ (рис. 1, а). Вследствие этого получают приращения моменты и нормальная сила.

Из рис. 1, а следует, что связь между приращениями

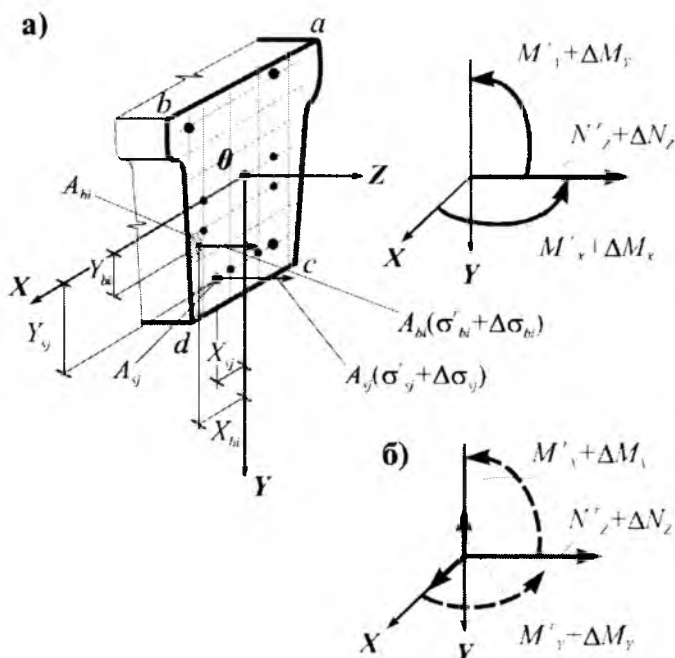


Рис. 1. К определению приращений моментов ($\Delta M_X, \Delta M_Y$) и нормальной силы (ΔN_Z)

ми усилий $\Delta M_X, \Delta M_Y, \Delta N_Z$ и напряжений $\Delta\sigma_{bi}; \Delta\sigma_{sj}$ (используя процедуру суммирования по i и j) может быть представлена в виде:

$$\begin{aligned}\Delta M_X &= \sum_i \Delta\sigma_{bi} A_{bi} X_{bi} + \sum_j \Delta\sigma_{sj} A_{sj} X_{sj}; \\ \Delta M_Y &= \sum_i \Delta\sigma_{bi} A_{bi} Y_{bi} + \sum_j \Delta\sigma_{sj} A_{sj} Y_{sj}; \\ \Delta N_Z &= \sum_i \Delta\sigma_{bi} A_{bi} + \sum_j \Delta\sigma_{sj} A_{sj}.\end{aligned}\quad (1)$$

Внутри представленных сумм (1) выделяются напряжения в арматуре в трещинах и аналогичные напряжения в части сечения без трещин, также в части сечения без трещин выделяются сжатые и растянутые элементы бетона (это можно выполнить простым членением сумм (1) на части). В трещинах напряжения в бетоне принимаются равными нулю.

Здесь и ниже напряжения и усилия растяжения приняты за положительные. Используем принятое в

расчетах железобетона не векторное обозначение моментов, иначе индексы X и Y в обозначениях моментов следует поменять местами согласно рис. 1,б.

В случае косоугольного внецентренного растяжения (сжатия) деформированное состояние стержня будет характеризоваться тремя составляющими: продольными деформациями вдоль оси Z и изгибом в двух плоскостях – YOZ (вертикальной) и XOZ (горизонтальной). Рассмотрим вначале деформации растяжения и изгиба стержня в вертикальной плоскости YOZ при нагрузке $P^r + \Delta P$ (рис. 2, где I – состояние стержня до приложения нагрузки, I' – после ее приложения, II и II' – соответственно состояния малого элемента длиной dZ до и после приложения нагрузки). В соответствии с двумя составляющими нагрузки $P^r + \Delta P$ и все перемещения на рис. 2 представляются в виде двух слагаемых – первое соответствует P^r , а второе – ΔP . Принимаем, что деформации сечений стержня следуют гипотезе плоских сечений – гипотезе П.С.; после появления трещин эта гипотеза считается справедливой применительно к средним деформациям в трактовке В.И. Мурашева [3]. В пределах малого элемента II выделим два горизонтальных отрезка: 1 – 2 и 3 – 4. Отрезок 1 – 2 расположен на оси Z , хотя это не обязательно (согласно гипотезе П.С., все отрезки, расположенные в горизонтальной плоскости XOZ параллельно 1 – 2, при изгибе в плоскости ZOY будут иметь одинаковые деформации, аналогичная ситуация наблюдается для отрезков, параллельных 3 – 4, если они находятся на одной плоскости, параллельной XOZ). Отрезок 3 – 4 отстоит от отрезка 1 – 2 на расстоянии Y по оси Y .

Вертикальные сечения элемента II с точками 1, 3 и 2, 4 условно обозначаются 1 – 3 и 2 – 4.

В силу принятой гипотезы П.С. сечение 1 – 3 при изгибе перемещается в положение 1' – 3' ($U_0^r + \Delta U_0$ – горизонтальные перемещения точек сечения; $W_Y^r + \Delta W_Y$ – вертикальные перемещения – прогибы; $\theta^r + \Delta \theta$ – угол поворота); аналогично для сечения 2 – 4 эти величины составят: $U_0^r + \Delta U_0 + d(U_0^r + \Delta U_0)$; $W_Y^r + \Delta W_Y + d(W_Y^r + \Delta W_Y)$; $\theta^r + \Delta \theta + d(\theta^r + \Delta \theta)$, т.е. они получают малые приращения $d(U_0^r + \Delta U_0)$, $d(W_Y^r + \Delta W_Y)$, $d(\theta^r + \Delta \theta)$.

Определим относительные деформации ($\epsilon_{0Z} + \Delta \epsilon_{0Z}$) отрезка 1' – 2'. Ввиду малости прогибов длина $dS_{1-2'}$ отрезка кривой 1' – 2' отождествляется с длиной ее проекции на ось Z , т.е. с dZ ($dS_{1-2'} \approx dZ$), а ее удлинение – с удлинением dZ , поэтому

$$\epsilon_{0Z} + \Delta \epsilon_{0Z} = \frac{d(U_0^r + \Delta U_0)}{dZ}, \quad (2)$$

где

$$\epsilon_{0Z} = \frac{dU_0^r}{dZ}, \quad \Delta \epsilon_{0Z} = \frac{d(\Delta U_0)}{dZ}, \quad (2a)$$

ϵ_{0Z} – относительные деформации от нагрузки P^r , $\Delta \epsilon_{0Z}$ – относительные деформации от приращения ΔP нагрузки.

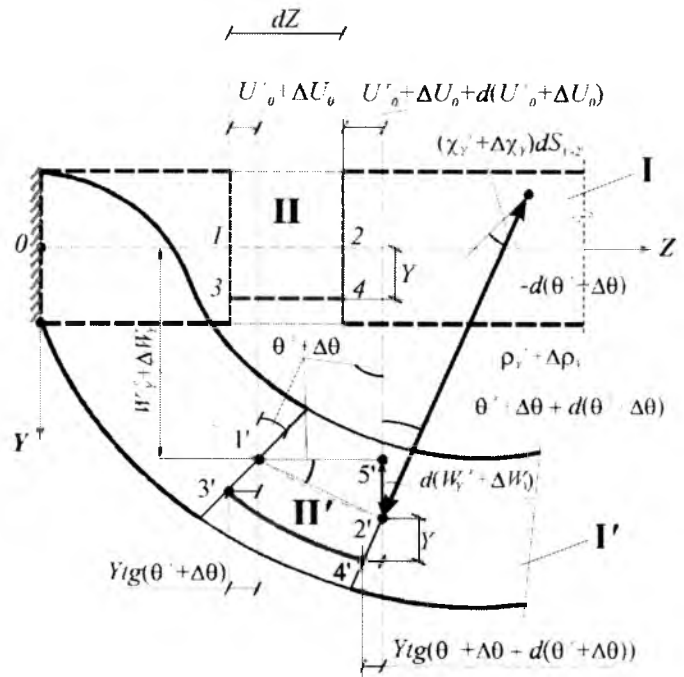


Рис. 2. К определению деформаций элементов стержня (I, II – состояние до деформации, I', II' – после деформации)

Удлинение отрезка 3 – 4 будет равно разности перемещений точек 3' и 4', т.е.

$$U_0^r + \Delta U_0 + d(U_0^r + \Delta U_0) - Y \cdot \tan(\theta^r + \Delta \theta + d(\theta^r + \Delta \theta)) - (U_0^r + \Delta U_0 - Y \cdot \tan(\theta^r + \Delta \theta)) = d(U_0^r + \Delta U_0) - Y d(\theta^r + \Delta \theta)$$

(в силу малости углов $\tan(\theta^r + \Delta \theta) \approx \theta^r + \Delta \theta$, $\tan(\theta^r + \Delta \theta + d(\theta^r + \Delta \theta)) \approx \theta^r + \Delta \theta + d(\theta^r + \Delta \theta)$), а относительные деформации составят:

$$\epsilon_z + \Delta \epsilon_z = \frac{d(U_0^r + \Delta U_0)}{dZ} - Y \frac{d(\theta^r + \Delta \theta)}{dZ},$$

где

$$\epsilon_z = \frac{dU_0^r}{dZ} - Y \frac{d\theta^r}{dZ}, \quad \Delta \epsilon_z = \frac{d(\Delta U_0)}{dZ} - Y \frac{d(\Delta \theta)}{dZ}, \quad (3)$$

ϵ_z – относительные деформации отрезка 3' – 4' от нагрузки P^r ; $\Delta \epsilon_z$ – приращение относительных деформаций отрезка 3' – 4' от приращения нагрузки ΔP .

Приращения углов поворота $d(\theta^r + \Delta \theta)$ можно выразить через кривизну (рис. 2, полагая, как и выше, $dS_{1-2'} \approx dZ$):

$$(\chi_y^r + \Delta \chi_y) = \left(\frac{1}{\rho_y^r} + d \left(\frac{1}{\rho_y} \right) \right) = - \frac{d(\theta^r + \Delta \theta)}{dZ}, \quad (4)$$

где

$$\chi'_y = \frac{1}{\rho'_y} = - \frac{d\theta'_y}{dZ}; \quad \Delta\chi_y = \Delta \left(\frac{1}{\rho_y} \right) = - \frac{d(\Delta\theta)}{dZ};$$

$$\Delta \left(\frac{1}{\rho_y} \right) = \frac{1}{\rho'_y + \Delta\rho_y} - \frac{1}{\rho'_y}, \quad (4a)$$

χ'_y – кривизна от нагрузки P^r ; $\Delta\chi_y$ – приращение кривизны, соответствующее приращению ΔP ; ρ'_y – радиус кривизны; $\Delta\rho_y$ – приращение радиуса.

С другой стороны, из рассмотрения треугольника 1'5'2' на рис. 2, следует

$$\operatorname{tg}(\theta' + \Delta\theta) \approx (\theta' + \Delta\theta) \approx \frac{d(W'_y + \Delta W_y)}{dZ},$$

после дифференцирования по Z

$$\frac{d(\theta' + \Delta\theta)}{dZ} = \frac{d^2(W'_y + \Delta W_y)}{dZ^2},$$

где, учитывая (4) и (4a),

$$\chi'_y = - \frac{d^2 W'_y}{dZ^2}; \quad \Delta\chi_y = - \frac{d^2 (\Delta W_y)}{dZ^2}. \quad (5)$$

С учетом зависимостей (2), (5) зависимость (3) для приращений относительных деформаций отрезка 3' – 4' преобразовывается к виду

$$\Delta\epsilon_z = \Delta\epsilon_{0z} + Y\Delta\chi_y = \Delta\epsilon_{0z} - Y \frac{d^2 (\Delta W_y)}{dZ^2}. \quad (6)$$

Аналогично можно показать, что при дополнительном искривлении стержня в горизонтальной плоскости ZOХ в зависимости (6) добавляется новое слагаемое, в результате

$$\Delta\epsilon_z = \Delta\epsilon_{0z} + Y\Delta\chi_y + X\Delta\chi_x \quad (7)$$

или

$$\Delta\epsilon_z = \Delta\epsilon_{0z} - Y \frac{d^2 (\Delta W_y)}{dZ^2} - X \frac{d^2 (\Delta W_x)}{dZ^2}, \quad (8)$$

где ΔW_x , ΔW_y – конечные приращения прогибов и кривизн в плоскости XOZ от действия ΔP .

Следующим важным элементом методики являются связи между напряжениями и деформациями (диаграммы " $\sigma - \epsilon$ "), которые преобразуются в связи между конечными приращениями напряжений и деформаций (" $\Delta\sigma - \Delta\epsilon$ ").

Используются три вида диаграмм:
– бетона при сжатии и растяжении

$$\sigma_b = E_b \nu_b \epsilon, \quad \Delta\sigma_b = E_b \nu_b^k \Delta\epsilon; \quad (9)$$

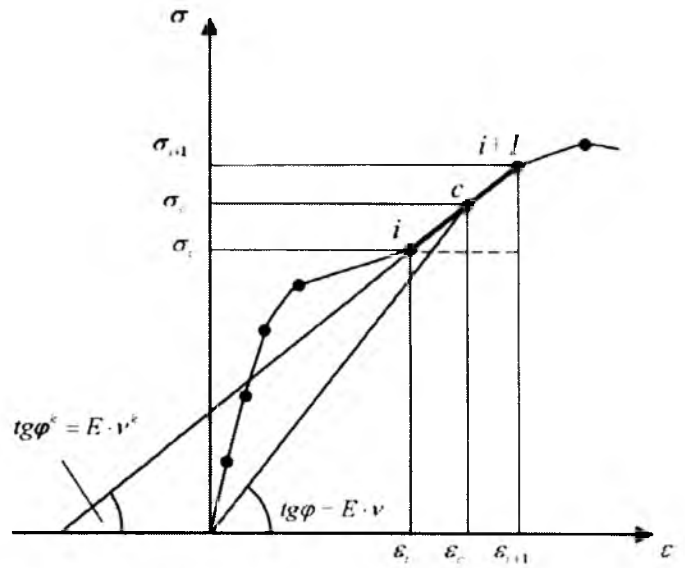


Рис. 3. Многоточечная форма задания диаграммы

– арматуры в сечениях элемента без трещин

$$\sigma_s = E_s \nu_s \epsilon, \quad \Delta\sigma_s = E_s \nu_s^k \Delta\epsilon; \quad (10)$$

– арматуры в сечениях элемента с трещинами

$$\sigma_s^* = (E_s \nu_s \psi_s) \epsilon = E_s \nu_{sm} \epsilon, \quad \Delta\sigma_s^* = (E_s \nu_s^k \psi_s^k) \Delta\epsilon = E_s \nu_{sm}^k \Delta\epsilon \quad (11)$$

где $(E\nu)$, $(E\nu^k)$ – секущие и касательные модули (здесь индексы "b", "s", "sm", указывающие на материал, опущены); ν^k и ν – секущие и касательные коэффициенты изменения модуля E ; ψ_s – коэффициент В.И. Мурашева; ψ_s^k – касательный аналог коэффициента В.И. Мурашева согласно [4] ($\nu_{sm} = \nu_s \psi_s$, $\nu_{sm}^k = \nu_s^k \psi_s^k$; для линейного отрезка диаграммы арматуры $\nu_s = \nu_s^k = 1$).

Вводится более универсальная (чем аналитическая) многоточечная форма задания диаграмм (рис. 3) в виде базы данных координат ее точек.

Между смежными точками изменение диаграммы принимается по линейному закону. На некотором участке $\sigma_i, \sigma_{i+1}, \epsilon_i, \epsilon_{i+1}$ (рис. 3) для произвольной точки "c" на отрезке $i, i+1$ (с координатой σ_c или ϵ_c) секущие $(E\nu)$ и касательные $(E\nu^k)$ модули будут вычисляться по очевидным зависимостям

$$E\nu^k = (\sigma_{i+1} - \sigma_i) (\epsilon_{i+1} - \epsilon_i), \quad E\nu = \sigma_c \epsilon_c,$$

где σ_c или ϵ_c (в зависимости от того, какая из величин определяется первой в процессе расчета) определяются из соотношения

$$(\sigma_{i+1} - \sigma_i) (\epsilon_{i+1} - \epsilon_i) = (\sigma_c - \sigma_i) (\epsilon_c - \epsilon_i),$$

откуда

$$\varepsilon_c = ((\sigma_c - \sigma_i)(\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) / (\sigma_{i+1} - \sigma_i)) + \varepsilon_i,$$

$$\sigma_c = ((\sigma_{i+1} - \sigma_i)(\varepsilon_c - \varepsilon_i) / (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)) + \sigma_i. \quad (12)$$

Следует отметить, что замены реальных диаграмм двумя-тремя отрезками ломаной линии производились ранее во многих работах; интересное предложение по использованию кусочно-линейных диаграмм общего вида для линейризации систем нелинейных дифференциальных уравнений сделано в [5]. Предлагаемое многоточечное задание в виде базы данных, включаемой в программу расчета, снимает все трудности, связанные с некоторой громоздкостью задания диаграмм в виде ломаной линии общего вида. При этом количество отрезков аппроксимации не ограничивается.

При рассмотрении напряжений и деформаций в центрах конкретного малого участка i бетона в сечении и j -того стержня арматуры в обозначениях величин, входящих в (9) – (11), следует учитывать соответствующие индексы, заменяя: σ_b на σ_{bi} ; v_b , v_b^k на v_{bi} , v_{bi}^k ; ε_z , $\Delta\varepsilon_z$ на ε_{zi} , $\Delta\varepsilon_{zi}$ (или ε_j , $\Delta\varepsilon_j$ для арматурных стержней); σ_s (σ_s^*) на σ_{sj} (σ_{sj}^*); v_s , v_s^k (v_{sm} , v_{sm}^k) на v_{sj} , v_{sj}^k (v_{smj} , v_{smj}^k); Y на Y_{bi} (или Y_{sj}); X на X_{bi} (или X_{sj}). С учетом этого, подставляя значения приращений деформаций $\Delta\varepsilon$ ($\Delta\varepsilon_{zi}$, $\Delta\varepsilon_{zj}$) из (7) в зависимости (9) – (11), находим:

$$\Delta\sigma_{bi} = E_b v_{bi}^k (\Delta\varepsilon_{0Z} + Y_{bi} \Delta\chi_Y + X_{bi} \Delta\chi_X),$$

$$\Delta\sigma_{sj} = E_s v_{sj}^k (\Delta\varepsilon_{0Z} + Y_{sj} \Delta\chi_Y + X_{sj} \Delta\chi_X),$$

$$\Delta\sigma_{sj}^* = E_s v_{smj}^k (\Delta\varepsilon_{0Z} + Y_{sj} \Delta\chi_Y + X_{sj} \Delta\chi_X). \quad (13)$$

Внося зависимости (13) в уравнения (1), приходим к окончательной системе физических соотношений

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_X \\ \Delta M_Y \\ \Delta N_Z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{XX}^k & D_{XY}^k & D_{XZ}^k \\ D_{YX}^k & D_{YY}^k & D_{YZ}^k \\ D_{ZX}^k & D_{ZY}^k & D_{ZZ}^k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\chi_X \\ \Delta\chi_Y \\ \Delta\varepsilon_{0Z} \end{Bmatrix}, \quad (14)$$

где $D_{PK}^k = D_{KP}^k$ – коэффициенты симметричной касательной матрицы жесткости элемента:

$$D_{PK}^k = D_{KP}^k = \sum_i E_b v_{bi}^k A_{bi} P_{bi} K_{bi} + \sum_j E_s v_{sj}^k A_{sj} P_{sj} K_{sj}, \quad (15)$$

где, полагая $PK = XX, XY, XZ, YY, YZ, ZZ$ и учитывая, что $Z_{bi} = Z_{sj} = 1$, получаем выражение для шести независимых значений коэффициентов жесткости. Кроме этого, учитывается возникновение трещин. При этом в расчетах автоматически производится "сортировка" арматурных стержней на стержни, которые попадают в область сечения с трещиной (пусть их количество будет " j' ") и стержни, которые остаются в области сечения без трещин (пусть их количество будет " j'' "). $j' + j'' = j$. Кроме этого производится сортировка всех элементарных частей бетона A_{bi} на три вида: A_{bi}' – сжатые, для которых $v_{bi}^k = v_{bci}^k$, A_{bi}'' – растянутые, для которых $v_{bi}^k = v_{bti}^k$ и A_{bi}''' – растянутые со сквозными трещинами, для которых $v_{bi}^k = 0$. Выражения по определению v_{bci}^k , v_{bti}^k , v_{sj}^k , v_{smj}^k рассмотрены в [2, 4].

С учетом указанной "сортировки" выражение (15) преобразуется к виду

$$D_{PK}^k = D_{KP}^k = \sum_{i'} E_b v_{bci}^k A_{bi}' P_{bi}' K_{bi}' +$$

$$+ \sum_{i''} E_b v_{bti}^k A_{bi}'' P_{bi}'' K_{bi}'' +$$

$$+ \sum_{j'} E_s v_{smj}^k A_{sj}' P_{sj}' K_{sj}' + \sum_{j''} E_s v_{sj}^k A_{sj}'' P_{sj}'' K_{sj}'' \quad (16)$$

(здесь также $Z_{bi}' = Z_{bi}'' = Z_{bj}' = Z_{bj}'' = 1$).

Ниже оперируем с более простыми выражениями (15), предполагая, что они приводятся к (16) путем простых разделений рядов суммирования.

Коэффициенты жесткости $D_{XX}^k, D_{YY}^k, D_{ZZ}^k$ (D_{PP}^k , $P = K = X, Y, Z$), располагающиеся на главной диагонали матрицы жесткости в (14), называются главными, остальные коэффициенты являются побочными (последние могут быть положительными, отрицательными или равными нулю).

Из равенства нулю побочных коэффициентов следует ряд важных свойств сечения. Выполним параллельный перенос координат XOY в новое положение $X'O'Y'$ по сечению (X_c, Y_c – координаты переноса; X^1, Y^1 – координаты точек в новых осях, рис. 4,а). Ниже $X^1 = X_{bi}^1$ (или X_{sj}^1), $Y^1 = Y_{bi}^1$ (или Y_{sj}^1). В результате можно добиться того, что побочные коэффициенты типа D_{XZ}^k, D_{YZ}^k (в новых осях они обозначены $D_{X^1Z^1}^k, D_{Y^1Z^1}^k$) станут равными нулю, т.е.

$$D_{X^1Z^1}^k = \sum_i E_b v_{bi}^k A_{bi} X_{bi}^1 + \sum_j E_s v_{sj}^k A_{sj} X_{sj}^1 = 0;$$

$$D_{Y^1Z^1}^k = \sum_i E_b v_{bi}^k A_{bi} Y_{bi}^1 + \sum_j E_s v_{sj}^k A_{sj} Y_{sj}^1 = 0, \quad (17)$$

(зависимости для $D_{X^1Z^1}^k, D_{Y^1Z^1}^k$ следуют из (15), полагая для первой зависимости $P = X^1, K = Z^1 = 1$, а для второй – $P = Y^1, K = Z^1 = 1$).

Учитывая, что (рис. 4,а)

$$X_{bi}^1 = X_{bi} - X_c; \quad X_{sj}^1 = X_{sj} - X_c;$$

$$Y_{bi}^1 = Y_{bi} - Y_c; \quad Y_{sj}^1 = Y_{sj} - Y_c,$$

и внося эти значения в (17), получим:

$$X_c = \frac{\sum_i E_b v_{bi}^k A_{bi} X_{bi} + \sum_j E_s v_{sj}^k A_{sj} X_{sj}}{\sum_i E_b v_{bi}^k A_{bi} + \sum_j E_s v_{sj}^k A_{sj}} = \frac{D_{XZ}^k}{D_{ZZ}^k};$$

$$Y_c = \frac{\sum_i E_b v_{bi}^k A_{bi} Y_{bi} + \sum_j E_s v_{sj}^k A_{sj} Y_{sj}}{\sum_i E_b v_{bi}^k A_{bi} + \sum_j E_s v_{sj}^k A_{sj}} = \frac{D_{YZ}^k}{D_{ZZ}^k}. \quad (18)$$

Величины X_c, Y_c характеризуют положение мгновенного (на приращениях усилий) центра тяжести се-

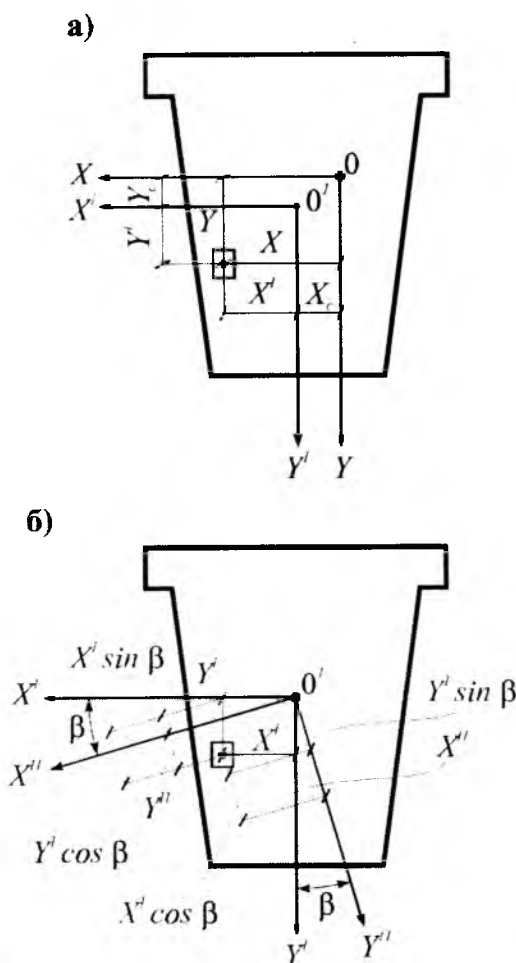


Рис. 4. К определению геометрических характеристик сечения

чения, а оси X^1 , Y^1 являются центральными (по терминологии "Сопротивление материалов").

Таким образом, в центральных осях X^1 , Y^1 система (14) записывается:

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_{X^1} \\ \Delta M_{Y^1} \\ \Delta N_{Z^1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{X^1 X^1}^k & D_{X^1 Y^1}^k & 0 \\ D_{Y^1 X^1}^k & D_{Y^1 Y^1}^k & 0 \\ 0 & 0 & D_{Z^1 Z^1}^k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \chi_{X^1} \\ \Delta \chi_{Y^1} \\ \Delta \varepsilon_{0Z^1} \end{Bmatrix}, \quad (19)$$

где

$$\Delta M_{X^1} = \Delta M_X - \Delta N_Z \cdot X_c,$$

$$\Delta M_{Y^1} = \Delta M_Y - \Delta N_Z \cdot Y_c,$$

$$\varepsilon_{0Z^1} = \varepsilon_{0Z} + X_c \Delta \chi_X + Y_c \Delta \chi_Y, \quad \Delta \chi_X = \Delta \chi_{X^1},$$

$$\Delta \chi_Y = \Delta \chi_{Y^1}, \quad \Delta N_Z = \Delta N_{Z^1}, \quad D_{ZZ}^k = D_{Z^1 Z^1}^k. \quad (20)$$

Поворачивая оси $X^1 O^1 Y^1$ вокруг нового центра O^1 в положение $X^{11} O^1 Y^{11}$ (рис. 4, б) можно добиться состояния, когда побочный коэффициент типа $D_{XY}^k = D_{YX}^k$ (в поворнутых осях он обозначен $D_{X^{11} Y^{11}}^k$) будет равен нулю. Эти оси будут главными центральными осями. Определим угол поворота $\beta = \beta_0$, который соответствует $D_{X^{11} Y^{11}}^k = 0$. Новые координаты любой точки сечения в поворнутых координатах $X^{11} O^1 Y^{11}$ составят (рис. 4, б):

$$X^{11} = X^1 \cos \beta + Y^1 \sin \beta; \quad Y^{11} = Y^1 \cos \beta - X^1 \sin \beta. \quad (21)$$

Здесь, как и выше, X^{11} и Y^{11} принимают соответственно значения X_{bi}^{11} , X_{sj}^{11} и Y_{bi}^{11} , Y_{sj}^{11} ; аналогичным образом представляются и величины Y^1 , X^1 .

В главных осях побочные коэффициенты D_{XY}^k записываются

$$D_{X^{11} Y^{11}}^k = \sum_i E_b v_{bi}^k A_{bi} X_{bi}^{11} Y_{bi}^{11} + \sum_j E_s v_{sj}^k A_{sj} X_{sj}^{11} Y_{sj}^{11}, \quad (22)$$

(зависимость следует из (15), полагая $P = X^{11}$, $K = Y^{11}$).

Аналогичным образом получаются значения жесткостей $D_{X^{11} X^{11}}^k$ и $D_{Y^{11} Y^{11}}^k$ (в первом случае в (22) величины $X^{11} Y^{11}$ заменяются на $(X^{11})^2$, а во втором – на $(Y^{11})^2$).

Выражение (22) после внесения в него значений X^{11} и Y^{11} из (21) преобразовывается в

$$\begin{aligned} D_{X^{11} Y^{11}}^k &= \\ &= \sum_i E_b v_{bi}^k A_{bi} (X_{bi}^1 \cos \beta + Y_{bi}^1 \sin \beta) (Y_{bi}^1 \cos \beta - X_{bi}^1 \sin \beta) + \\ &+ \sum_j E_s v_{sj}^k A_{sj} (X_{sj}^1 \cos \beta + Y_{sj}^1 \sin \beta) (Y_{sj}^1 \cos \beta - X_{sj}^1 \sin \beta), \end{aligned}$$

которое приводится к виду:

$$\begin{aligned} D_{X^{11} Y^{11}}^k &= D_{X^1 Y^1}^k (\cos^2 \beta - \sin^2 \beta) - \\ &- (D_{X^1 X^1}^k - D_{Y^1 Y^1}^k) \sin \beta \cos \beta. \end{aligned} \quad (23)$$

Аналогично

$$\begin{aligned} D_{X^{11} X^{11}}^k &= D_{X^1 X^1}^k \cos^2 \beta + D_{X^1 Y^1}^k \sin 2\beta + D_{Y^1 Y^1}^k \sin^2 \beta; \\ D_{Y^{11} Y^{11}}^k &= D_{X^1 X^1}^k \sin^2 \beta - D_{X^1 Y^1}^k \sin 2\beta + D_{Y^1 Y^1}^k \cos^2 \beta; \end{aligned} \quad (24)$$

Складывая выражения (24), находим

$$D_{X^{11} X^{11}}^k + D_{Y^{11} Y^{11}}^k = D_{X^1 X^1}^k + D_{Y^1 Y^1}^k. \quad (25)$$

Таким образом, сумма главных коэффициентов жесткости не зависят от поворота осей координат (т.е. является инвариантом).

Определим угол β (он обозначен β_0), при котором побочная жесткость $D_{x^{11}y^{11}}^k$ будет равна нулю. При этом из (23) следует

$$D_{x^{11}y^{11}}^k \cos 2\beta_0 - \frac{D_{x^{11}x^{11}}^k - D_{y^{11}y^{11}}^k}{2} \sin 2\beta_0 = 0,$$

откуда

$$\operatorname{tg} 2\beta_0 = 2D_{x^{11}y^{11}}^k / (D_{x^{11}x^{11}}^k - D_{y^{11}y^{11}}^k). \quad (26)$$

При повороте осей координат на угол β_0 одна из жесткостей $D_{y^{11}y^{11}}^k$, $D_{y^{11}y^{11}}^k$ принимает максимальное значение ($D_{\max}^k$), а вторая – минимальное ($D_{\min}^k$). Это легко показать, вычисляя первую производную от выражения $D_{x^{11}x^{11}}^k$ или $D_{y^{11}y^{11}}^k$ из (24) и приравняв ее нулю, откуда приходим к выражению (26) для $\beta = \beta_0$. При этом можно показать, что

$$D_{\max}^k = \frac{D_{x^{11}x^{11}}^k + D_{y^{11}y^{11}}^k}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(D_{x^{11}x^{11}}^k - D_{y^{11}y^{11}}^k)^2 + 4D_{x^{11}y^{11}}^k{}^2} \quad (27)$$

Видно, что жесткости $D_{x^{11}x^{11}}^k$, $D_{y^{11}y^{11}}^k$, $D_{x^{11}y^{11}}^k$ изменяются при повороте осей координат вокруг центра тяжести O^1 как компоненты симметричного тензора второго ранга. Например, по такому же закону происходят преобразования напряжений плоского напряженного состояния при повороте осей координат. Формулы типа (23) – (27) справедливы и для секущих коэффициентов жесткости. Естественно, сечение является наиболее рациональным, если плоскость действия $M_{\max}$ совпадает с плоскостью $D_{\max}^k$. В главных центральных осях X^{11} , Y^{11} физические соотношения (14) принимают вид:

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_{x^{11}} \\ \Delta M_{y^{11}} \\ \Delta N_{z^{11}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} D_{x^{11}x^{11}}^k & 0 & 0 \\ 0 & D_{y^{11}y^{11}}^k & 0 \\ 0 & 0 & D_{z^{11}z^{11}}^k \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \chi_{x^{11}} \\ \Delta \chi_{y^{11}} \\ \Delta \varepsilon_{oz^1} \end{Bmatrix} \quad (28)$$

где приращения моментов $\Delta M_{x^{11}}$, $\Delta M_{y^{11}}$ и приращения кривизн $\Delta \chi_{x^{11}}$, $\Delta \chi_{y^{11}}$ выражаются через аналогичные значения ΔM_{x^1} , ΔM_{y^1} , $\Delta \chi_{x^1}$, $\Delta \chi_{y^1}$ по формулам преобразования типа (21), в которых x^1 заменяется на ΔM_{x^1} , $\Delta \chi_{x^1}$, а y^1 заменяется на ΔM_{y^1} , $\Delta \chi_{y^1}$; $\Delta N_{z^{11}} = \Delta N_{z^1} = \Delta N_z$;

$D_{z^{11}z^{11}}^k = D_{z^1z^1}^k = D_{zz}^k$; $\Delta \varepsilon_{oz^1}$ вычисляется по формуле (20). Таким образом, жесткости D_{zz}^k , как и сами приращения нормальных сил ΔN_z , не зависят от преобразования координат.

При введении в расчет полных диаграмм деформирования бетона (с учетом нисходящих участков) зависимости (28) позволяют устанавливать последовательности разрушения сечения. При этом возможны две стадии деформирования сечения:

– стадия возрастающей нагрузки (устойчивого деформирования) при

$$D_{x^{11}x^{11}}^k > 0, D_{y^{11}y^{11}}^k > 0, D_{z^{11}z^{11}}^k > 0;$$

– стадия истощения несущей способности по одному (если один из коэффициентов $D_{x^{11}x^{11}}^k$, $D_{y^{11}y^{11}}^k$,

$D_{z^{11}z^{11}}^k$) двум (если два коэффициента) или трем (если все три указанных коэффициента) становятся равными нулю. Например, если

$$D_{x^{11}x^{11}}^k = 0, D_{y^{11}y^{11}}^k > 0, D_{z^{11}z^{11}}^k > 0,$$

то становится невозможной нагрузка, приводящая к увеличению момента $M_{x^{11}}$.

В принципе, возможно деформирование элемента в третьей стадии последовательного разрушения, когда один или все главные коэффициенты $D_{x^{11}x^{11}}^k$, $D_{y^{11}y^{11}}^k$, $D_{z^{11}z^{11}}^k$ становятся меньше нуля. Этот случай реализуется при деформировании элемента по нисходящей ветви, если дальнейшее нагружение осуществляется перемещениями при падении передаваемой нагрузки.

Таким образом, получена полная система зависимостей для расчета железобетонных стержневых элементов по методике конечных приращений.

Проверка методики расчета на образцах кольцевого сечения представлена в [2].

Библиографический список

1. Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, М.А. Сапожников. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов. В кн.: "Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций", НИИЖБ, М., 1987.
2. С.Н. Карпенко. Общий метод расчета железобетонных элементов кольцевого сечения. Труды 1-ой Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона "Бетон на рубеже третьего тысячелетия", книга 2, М., 2001.
3. В.И. Мурашев. Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона. – М., Машстройиздат, 1950.
4. С.Н. Карпенко. Диаграммный метод и автоматизированное проектирование элементов кольцевого сечения. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. М., 2003.
5. В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. М., Стройиздат, 1982.

Оценка прочности железобетонных элементов двутаврового сечения при кручении и изгибе с кручением

В исследовании [1] была получена расчетная формула, оценивающая прочность железобетонных элементов прямоугольного сечения при кручении, которая после упрощений имеет вид

$$T = \frac{0.80}{1 + 2\xi_T} b_0 h_s q (1 + \varphi) \sqrt{\frac{1 + \varphi^2}{1 + \varphi^4}}, \quad (1)$$

где $\xi_T = \sqrt{\xi_s^2 + \xi_w^2}$; $\xi_s = \frac{\sigma_s A_{s,tot}}{R_b b h}$;

$$\xi_w = \frac{2\sigma_w a_w}{R_b b S}; \quad q = \sqrt{q_s^2 + q_w^2};$$

$$q_s = \frac{\sigma_s A_{s,tot}}{2(b_s + h_s)} \sqrt{1 - \left(\frac{2e_s}{h_s}\right)^2};$$

$$q_w = \frac{\sigma_w a_w}{S}; \quad \varphi = q_w / q_s;$$

где σ_s , σ_w - предел текучести продольной и поперечной арматуры соответственно; ξ_s , ξ_w - механический коэффициент продольного и поперечного армирования соответственно; q_s , q_w - силовая интенсивность продольного и поперечного армирования соответственно; a_w - площадь сечения поперечного стержня (хомута); $A_{s,tot}$ - площадь сечения продольных стержней; b_0 - рабочая ширина сечения; e_s - эксцентриситет приложения предельной силы в продольной арматуре.

Остальные обозначения соответствуют принятым в СНиП [2].

Двутавровое сечение является промежуточным между сквозным и прямоугольным, т.е. из двутаврового сечения можно получить то или иное сечение, изменяя толщину вертикальной стенки. Исходя из этого, можно предположить, что для оценки крутильной прочности двутавровых элементов будет приемлема формула (1) при условии введения необходимых корректив, учитывающих специфику сечения. Предполагается, что при изгибе с кручением предельная область будет ограничиваться тем же графиком взаимодействия, который был выявлен для элементов прямоугольного сечения в исследовании из работы [3]. Расчетные условия, описывающие эту предельную область после уточнения, имеют вид:

• при интенсивном изгибе с кручением, когда $T_M \leq 0,5 T$ имеем

$$M_T = M; \quad (2)$$

• при изгибе с кручением, когда

$$M_T / M > 0,5 \text{ и } T_M / T > 0,5,$$

$$M_T / M + T_M / T = 1,5; \quad (3)$$

• при интенсивном кручении с изгибом, когда $M_T \leq 0,5 M$,

$$T_M = T, \quad (4)$$

где M, T - несущая способность при изгибе и кручении, определяемые по формулам СНиП [2] и формуле (1) соответственно; M_T, T_M - несущая способность по изгибу и по кручению соответственно при совместном действии изгиба с кручением.

Формула (1) применительно к расчету крутильной прочности двутаврового элемента имеет вид

$$T = \frac{0,8qb_{0,red}h_s}{1 + 2\xi_T} (1 + \varphi) \sqrt{\frac{1 + \varphi^2}{1 + \varphi^4}}. \quad (5)$$

Отличительной особенностью этой формулы является то, что вместо рабочей ширины сечения b_0 принимается приведенная рабочая ширина $b_{0,red}$. Численное значение этого параметра равно расстоянию от точки приложения равнодействующей силовых интенсивностей армирования до границы заштрихованного прямоугольника (рис. 1, а).

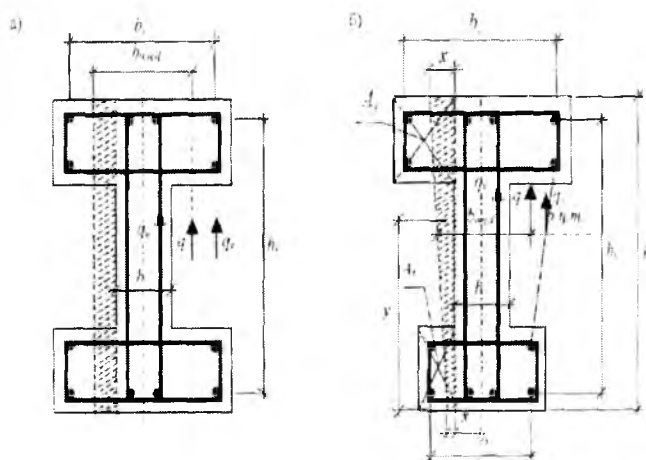


Рис. 1. Схемы поперечного сечения двутаврового элемента

а - сечение симметричное; б - сечение асимметричное

Ширина этого прямоугольника определяется из условия равенства ее статического момента статическому моменту свесов полок относительно вертикальной оси симметрии. Механический коэффициент продольного армирования определяется из выражения

$$\xi_s = \frac{\sigma_s A_{s,tot}}{R_b A}, \quad (6)$$

где A - площадь поперечного сечения двутавра.

На практике чаще встречаются двутавровые элементы с развитой верхней полкой. В этих случаях приведенная рабочая ширина сечения определяется на уровне центра тяжести сечения (рис. 1, б), а геометрические параметры определяются по формулам

$$x = \frac{2(A_s + A_f)}{h(1+k)}, \quad x' = kx, \quad (7)$$

где $k = \frac{3\beta - 1}{2 - 2\beta}; \quad \beta = y/h.$

Силовая интенсивность продольного армирования определяется из выражения

$$q_s = \frac{\sigma_s A_{s,tot}}{P_s}, \quad (8)$$

где P_s - длина контура расположения продольной арматуры.

Такой подход обеспечивает непрерывный переход расчетного аппарата от расчета прочности двутаврового элемента к расчету прочности элемента прямоугольного сечения и наоборот.

Для проверки приемлемости предлагаемого подхода были использованы опытные данные, полученные в нижеприведенном исследовании.

Опыты Л.К. Руллэ [4]. Были подвергнуты испытанию 54 образца, разделенные на 7 серий. Образцы первой серии из 10 балок отличались от остальных тем, что были испытаны на действие чистого изгиба с кручением. Все образцы этой серии имели следующие проектные размеры сечения: при высоте балки 40 см толщина стенки и полка составляла 8 см, а ширина полки - 22 см. Исключение составляли балки типа III, имевшие меньшую толщину стенки двутавра - 5 см. Образцы типа I и III армировались одинаковыми пространственными каркасами, образованными из трех плоских каркасов, располагаемых в стенке и двух полках. В балках типа II продольные стержни охватывались замкнутыми вязаными хомутами. Остальные серии балок были подвергнуты испытанию на действие изгиба с кручением и поперечной силы, за исключением семи балок из 5, 6 и 7 серий, испытанных на кручение. Проектные размеры поперечного сечения этих образцов были следующими: высота - 30, 40 или 46 см, толщина и ширина полки - 8 и 22 см соответственно, толщина стенки для одних балок составляла 8 см, для других - 5 см. Схема продольного армирования для всех балок, за исключением балок типа II из пер-

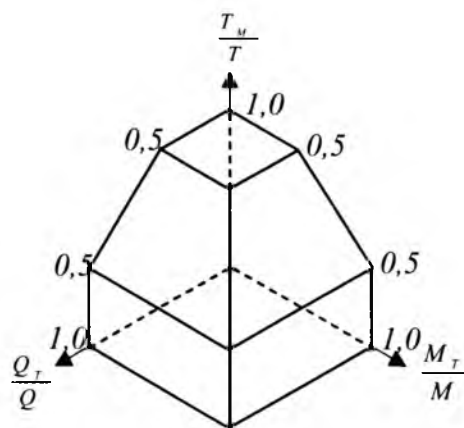


Рис. 2. График взаимодействия изгибающего, крутящего моментов и поперечной силы

вой серии, была принята одинаковой - из восьми стержней по два располагались в верхней и нижней зонах стенки, остальные четыре стержня располагались по одному в свесах полок. Армирование балок типа II из первой серии отличалось лишь тем, что в каждом свесе полка располагалось не по одному стержню, а по два. В образцах шестой серии все продольные стержни имели диаметр 10 мм с пределом текучести 296 МПа.

Для всех образцов, испытанных на кручение, были подсчитаны теоретические значения несущей способности на кручение по формуле (5). Сравнение опытных и расчетных значений показало, что максимальные отклонения между ними составили - 20...+30% при среднем значении их отношения 0,995.

Для 47 элементов, подвергнутых изгибу с кручением, были подсчитаны теоретические значения несущей способности на кручение по формуле (5) и на изгиб по указаниям СНиП [2]. Кроме того, для образцов, подвергнутых поперечному изгибу с кручением, были осуществлены расчеты несущей способности по поперечной силе при изгибе Q .

Сравнение опытных крутящих и изгибающих моментов с расчетными, полученными по формулам (2...4), показало приемлемость этих расчетных положений. Исключение составили пять балок, у которых отношение $Q_{ту}/Q$ превышало 0,5. В этих опытных результатах наблюдается негативное влияние поперечной силы на график взаимодействия изгибающего и крутящего моментов.

Для учета этого фактора следует перейти к определению предельной области в виде поверхности взаимодействия, представленной на рис. 2.

Для описания этой поверхности взаимодействия к расчетным условиям (2...4) следует добавить выражения, полученные в работе [5], для оценки прочности при поперечном изгибе с кручением элементов прямоугольного сечения

- при $Q_T/Q \leq 0,5$,

$$T_M = T; \quad (9)$$

$$\bullet \text{ при } Q_T / Q > 0,5 \text{ и } T_M / T > 0,5$$

$$Q_T / Q + T_M / T = 1,5; \quad (10)$$

$$\bullet \text{ при } T_M / T \leq 0,5$$

$$Q_T = Q, \quad (11)$$

где Q, T – несущая способность по поперечной силе и кручению, определяемые по формулам СНиП [2] и формуле (5) соответственно; Q_T, T_M – несущая способность по поперечной силе и кручению соответственно при их совместном действии.

Сравнение опытных силовых факторов с расчетными, полученными из условий (2...4) и (9...11), показало, что отклонения опытных значений от расчетных составили - 21...+33% при среднем значении отношения опытных к расчетным равному 1,03.

Выводы

1. Формулы, полученные для оценки прочности элементов прямоугольного сечения при кручении и изгибе с кручением, могут быть распространены на

элементы двутаврового сечения с учетом необходимых поправок.

2. Поверхность взаимодействия, ограничивающаяся предельную область при поперечном изгибе с кручением для двутавровых элементов, имеет ту же формулу, что и для элементов прямоугольного сечения.

Библиографический список

1. Касаев Д.Х. Прочность элементов прямоугольного сечения при кручении//Бетон и железобетон. - 1987. - 12 - С. 23-24.
2. СНиП 2.03.01 - 84* Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. - М: Стройиздат. 1989 - 79 с.
3. Касаев Д.Х. Прочность железобетонных элементов прямоугольного сечения с ненапрягаемой арматурой при кручении с изгибом//Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. –Ростов-на-Дону.РИСИ. 1986. - С. 47-52.
4. Руллэ Л.К. Исследование работы на изгиб с кручением железобетонных балок двутаврового сечения// Влияние скорости напряжения, гибкости и крутящих моментов на прочность железобетонных конструкций. - М. НИИЖБ, 1970. - С. 126-153.
5. Касаев Д.Х. Исследование прочности железобетонных элементов прямоугольного сечения, подвергнутых поперечному изгибу с кручением//Материалы Международной научно-практической конференции "Строительство – 2001" РГСУ: - Ростов-на-Дону: 2001. – С.29-31.

С. Х. БАЙРАМУКОВ, д-р техн. наук (Карачаево-Черкесская государственная технологическая академия)

Расчет изгибаемых частично преднапряженных элементов с использованием диаграмм деформирования при многократно повторяющейся нагрузке

Деформационная модель основывается на следующих положениях: во-первых, используются уравнения равновесия внешних и внутренних сил в нормальном сечении; во-вторых, используются условия деформирования нормального сечения в виде линейного распределения деформаций по высоте сечения (гипотеза плоских сечений); в-третьих, используются полные диаграммы деформирования бетона и арматуры, устанавливающие связь между напряжениями и деформациями вплоть до их конечных значений; в-четвертых, при расчете железобетонных элементов по деформациям учитывается работа растянутого бетона между трещинами с помощью средних деформаций арматуры на участке между трещинами.

Ниже рассмотрена деформационная модель при-

менительно к изгибаемым элементам со смешанным армированием.

В качестве условия деформирования нормального сечения принимается линейное распределение деформаций бетона и арматуры по высоте сечения.

В общем виде условие деформирования нормального сечения определяется выражениями:

$$\varepsilon_{bi} = \frac{1}{r} \cdot z_{bi}, \quad (1)$$

$$\varepsilon_{sj} = \frac{1}{r} \cdot z_{sj}. \quad (2)$$

В этих выражениях ε_{bi} и ε_{sj} - деформации бетона в центре тяжести элементарных участков сечения и арматуры, а $(1/r)$ - кривизна элемента.

Если представить плоский поворот нормального сечения на угол φ , то условия деформирования сечения можно выразить в виде

$$\varepsilon_{bi} = \operatorname{tg} \varphi \cdot z_{bi}, \quad (3)$$

$$\varepsilon_{sj} = \operatorname{tg} \varphi \cdot z_{sj} \quad (4)$$

Из этих выражений получено соотношение между деформациями бетона и арматуры по высоте сечения

$$\frac{\varepsilon_{bi}}{\varepsilon_{sj}} = \frac{z_{bi}}{z_{sj}} \quad (5)$$

По заданному значению деформации бетона ε_{bi} из приведенного выражения можно определить значение деформации арматуры

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_{bi} \cdot (z_{sj} / z_{bi}). \quad (6)$$

Трансформирование диаграммы бетона при многократно повторяющейся нагрузке производится путем изменения параметров основной базовой точки и других базовых точек.

Соппротивление бетона сжатию $R_{b,rep}$ определяется с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{b,rep}$, учитывающим снижение усталостной прочности бетона.

Деформации бетона $\varepsilon_{bo,rep}$ определяются как сумма принятых значений для однократного действия нагрузки $\varepsilon_{bo,1} = 0,002$ и деформаций, связанных с виброползучестью бетона $\varepsilon_{bo,vcr}$

$$\varepsilon_{bo,rep} = \varepsilon_{bo,1} + \varepsilon_{bo,vcr}. \quad (7)$$

Деформации от виброползучести бетона определяются как произведение условно упругих деформаций при усталостном сопротивлении бетона и коэффициента виброползучести $\varphi_{b,vcr}$

$$\varepsilon_{bo,vcr} = \varphi_{b,vcr} \cdot (R_{b,rep} / E_b). \quad (8)$$

При расчете на выносливость соотношение $\alpha' = E_s / E'_b$ предлагается принимать равным 25, 20, 15 и 10 для бетона классов соответственно В15, В25, В30, В40 и выше. При многократном действии нагрузки это соотношение $\alpha = E_s / E_b$ составляет 8,5; 7,3; 6,5 и 5,5 для указанных классов бетона. Отсюда величина коэффициента виброползучести $\varphi_{b,vcr}$ определена как соотношение α' / α и для соответствующих классов бетона В15, В25, В30 и В40 будет равна 2,9; 2,7; 2,3; и 1,8.

Модуль упругости бетона при многократно повторяющейся нагрузке и соответствующая деформация определяются по формулам

$$E_{b,rep} = E_b / (1 + \varphi_{b,vcr}), \quad (9)$$

$$\varepsilon_{b,rep} = R_{b,rep} / E_{b,rep}. \quad (10)$$

Приведенный модуль упругости бетона при многократно повторяющейся нагрузке и соответствующие деформации определяются по формулам

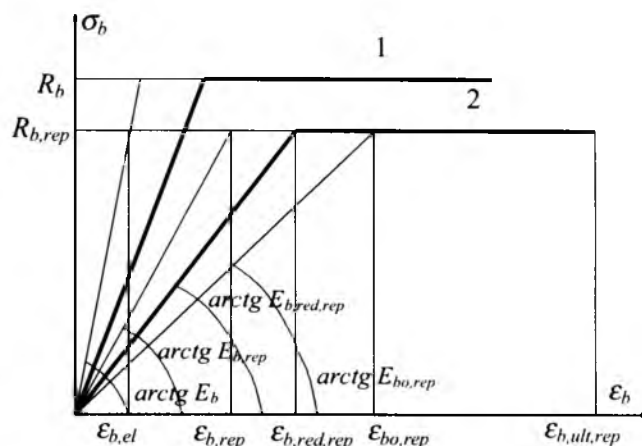


Рис. 1. Расчетная диаграмма бетона

1 — при однократном кратковременном действии нагрузки;
2 — при многократно повторяющейся нагрузке

$$E_{b,red,rep} = 2 \cdot R_{b,rep} \cdot E_{b,rep} / (R_{b,rep} + \varepsilon_{bo,rep} \cdot E_{b,rep}) \quad (11)$$

$$\varepsilon_{b,red,rep} = R_{b,rep} / E_{b,red,rep}. \quad (12)$$

Модуль деформации при деформации $\varepsilon_{bo,rep}$ определяется по формуле

$$E_{bo,rep} = R_{b,rep} / \varepsilon_{bo,rep}. \quad (13)$$

Диаграмма бетона при многократно повторной нагрузке приведена на рис. 1.

При действии многократно повторяющейся нагрузки трансформация диаграммы арматуры может производиться путем снижения сопротивления арматуры R_s до ее усталостной прочности $R_{s,rep}$ с помощью коэффициента условий работы $\gamma_{s,rep}$, определяемого в зависимости от класса арматурной стали и коэффициента асимметрии цикла нагружения. Соответственно снижается и величина предельных напряжений $\sigma_{s,ult}$, а величина модуля упругости E_s и предельных деформаций $\varepsilon_{s,ult}$ остаются постоянными. Расчетная диаграмма арматуры при действии многократно повторяющейся нагрузки приведена на рис. 2.

Влияние растянутого бетона на деформации арматуры между трещинами может учитываться с помощью коэффициента ψ_s , определяющего средние деформации арматуры между трещинами. В этом случае средние деформации арматуры определяются как деформации арматуры в трещине, умноженные на коэффициент ψ_s

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \cdot \varepsilon_s. \quad (14)$$

Исходя рекомендаций международных нормативных документов и проекта новых нормативных доку-

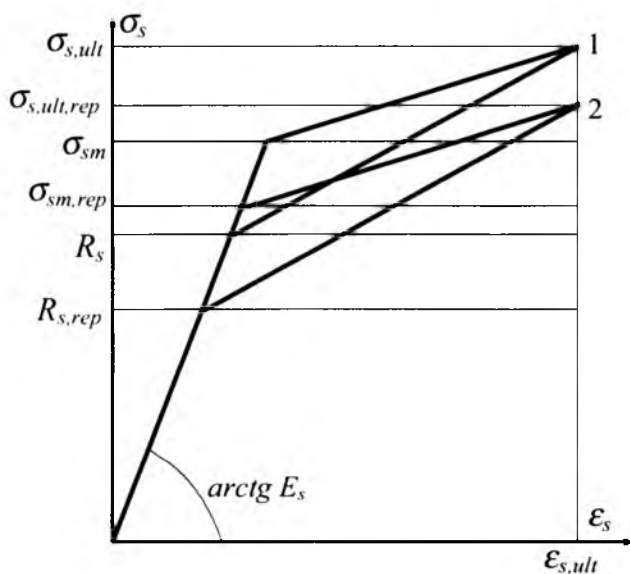


Рис. 2. Расчетная диаграмма для высокопрочной арматуры
1 — при однократном действии нагрузки; 2 — при действии многократно повторяющейся нагрузки

ментов Российской Федерации величина коэффициента ψ_s , определяется по формуле

$$\psi_s = 1 - \beta \frac{\epsilon_{s, crc}}{\epsilon_s}, \quad (15)$$

где $\epsilon_{s, crc}$ - деформации арматуры в момент образования трещин в бетоне нормального сечения, а ϵ_s - деформации арматуры в нормальном сечении с трещиной от внешней нагрузки. Величины деформаций арматуры $\epsilon_{s, crc}$ определяются от действия усилий от внешней нагрузки, отвечающих расчетным усилиям образования трещин. Коэффициент β определяется в зависимости от длительности действия нагрузки и сцепления арматуры с бетоном.

Из представленной формулы для коэффициента ψ_s можно видеть, что с увеличением деформаций арматуры ϵ_s по сравнению с деформациями арматуры при образовании трещин $\epsilon_{s, crc}$ коэффициент ψ_s приближается к 1,0. Поэтому для расчета прочности коэффициент ψ_s может быть принят равным 1,0, а при расчете по деформациям для упрощения расчета – также равным 1,0 в сторону запаса.

Для расчета может быть использована система уравнений, выраженная через жесткостные характеристики сечения,

$$M = B_{11} \cdot \frac{1}{r} + B_{12} \cdot \epsilon_o \quad (16)$$

$$0 = B_{12} \cdot \frac{1}{r} + B_{22} \cdot \epsilon_o. \quad (17)$$

Жесткостные характеристики сечения выражаются в виде

$$B_{11} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bi}^2 \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sj}^2 \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} \quad (18)$$

$$B_{12} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} \quad (19)$$

$$B_{22} = \sum_i A_{bi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} \quad (20)$$

При расчете принимается положение оси 0-0, нормальной к плоскости действия момента и проходящей в пределах нормального сечения, на уровне которой определяются деформации ϵ_o и относительно которой определяются координаты рассматриваемых элементарных участков z_{bi} и z_{sj} .

Коэффициенты v_{bi} и v_{bj} , называемые коэффициентами упругости соответствующего элементарного участка и стержня арматуры, определяются по формулам

$$v_{bi} = \frac{1}{E_b} \cdot \frac{\sigma_{bi}}{\epsilon_{bi}} \quad (21)$$

$$v_{sj} = \frac{1}{E_s} \cdot \frac{\sigma_{sj}}{\epsilon_{sj}}. \quad (22)$$

Соотношения $\sigma_{bi}/\epsilon_{bi}$ и $\sigma_{sj}/\epsilon_{sj}$ определяются по уравнениям диаграмм состояния бетона и арматуры. Приведенная выше система алгебраических уравнений может быть представлена в матричной форме

$$\begin{Bmatrix} M \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} B_{11} & B_{12} \\ B_{12} & B_{22} \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \frac{1}{r} \\ \epsilon_o \end{Bmatrix} \quad (23)$$

Расчет производился методом последовательных приближений по специально составленной программе на ЭВМ.

Использование полных диаграмм деформирования бетона и арматуры, охватывающих их упругую, неупругую и пластическую работу, позволяет комплексно учитывать работу элемента.

Деформационная модель позволяет:

- более точно и полно оценивать напряженно-деформированное состояние бетона и арматуры в нормальном сечении, в том числе при различной форме поперечного сечения и различном расположении арматуры в сечении;

- включать в расчет начальные деформации бетона и арматуры, проявляющиеся до воздействия силовых факторов, и тем самым более полно и точно оценивать работу железобетонных конструкций.

Поэтому представляется целесообразным рассмотреть применение деформационной модели для расчета железобетонных элементов со смешанным армированием.

Исходная система расчетных уравнений для элементов со смешанным армированием приобретает вид - уравнения равновесия

$$M = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot z_{bi} + \sum_j \sigma_{s1j} \cdot A_{s1j} \cdot z_{s1j} + \sum_j \sigma_{s2j} \cdot A_{s2j} \cdot z_{s2j} \quad (24)$$

$$\sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} + \sum_j \sigma_{s1j} \cdot A_{s1j} + \sum_j \sigma_{s2j} \cdot A_{s2j} = 0 \quad (25)$$

- уравнения деформирования

$$\varepsilon_{bi} = \frac{1}{r} \cdot z_{bi} \quad (26)$$

$$\varepsilon_{s1j} = \frac{1}{r} \cdot z_{s1j} \quad (27)$$

$$\varepsilon_{s2j} = \frac{1}{r} \cdot z_{s2j} \quad (28)$$

- уравнения связи между деформациями и напряжениями

$$\sigma_{bi} = f_b(\varepsilon_{bi}) \quad (29)$$

$$\sigma_{s1j} = f_{s1}(\varepsilon_{s1j} + \varepsilon_{sp}) \quad (30)$$

$$\sigma_{s2j} = f_{s2}(\varepsilon_{s2j}). \quad (31)$$

В представленных уравнениях параметры с индексом "1" относятся к предварительно напряженной арматуре, а параметры с индексом "2" — к арматуре без преднапряжения. Функции f_{s1} и f_{s2} характеризуют диаграммы соответственно для преднапряженной арматуры и арматуры без преднапряжения. Обычно для преднапряженной арматуры используется трехлинейная диаграмма, а для обычной арматуры — двухлинейная диаграмма.

При использовании расчетной системы уравнений (24...31) в нее вводятся характеристики напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. При этом коэффициенты упругости для напрягаемой и ненапрягаемой арматуры определяются по формулам

$$v_{s1j} = \frac{1}{E_{s1}} \cdot \frac{\sigma_{s1j}}{\varepsilon_{s1j} + \varepsilon_{sp}}, \quad (32)$$

$$v_{s2j} = \frac{1}{E_{s2}} \cdot \frac{\sigma_{s2j}}{\varepsilon_{s2j}}. \quad (33)$$

Критерий прочности принимается по сжато-растянутому бетону или по растянутой арматуре.

При действии многократно повторяющейся нагрузки используются соответствующие трансформированные диаграммы бетона и арматуры.

Расчетные моменты по деформационной модели, по действующему СНиП и опытные моменты при многократно повторяющейся нагрузке приведены в табл. 1.

Расчет по деформациям производился при действии изгибающего момента, составляющего 0,66 от предельного значения, величина которого была примерно равна 80 кНм. Расчетный пролет опытных образцов составлял 300 см, образцы нагружались двумя симметрично расположенными сосредоточенными грузами на расстоянии 100 см от опор.

* Байрамуков С. Х. Несущая способность, трещиностойкость и деформативность железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием при статических и повторных нагружениях. Дис...канд. техн. наук. - М.: МИСИ, 1991. - 220 с.

Таблица 1

Результаты расчета и испытаний* на выносливость при многократно повторяющейся нагрузке

Серия	M_{exp} опытные, кНм	M_1 расчетные по деформацион- ной модели, кНм	$\frac{M_1}{M_{exp}}$
1	81,2	83	1,02
2	79,2	85	1,07
3	80,5	84	1,04
4	81,0	82	1,01

Таблица 2

Расчетные и опытные значения прогибов по испытаниям* при действии многократно повторяющейся нагрузки

Серия	f_{exp} , см	f_1 , см	f_2 , см	$\frac{f_1}{f_{exp}}$	$\frac{f_2}{f_{exp}}$	$\frac{f_1}{f_2}$
1	1,7	2,0	2,0	1,18	1,18	1,0
2	1,5	1,7	1,5	1,13	1,00	1,13
3	1,7	1,7	1,7	1,0	1,00	1,0
4	2,1	2,2	2,2	1,05	1,05	1,05

Примечание: f_{exp} — опытные значения прогибов; f_1 и f_2 — расчетные значения прогибов по деформационной модели и по СНиП соответственно.

Расчетные значения прогибов по деформационной модели, по действующему СНиП, а также опытные значения при действии многократно повторяющейся нагрузки приведены в табл. 2.

Анализ результатов расчета прочности и деформаций при многократно повторяющейся нагрузке по деформационной модели и по СНиП, сравнение их с опытом и между собой для элементов со смешанным армированием показал, что несущая способность и прогибы элементов, полученные из расчета по деформационной модели, близки к опытным значениям и к расчетным значениям по СНиП. Средние соотношения между расчетным значением несущей способности и прогибов по деформационной модели к опытным значениям составляют 1,05 и 1,09.

Среднее соотношение между расчетными прогибами по деформационной модели и опытными значениями составляет при многократно повторной нагрузке 1,09, а среднее соотношение между расчетными прогибами по деформационной модели и по СНиП — 1,05.

Следовательно, предлагаемая деформационная модель позволяет производить расчет железобетонных элементов со смешанным армированием по прочности и деформациям при многократно повторном характере нагружения, для любых сочетаний напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. При этом не требуется введения в расчет каких-либо дополнительных условий, определяющих допустимые соотношения между напрягаемой и ненапрягаемой арматурой для различных классов арматуры и величины предварительного напряжения.

В.М.БОНДАРЕНКО, д-р техн. наук, проф. (Российская академия архитектуры и строительных наук); С.И.МЕРКУЛОВ, канд. техн. наук, доц. (Курский государственный технический ун-т)

Некоторые вопросы развития теории реконструированного железобетона

Значительную часть конструктивных систем зданий и сооружений составляют железобетонные конструкции с длительными сроками эксплуатации. Современная тенденция в инвестиционной политике на техническое перевооружение и переориентацию действующих производств обусловила опережающие темпы роста объемов реконструкции объектов промышленности, жилищного и коммунального хозяйства в сравнении с новым строительством. Такого рода перепрофилирование объектов, как правило, сопровождается изменением величины и характера воздействия полезной нагрузки на строительные конструкции.

Ограничение сроков эксплуатации железобетонных конструкций в условиях агрессивных сред, температурных и прочих воздействий также приводят к увеличению объемов работ по их восстановлению и усилению.

В последние годы обозначена проблема восстановления эксплуатационных параметров железобетонных конструкций, поврежденных в результате природных или техногенных аварий и катастроф, а также железобетонных конструкций незавершенных объектов со значительным сроком климатических воздействий.

В результате усиления конструкций и конструктивных систем образуется самостоятельный класс железобетонных конструкций – реконструируемый железобетон. Последний отличаются следующие особенности:

- работа в составе конструкций бетонов с различными прочностными и деформативными свойствами, при наличии в одном из бетонов повреждений силового и не силового (температурного, влажностного, коррозионно-агрессивного) воздействия;
- наличие в усиливаемом элементе напряженно-деформируемого состояния, обусловленного пред историей нагружения;
- влияние технологических воздействий при проведении работ по усилению на напряженное состояние усиливаемого элемента в целом усиленной конструкции;
- многообразие конструктивных решений усиления железобетонных конструкций;

- изменение граничных условий и трансформация внутренних и внешних связей до и после осуществления усиления;

- адаптация конструкций и конструктивных систем к внешним воздействиям;

- трансформация конструктивных систем зданий и сооружений в процессе эксплуатации и в результате усиления.

В настоящее время особенности реконструированного железобетона при проектировании усиления железобетонных конструкций учитываются весьма условно. Так, в СНиП 2.03.01-84* даны самые общие указания по расчету и конструированию железобетонных конструкций при реконструкции зданий и сооружений, фактически не учитывающие ни одной из указанных особенностей реконструированного железобетона.

Правильная оценка и учет особенностей реконструированного железобетона возможны при решении узловых вопросов:

- выявление механизмов механических, физических и химических силовых и не силовых повреждений материалов и конструктивных систем, совершенствование теории износа и накопления повреждений железобетона;

- создание систем мониторинга за длительным поведением и долговечностью усиленных железобетонных конструкций;

- оценка конструктивной безопасности конструкций и конструктивных систем с учетом пред историей нагружения объекта и эволюции статики рассматриваемых конструкций, а также их адаптации к внешним факторам, эволюции граничных условий, возможности частичного или полного выключения связей;

- оценка технологических воздействий при выполнении усиления конструкций на напряженное состояние объекта;

- выбор критериев при оптимизации технических решений при усилении конструкций и реконструкции зданий;

- разработка теории безопасности реконструированного железобетона.

Решению отдельных вопросов оценки ресурса и проектирования усиления железобетонных конструкций посвящены работы Д.О. Астафьева, В.М. Бондарен-

ко, С.В. Бондаренко, А.В. Боровских, Г.А. Гениева, А.С. Залесова, В.А. Клевцова, В.И. Колчунова, В.С. Плевко, Т.М. Пецо льда, А.И. Попеско, В.И. Римшина, Р.С. Санжаровского, А.Л. Шагина и других.

Между тем, разработка единой теории реконструированного железобетона только начата.

Для комплексного учета всех особенностей реконструированного железобетона предлагается следующая иерархия объектов исследования:

1. Материалы,
2. Элементы конструкций,
3. Конструкция,
4. Конструктивная система.

При исследовании материалов, с точки зрения теории реконструированного железобетона, необходимо разработать единую методику оценки сопротивления железобетона силовым и не силовым воздействиям, оценить прочность и деформативность поврежденных материалов.

Усиленную железобетонную конструкцию составляют: усиливаемая конструкция, элемент усиления и система связей, объединяющая их в единую конструкцию. Для данного объекта исследования оценивается влияние пред историей нагружения на напряженно-деформированное состояние усиливаемого элемента, влияние технологических воздействий при усилении конструкции, влияние степени податливости связей на перераспределение внутренних усилий между частями конструкций.

Для конструкций исследуется прочность и жесткость, механизм включения в работу составного сечения элемента усиления, внутренняя статическая неопределенность, параметры конструктивной безопасности.

Оценка безопасности конструктивных систем включает все факторы, выявленные для первых трех уровней объектов исследования, а также конструктивную нелинейность систем, степень статической неопределенности и наличие выключающихся и односторонних связей, возможность силовой приспособляемости систем, выбор критериев оптимизации технических решений усиления конструкций, вероятностную оценку безопасности реконструированных систем.

Особую значимость в теории реконструированного железобетона приобретает проблема учета предыстории нагружения конструкций с позиции оценки временных процессов их деформирования, возрастного износа материалов, повреждений и накопления повреждений за время эксплуатации, режима нагружения и режимного изменения напряженно-деформированного состояния. Особая значимость данной проблемы обусловлена тем, что предыстория нагружения усиливаемого железобетонного элемента

определяет начальные граничные условия для проектирования усиления. Установлено, что прочность бетона к моменту оценки силового сопротивления конструкций зависит от знака, уровня, режима и продолжительности предшествующего нагружения. Статическое обжатие образцов в пределах сохранения сплошности структуры бетона повышает прочность бетона, а за этими пределами снижает ее, одновременное вибрационное пригружение может сместить, усилить или ослабить указанный эффект в зави-

симости от возраста бетона, частоты и амплитуды динамических нагружений; динамические нагружения снижают жесткость и повышают деформативность конструкций и в целом сооружений.

Таким образом, развитие теории реконструированного железобетона, позволяющей достоверно оценивать состояние эксплуатируемых конструкций и проектировать их усиление, является важной и самостоятельной частью общей теории железобетона.

БИБЛИОГРАФИЯ

Интересная и полезная монография

Решение задач о динамических воздействиях на крепь и разработки методов оптимального проектирования обделок составляют актуальные проблемы механики подземных сооружений. Перед нами интересная книга **«Динамический расчёт и оптимальное проектирование подземных сооружений»**, Стройиздат, 2002, 463с. Авторы Р.О.Бакиров, Ф.В.Лой. Книга, изданная под редакцией члена-корреспондента РААСН Р.О.Бакирова, освещает разработанные авторами методы динамического расчёта конструкций подземных сооружений при воздействии волн сжатия и автоматизированные методы оптимального проектирования железобетонных обделок минимальной стоимости при совместном действии статических и динамических нагрузок от взрывных волн.

Книга делится на 6 глав. В первой разбираются методы определения статических нагрузок и особенности определения динамических нагрузок от взрывных волн, распространяющихся в грунтовом массиве.

Во второй главе рассматривается динамический расчёт кольцевой обделки без учёта и с учётом податливости преграды. В результате исследования собственных колебаний получена аналитическая зависимость для определения частот собственных колебаний с учётом присоединённой массы грунта. По исследованиям вынужденных колебаний, при найденных закономерностях изменения динамической нагрузки во времени и по периметру конструкции, выведены расчётные формулы, определяющие динамические перемещения и внутренние усилия в различных сечениях обделки. В этой же главе разработан метод динамического расчёта кольцевой обделки с учётом податливости преграды. Показано, что при действии на конструкцию волн сжатия большой длительности обделку можно рассчитывать на квазистатические нагрузки. Приведены закономерности распределения эквивалентных нагрузок по периметру кольца, получены соответствующие расчётные формулы.

Третья глава посвящена расчёту обделок в виде замкнутых рам, обделок так называемого практического очертания. В этой главе разработаны: методы расчёта одноэтажных и двухэтажных обделок на произвольные статические нагрузки; исследованы их собственные колебания, составлены таблицы для определения частот колебаний при различных возможных размерах конструкции и характеристиках грунтовой среды; метод прямого динамического расчёта конструкции на действие волны сжатия, достоверность которого продемонстрирована графиками изменения внутренних усилий и кинематических параметров во времени. Все перечисленные методы расчёта реализованы на ЭВМ в виде стандартных программ, с использованием которых проведены численные эксперименты.

Особый интерес представляет глава 4, в которой разработаны матричные методы расчёта одноэтажной обделки практического очертания с учётом различного сочетания изгибных, продольных и поперечных деформаций. Приведены математические формулировки задач, алгоритмы и указания по использованию программ, реализующих разработанные методы на ЭВМ, с помощью которых проведены численные эксперименты по статическому расчёту, исследованию собственных и вынужденных колебаний.

В главе 5 впервые разработан метод расчёта обделки произвольного очертания на основе метода конечных элементов с учётом воздействия волн сжатия. Приведена математическая формулировка задачи по статическому и динамическому расчёту, а также по расчёту конструкции на совместное действие статических и динамических нагрузок.

Глава 6 посвящена разработке полностью автоматизированного метода оптимального проектирования железобетонной конструкции на примере обделки кругового очертания с учётом совместного действия статических нагрузок и эквивалентных нагрузок от волны сжатия. В таком подробном изложении этот метод публикуется впервые. Аналогов в от-

крытой печати не имеется. Приведены постановка и математическая формулировка задачи, перечень исходных данных и выходных результатов, подробный алгоритм и характеристика программы для ЭВМ. Приведён пример использования названной проектирующей программы, с помощью которой на ЭВМ получены параметры оптимальной по стоимости конструкции.

В главе 6 представлена математическая формулировка комбинированного метода оптимального проектирования обделки подземного сооружения практического очертания. При этом осуществлено комбинированное использование эвристического метода и метода конечных элементов.

В анализируемой книге, сравнительно небольшой по объёму, приведены разработанные авторами методы статического и динамического расчёта, а также автоматизированного проектирования железобетонных обделок различного очертания по критерию минимальной стоимости. Для всех методов расчёта и проектирования приведены математическая формулировка, алгоритмы и результаты численных экспериментов с применением ЭВМ, что позволяет при необходимости составить программы для современных вычислительных машин на любых алгоритмических языках. Поэтому рассматриваемая книга несомненно полезна как для научных работников, интересующихся проблемой расчёта и проектирования бетонных и железобетонных конструкций, так и для аспирантов, студентов старших курсов строительных вузов и инженеров-строителей проектных и научно-исследовательских организаций.

По вопросам приобретения книги можно обращаться в Стройиздат: 101442, Москва, ул.Долгоруковская, 23а; тел. (095) 978-32-55; 978-62-55; факс (095) 978-79-00.

Р.Л.Серых, зав. кафедрой МАДИ,
д-р техн. наук, проф.

Э.П.МАЧАИДЗЕ, канд. техн. наук (Грузинский технический ун-т, Тбилиси)

Решение задачи трехслойных пластин, составленных из конструктивных стеклопластиков

Строительство большепролетных сооружений и внедрение в практику современных низкомодульных материалов с высокими прочностными характеристиками приводит к необходимости учета больших, по сравнению с толщиной, прогибов при расчете тонкостенных конструкций. В связи с этим возникает потребность в разработке новых эффективных методов решения указанного класса задач.

Трехслойная пластина с легким заполнением и двумя наружными несущими слоями может широко использоваться в строительстве жилых и общественных зданий как сборный типовой элемент, в котором в соответствии с назначением здания могут быть различные конструктивные особенности и дополнения. К таковым относятся дополнительные связи [1]. В связи с этим поставленная проблема является чрезвычайно сложной, актуальной и требует разработки особых методов расчета.

В работе рассматривается пластинка, собранная из произвольного числа слоев конструктивных стеклопластиков. При этом предполагается, что в каждой точке каждого слоя имеется лишь одна плоскость упругой симметрии, параллельная координатной поверхности пластинки.

Использован метод, с помощью которого можно с достаточной приближенностью построить функцию напряжения для фигуры любого очертания с действующими на нее произвольными контурными силами. Названный метод применим как для односвязной, так и для многосвязной областей.

Известно [2], что функцию напряжений можно представить в виде

$$U = M + W, \quad (1)$$

где M – бигармоническая функция, удовлетворяющая контурным условиям и задаваемая так же, как и для однослойной изотропной пластины (названную функцию мы рассматриваем только на контуре, а внутри самой пластины это не требуется); W – прогибы плиты, соответствующей геометрически данной фигуре и нагруженной силами

$$q = -\nabla^2 \nabla^2 M \quad (2)$$

M является аналитическим выражением изгибающего момента, действующего на контуре фигуры и определяемого следующим образом [2]: контур данной фигуры представим в виде рамы, разрезанной в определенной точке, после чего строим эпюру изгиба-

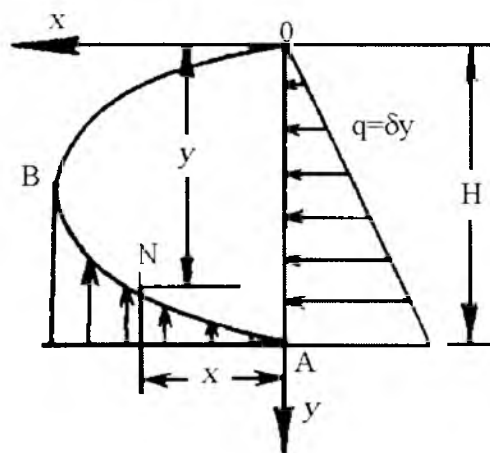


Рис. 1. Полуэллиптическое сечение, нагруженное по контуру

ющих моментов (на эту раму действуют те же силы, что и на контуре фигуры).

Проиллюстрируем определение M на конкретном примере [4]. Пусть исследуемая фигура представляет полуэллиптическое сечение, нагруженное на контуре так, как это показано на рис. 1. Пусть также γ_1 – объемный вес нагрузки, действующей на криволинейном участке OA, а γ_2 – объемный вес нагрузки, действующей на криволинейном участке AB.

Возьмем некоторую произвольную точку $N(x, y)$, находящуюся на ветви AB эллипса.

Уравнение этой ветви запишется в виде

$$Y = b \left(1 - \sqrt{1 + \frac{x^2}{a^2}} \right), \quad (3)$$

$$\text{где } b = \frac{H}{2} \quad (4)$$

Изгибающий момент в точке $N(x, y)$ равен

$$M = \frac{\gamma_1 H^3}{b} \left(3 \frac{y}{b} - 1 \right) + \left(\left(\frac{x^2}{2} - \frac{x}{2a} \left[a^2 \arcsin \frac{x}{a} + \right. \right. \right.$$

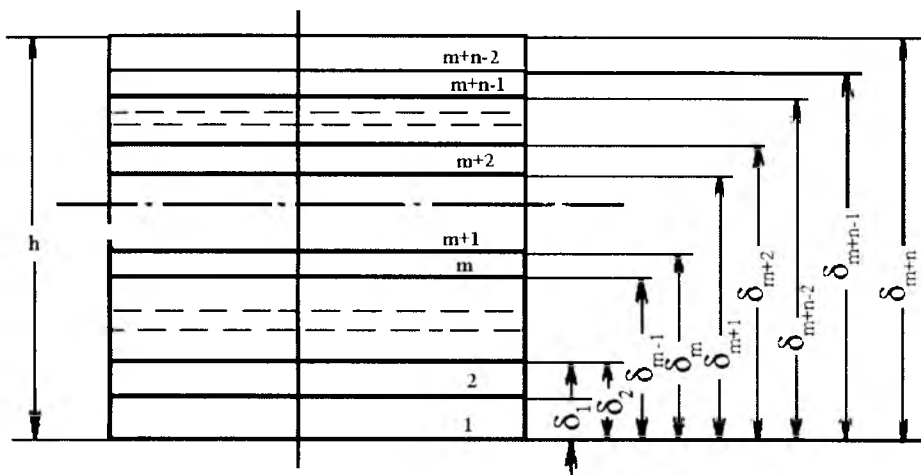


Рис. 2. Многослойная пластина

$$+ ax \left(\frac{y}{b} - 1 \right) \left] \right\} + \frac{a^2}{3} \left[\left(\frac{y}{b} - 1 \right)^3 - 1 \right] \right] \quad (5)$$

(при $a = b = R$ имеем полуокружность).

Поскольку нас интересует нахождение функции напряжения, нам необходимо определить вид функции прогибов W , для чего воспользуемся системой дифференциальных уравнений, применяемых В.З.Власовым в его технической теории моментов для пологих оболочек [5] и выраженных в функции напряжения и прогибов.

Для плоских многослойных пластин (например, для многослойных анизотропных пластин) эта система будет иметь вид (6) (см. рис. 2)

$$\begin{aligned} & A_{22} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} - 2A_{26} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^3 \partial y} + (A_{66} + 2A_{12}) \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^2 \partial y^2} - 2A_{16} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x \partial y^3} + \\ & + A_{11} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial y^4} + d_{21} \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + (2d_{26} - d_{61}) \frac{\partial^4 W}{\partial x^3 \partial y} + (d_{11} + d_{22} - \\ & - 2d_{66}) \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + (2d_{16} - d_{62}) \frac{\partial^4 W}{\partial x \partial y^3} + d_{12} \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = 0; \quad (6) \\ & (D_{11} - D_{11}^0) \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 4(D_{16} - D_{16}^0) \frac{\partial^4 W}{\partial x^3 \partial y} + [2(D_{66} - D_{66}^0) + \\ & + (D_{12} - D_{12}^0)] \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + 4(D_{26} - D_{26}^0) \frac{\partial^4 W}{\partial x \partial y^3} + (D_{22} - D_{22}^0) \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} - \\ & - \left[d_{21} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} + (2d_{26} - d_{61}) \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^3 \partial y} + (d_{11} + d_{22} - 2d_{66}) \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^2 \partial y^2} + \right. \\ & \left. + (2d_{16} - d_{62}) \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x \partial y^3} + d_{12} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial y^4} \right] = Z. \end{aligned}$$

Для постоянных C_{jk} , K_{jk} и D_{jk} имеем следующие выражения [6, 7]

$$\begin{aligned} C_{jk} &= B_{jk}^{(1)} (\delta_1 - \delta_0) + B_{jk}^{(2)} (\delta_2 - \delta_1) + \dots \\ &+ B_{jk}^{(m+n)} (\delta_{(m+n)} - \delta_{(m+n-1)}), \quad (7) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{jk} &= \frac{1}{2} [B_{jk}^{(1)} (\delta_1^2 - \delta_0^2) + B_{jk}^{(2)} (\delta_2^2 - \delta_1^2) + \dots \\ &+ B_{jk}^{(m+n)} (\delta_{(m+n)}^2 - \delta_{(m+n-1)}^2)], \quad (8) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{jk} &= \frac{1}{3} [B_{jk}^{(1)} (\delta_1^3 - \delta_0^3) + B_{jk}^{(2)} (\delta_2^3 - \delta_1^3) + \dots \\ &+ B_{jk}^{(m+n)} (\delta_{(m+n)}^3 - \delta_{(m+n-1)}^3)]. \quad (9) \end{aligned}$$

Выражения для постоянных C_{jk} и K_{jk} мы привели по той причине, что они входят в выражения, определяющие величины A_{jk} , D_{jk} и d_{jk} . Величины $B_{jk}^{(1)}, B_{jk}^{(2)}, \dots, B_{jk}^{(m+n)}$, входящие в зависимости (7), (8) и (9), являются постоянными для соответствующего слоя B_{jk} .

В системе уравнений (6) φ и W — функции соответственно напряжений и прогибов, задаваемых в виде рядов

$$\varphi = \sum_m \sum_n A_{mn} \varphi_{mn} = \sum_m \sum_n A_{mn} \varphi_m(x) \varphi_n(y), \quad (10)$$

$$W = \sum_m \sum_n B_{mn} W_{mn} = \sum_m \sum_n B_{mn} W_m(x) W_n(y) \quad (11)$$

(A_{mn} и B_{mn} — искомые коэффициенты).

В качестве аппроксимирующих функций $\varphi_m(x)$; $\varphi_n(y)$; $W_m(x)$ и $W_n(y)$ используем фундаментальные балочные функции, каждая из которых должна удовлетворять в любой точке контура двум граничным условиям [8], записываемым для жестко заделанного контура в виде

$$\varphi_m(x) = \sin \frac{t_m x}{a} + sh \frac{t_m x}{a} - \mu_m \cos \frac{t_m x}{a} - \mu_m ch \frac{t_m x}{a}, \quad (12)$$

$$\varphi_n(y) = \sin \frac{t_n y}{b} + sh \frac{t_n y}{b} - \mu_n \cos \frac{t_n y}{b} - \mu_n ch \frac{t_n y}{b}, \quad (13)$$

$$W_m(x) = \sin \frac{t_m x}{a} - sh \frac{t_m x}{a} - \mu_m \cos \frac{t_m x}{a} + \mu_m ch \frac{t_m x}{a}, \quad (14)$$

$$W_n(y) = \sin \frac{t_n y}{b} - sh \frac{t_n y}{b} - \mu_n \cos \frac{t_n y}{b} + \mu_n ch \frac{t_n y}{b}. \quad (15)$$

Здесь

$$\mu_m = \frac{\sin t_m - sh t_m}{\cos t_m - ch t_m}; \quad \mu_n = \frac{\sin t_n - sh t_n}{\cos t_n - ch t_n}; \quad (16)$$

$$t_n = \frac{2n+1}{2} \pi; \quad t_m = \frac{2m+1}{2} \pi; \quad m, n = 2, 2, 3 \dots$$

Для решения системы дифференциальных уравнений (6) используем метод Бубнова-Галеркина.

С учетом ортогональности и квазиортогональности фундаментальных функций получаем бесконечную систему четных уравнений относительно A_{mn} и B_{mn}

$$\begin{aligned} A_{mn} L_1 + B_{mn} L_2 &= 0, \\ B_{mn} L_3 - A_{mn} L_4 &= L_5, \end{aligned} \quad (17)$$

где

$$\begin{aligned} L_1 = \int_0^a \int_0^b \left[A_{22} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} - 2A_{26} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^3 \partial y} + (A_{66} + 2A_{12}) \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^2 \partial y^2} - \right. \\ \left. - 2A_{16} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x \partial y^3} + A_{11} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial y^4} \right] \varphi_m dx dy; \end{aligned} \quad (18)$$

$$\begin{aligned} L_2 = \int_0^a \int_0^b \left[d_{21} \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + (2d_{26} - d_{61}) \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y} + \right. \\ \left. + (d_{11} + d_{22} - 2d_{66}) \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \right. \\ \left. + (2d_{16} - d_{62}) \frac{\partial^4 W}{\partial x \partial y^3} + d_{12} \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} \right] \varphi_m dx dy; \end{aligned} \quad (19)$$

$$\begin{aligned} L_3 = \int_0^a \int_0^b \left\{ (D_{11} - D_{11}^0) \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 4(D_{16} - D_{16}^0) \frac{\partial^4 W}{\partial x^3 \partial y} + \right. \\ \left. + 2[(D_{12} - D_{12}^0) + \right. \end{aligned} \quad (20)$$

$$\begin{aligned} \left. + 2(D_{66} - D_{66}^0) \right] \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + 4(D_{26} - D_{26}^0) \frac{\partial^4 W}{\partial x \partial y^3} + \\ \left. + (D_{22} - D_{22}^0) \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} \right\} W_{mn} dx dy; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_4 = \int_0^a \int_0^b \left[d_{21} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} + (2d_{26} - d_{61}) \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^3 \partial y} + \right. \\ \left. + (d_{11} + d_{22} - 2d_{66}) \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^2 \partial y^2} + \right. \end{aligned} \quad (21)$$

$$\left. + (2d_{16} - d_{62}) \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x \partial y^3} + d_{12} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial y^4} \right] W_{mn} dx dy;$$

$$L_5 = \int_0^a \int_0^b Z W_{mn} dx dy. \quad (22)$$

Решая систему уравнений (17) относительно A_{mn} и B_{mn} , имеем

$$A_{mn} = \frac{L_2 L_5}{L_1 L_3 + L_2 L_4}; \quad B_{mn} = \frac{L_1 L_5}{L_1 L_5 + L_2 L_4}. \quad (23)$$

Если в выражения (10) и (11) подставить (23), то функции φ и W будут определены. Для учета действия сосредоточенной силы используем выражение

$$Z = P \delta(x - \xi) \delta(y - \eta). \quad (24)$$

Здесь $\delta(x - \xi)$ и $\delta(y - \eta)$ – функции Дирака.

Если в (11) с учетом (24) положить $P=1$, то получим функцию влияния.

Как для определения W , так и для определения M используются известные методы строительной механики с той лишь разницей, что при определении M рассматривалась рама, для которой строилась эпюра изгибающих моментов, а при определении W используется метод сил, как это предлагается в работе [4] (следует, однако, отметить, что в указанной работе рассматривалась изотропная пластинка).

Прогибы W для плоских фигур произвольного очертания, в частности для пластины, состоящей из анизотропных слоев, определяется по формуле [4]

$$W = \iint_S -\nabla^2 \nabla^2 M(\xi, \eta) W_{xy}(x, y, \xi, \eta) dS +$$

$$+ \sum_{j=1}^n P_{ij} W_{pj}(x, y, x_j, y_j) + \quad (25)$$

$$+ \sum_{j=1}^n M_{nj} W_{mj}(x, y, x_j, y_j) + \sum_{j=1}^n M_{lj} W_{lj}(x, y, x_j, y_j).$$

Здесь $W_{xy}(x, y, \xi, \eta)$ – функция влияния. Остальные параметры, входящие в (25), определяются при решении канонических уравнений, данных в [4]. После нахождения функций напряжения и прогибов легко отыскиваются компоненты напряжения и все другие необходимые параметры слоя.

Задача упростится, если перейти к рассмотрению пластины, состоящей из анизотропных слоев одинаковой толщины, симметричных относительно плоскости XOY.

Примем, что число слоев нечетно (рис. 3). Тогда для постоянных k_{jk} , d_{jk} и D_{jk} будет выполняться условие

$$k_{jk} = d_{jk} = D_{jk}^0 = 0. \quad (26)$$

Для C_{jk} и D_{jk} имеем с учетом симметричности расположения слоев относительно плоскости

$$C_{jk} = 2 \left[B_{jk}^{(m+1)} h_{m+1} + B_{jk}^{(1)} (h_1 - h_2) + B_{jk}^{(2)} (h_2 - h_3) + \dots + B_{jk}^{(m)} (h_m - h_{m+1}) \right], \quad (27)$$

$$D_{jk} = \frac{2}{3} \left[B_{jk}^{(m+1)} h_{m+1}^3 + B_{jk}^{(1)} (h_1^3 - h_2^3) + B_{jk}^{(2)} (h_2^3 - h_3^3) + \dots + B_{jk}^{(m)} (h_m^3 - h_{m+1}^3) \right]. \quad (28)$$

С учетом зависимости (28) выражения (19) и (21) окажутся равными $L_2 = L_4 = 0$. Для этого случая

$$A_{mi} = 0 \text{ и } B_{mi} = \frac{L_5}{L_3}. \quad (29)$$

Для примера рассмотрим пластину, состоящую из ортотропных слоев, симметричных относительно плоскости XOY (в этом случае одна из плоскостей упругой симметрии параллельна плоскости XOY, т.е. последняя является для пластины срединной плоскостью).

Если воспользоваться выражениями (11), (20), с учетом поправок, предложенных в работе [4], (22) (причем в выражении (22) применить интеграл Коши с учетом функций Дирака), (24) и (29) и произвести соответствующие преобразования, то для рассматриваемого нами примера при $P=1$ можно получить следующее выражение для $W_{xy}(x, y, \xi, \eta)$

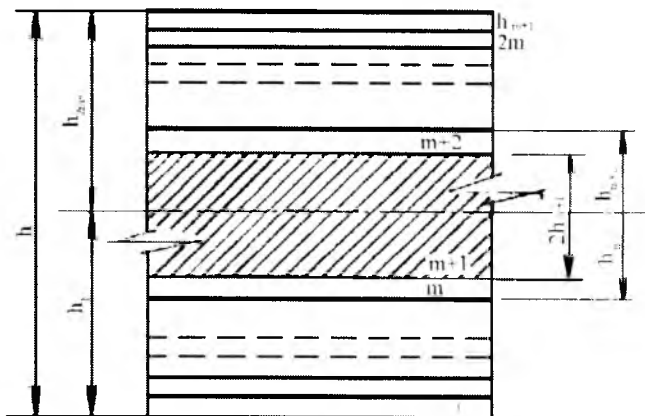


Рис. 3. Пластина с нечетным числом слоев

$$W_{xy}(x, y, \xi, \eta) =$$

$$= \sum_m \sum_n \frac{W_{mn}(\xi, \eta) W_{mn}(x, y)}{\mu_m^2 \mu_n^2 \left[t_n^4 \frac{h}{a^3} D_{11} + 2 \frac{1}{ab} t_m^2 t_n^3 (D_{12} + 2D_{66}) + t_n^4 \frac{a}{b^3} D_{22} \right]}. \quad (30)$$

Таким образом, подстановка найденной функции влияния (30) в (25) позволит определить функцию прогибов W для данной пластинки произвольного очертания, что даст возможность определить функцию напряжения для данного конкретного случая.

Библиографический список

1. Михайлов Б.К., Кипиани Г.О. Деформированность и устойчивость пространственных пластинчатых систем с разрывными параметрами. Санкт-Петербург: Стройиздат, СПб, 1996. - 442 с.
2. Попкович П.Ф. Теория упругости оболочек. М.: Оборонгиз, 1939. - 302 с.
3. Варвак П.М. Развитие и приложение метода сеток к расчету пластинок. Т. I и II. Киев, 1949. - 152с.
4. Махарадзе Г.А., Кварацхелиа А.В., Кипиани Г.О. Расчет анизотропных тонких оболочек и пластин уточненной теорией. (Под общей редакцией проф. Кипиани Г.О. на груз. яз.). Тбилиси: Технический университет, 1998. - 200 с.
5. Власов В.З. Общая теория оболочек и ее приложение в технике. М., Л.: Гостехиздат, 1949. - 784с.
6. Амбарцумян С.А. Теория анизотропных оболочек. М.: Физматгиз, 1961. - 384 с.
7. Лехницкий Г.С. Анизотропные пластинки. М., Л.: Гостехтеориздат, 1957. - 463 с.
8. Колкунов Н.В. Основы расчета упругих оболочек. М.: Высшая школа, 1972. - 306 с.

К 100-летию Б.Г.Скрамтаева (1905 – 1966)



14 января 2005 г. исполнилось 100 лет со дня рождения доктора технических наук, профессора, лауреата Государственной премии СССР Б.Г. Скрамтаева, выдающегося ученого в области строительных материалов и технологии бетона.

Борис Григорьевич Скрамтаев опубликовал свыше 440 научных работ, больш-

шинство из которых до сих пор широко используются в строительстве. В истории строительной науки его имя занимает весьма заметное место.

Присущие характеру ученого черты – организованность, целеустремленность, настойчивость и смелость при решении поставленных задач – позволили Борису Григорьевичу выдвинуться в когорту ведущих специалистов мира. По мнению многих коллег-ученых, за тот авторитет, который он заслужил не только в советской, но и в мировой строительной практике, ему по праву принадлежит неофициальный титул „Советского бетонщика №1”.

Борис Григорьевич Скрамтаев родился 1 (14) января 1905 г. в с. Гончарная Слобода Курской области. По окончании в 1926 г. Харьковского технологического института он участвовал в проектировании и строительстве различных сооружений. Первые работы молодого ученого, посвященные расчету и исследованию железобетонных конструкций, появились в 1927 г. Он любимый ученик профессора Я.В. Столярова – выдающегося советского ученого в области строительной механики и железобетона.

Научная деятельность Б.Г. Скрамтаева началась в 1929 г. в Украинском институте сооружений (г. Харьков). Работая в созданной им лаборатории, ученый большое внимание уделял исследованию строительных материалов и особенно технологий бетона разных видов. Здесь он предложил новые методы подбора составов и определения пластичности бетонной смеси, исследовал влияние разных видов песков на прочность растворов и бетонов, создал новые методы контроля качества бетона. Им были обстоятельно изучены новые местные материалы, исследованы свойства пористого теплоизоляционного бетона на разных заполнителях. Эти исследования имели большое значение для развертывания строительства в годы первой пятилетки и были широко освещены в специальной литературе.

В это же время Б.Г. Скрамтаев познакомился с Петром Петровичем Будниковым, авторитетным специалистом в области вяжущих веществ и керамики, с

которым его связывали творческое сотрудничество и личная дружба.

Интенсивные научные исследования Бориса Григорьевича особенно широко развернулись после его переезда в Москву в 1931 г. Вообще, 30-е годы были для ученого годами весьма плодотворного труда, преисполненными активными творческими поисками. По рекомендации профессора Н.М. Беляева работы молодого ученого в 1930 г. печатались в сборниках Ленинградского института инженеров железнодорожного транспорта.

Его организаторские способности, творческая активность позволили ему занять высокие руководящие должности в ведущих организациях строительной науки. Так, с 1931 г. Б.Г.Скрамтаев – руководитель лаборатории бетонов Государственного института сооружений (ГИС). В годы войны (1941-1945 гг.) он возглавил Центральный научно-исследовательский институт промышленных сооружений (ЦНИИПС) с его филиалами на Урале, обеспечив бесперебойную работу по техническому сопровождению строительства сложных военных объектов. Б.Г.Скрамтаев – инициатор создания Научно-исследовательского института цемента (1947 г.), Научно-исследовательского института бетона и железобетона (1956 г.), и в период становления он был руководителем этих институтов.

Необходимо отметить, что большая часть жизни ученого была связана с преподавательской деятельностью, которая началась в 1927 г. и продолжалась до конца его жизни. Одна из его заслуг – организация в строительных вузах строительно-технологических факультетов, где готовили специалистов для промышленности по производству бетонных и железобетонных изделий. За долгие годы педагогической деятельности Борис Григорьевич подготовил целую плеяду ученых и инженеров. С 1932 г. он заведующий кафедрой строительных материалов Московского института инженеров транспорта. В 1933 г. – заведующий аналитической кафедрой в Московском инженерно-строительном институте. В 1933 г. ему присвоено звание профессора – он стал одним из самых молодых профессоров того времени.

С 1935 г. начинается его преподавательская деятельность в Военно-инженерной академии им. В.В. Куйбышева, где он сформировал научную школу по строительным материалам и бетонам.

Б.Г.Скрамтаев развивает методологический подход для понимания бетона как сложного строительного конгломерата, изучение которого продолжают последующие поколения ученых и практиков. В 1935 г. им была представлена и успешно защищена диссертация „Исследование прочности и эластичности бетонной сме-

си" на соискание ученой степени доктора технических наук, которая стала весомым вкладом в бетоноведение и легла в основу его монографии. В это же время был опубликован учебник для студентов строительных вузов по строительным материалам и изделиям. Эта фундаментальная работа, в последующих изданиях которой принимали участие многие ученые, выдержала до 1953 г. семь изданий на русском и нескольких иностранных языках. Книга Б.Г. Скрамтаева "Примеры расчетов и задачи по строительным материалам" начиная с 1932 г. переиздавалась четыре раза.

Наиболее популярны его книги: "Бетон различных видов" (1933 г.), "Теория прочности бетона" (1934 г.), "Контроль прочности бетона в сооружениях" (1939 и 1973 гг.), а также книги: "Крупнопористый бетон и его применение в строительстве" (1955 г.), "Военно-инженерные строительные материалы" (1958 г.), «Испытания прочности бетона в образцах, изделиях и сооружениях» (1964 г.), "Способы определения составов бетона различных видов" (1966 г.). Кроме того, широкому кругу строителей известны его брошюры "Высокопрочный гипс по методу самозапаривания" (1945 г.), "О методах испытаний и стандартах на цемент" (1949 г.) и много других трудов.

Следует отметить, что Б.Г. Скрамтаев был не только выдающимся ученым, но и известным изобретателем, он получил 26 авторских свидетельств в разных разделах строительного производства.

Специалисты и сегодня широко используют его предложения по подбору состава бетонов, расчету охлаждения бетона зимой, по теории прочности бетона, по выбору методов бетонирования в зимних условиях, по исследованию бетона в сооружениях без разрушения, по технологии новых видов бетона (в том числе крупнопористого, на полимерных вяжущих), по разработке и организации производства новых видов цементов (шлаковых, гидрофобных, расширяющихся, гипсовых), по технологии высокопрочных гипса и бетона, по вакуумвибрированию, по определению пластичности бетонной смеси. Этот неполный перечень показывает, сколь крупное научное наследство оставил ученый. Его идеи, базирующиеся на глубоком теоретическом анализе и подтвержденные экспериментально, позволяют решать важные вопросы современного строительства.

В 1963 г. он был избран президентом Международного союза по испытаниям материалов, систем и конструкций (РИЛЕМ). На протяжении многих лет он входил в редколлегия журналов "Бюллетень РИЛЕМ".

Со дня учреждения при Министерстве высшего

образования СССР Высшей аттестационной комиссии (ВАК) Борис Григорьевич был ее членом, а последние шесть лет жизни - членом Президиума.

Профессор Б.Г. Скрамтаев владел глубокими теоретическими знаниями, обладал исключительной трудоспособностью, поддерживал непрерывную связь с ведущими коллективами проектных, исследовательских и производственных строительных организаций. Он активный сотрудник Госиздательства литературы по строительству и архитектуре, член секции литературы по строительным материалам редакционного совета издательства. На протяжении 20 лет он избирался заместителем председателя Центрального правления Всесоюзного научно-технического общества строителей, был членом редколлегии журнала "Бетон и железобетон" со дня учреждения этого издания.

Ученый - активный организатор и участник большинства значительных конференций, съездов, семинаров по строительным материалам и бетону, которые проводились с 1930 по 1965 гг., он деятельно участвовал в подготовке и проведении Всесоюзной конференции по бетону и железобетону.

Заслуги профессора Б.Г. Скрамтаева, выдающегося ученого-строителя и педагога, высоко оценены советским правительством. Он был награжден орденами Красного Знамени, Трудового Красного Знамени, двумя орденами Красной Звезды и шестью медалями. В 1950 г. ему была присуждена Государственная премия СССР в области науки и техники.

Б.Г.Скрамтаева не стало 13 сентября 1966 г. Научно-техническая общественность регулярно отмечает день рождения выдающегося ученого, который прожил большую творческую жизнь. Ученые и строители помнят Б.Г. Скрамтаева как талантливого ученого, прекрасного педагога, требовательного к себе и чрезвычайно доброжелательного к ученикам человека.

Как дань памяти Б.Г. Скрамтаеву, Московский Дом научно-технической пропаганды совместно с НТО строительной промышленности периодически проводили конференции молодых ученых. Пришло время организовать Международную конференцию по бетону и железобетону, приуроченную к 100-летию со дня рождения Б.Г. Скрамтаева. Ею могла бы, например, стать II Всероссийская (международная) конференция под девизом «Бетон и железобетон – пути развития», которая состоится в сентябре текущего года в Москве и пройдет одновременно с 59 Ассамблеей РИЛЕМ

А.И.Звездов, В.Р.Фаликман

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков, В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов, И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), А.Г.Тамразян, В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Подписано в печать 04.02.05. Формат 60х88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 187

Адрес редакции
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж

E-mail: magbeton@rambler.ru
Тел. 292-6205, 703-9762

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9
109033, Москва, Волочаевская ул., д.40

Группа СЛК

ХИМИЧЕСКИЕ ДОБАВКИ ДЛЯ БЕТОНОВ

• СУПЕРПЛАСТИФИКАТОР С-3

• ВИБРОПЛАСТИФИКАТОР БЕТОНА ПЭФВ-НПК

• ПЛАСТИФИКАТОР — УСИЛИТЕЛЬ
ОДНОНАПРАВЛЕННОГО ПРОФИЛИРОВАНИЯ

• ПЛАСТИФИКАТОР — УСИЛИТЕЛЬ
ПРОФИЛИРОВАНИЯ В НАПРАВЛЕНИИ РАДИАЦИИ

• ДИСПЕРГАТОР ИФ

• ПРОТЕЖИРУЮЩАЯ ДОБАВКА
ФОРМИАТ НАТРИЯ

• ПЛАСТИФИКАТОР ЛСТ

• ПЛАСТИФИКАТОР С ЭФФЕКТОМ
ПОДАВЛЕНИЯ ВОЗДУХА И РАССЛИВАНИЯ

• ПРОТЕЖИРУЮЩИЕ ДОБАВКИ С-ЗМ-15 И С-ЗР2



Мы увеличиваем прочность Вашего бизнеса!

ООО «ПОЛИПЛАСТ»
115114, Москва,
Кожевинский проезд, д. 3
Тел./факс (095) 580-70-83, 580-70-84
E-mail: secretar@polyplast-un.ru
www.polyplast-un.ru

ООО «ПОЛИПЛАСТ НОВОМОСКОВСК»
301653, Тульская обл.,
г. Новомосковский,
Комсомольское ш., д. 72
Тел./факс: (08762) 7-64-65, 7-64-72, 7-65-27
E-mail: polyplast@ppplast-novomoskovsk.ru
www.novomoskovsk.polyplast-un.ru

ООО «ПОЛИПЛАСТ СЕВЕРО-ЗАПАД»
188480, Ленинградская обл.,
г. Кингисепп, промзона «Фосфорит»
Тел.: (812) 9266397, (81375) 95-239
E-mail: polyplast_nw@mail.ru
www.nord-west.polyplast-un.ru

ООО «ПОЛИПЛАСТ УРАЛСИБ»
623109, Свердловская обл.,
г. Первоуральск, ул. Заведская, д. 3
Тел. (34392) 9-37-37, 9-11-35
Тел./факс (34392) 9-19-42
E-mail: polyplast-us@pervouralsk.ru
www.ural Sib.polyplast-un.ru



СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО **СКБ СТРОЙПРИБОР** ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Лицензия Госстандарта РФ
на изготовление средств
измерений №000110-ИР

Индекс 70050

ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

ИПС-МГ4.01

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Приборы оснащены функциями ввода коэффициента совпадения Кс. типа контролируемого изделия и вычисления класса бетона В. Обеспечивается автоматическая обработка и архивирование результатов измерений. Диапазон измерения прочности 3...100 МПа.

Объем памяти 500 значений. Возможность занесения 9 индивидуальных зависимостей.

ИПС-МГ4.03

Объем памяти 15000 значений. Возможность занесения 20 индивидуальных зависимостей. Расширенный режим измерений с возможностью выбора вида заполнителя, возраста и условий твердения бетона.

ПОС-30(50)МГ4 «Отрыв»

Измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690.

Оснащены электронным силоизмерителем, индикацией скорости нагружения, автоматической обработкой измерений.

Диапазон.....5...100 МПа

Максимальное усилие анкера:

ПОС-30МГ4.....29,4 кН (3000 кгс)

ПОС-50МГ4.....49,0 кН (5000 кгс)

ПОС-50МГ4 «Скол»

Измеритель прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690.

Диапазон:
методом скалывания.....10...70 МПа
методом отрыва.....5...100 МПа

ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

ДО-МГ4

Измеритель силы натяжения арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362.

Диаметр контролируемой

арматуры.....3...9 мм

Диапазон усилия.....200...6000 кгс (1,96...59 кН)

ЗИН-МГ4

Измеритель напряжений в арматуре железобетонных изделий частотным методом по ГОСТ 22362.

Диапазон напряжений 100-1800 МПа в арматуре диаметром 3-32 мм длиной 3-18 м

ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

ИТП-МГ4 «100/250»

Измеритель теплопроводности и термического сопротивления материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256.

Диапазон определения коэффициента теплопроводности.....0,02...1,5 Вт/м·К

ИТП-МГ4.03 «Поток»

Измеритель плотности тепловых потоков по ГОСТ 25380 трехканальный с режимом самописца (до 15 суток).

Диапазон измерения плотности тепловых потоков.....2...500 Вт/м²
Диапазон измерения температуры.....-30...+100°С

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ И ТЕМПЕРАТУРЫ

ТГЦ МГ4.01 - измеритель влажности и температуры воздуха с режимом самописца (до 5 суток).

Диапазон измерения плотности тепловых потоков.....10...999 Вт/м²

Диапазон измерения температуры.....-20...+85°С

ТЦЗ-МГ4.01 - термометр цифровой зондовый. Одно- и двухканальный, с режимом самописца (до 15 суток).

Диапазон измерения температуры.....-20...+250°С

МГ4Д - измеритель влажности древесины по ГОСТ 16588. 8 пород древесины.

МГ4Б - измеритель влажности бетона, кирпича, древесины по ГОСТ 16588, 21718. Настройка на 13 видов бетона и кирпича, 8 пород древесины.

МГ4У - универсальная версия с настройками на древесину, бетон и сыпучие материалы.

Диапазон измерения влажности.....1...60%

ИПА-МГ4

Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры железобетонных конструкций магнитным методом по ГОСТ 22904.

Диапазон измерения защитного слоя.....3...100 мм

При диаметре стержней.....3...40 мм

Анемометр ИСП-МГ4

Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры. Имеет режим самописца (до 24 часов).

Диапазон измерения:
скорости воздушного потока.....0,3...30 м/с
температуры.....-20...+100°С

Измерители адгезии ПСО-МГ4

Предназначены для определения прочности сцепления защитных и облицовочных покрытий с основанием.

Максимальное усилие отрыва:

ПСО-2,5МГ4.....2,45 кН (250 кгс)

ПСО-5МГ4.....4,90 кН (500 кгс)

ПСО-10МГ4.....9,80 кН (1000 кгс)

Вибротест-МГ4+

Измеритель виброскорости, виброускорения, амплитуды и частоты колебаний виброустановок и др. объектов. Имеет режим самописца (до 25 часов).

Диапазон измерения частоты.....2...1000 Гц
Диапазон измерения амплитуды.....0,01...20 мм

454084, г. Челябинск, а/я 8538, тел./факс (3512) 90-16-85, 90-16-13,
г. Москва, НИИ ЖБ, Рязанский пр., 61, тел./факс (095) 174-78-01, 174-72-05
e-mail: stroypribor@chel.surnet.ru, www.stroypribor.ru