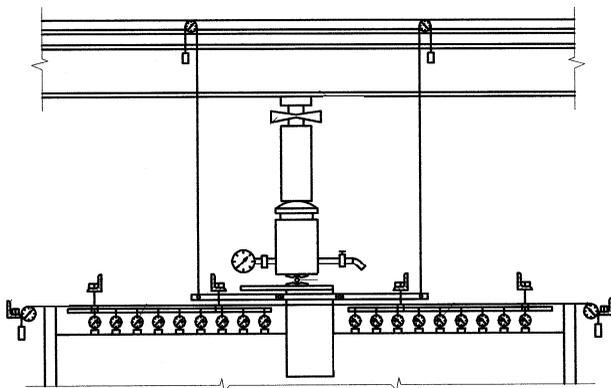


В. В. ЛЕДЕНЁВ, В. П. ЯРЦЕВ, В. Г. ОДНОЛЬКО

ИСПЫТАНИЕ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ, МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

**В. В. Леденёв, В. П. Ярцев, В. Г. Однолько
ИСПЫТАНИЕ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ, МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ**



**Тамбов
Издательство ФГБОУ ВПО «ТГТУ»
2014**

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Тамбовский государственный технический университет»

В. В. Леденёв, В. П. Ярцев, В. Г. Однолько

ИСПЫТАНИЕ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ, МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

*Рекомендовано Учёным советом университета
в качестве учебного пособия для магистрантов, бакалавров,
студентов строительных специальностей*



Тамбов
Издательство ФГБОУ ВПО «ТГТУ»
2014

УДК 624(075.8)

ББК Н581я73

Л39

Р е ц е н з е н т ы:

Доктор технических наук, профессор,
заведующий кафедрой «Городское строительство
и автомобильные дороги» ФГБОУ ВПО «ТГТУ»

В. И. Леденёв

Доктор технических наук, профессор
кафедры «Строительные материалы» ФГБОУ ВПО «ЛГТУ»

Б. А. Бондарев

Л39 **Испытание** грунтовых оснований, материалов и конструкций :
учебное пособие для магистрантов, бакалавров, студентов
строительных специальностей / В. В. Леденёв, В. П. Ярцев,
В. Г. Однолько. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2014. –
240 с. – 100 экз. – ISBN 978-5-8265-1240-1.

Рассмотрены способы испытаний оснований фундаментов, строительных материалов, конструкций, зданий и сооружений. Описаны методики испытаний, приборы и оборудование, современные требования к постановке и проведению опытов.

Приведены рекомендации по организации технического обследования оснований, конструкций, зданий и сооружений, обработке полученных данных и составлению заключения.

Даны современные представления о механизме деформирования и разрушения конструкций, о влиянии различных факторов на напряжённо-деформированное состояние оснований и конструкций.

Предназначено для магистрантов, бакалавров, студентов строительных специальностей, а также аспирантов и инженеров.

УДК 624(075.8)

ББК Н581я73

ISBN 978-5-8265-1240-1

© Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Тамбовский государственный технический университет» (ФГБОУ ВПО «ТГТУ»), 2014

ВВЕДЕНИЕ

Эксперимент является базовым методом науки. В практике строительства и эксплуатации зданий и сооружений часто возникает необходимость проведения различных экспериментов с целью:

определения физико-механических, теплотехнических, фильтрационных, геологических и других характеристик;

установления реальных условий строительства и эксплуатации, нагрузок и воздействий;

проверки новых технологий, материалов, конструкций, расчётов и расчётных схем, теорий;

выявления развития во времени неблагоприятных процессов;

проверки прочности, устойчивости, жёсткости и трещиностойкости конструкций, узлов сопряжений, зданий или сооружений;

получения эмпирических зависимостей при разработке или уточнении нормативных документов разного уровня;

организации наблюдений за наиболее ответственными зданиями или сооружениями (гидротехнические сооружения, мосты, элеваторы, башенные сооружения, а также построенные в сложных геологических условиях), за напряжённо-деформированным состоянием конструкций и узлов сопряжений конструктивных элементов, за появлением предвестников разрушений;

проверки гипотез, моделей грунтов, их оснований и конструктивных материалов, теорий о совместной работе элементов зданий и сооружений, зданий во взаимодействии с основанием, влияния технологии производства работ на напряжённо-деформированное состояние конструкций.

Особенностями возведения объектов в настоящее время является: комплексный подход к решению экспериментальных и исследовательских задач; ускоренное внедрение научных разработок в практику; научное сопровождение строительства уникальных объектов; учёт влияния разного рода дефектов. Основные сведения см. в ГОСТ 504–81.

1. ГРУНТЫ ОСНОВАНИЯ

К началу занятий по данному курсу студенты изучили дисциплину «Механика грунтов, основания и фундаменты». Выполнялись лабораторные работы по определению физических и механических характеристик грунтов. В лекционном курсе кратко рассмотрено статическое и динамическое испытание свай. Эти сведения не дают представления о многообразии методов исследования грунтов. В последние годы в методах испытаний грунтов, интерпретации и представлении результатов произошли глубокие качественные изменения. В известной учебной литературе по обследованию и испытанию сооружений [4, 44, 49, 52, 53, 64, 67, 85] вопросы испытания грунтов, особенно в полевых условиях, почти не рассматриваются.

Для проектирования оснований и фундаментов необходимо иметь данные о стратиграфии грунтов, генетической и метролого-петрографической принадлежности, физико-геологических процессах, протекающих в период изысканий о прогнозе на период эксплуатации зданий и сооружений. Следует классифицировать слои грунтов, границу между ними, наличие выклинивающихся слоёв, наличие и распространение по глубине и в плане слабых, просадочных, засоленных, искусственных (насыпных или намывных) грунтов.

Вопросы рассмотрены с учётом современных представлений о механике деформирования и разрушения.

Наиболее совершенное оборудование для проведения лабораторных работ по механике грунтов разработано и изготовлено фирмой «Геотех» (Пенза) под руководством профессора Г. Г. Болдырева (см. [68]).

Некоторые сведения по испытаниям грунтовых оснований можно найти в [1, 3, 14, 15, 18 – 24, 28, 29, 34 – 37, 45, 64, 74, 75, 79, 82, 84].

1.1. ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

В последние годы интенсивно развивается нелинейная механика. Грунты рассматривают с позиций механики сплошной упругопластической среды. Особое значение приобретают испытания грунтов в условиях двух и трёхосного деформирования.

Рассмотрим основные методы лабораторных определений физико-механических свойств грунтов. Гранулометрическим составом называют содержание в породе частиц различной крупности (фракций), выраженное в процентах к массе абсолютно сухого грунта. Для связных грунтов гранулометрический состав определяют ареометрическим методом или методом пипетки. Эти методы основаны на различной скоро-

сти оседания частиц в воде. Скорость оседания рассчитывают по формуле Стокса. Гранулометрический состав несвязных пород определяют с помощью ситового анализа путём просеивания грунта через набор сит и взвешивания остатков на каждом сите. По результатам определений строят кривую гранулометрического состава (интегральная кривая или кривая однородности) в полулогарифмическом масштабе; циклограммы, треугольники Фере. Коэффициент неоднородности грунта

$$U_{60/10} = d_{60} / d_{10},$$

где d_{60} и d_{10} – диаметры частиц, меньше которых в данной породе содержится 60 и 10% частиц по массе.

Основными физическими характеристиками являются: плотность твёрдых частиц ρ_s , плотность грунта ρ , естественная влажность ω , границы пластичности ω_w и ω_p . По этим данным вычисляют производные характеристики:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \omega}; n = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \right) \cdot 100 = \frac{e}{1 + e}; e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{n}{1 - n};$$

$$J_p = \omega_w - \omega_p; J_w = \frac{\omega - \omega_p}{J_p}; S_r = \frac{\omega \rho_s}{e \rho_w}; \omega_0 = \frac{e \rho_w}{\rho_s}; \rho = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e},$$

где ρ_d – плотность сухого грунта; n – пористость; e – коэффициент пористости; J_p – число пластичности; J_w – показатель текучести; S_r – степень влажности; ω_0 – полная влагоёмкость; ρ_w – плотность воды.

Песчаные грунты классифицируются по гранулометрическому составу, плотности сложения, степени влажности. Классификацию по плотности сложения выполняют по коэффициенту пористости, удельному сопротивлению зонда при статическом зондировании и по условному динамическому сопротивлению погружения зонда при динамическом зондировании. Песок часто характеризуют величиной относительной плотности

$$D = \frac{d_{d \text{пл}} (\rho_d - \rho_{d \text{рых}})}{\rho_d (d_{d \text{пл}} - \rho_{d \text{рых}})},$$

где $d_{d \text{рых}}$ и $d_{d \text{пл}}$ – плотности песка в предельно рыхлом и предельно плотном состояниях. При $D \leq 1/3$ – грунт рыхлый; $D = 1/3 \dots 2/3$ – средней плотности; $D = 2/3 \dots 1$ – плотный.

Компрессионные испытания (ГОСТ 12248–96). Проводят с целью определения деформационных характеристик грунта: модуля деформации E , коэффициента уплотнения α , коэффициента относительной просадочности δ_{st} . Испытания выполняют на компрессионных приборах (одометрах) и стабилометрах (рис. 1.1).

Модуль деформации вычисляют по формуле

$$E = \frac{(1 + e_0)}{\beta / \alpha},$$

где e_0 – начальный коэффициент пористости; β – коэффициент, учитывающий отсутствие поперечного расширения грунта (для песка $\beta = 0,74$; суглинка – $0,62$; глины – $0,4$);

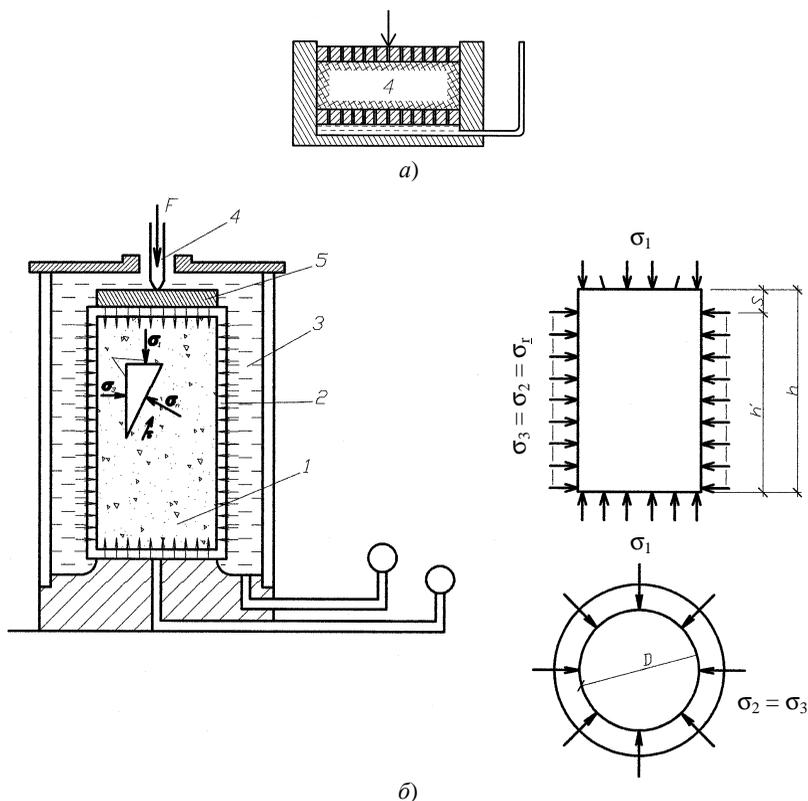


Рис. 1.1. Схема одометра (а) и стабилометра (б):

1 – образец грунта; 2 – резиновая оболочка; 3 – рабочая камера; 4 – шток

$$\alpha = \frac{(e_1 - e_2)}{(p_1 - p_2)},$$

p_1 – природное, p_2 – предлагаемое давление под подошвой фундамента.

При объёмном сжатии, когда

$$\sigma_y = \sigma_x, \sigma_z = p, \varepsilon_x = 0, \sigma_x = \xi p, \xi = \nu/(1 - \nu).$$

Сумма главных напряжений Θ и p :

$$\Theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = (1 + 2\xi)p;$$

$$p = \frac{\Theta}{1 + 2\xi}.$$

Модули деформации, определённые с помощью компрессионных испытаний E_c , корректируют путём умножения на коэффициент m_k (табл. 1.1). Корректировка осуществляется путём сопоставления результатов испытаний того же грунта в полевых условиях штампом (E_{st}).

$$E = E_{st} = E_c m_k.$$

Оценка напряжённого состояния грунтов по изменению потока инфракрасного излучения. Известно, что при нагружении материала происходит изменение его напряжённого состояния. Функциональная зависимость имеет вид

$$\Delta T = \frac{\alpha T_0}{\rho c_\phi} \Delta \Pi,$$

где ΔT – изменение температуры материала, К; α – коэффициент линейного расширения, 1/К; T_0 – начальная температура материала, К; c_ϕ – удельная теплоёмкость, Дж/кг·К; ρ – плотность материала; $\Delta \Pi$ – изменение первого инварианта тензора напряжений, Па.

Таблица 1.1

Вид грунтов	m_k при e					
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,96
Супеси	4,0	4,0	3,5	3,0	2,0	–
Суглинки	5,0	5,0	4,5	4,0	3,0	2,5
Глины	–	–	6,0	6,0	5,5	5,0

Изменение температуры может быть зарегистрировано с помощью инфракрасной радиометрии. На рисунке 1.2 приведена схема компрессионного прибора конструкции МИСИ с одновременной регистрацией вертикального и бокового давления в образце, осадок, плотности потока излучения ΔW .

Результаты опытов представлены графиками

$$s = f[\Delta\Pi = \Delta(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \Delta(1 + 2\xi_0)\sigma_1] \text{ и } s = F(\Delta W).$$

Зависимость $\Delta W = f(\Delta\Pi)$ в песках имеет линейный характер. Коэффициент термоактивности грунта

$$\Delta = \pm \Delta W / \Delta\Pi$$

в значительной степени зависит от начальной плотности и влажности грунта.

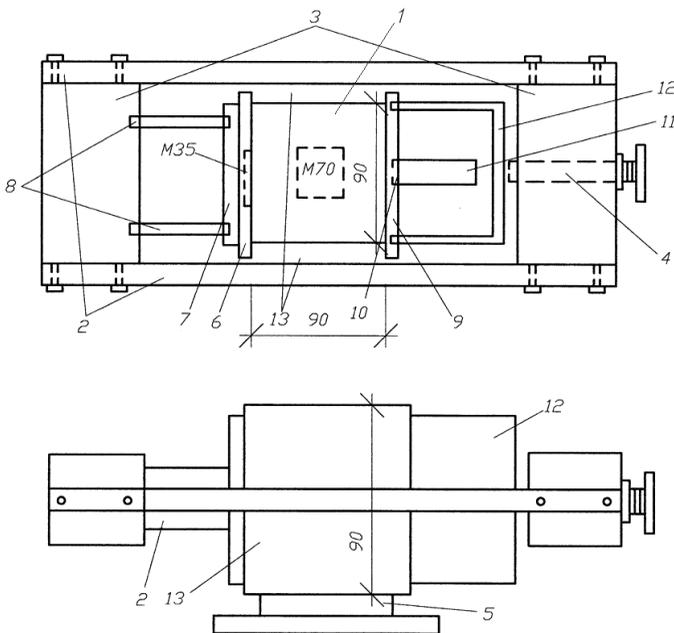


Рис. 1.2. Схема компрессионного прибора:

1 – рабочая камера; 2 – тяга; 3 – поперечина; 4 – стопорный винт; 5 – нижний штамп; 6 – измерительная стенка с мессдозой М-35; 7 – упорная пластина;

8 – ребра-вкладыши; 9 – измерительная стенка с германиевой линзой; 10 и 11 – детектор ИК-излучения; 12 – упор; 13 – две другие стенки прибора

Предложен метод компрессионных испытаний грунтов в режиме релаксации напряжений (А. Н. Труфинов, ОФиМГ. 2012. № 5). Суть метода заключается в ступенчатом, условно-мгновенном деформировании образца при последующем контроле изменения напряжений и деформаций.

В последнее время начинают уделять внимание воздействию на грунт повторных и импульсных нагрузок (см. В. Б. Швец и др., 1981). Для проведения испытаний требуется более сложное лабораторное оборудование. На рисунке 1.3 приведена схема установки для испытания на сжимаемость оттаивающих песчаных грунтов.

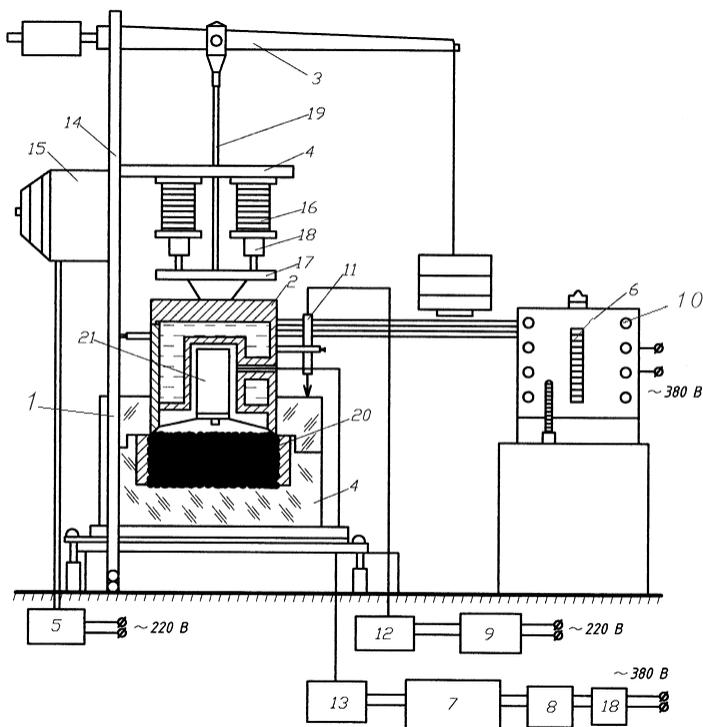


Рис. 1.3. Схема лабораторной ударно-компрессионной установки:

1 – одомер; 2 – полый штамп; 3 – устройство для статического и динамического – 4 загрузки; 5 – пульт; 6 – термостат жидкий; 7 – осциллограф светолучевой; 8 – блок питания; 9 – звуковой генератор; 10 – стабилизатор напряжения; 11 – индуктивный датчик перемещения; 12 – электронный блок; 13 – регулятор; 14 – рама; 15 – подъёмный механизм; 16 – катушка; 17 – боёк; 18 – сердечник; 19 – ось штока; 20 – образец грунта; 21 – вибродатчик

В ряде случаев испытания грунтов необходимо проводить в условиях изменяемой силы тяжести (в центрифугах) или с заданной скоростью деформирования.

Испытания на плоский сдвиг (ГОСТ 12248–96). Основными прочностными характеристиками грунта являются: удельное сцепление C и угол внутреннего трения φ . Определяют их на сдвиговых приборах (рис. 1.4) и в стабилометрах (рис. 1.5). Сдвиговые испытания ведут по следующим схемам: медленный срез предварительно уплотнённого до полной консолидации образца грунта (консолидировано-дренированное испытание) и быстрый срез без предварительного уплотнения (неконсолидировано-недренированное испытание). В приборах трёхосного сжатия проводят следующие испытания: недренированное, консолидировано-недренированное, дренированное. Недренированные испытания проводят при отсутствии дренирования воды в течение всего опыта. Консолидировано-недренированное испытание отличается тем, что дренирование обеспечивается в процессе приложения гидростатического давления, и образец полностью уплотняется. При приложении осевых нагрузок дренирование отсутствует. Дренированное испытание характеризуется возможностью дренирования в течение опыта.

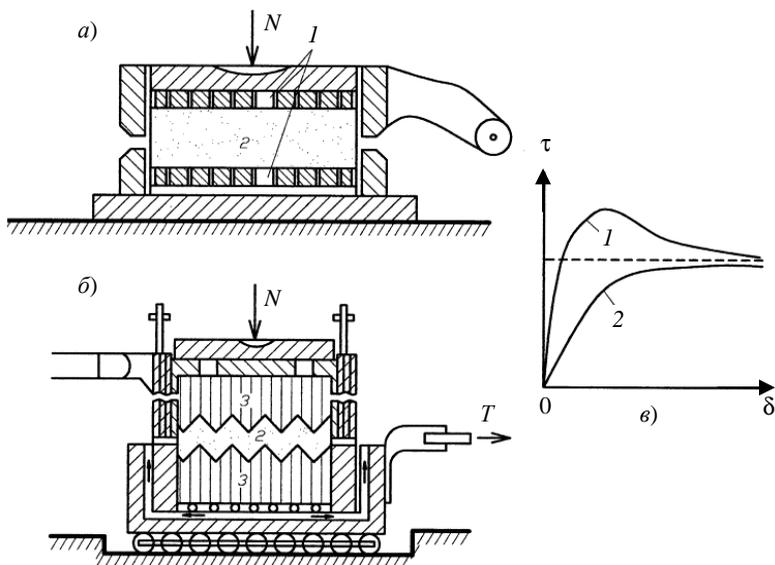


Рис. 1.4. Схема сдвиговых приборов с верхней подвижной (а) и нижней подвижной (б) каретками; зависимость между горизонтальным перемещением и касательным напряжением (в):
1 – плотный песок; 2 – рыхлый

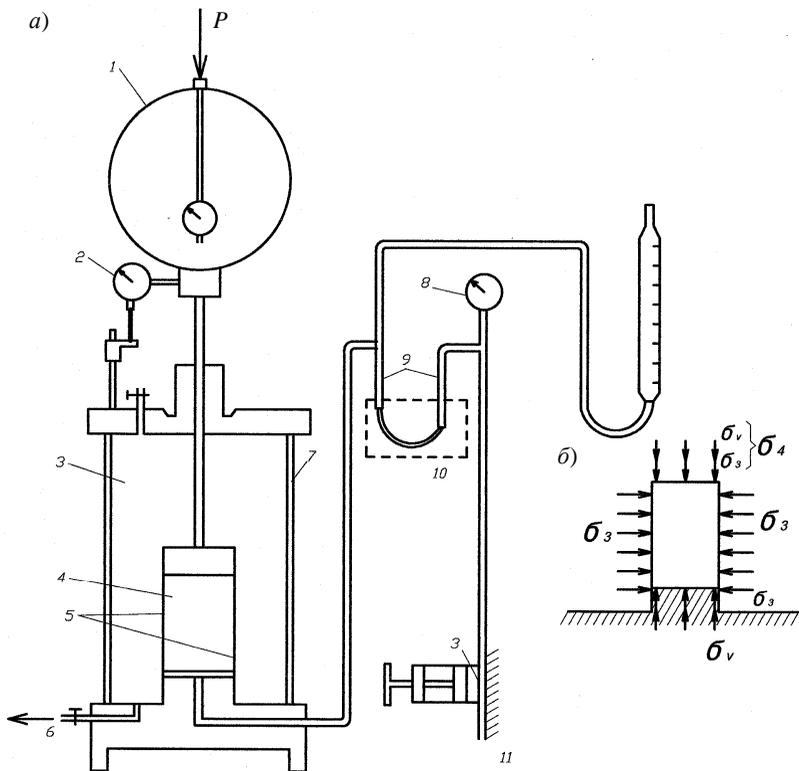


Рис. 1.5. Установка для проведения эксперимента по трёхосному сжатию (а) и диаграмма напряжений в образце (б):
 1 – динамометр; 2 – измеритель с круговой шкалой; 3 – вода; 4 – образец;
 5 – резиновая диафрагма; 6 – выход к установке, обеспечивающей стабильное давление; 7 – камера; 8 – манометр;
 9 – ртуть; 10 – индикатор нуля; 11 – цилиндр управления

Ползучесть при сдвиге. Установлены следующие виды деформаций сдвига глинистых грунтов во времени:

- начальная условно-мгновенная;
- деформация неустановившейся (затухающей) ползучести, завершающаяся: полной стабилизацией деформации; переходом в установившуюся ползучесть; переходом в прогрессирующую ползучесть (рис. 1.6).

Деформация прогрессирующей ползучести. Кривые ползучести грунта строят в координатах « γ – t » при различных величинах касательных напряжений (γ – сдвиговые деформации).

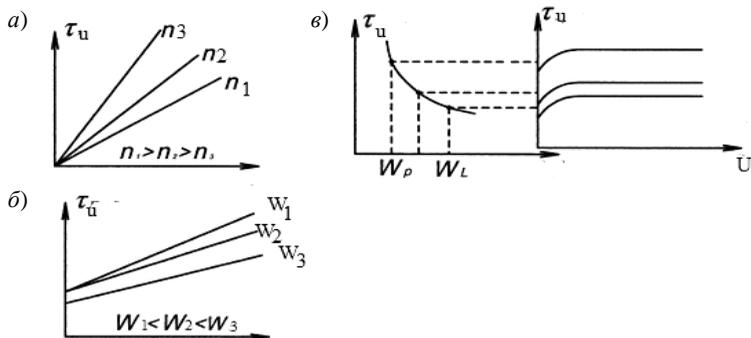


Рис. 1.6. Зависимость сопротивления грунта сдвигу от пористости (а), влажности (б) и нормального давления (в) (Н. Н. Маслов, 1977) (неконсолидировано-недренированные испытания)

Кривую длительной прочности представляют в координатах « $\tau-t$ ». Чем больше величины сдвигающей нагрузки, тем быстрее наступает момент прогрессирующей ползучести.

Такие исследования проводили на кафедре КЗиС ФГБОУ ВПО «ТГТУ» (В. В. Леденёв, В. М. Антонов). В опытах изменяли уровень нагрузки, угол и эксцентриситет приложения силы.

Приборы трёхосного нагружения. По характеру приложения нагрузки различают [6–8] статические и динамические приборы, по принципу работы – четыре типа: А, Б, С, Д. Стабилметры типа А имеют следующие особенности: образец находится под воздействием всестороннего давления, равного боковому; при сжатии образца объём воды в камере меняется как в результате бокового расширения, так и вследствие вхождения в камеру части штока. Цилиндрический образец грунта помещают в резиновую оболочку и устанавливают между верхним и нижним пустотелыми поршнями в герметически закрытую камеру. Поверхности поршней со стороны торцов образца снабжены пористыми или перфорированными металлическими дисками. Внутренние поверхности поршней при помощи трубок соединены с устройствами для насыщения грунта водой и приёма воды, отжимаемой во время опытов. Создают всестороннее давление воды или воздуха на образец. Затем через шток при помощи пресса передают добавочное давление на торцы образца. В процессе испытания измеряют осевые и поперечные деформации. Можно сохранять или снижать боковое давление при постоянном вертикальном, либо менять то и другое в соответствии с программой.

В стабилметре типа Б передачу осевого давления на образец осуществляют через поршень одинакового с ним диаметра без входя-

щего в камеру меньшего диаметра. Вследствие этого, расширение при сжатии возможно лишь при удалении части воды. Отличительной особенностью стабилометров типа А и Б является асимметричное напряжённое состояние при сжатии.

В стабилометрах типа С можно произвольно и независимо друг от друга менять главные напряжения или деформации по всем трём осям. Рабочую полость прибора изготавливают в форме куба. Полость ограничена шестью стенками, в каждой из которых имеется камера давления, закрытая резиновой мембраной. Давление в рабочих камерах создают нагнетанием в них глицерина. Камеры давления соединены с тарировочными трубками из барометрического стекла – волюмометрами, служащими для замера деформаций.

В приборах типа Д давление передают на боковые и торцевые поверхности полого цилиндрического образца, помещённого между жёсткими дисками. Верхний диск может создавать деформацию кручения. Разрушение образца происходит при определённом соотношении наружного и внутреннего давлений, осевого усилия и крутящего момента.

Принимают две основные схемы нагружения: управляемого усилия и управляемой деформации. Во втором случае давление от штока передают на образец при принудительном его перемещении с определённой скоростью. Для подачи штока часто используют винтовой домкрат, приводимый в движение мотором через редуктор. Циклические и импульсные нагрузки создают при помощи пульсационных вставок.

Наблюдения показывают, что разрушение происходит путём среза (сдвига) массива по определённым поверхностям скольжения.

Кулоном Ш. в 1773 г. предложено следующее уравнение прочности в виде зависимости между касательным τ_n и нормальным σ_n напряжениями по площади сдвига:

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c .$$

Условие прочности Мора имеет вид

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \operatorname{ctg} \varphi} .$$

По предложению Хилла–Треска разрушение происходит по площадкам, которые параллельны σ_2 и наклонены к направлению σ_1 под углом 45°

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_{45} + c_{45} .$$

Маслов Н. Н. предложил уравнение прочности глинистых грунтов на сдвиг в виде

$$S_{p,\omega} = p_n \operatorname{tg}\varphi_\omega + \Sigma_\omega + c_c ,$$

где p_n – действующее на площадке среза нормальное напряжение; φ_ω – истинный угол внутреннего трения; Σ_ω – связность водно-коллоидной структуры; c_c – структурное сцепление.

По теории Мизеса–Шлейхера–Боткина рассматривается предельное напряжённое состояние по октаэдрической (равнонаклонённой в осях $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) площадке

$$\tau_{\text{oct}} = \sigma_{\text{oct}} \operatorname{tg} p_{\text{oct}} + k_{\text{oct}} ,$$

где $\sigma_{\text{oct}}, \tau_{\text{oct}}$ – значение нормального и касательного напряжений на октаэдрической площадке

$$\sigma_{\text{oct}} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3;$$

$$\tau_{\text{oct}} = \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} / 3 ,$$

где $p_{\text{oct}}, k_{\text{oct}}$ – характеристики прочности, аналогичные углу внутреннего трения и удельного сцепления.

При испытании тугопластичных и твёрдых грунтов на одноосное сжатие

$$\tau = c \approx \sigma_1 / 2 .$$

Пенетрация. Погружение наконечников на глубину, меньшую высоты наконечника ($h < h_{\text{кон}}$), называют пенетрацией [74], а на глубину, превышающую высоту наконечника, – зондированием. Основной характеристикой пенетрации является удельное сопротивление, равное отношению усилия пенетрации F к квадрату глубины погружения конического наконечника h^2 (В. Ф. Разорёнов, 1980), т.е.

$$R = F / h^2 .$$

Важным является условие инвариантности однородных грунтов, т.е. независимость результатов испытаний от действующего усилия и соответствующей глубины погружения наконечника:

$$R = \frac{F_1}{h_1^2} = \frac{F_2}{h_2^2} = \operatorname{const} .$$

В практике, как правило, используют наконечники с углом при вершине 30° и массой 76 г. Удельное сопротивление пенетрации на

границе текучести $R_f = 0,0075$ МПа, на границе пластичности $R_p = 0,218$ МПа. Коэффициент консистенции водонасыщенных связанных грунтов нарушенной структуры

$$M_{k_0} = 0,715 \lg \frac{R_0}{R_f} = 1,522 + 0,715 \lg R_0.$$

Испытание грунтов методом вращательного среза (ГОСТ 21719–80). Удельным сопротивлением вращательному срезу τ называется отношение максимального момента, вызывающего поворот наконечника к статическому моменту поверхностей среза K_τ (константе наконечника) [45, 75, 84]:

$$\tau = M_{\max} / K_\tau.$$

При погружении наконечника в грунт на высоту крылок вращательный срез выполняется по цилиндрической и одной круговой поверхностям:

$$K_\tau = \frac{\pi D^2}{2} \left(\frac{D}{6} + h \right).$$

При погружении наконечника существенно больше его высоты

$$K_\tau = \frac{\pi D^2}{2} \left(\frac{D}{3} + h \right).$$

С учётом диаметра штанг

$$K_\tau = \frac{\pi D^2}{2} \left[\frac{1}{3} \left(D - \frac{d_{\text{шт}}^2}{D^2} d_{\text{шт}} \right) + h \right].$$

Учёт структурной прочности грунтов природного сложения. Сведения по этому вопросу можно найти в работах Н. Я. Денисова (1946 – 1960), А. К. Ларионова (1965), Н. Я. Цытовича (1951), М. Н. Гольдштейна (1973), В. Д. Ломтадзе (1984).

Шишкиным А. Г. рассмотрена вязкоупругопластическая модель слабого глинистого грунта (И. Г. № 4. 2010). В ней воплощается идея отдельного описания сдвиговой и объёмной упругости. Деформации уплотнения $\varepsilon_{vp}(p, v)$ и формоизменения $\gamma_p(p, v)$ определяют из стандартных испытаний. Набор зависимостей полностью определя-

ет вектор пластических деформаций при заданном приращении напряжений.

Нарушение природной структуры слабых грунтов приводит к кардинальному увеличению деформативности образцов. Прочность грунта при этом изменяется менее значительно. Расструктуривание образцов при отборе и транспортировке является причиной значительного различия скоростей деформирования в лабораторных и полевых испытаниях.

1.2. ПОЛЕВЫЕ МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЙ

Виды испытаний. В таблице 1.2 [45, 84] приведены состав и объёмы исследований для зданий разной этажности и разных конструктивных схем.

В [82] выделены следующие виды работ при инженерно-геологических изысканиях для подземного строительства:

- подготовительные – сбор и изучение литературных источников, отчётов и архивных материалов; составление сметы, программы и графика работы (на всех стадиях проектирования);
- инженерно-геологическая съёмка – аэрофотосъёмка, проходка шурфов, мелких скважин; полевые лабораторные исследования; изучение форм рельефа; обследование состояния существующих зданий; описание и оценка устойчивости пород в откосах котлованов и обнажениях, составление инженерно-геологических карт (100% на стадии ТЭО);
- геофизические – электропрофилирование, ВЭЗ, сейсмические исследования, коротажа, метод заряженного тела (20% на стадии ТЭО и 80% на стадии технического проекта);
- разведочные – бурение разведочных скважин, проходка шурфов, расчисток, канав (30...35% на стадии ТЭ, 40...50% на стадии технического проекта, 15...30% на стадии рабочих чертежей);
- гидрогеологические – опытные одиночные и кустовые откачки, наливов, нагнетания; определение скорости движения воды; стационарные наблюдения за режимом подземных вод (20% на стадии ТЭО, 50% на стадии технического проекта, 30% на стадии рабочих чертежей);
- полевые испытания грунтов – пробные нагрузки в шурфах и скважинах; пенетрация статическая и динамическая; испытания на сопротивление пород сдвигу; определение коэффициента отпора пород в шурфах и выработках (90% на стадии технического проекта и 50% на стадии рабочих чертежей);
- лабораторные – лабораторные анализы свойств пород и химического состава воды (60% на стадии технического проекта и 40% на стадии рабочих чертежей);

Таблица 1.2

Характеристика проектируемого здания или сооружения	Состав исследований грунтов в зависимости от категории сложности инженерно-геологических условий проектируемого здания или сооружения	Объём исследований грунтов в зависимости от категории сложности инженерно-геологических условий		
		I	II	III
1	2	3	4	5
Гражданские здания до 9 этажей включительно с нагрузками от несущих стен на фундамент не более 0,5 МН/м и промышленные сооружения с нагрузками на колонну каркаса не более 3 МП при массовой застройке	Бурение скважин	По сетке 70×70 м, но не менее двух скважин на каждое здание (сооружение)	По сетке 50×50 м, но не менее двух скважин на каждое здание	По сетке 30×30 м, но не менее двух скважин на каждое здание
	Лабораторные исследования грунтов	Не менее шести определений каждого показателя в пределах одного инженерно-геологического элемента		
	Статическое зондирование	По сетке 35×35 м, но не менее двух точек на каждое здание	По сетке 25×25 м, но не менее трёх точек на каждое здание	По сетке 15×15 м, но не менее шести точек на каждое здание
	Испытания эталонной сваи	Не менее шести испытаний на каждой конкретной глубине в пределах одного инженерно-геологического элемента		
Гражданские здания до 16 этажей включительно с нагрузкой от несущих стен на фундамент на более 3 МН/м и промышленные сооружения с нагрузками на колонну каркаса не более 20 МН	Бурение скважин	По сетке 50×50 м, но не менее двух скважин на каждое здание	По сетке 40×40 м, но не менее трёх скважин на каждое здание	По сетке 30×30 м, но не менее четырёх скважин на каждое здание
	Лабораторные испытания	Не менее шести определений каждого показателя в пределах одного инженерно-геологического элемента		
	Статическое зондирование	По сетке 25×25 м, но не менее шести точек на каждое здание	По сетке 20×20 м, но не менее 7 точек на каждое здание	По сетке 15×15 м, но не менее 10 точек на каждое здание

Продолжение табл. 1.2

1	2	3	4	5
<p>Высотные жёсткие здания и сооружения (16 – 28 этажные здания, силосные корпуса, доменные печи, промышленные трубы), а также промышленные сооружения с нагрузкой на колонну каркаса более 20 МН</p>	Прессиометрические испытания	Не менее шести испытаний в пределах одного инженерно-геологического элемента		
	Испытания эталонной сваи. Испытания натурной сваи	Не менее шести испытаний эталонной сваи и двух испытаний натурной сваи на каждой конкретной глубине в пределах одного инженерно-геологического элемента		
	Бурение скважин	По сетке 40×40 м, но не менее трёх скважин на каждое здание	По сетке 30×30 м, но не менее четырёх скважин на каждое здание	По сетке 20×20 м, но не менее пяти скважин на каждое здание
	Лабораторные испытания	Не менее шести определений каждого показателя в пределах одного инженерно-геологического элемента		
	Статическое зондирование	По сетке 20×20 м, но не менее шести точек на каждое здание	По сетке 15×15 м, но не менее восьми точек на каждое здание	По сетке 10×10 м, но не менее десяти точек на каждое здание
	Прессиометрические испытания	Не менее шести испытаний в пределах одного инженерно-геологического элемента		
	Испытание штампами	Не менее двух испытаний на каждой конкретной глубине в пределах одного инженерно-геологического элемента при отклонении от среднего не более 30%		
<p>Испытания эталонной сваи. Испытания натурной сваи</p> <p>Примечание: на строительных площадках, сложенных просадочными грунтами в пределах контура отдельно стоящего здания, должно быть не менее четырёх скважин, а для зданий площадью застройки 1300 м² – трёх скважин.</p>	Испытания эталонной сваи. Испытания натурной сваи	Не менее шести испытаний эталонной сваи и двух испытаний натурной сваи на каждой конкретной глубине в пределах одного инженерно-геологического элемента при отклонении от среднего не более 30%		

- моделирование – лабораторное, натурное, математическое моделирование (70% на стадии технического проекта и 30% на стадии рабочих чертежей);

- контрольные – обработка полевых материалов и лабораторных данных, составление карт, разрезов, графиков и отчётов (выполнение для каждой стадии).

Полевые инженерно-геологические лаборатории. Набор приборов и оборудования лаборатории ЛИГП позволяет определить влажность, естественную плотность, плотность в наиболее плотном и рыхлом состоянии, пределы пластичности глинистых грунтов, коэффициенты набухания, размокания, фильтрации песчаных грунтов, углы естественного откоса песчаных грунтов в сухом состоянии и под водой, гранулометрический состав песчаных и глинистых грунтов [45, 75, 79].

Лаборатория И. М. Литвинова даёт возможность определить: естественную влажность, плотность, пластичность, гранулометрический состав песчаных грунтов, углов естественного откоса песков, компрессионные свойства грунтов, максимальную молекулярную влагоёмкость, структурную связность пластичных глинистых грунтов, сцепление на срез.

Известен ряд упрощённых способов получения прочностных характеристик грунтов по испытанию цилиндров (рис. 1.7).

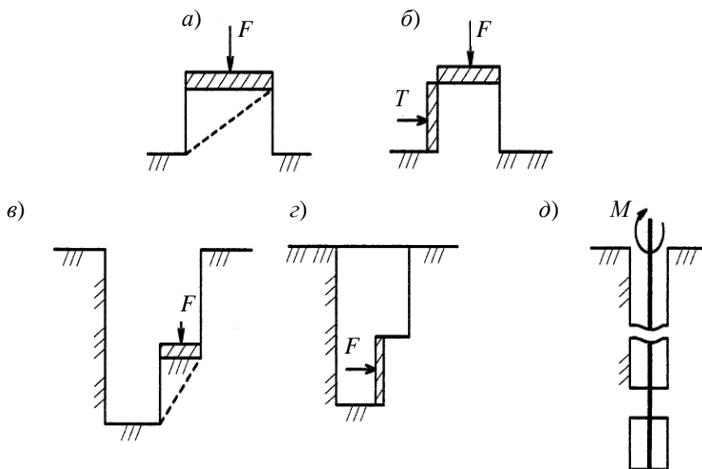


Рис. 1.7. Схема испытания грунтов на сдвиг:

а – раздавливание призмы грунта; *б* – сдвиг цилиндра грунта по заданной плоскости; *в* – обрушение призмы; *г* – выдавливание призмы грунта; *д* – сдвиг по заданной плоскости лопастными приборами в скважине (вращательный срез)

Испытание грунтов штампами. Испытания проводят в шурфах, скважинах, а в процессе возведения зданий в строительных котлованах [83]. Штампы принимают площадью 10 000, 5000 и 600 (см. табл. 1.3).

Для штампов 5000 см² отрывают шурф сечением 225×225 см, для штампа площадью 600 см² бурится скважина диаметром 32,5 см.

Грунт под штампом выравнивают, укладывают цементный раствор слоем 2...3 см. Нагрузку на штамп передают ступенями до условной стабилизации. Считается, что стабилизация достигнута, если приращение осадки за 1 сутки не превышает 1 мм. В отдельных случаях нагрузку увеличивают ступенями до разрушения основания. В качестве критериев принимают: появление валика выпирания и трещин в грунте; по деформированию породы с постоянной скоростью в течение не менее 1 суток; резкое увеличение осадки при незначительном увеличении нагрузки (в 5 раз и более по сравнению с осадкой от предыдущей ступени).

Для плотных песков, твёрдых и тугопластичных глин величины первых трёх-четырёх ступеней принимают равным 0,1 МПа. Последующие ступени принимают в половинном размере. Для песчаных

Таблица 1.3

Площадь штампа, см ²	Диаметр круглого штампа, см	Грунты	Примечание
10 000 5000	112,6 73,8	Крупнообломочные, песчаные средней и рыхлой плотности, глинистые, $J_h > 0,25$	
2500	53,6	Плотные песчаные и глинистые $J_L = 0,25$	
1000	35,6	То же	Штамп с жёсткой кольцевой пригрузкой, площадью 5000 см ²
600	27,7	Песчаные, залегающие выше уровня грунтовых вод, и глинистые $J_L \leq 0,25$	Плоский штамп в скважинах
		Глинистые $0,75 \leq J_L \leq 1$	Плоский фильтрующий штамп в скважинах

пород средней плотности и мягкопластичных глин первые три–четыре ступени назначают равными 0,05 МПа, а последующие также в половинном размере. Слабые грунты (рыхлые пески, текучепластичные глины) нагружают по 0,02 МПа.

Точность измерения осадки должна быть не менее 0,1 мм. Чаще всего применяют прогибомеры с точностью измерения 0,01 мм. При испытании глинистых (песчаных) грунтов для первой ступени нагрузки отсчёты снимают в течение первого часа через 15(10) мин, второго – через 30 мин и далее через 1 час (30 мин) до условной стабилизации осадки. На второй ступени нагружения показания приборов снимают в течение 1 часа через 30 (15) мин, второго – через 30 мин и далее через 1 час (30 мин) до условной стабилизации. Разгрузку ведут теми же ступенями.

Значения модуля деформации вычисляют по формулам:

$$- \text{Буссинеска} \quad E = (1 - \mu^2) \frac{F}{s\alpha};$$

$$- \text{Шлейхера} \quad E = (1 - \mu^2) \frac{\omega F \sqrt{A}}{s};$$

$$- \text{НИИОСПа} \quad E = \alpha k \frac{F}{s};$$

$$E = (1 - \mu^2) \frac{F_{n+1} - F_n}{(s_{n+1} - s_n) d},$$

где μ – коэффициент Пуассона, для песка $\mu = 0,3$; для суглинка – 0,35; глины – 0,4; F – полная нагрузка на штамп по прямолинейному участку графика; d – диаметр штампа; ω – коэффициент, зависящий от формы загруженной площади: круг $\omega = 0,96$; квадрат $\omega = 0,95$; прямоугольник при $n = \frac{l}{b} = 1,5$, $\omega = 0,94$; $n = 2$, $\omega = 0,92$; $n = 5$, $\omega = 0,92$; $n = 10$, $\omega = 0,71$;

$$K = \frac{\sqrt{2\pi}}{2} \frac{(1 - \mu^2)}{\sqrt{A}},$$

коэффициентом α учитывают различие деформаций при испытании в шурфах и скважинах. При испытании в шурфах $\alpha = 1$, в скважинах $\alpha = 0,7$.

Прессиометрия. В скважину на требуемую глубину опускают снаряд прессиометра с эластичными стенками, разделённый на три камеры: рабочую и две вспомогательные (рис. 1.8) [7, 45, 65, 75, 82, 84].

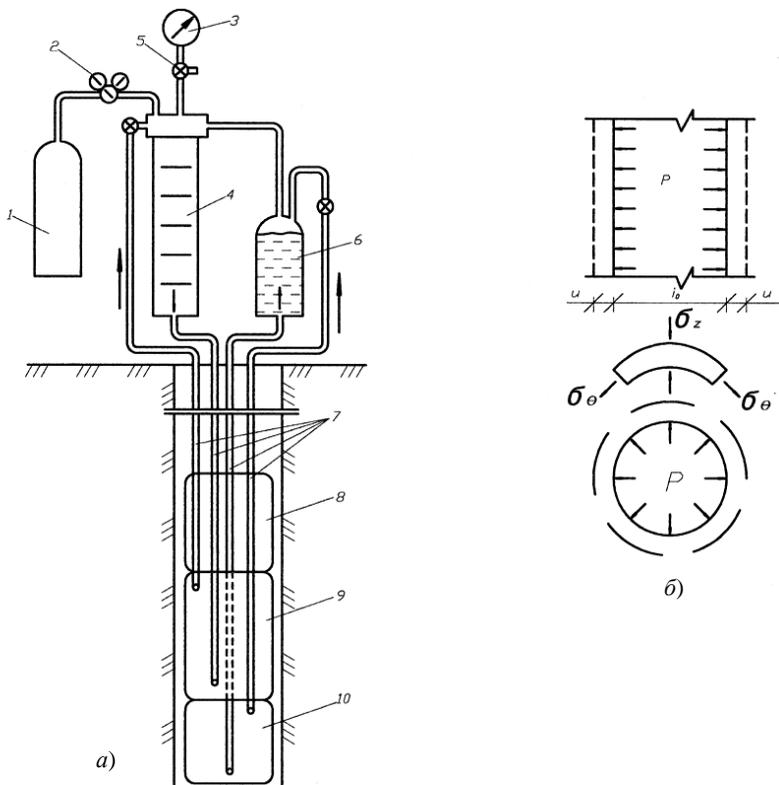


Рис. 1.8. Схема прессиометра:

- a* – общий вид; *б* – радиальное давление в камере;
 1 – газовый баллон; 2 – редуктор; 3 – манометр;
 4 – измерительный цилиндр; 5 – кран-тройник; 6 – бачок; 7 – шланги;
 8 и 10 – вспомогательные камеры; 9 – рабочая камера

Модуль деформации вычисляют по формуле

$$E = (1 + \mu) r_0 \frac{dp}{dr},$$

где dp – приращение давления на участке пропорциональности деформаций; dr – соответствующие ему приращения радиуса скважин.

Крайние камеры создают для средней камеры радиально-симметричное плоское поле напряжений. При испытаниях грунта камеры и измерительная система заполняются водой. С помощью сжатого воздуха, поступающего из баллона через редуктор, создаётся давление. Деформа-

ция средней камеры, соединённой с измерительным цилиндром, определяется по изменению уровня жидкости по шести радиусам или более в одной плоскости. Испытания проводят с постоянной скоростью деформации стенки скважины путём автоматического регулирования суммы напряжений на потенциометре. С увеличением давления вокруг прессиометра образуется зона пластических деформаций, переходящих в зону упругих деформаций. Исходя из формулы Ляме модуль деформации

$$E = \frac{(1 + \mu) r_0 \Delta p}{\Delta r},$$

где r_0 – радиус скважины; Δp – приращение давления на стенку скважины; Δr – приращение радиуса.

Параллельные определения модуля деформации в полевых условиях с помощью штампа площадью 5000 см², принятого за эталон, и прессиометра показали, что модуль деформации, вычисленный по ранее приведённой формуле в 2–3 раза меньше штампового. Объясняется это анизотропией грунта, различной степенью консолидации грунта при прессиометрических и штамповых испытаниях, ослаблением прочности пристенного слоя грунта в скважине, разным пределом линейной зависимости деформаций от напряжений под штампом и вокруг прессиометра и др.

Испытания грунтов прессиометром начинают с построения тарировочной кривой, по которой определяют потери давления на расширение эластичных оболочек камер, и проверяют градуировку измерительных устройств. Диаметр скважин принимают на 10...20 мм больше внешнего диаметра прессиометра.

Давление на стенки камер повышают ступенями по 0,025...0,05 МПа в зависимости от типа и вида грунта. Каждую ступень выдерживают до условной стабилизации 15...60 мин при медленном режиме и 3...6 при быстром.

По результатам испытания строят графики приращения радиуса прессиометра от давления в камере. На графики наносят тарировочные кривые при свободном расширении. Участок линейной зависимости между давлением и деформацией используют для вычисления модуля деформации

$$E = k r_0 \frac{\Delta p}{\Delta r},$$

где k – корректирующий коэффициент, принимаемый при глубине испытания менее 5 м, равным 3; от 5 до 10 м, равным 2 и более 10 м, равным 1,5.

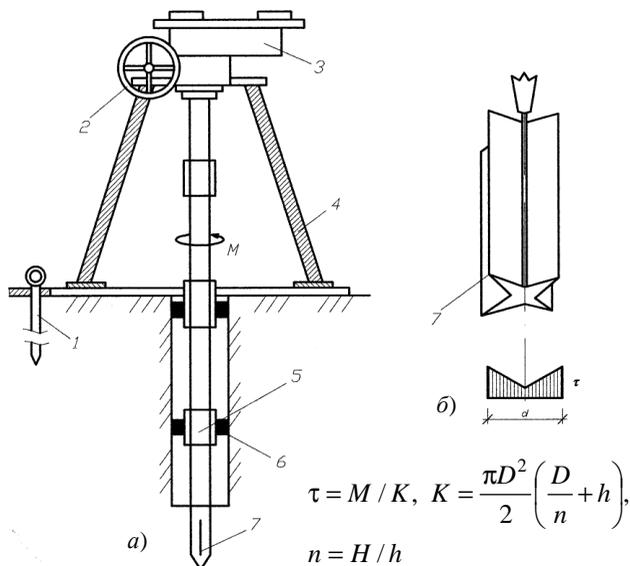


Рис. 1.9. Схема установки вращательного среза СП-52 конструкции Фундаментпроекта:

a – установка в сборе; *б* – четырёхлопастная крыльчатка;
 1 – винтовая свая; 2 – штурвал; 3 – измерительное устройство;
 4 – станина; 5 – штанга; 6 – центрирующее устройство; 7 – крыльчатка

Испытание вращательным срезом. Сдвиг по заданной поверхности в буровых скважинах применяется для определения сопротивления сдвигу грунтов с нарушенной и не нарушенной структурой (ГОСТ 21719–80) [7, 24, 45, 82, 84] (рис. 1.9).

Испытания на сдвиг в скважинах производят установками, позволяющими определить параметры τ , c и φ отдельно в условиях передачи нагрузки M , F путём вращательного среза грунта на глубине H крестообразной лопастью-крыльчаткой в забое скважины высотой h .

Испытание свай статическими нагрузками. Составляют программу испытаний, в которой указывают: цель и задачи испытания; тип, размеры и количество опытных свай; способ и режим нагружения; испытательную и измерительную аппаратуру; особые условия проведения испытаний; состав исполнителей; форму журналов и актов; мероприятия по технике безопасности. Испытания статическими нагрузками проводят после «отдыха» свай. Для свай, забитых в пески, испытания проводят не менее чем через 3 дня после забивки, а забитых в глинистый грунт – не менее чем через 6 дней [36, 37, 81].

Сваю для испытания выбирают с указанием дефектов. Иногда при изготовлении опытной сваи устанавливают измерительные приборы и приспособления: тензодатчики на арматурном каркасе и бетоне, динамометры и динамометрические вставки разной конструкции. Во время забивки определяют число ударов молота, необходимое на погружение сваи на 0,5...1 м. Нагрузку на опытную сваю передают гидравлическими домкратами; грузом из гирь, строительных конструкций, песка, воды и др.

При использовании гидравлических домкратов поршень упирают в металлическую платформу длиной 6...10 м. Платформа опирается на стеновые блоки. Для восприятия усилий от домкрата платформу либо прикрепляют к анкерным сваям, либо нагружают любым грузом. Чаще всего применяют первый способ. Анкерные сваи, как правило, принимают такими же по размерам, как и опытную. Расстояние между осями опытной и ближайшей анкерной сваи принимают не менее 2 м. Количество анкерных свай назначают не менее 4 и определяют расчётом, учитывая, что они работают на выдёргивание. Суммарная несущая способность анкерных свай должна примерно в 1,5 раза превышать несущую способность опытной с коэффициентом запаса не менее 1,5. Величину несущей способности сваи определяют из статического расчёта. Элементы платформы также проверяют расчётом. Платформу приваривают к арматуре анкерных свай. Иногда используют зажимы разной конструкции, но при этом требуется проверка прочности бетона на местное смятие.

Сваи нагружают осевой или внецентренной вертикальной, горизонтальной, одновременно вертикальной и горизонтальной (наклонной) нагрузкой. В последнем случае на сваю передают сначала вертикальную нагрузку до постоянного значения, а затем горизонтальную, доведя её до разрушающей (рис. 1.10). Часто вертикальную и горизонтальную составляющие нагрузки увеличивают одновременно ступенями при определённом соотношении между ними. При наличии горизонтальной составляющей устраивают упорные стенки. Нередко сваи нагружают враспор (рис. 1.11). Нагрузка может быть непрерывно или ступенчато возрастающей, знакопеременной, циклической в пределах одного знака.

Перемещения свай (осадки, крены, горизонтальные смещения) определяют с помощью прогибомеров различной конструкции с точностью измерения 0,1...0,01 мм. Возможны и другие способы замера перемещений. Прогибомеры крепят к анкерам, удалённым от сваи не менее чем на 2,5 м. Опыты показали, что при вдавливании свай в грунт вокруг образуется осадочная воронка радиусом до $5d$ (d – размер стороны сваи). При действии горизонтальной нагрузки со стороны лобо-

вой грани образуется зона уплотнения на расстоянии до $6d$ от сваи. К свае часто крепят реперную раму из строганных окрашенных досок. Длина рамы составляет 3...6 м. По осадке концов рамы судят по перемещению сваи.

Испытание свай ступенчато возрастающей вдавливающей нагрузкой. Величину ступени нагрузки принимают не более 0,1 предполагаемой предельной нагрузки на сваю. При заглублении концов свай в крупнообломочные и гравелистые грунты допускается первые три ступени принимать равными 0,2 предполагаемой предельной нагрузки.

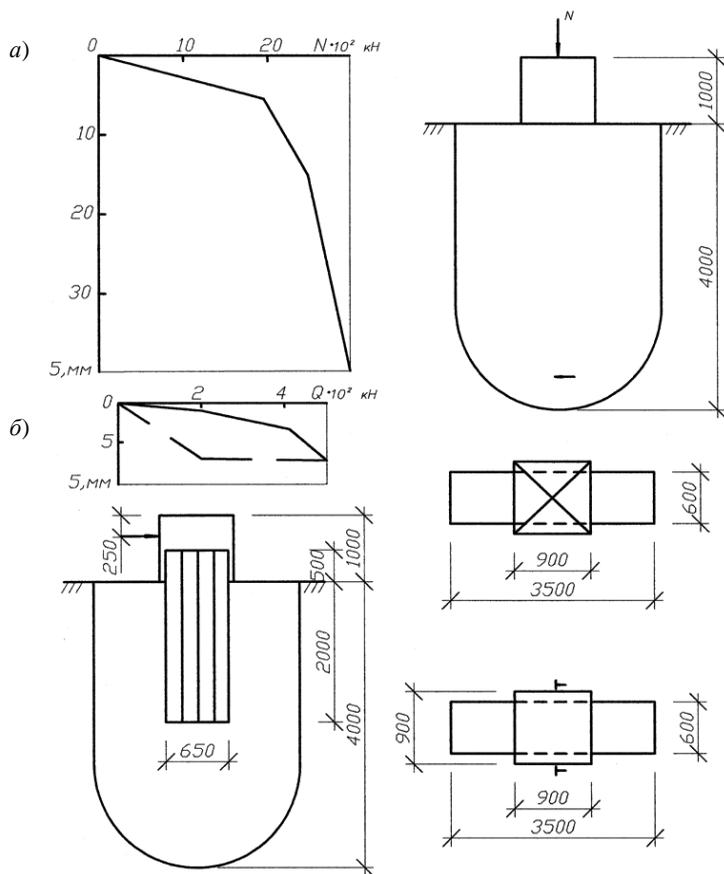


Рис. 1.10. Результаты испытаний щелевых фундаментов (опыты УПИ):
a – на нормальную сжимающую нагрузку; *б* – на горизонтальную нагрузку

Для уточнения величины разрушающей нагрузки последние ступени нагрузки могут быть уменьшены. Нагрузку увеличивают до «срыва» сваи, когда перемещения на последней ступени в 5 раз и более превышают ранее достигнутые на всех ступенях до достижения осадки не менее 40 мм или до разрушения сваи.

Отчёты с приборов на каждой ступени снимают в следующем порядке: через 5 мин, 15, 15, 15, 30, 30 мин и далее через каждый час до условной стабилизации, принимаемой не более 0,1 мм за 1 час наблюдений при опирании сваи на песчаные и пылевато-глинистые грунты от твёрдой до тугопластичной консистенции и за 2 ч при опирании на пылевато-глинистые грунты от мягкопластичной до текучей консистенции. При отсутствии условной стабилизации повышение нагрузки на глинистые грунты прекращают через 24 ч, песчаные – через 12 час. Разгрузку испытанных свай ведут ступенями, равными удвоенным ступеням нагрузки. Наблюдения за упругой деформацией ведут на каждой ступени разгрузки в течение 1 часа для глинистых и 30 мин для песчаных грунтов.

По результатам испытаний строят графики $s = f(F)$ и $s = f(t)$ для каждой ступени. Иногда программой испытаний определяют раздельное сопротивление под нижним концом сваи F_f и по боковой поверхности F_e (рис. 1.10).

За частное значение предельного сопротивления сваи принимают нагрузку, вызывающую непрерывное возрастание перемещений, или нагрузку, при которой испытываемая свая получит осадку $s \geq 20$ мм:

$$s = \xi s_{ult},$$

где s_{ult} – предельное значение средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения СНиП 2.2.01–83*; ξ – коэффициент перехода от предельного значения средней осадки s_{ult} к осадке сваи, полученной при статических испытаниях с условной стабилизацией осадки; $\xi = 0,2$. Если $s > 40$ мм, то за частное значение предельного сопротивления сваи принимают нагрузку, соответствующую $s = 40$ мм.

Для мостов за предельное сопротивление сваи принимают нагрузку, на одну ступень меньшую нагрузки, при которой происходит:

- приращение осадки за одну ступень загрузения, превышающее в пять раз и более приращение осадки за предшествующую ступень нагружения;

- осадка, не затухающая в течение суток и более при общем её значении не более 40 мм.

Иногда программа испытаний предусматривает нагружение осевыми выдергивающими нагрузками. При этом надо иметь в виду, что сопротивление грунта по боковой поверхности при вдавливании выше, чем при выдергивании.

Испытание горизонтальной нагрузкой (рис. 1.11). Ступени нагружения принимают равными не более 0,1 предполагаемой разрушающей. За условную стабилизацию принимают приращение перемещений не более 0,1 мм за последние 2 ч наблюдений.

Отсчёты по приборам на каждой ступени принимают в той же последовательности, что и при испытании вдавливающей нагрузкой. Испытания прекращают при непрерывном увеличении перемещений под постоянной нагрузкой, достижении горизонтального перемещения в уровне поверхности не менее 50 мм и при поломке свай. По графику $u = f(Q)$ за предельное сопротивление сваи принимают нагрузку на одну ступень меньше нагрузки, без увеличения которой перемещение сваи непрерывно возрастает.

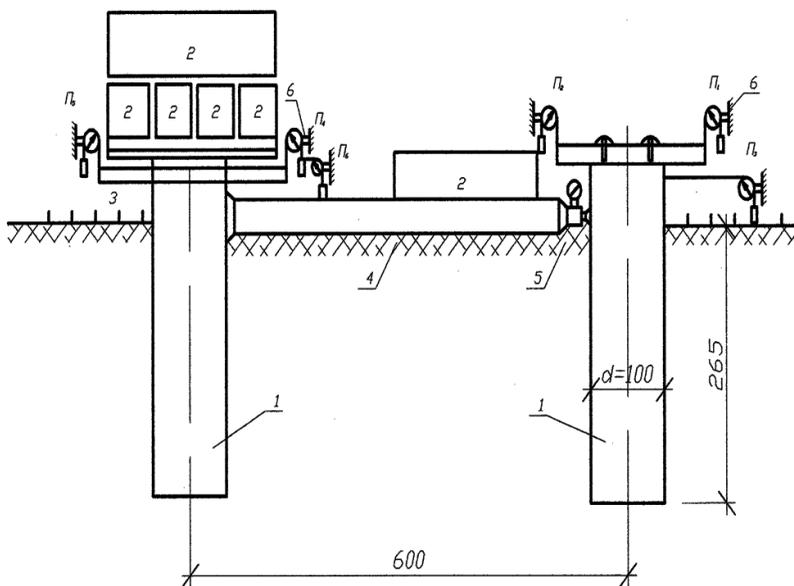


Рис. 1.11. Схема испытаний буронабивных свай на действие горизонтальной нагрузки (опыты В. В. Леденёва):

1 – свая; 2 – груз (блоки); 3 – поверхностные марки; 4 – балка;
5 – гидравлический домкрат; 6 – прогибомеры (исследования В. В. Леденёва)

Несущую способность свай по результатам статических испытаний вдавливающей, выдергивающей и горизонтальной нагрузками определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c \frac{F_u}{\gamma_g},$$

где γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый в случае вдавливающих, или горизонтальных нагрузок равным 1, а в случае выдергивающих – по указаниям СНиП 2.02.03–85*; F_u – нормативное значение предельного сопротивления свай; γ_g – коэффициент надёжности по грунту.

Если число испытанных свай меньше шести, то за нормативное значение предельного сопротивления принимают наименьшее предельное сопротивление, т.е. $F_u = F_{u\min}$ и $\gamma_g = 1$. При большем числе испытанных свай F_u и γ_g определяют путём статистической обработки частных значений предельных сопротивлений.

Испытания свай в просадочных грунтах. Испытания проводят с локальным или интенсивным замачиванием основания [81]. В первом случае объём насыщаемых водой грунтов ограничивают расстоянием от свай до $5d$ при забивных и $3d$ при набивных сваях. Во втором случае грунты насыщают водой на всю глубину просадочной толщи до полного проявления просадки от собственного веса и сил негативного трения. Испытания свай с локальным замачиванием проводят в грунтах I и II типа по просадочности, с интенсивным замачиванием – только в грунтах II типа.

Локальное замачивание начинают после устройства свай и продолжают вплоть до окончания статических испытаний. Замачивание осуществляют через траншеи, устраиваемые по периметру опытных свай на расстоянии 1 м от боковой поверхности. Глубина траншеи составляет 1...1,5 м, ширина не менее 0,5 м. При длине свай 8 м со дна траншеи пробуривают не менее трёх дренажных скважин диаметром ≥ 20 см и длиной $0,8l$. Скважины и траншеи заполняют щебнем. На протяжении всего периода испытания в траншее поддерживают постоянный уровень воды. Расход воды принимают не менее 20 м^3 на 1 п.м. длины свай. Продолжительность замачивания перед испытанием принимают из расчёта одних суток на каждый метр длины свай. При этом степень влажности должна быть не менее 0,8.

Интенсивное замачивание проводят из котлована, сторона которого должна быть не менее глубины залегания просадочной толщи и

длиной не менее 20 м. Послойные деформации грунтов в пределах просадочной толщи определяют по глубинным и поверхностным маркам. Глубинные марки устанавливают в центре котлована через каждые 2...3 м, а поверхностные – по двум взаимно перпендикулярным створам через каждые 3 м в плане на расстоянии 1,5 от центра котлована. Испытания проводят после замачивания грунтов, но до начала просадки от собственного веса. Сваи нагружают постоянной в течение всего испытания нагрузкой, составляющей 60% предельного сопротивления сваи при локальном замачивании. Для измерения касательных напряжений по длине ствола и нормальных под нижним концом сваи предварительно оборудуют приборами.

Испытание свай на сейсмические воздействия. Цель испытаний – экспериментально установить коэффициент снижения несущей способности свай при сейсмических воздействиях K_{eg} , на который должна умножиться несущая способность свай, определённая по результатам испытаний свай без сейсмических воздействий [80].

Между домкратом и упорной конструкцией устанавливают виброизолятор в виде пружин или катков. Сваю загружают гидравлическими домкратами до усилия F_0 , соответствующего осадке, равной $s = \xi s_{ult}$. Не позднее чем через сутки после стабилизации осадки при нагрузке осуществляют сейсмическое воздействие требуемой интенсивности с помощью замедленных взрывов ВВ. Заряды ВВ помещают в скважинах, расположенных на определённом расстоянии от опытной сваи. Продолжительность сейсмического воздействия должна быть не менее 7 с. Перерыв между отдельными взрывами t принимают в интервале

$$2T \leq t \leq 3T,$$

где T – период колебаний грунта возле опытных свай.

Вертикальные ускорения колебаний поверхности грунта должны быть не менее 2 м/с^2 при расчётной сейсмичности 7 баллов, 4 м/с^2 – 8 и 7 м/с^2 баллов. В опытах фиксируют горизонтальные составляющие колебаний грунта в двух взаимно перпендикулярных направлениях, осадку сваи Δ_s , уменьшение давления в гидродомкрате.

Коэффициент

$$K_{eg} = m_1 m_2,$$

где m_1 и m_2 – коэффициенты снижения несущей способности сваи на вертикальную и горизонтальную нагрузку;

$$m_1 = \frac{F_1}{F_0} \frac{s_0}{s_0 + s_1},$$

где F_1 и F_0 – величины вертикальной статической нагрузки до начала и после окончания сейсмических воздействий; s_0 – осадка сваи при нагрузке F_0 ; s_1 – дополнительная осадка сваи в результате испытаний на сейсмозрывные воздействия.

При испытании на горизонтальные динамические воздействия сваю сначала нагружают вертикальной статической нагрузкой. Затем вибратором направленного действия, установленным на катках и жёстко связанным со сваей, создают горизонтальные динамические воздействия в течение не менее 10 с. Горизонтальное раскачивание сваи выполняют с постоянной амплитудой в уровне поверхности

$$A \geq 1,2y_0 \geq 3 \text{ мм},$$

где y_0 – горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности при статическом приложении расчётной сейсмической нагрузки к свайно-фундаменту;

$$y_0 = \frac{gH}{\alpha_\epsilon^3 EJ},$$

где g – коэффициент, зависящий от степени защемления сваи в ростверк и от типа ростверка; H – расчётная горизонтальная сейсмическая нагрузка на сваю; α_ϵ – коэффициент демпфирования (см. прил. 1 СНиП 2.02.03–85^{*}).

Коэффициент

$$m_1 = \frac{F_2}{F_0} \frac{s_0}{s_0 + s_2},$$

где F_2 и F_0 – значения вертикальной статической нагрузки на сваю до начала и после окончания горизонтальных динамических воздействий; s_0 – осадка сваи при нагрузке F_0 перед испытаниями на горизонтальные динамические воздействия; s_2 – дополнительная осадка сваи за время испытаний на горизонтальные динамические воздействия.

Динамический метод определения несущей способности свай. Метод основан на рассмотрении баланса энергии системы «молот–свая» [81]. Энергия удара молота в основном затрачивается на полезную работу по погружению сваи в грунт, на упругие деформации сваи и грунта, на неупругие деформации головы сваи и наголовника, на преодоление вредных сопротивлений сваебойного оборудования.

Несущую способность сваи при остаточном отказе $s_\alpha \geq 2$ мм определяют по формуле

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \left[\sqrt{\frac{4E_d}{\eta A s_0} \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_1)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right],$$

где η – коэффициент, принимаемый в зависимости от материала сваи, кН/м²; A – площадь поперечного сечения сваи, м²; M – коэффициент, принимаемый при забивке свай молотами ударного действия равным единице, а при вибропогружении – в зависимости от вида грунта (для песков крупных и средней крупности 1,2; мелких 1,1; пылеватых 1,0; супесей пластичных, твёрдых суглинков и глин 0,9; полутвёрдых суглинков и глин – 0,8; тугопластичных суглинков и глин 0,7); E_d – расчётная энергия удара молота или расчётная энергия вибропогружателя, кДж; m_1 – масса молота или вибропогружателя, т; m_2 – масса сваи и наголовника, т; m_3 – масса подбабка (при вибропогружении свай $m_3 = 0$), т; m_4 – масса ударной части молота, т; ε – коэффициент восстановления удара; при забивке железобетонных свай молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем $\varepsilon^2 = 0,2$; при вибропогружателях $\varepsilon^2 = 0$.

Величину коэффициента η принимают для железобетонных свай с наголовником – 1500, для деревянных свай без подбабка – 1000 и с подбабком – 800.

Расчётную энергию удара E_d принимают: для молота одиночного действия GH , трубчатого дизель-молота $0,96 H$, штангового дизель-молота $0,46 H$, где $b H$ – энергия падающего молота массой G с высоты H .

Эквивалентную расчётную энергию удара вибропогружения принимают в зависимости от возмущающей силы (табл. 1.4).

Расчётный отказ сваи вычисляют по формуле

$$s_\alpha = \frac{\eta A E_d}{\gamma_g N \left(\gamma_g \frac{N}{M} + \eta A \right)} \frac{m_1 \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3},$$

где $\gamma_g = 1,4$ – коэффициент надёжности по грунту.

Таблица 1.4

Возмущающая сила, кН	100	200	300	400	500	600	700
Энергия удара, кДж	45	90	130	175	220	265	310

При $s_\alpha < 0,002$ м следует подобрать молот с большей энергией удара. В случае невозможности замены сваебойного оборудования и $s_\alpha < 2$ мм несущую способность сваи вычисляют по формуле

$$F_u = \frac{1}{2\theta} \frac{2s_d + s_{el}}{s_\alpha + s_{el}} \left[\sqrt{1 + \frac{8E_d(s_\alpha + s_{el})}{(2s_\alpha + s_{el})} \frac{m_4}{m_4 + m_2} \theta - 1} \right],$$

где s_α – остаточный отказ; s_{el} – упругий отказ; m_4 – масса ударной части молота

$$\theta = \frac{1}{4} \left(\frac{n_p}{A} + \frac{n_f}{A_f} \right) \frac{m_4}{m_4 + m_2} \sqrt{2g(H-h)},$$

где n_p , n_f – коэффициенты перехода от динамического сопротивления грунта к статическому, с·м/кН, соответственно равные для грунта под нижним концом сваи $n_p = 0,00025$ и по боковой поверхности $n_f = 0,025$; A_f – площадь боковой поверхности, соприкасающейся с грунтом; g – ускорение свободного падения; H – фактическая высота падения ударной части молота; h – высота первого отскока ударной части дизель-молота, принимаемая для штанговых молотов 0,6 м, для трубчатых – 0,4; для других $h = 0$.

Отказы определяют после окончания процессов упрочнения глинистых, пылеватых и мелкопесчаных грунтов и после завершения процессов возможного разупрочнения крупнопесчаных и гравелистых грунтов. Величину отказа, определённую до завершения этих процессов, называют ложной, после завершения – истинной. Для правильного определения несущей способности сваи, необходимо провести испытания после «отдыха» свай. Испытания свай, забитых в песчаные грунты, проводят не менее чем через 3 суток, в глинистые – не менее чем через 6 суток после забивки. При испытании одиночными ударами молота за отказ принимают среднюю величину осадки от залога в 10 ударов, а при испытании вибропогружателем – величину осадки сваи от работы погружателя в течение 1 мин.

Тип молота (штанговые, трубчатые дизель-молоты, гидромолоты, сваебойные установки на базе трактора и автомобиля) выбирают, исходя из несущей способности сваи и её массы. Минимальная энергия удара молота

$$E_d = 1,75\alpha N,$$

где α – коэффициент, равный 25 Дж/кН; N – расчётная нагрузка, допустимая на сваю по проекту, кН.

Молот с расчётной энергией удара должен удовлетворять условию

$$(m_1 + m_2 + m_3) / E_d \leq K_m,$$

где K_m – коэффициент, принимаемый для железобетонных свай при трубчатом дизель-молоте и молоте двойного действия не более 6, при молоте одиночного действия и штанговом дизель-молоте – 5, при подвесном молоте – 3.

Вибропогружатель подбирают по отношению

$$\frac{K_0}{gQ_B},$$

где K_0 – момент эксцентриксов, кН см; Q_B – суммарная масса свай, наголовника и вибропогружателя, т.

Упругие и остаточные отказы измеряют отказомерами различной конструкции (рис. 1.12). Напряжения, возникающие в голове свай, передаются нижнему концу, постепенно затухая из-за сопротивления грунта по боковой поверхности. Если энергия удара недостаточная, то упругие перемещения относятся лишь к перемещению головы и верхней части свай. В практике колебания свай чаще всего записывают с помощью вибрографов. Известны конструкции отказомеров, в которых к свае крепятся кронштейн с пером. Перо оставляет след на вращающемся барабане.

Несущую способность забивной висячей сваи по результатам динамических испытаний определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c F_{u,p} / \gamma_g,$$

где γ_c – коэффициент условий работы; $F_{u,p}$ – нормативное значение предельного сопротивления свай, кН; γ_g – коэффициент надёжности по грунту.

Исследование сопротивления грунта основания при горизонтальных колебаниях свай. Колебания свай создают вибратором направленного действия при определённых значениях момента эксцентриксов $Q_0 \epsilon$ (Н·м). В опытах снимают амплитудно-частотные характеристики. Горизонтальные колебания свай записывают с помощью вибродатчика И001 на светочувствительную плёнку осцилографа Н-115. Испытания проводят при нескольких значениях моментов $Q_0 \epsilon$. Частоту колебаний постепенно увеличивают до определённого значения и затем снижают до нуля. В зонах, близких к резонансу, колебания теряют устойчивость и происходит срыв амплитуды.

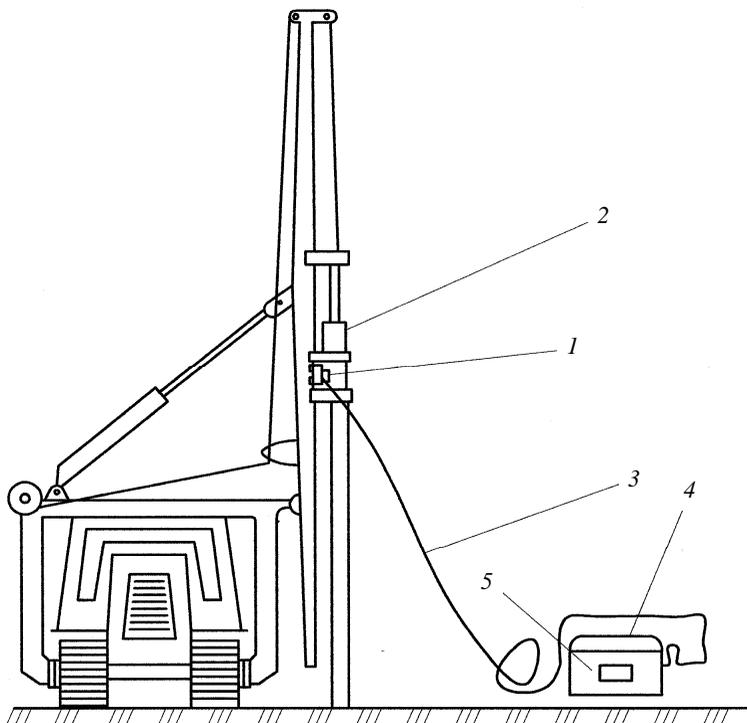


Рис. 1.12. Общий вид отказомера ОСП-1, подвешенного на сваебойном агрегате:

1 – измерительное устройство; 2 – молот; 3 – линия связи;
4 – приёмное устройство; 5 – приборный кейс

Зондирование. Применяют статическое и динамическое зондирование [18 – 20, 45, 79, 84]. Определяют: характер напластования грунтов различного литологического состава; границы между слоями; предельные удельные сопротивления грунтов под нижним концом R и на боковой поверхности свай f ; физические и механические характеристики грунтов; глубину залегания кровли несущего слоя грунта.

Статическое зондирование заключается во вдавливании в грунт зонда с измерением сопротивления грунта под наконечником и по боковой поверхности. Применяют три типа зондов (рис. 1.13).

Площадь основания конуса составляет 10 см^2 , угол при вершине конуса – 60° . Зонд вдавливают установками С-979, СП-59, С-832 и др. В настоящее время успешно применяют измерительный комплект аппаратуры для статического зондирования ПИКА-9 конструкции НИИОСПа.

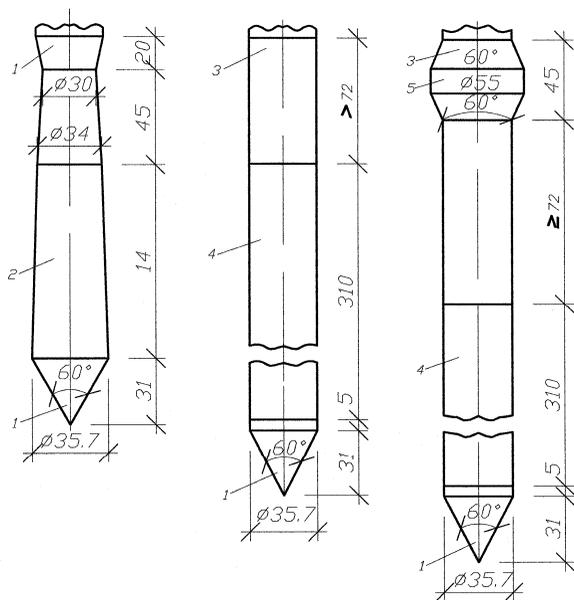


Рис. 1.13. Типы зондов для статического зондирования:

1 – конус; 2 – кожух; 3 – штанга; 4 – муфта; 5 – уширитель

Скорость вдавливания зонда составляет $1 \pm 0,3$ м/мин. Максимальное усилие вдавливания составляет 100 кН при предельно допустимом сопротивлении под наконечником зонда 50 МПа.

Зондирование позволяет получить непрерывные картины изменения сопротивления по глубине (рис. 1.14). В зависимости от соотношения сопротивления грунта на муфте трения f_s и под наконечником зонда q_s можно приблизительно оценить тип грунта.

При $f_s/q_s = 2\%$ грунт является песком, 2...3% – супесью, более 3% – суглинком и глиной.

Для определения характеристик грунта используют следующие эмпирические зависимости:

- показатель текучести $I_{\omega} = 0,65 - 0,013q_s$;
- коэффициент пористости $e = 0,765 - 0,1851g(q_s/q_{s0})$, $q_{s0} = 1$ МПа;
- модуль деформации для песков $E = 3q_s$;
- модуль деформации для глинистых грунтов $E = 7q_s$;
- удельное сцепление $c = 0,0116q_s + 0,0125$;
- тангенс угла внутреннего трения $\text{tg}\varphi = 0,045q_s + 0,26$.

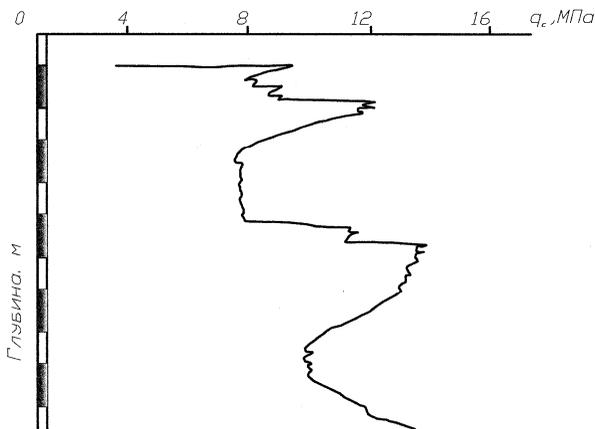


Рис. 1.14. График статического зондирования

Сопротивление грунта под нижним концом сваи R определяют по формуле

$$R = \beta_1 q_s,$$

где β_1 – переходный коэффициент; q_s – среднее значение сопротивления грунта под наконечником зонда, получаемое из опыта на участке, расположенном в пределах одного d выше и $4d$ ниже отметки нижнего конца проектируемой сваи со стороны d

$$\beta = 0,6 + 1,4q_{s0} / q_s.$$

Сопротивление грунта на боковой поверхности

$$f = \beta_2 f_s,$$

где β_2 – переменный коэффициент перехода к f_s ; f_s – среднее удельное сопротивление грунта на боковой поверхности; $\beta_2 = 1,15 + 4,3f_{s0}$ (для песчаных грунтов); $\beta_2 = 0,53 + 2,7f_{s0} / f_s$ (для глинистых грунтов).

Динамическое зондирование состоит в забивке в грунт зонда и измерении глубины погружения от определённого числа ударов молота. Наконечник зонда (рис. 1.15) изготавливают диаметром 74 мм с углом при вершине 60° .

Результаты испытаний представляют в виде графиков изменения по глубине условного динамического сопротивления P_d (рис. 1.16):

$$P_d = A\kappa n/h,$$

где A – удельная энергия зондирования в зависимости от типа применяемой установки; κ – коэффициент учёта потерь энергии при ударе молота о наковальню и на упругие деформации штанг, определяемый в зависимости от типа установки и глубины зондирования; Φ – то же, на трение штанг о грунт; n – число ударов молота в залеге; h – глубина погружения зонда за залег.

В практике используют следующие эмпирические зависимости:

$$I_{\omega} = -0,45 \lg(P_d / P_d^0) + 0,4 ;$$

$$e = 0,80 - 0,22 \lg(P_d / P_d^0) ;$$

$$R = P_d \left[0,91 - 0,57 \lg(P_d / P_d^0)^{0,13} \right] ;$$

$$f = P_d / 100 \left[0,58 - 0,32 \lg(P_d / P_d^0) \right] (P_d / P_d^0)^{0,13} ;$$

$$E = 3,13P_d + 6,84,$$

где $P_d^0 = 1$ МПа.

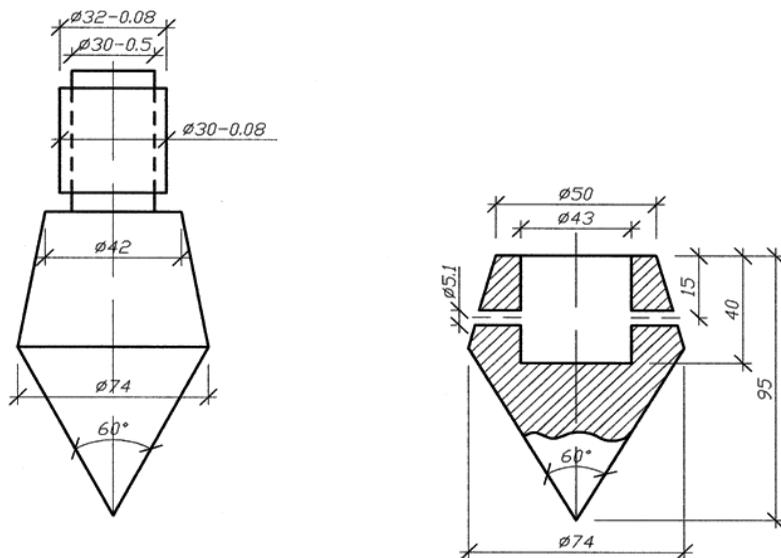


Рис. 1.15. Конструкция наконечника зонда

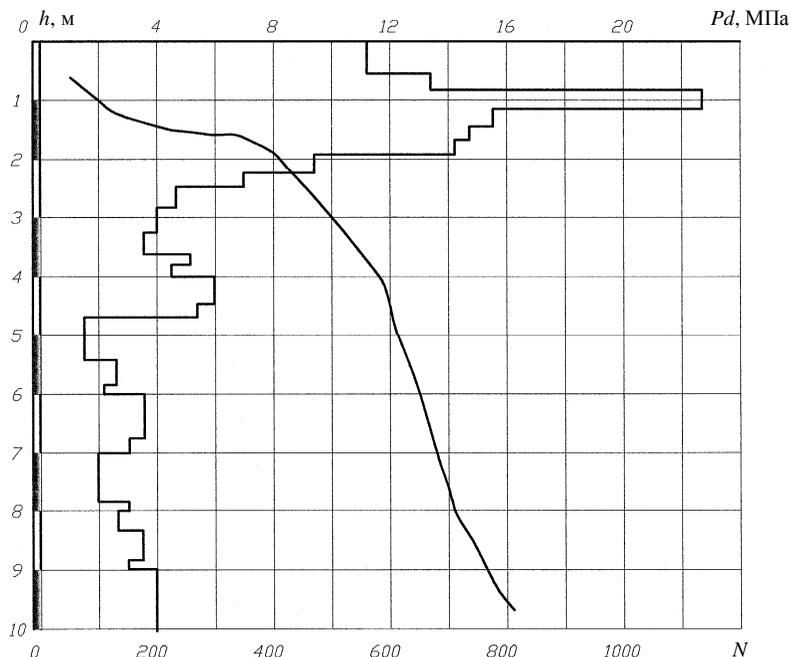


Рис. 1.16. График динамического зондирования

Несущую способность забивной висячей сваей по результатам испытаний грунтов эталонной сваей, сваей-зондом или статического зондирования определяют по формуле

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{u=1}^n F_u}{n\gamma_d},$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы; n – число испытаний или точек зондирования; F_d – частное значение предельного сопротивления.

Определение величины порового давления. Давление, возникающее в жидкой и газообразной фазах грунта при приложении к нему внешней нагрузки, называют поровым. При увеличении порового давления снижается величина эффективного напряжения и, следовательно, прочность грунта. Для измерения порового давления в полевых условиях применяют пьезометры, пьезоманометры, приборы с дистанционными манометрами и приборы с электродинамометрами.

Испытание грунтов сваями малого сечения. Этот метод испытаний стандартизирован (ГОСТ 24942–81) [21, 23, 34, 37, 45, 75, 79, 82, 84]. Сваи погружают на ту же глубину, что и натурные сваи. Эталонные сваи состоят из наконечника с углом при вершине 60° и составной металлической трубы диаметром 114 мм. Длина свай достигает 12 м (рис. 1.15). Конический наконечник соединяют со стволом наглухо с измерением общего сопротивления грунтов вдавливанию (I тип), свободно (II тип) или через датчик усилия (III тип) с измерением сопротивления под нижним концом и на боковой поверхности свай.

Эталонные сваи применяют многократно, с использованием более лёгкого и мобильного оборудования для забивки и испытания (рис. 1.17, 1.18) последовательно динамическими и статическими нагрузками. При забивке проводят динамические испытания, определяя число ударов молота на каждый метр погружения сваи, а на последнем метре – на 10 см. Результаты представляют графиками зависимости числа ударов N и отказов от глубины погружения (рис. 1.19).

После отдыха сваю испытывают статическими ступенчато-возрастающими нагрузками с выдержкой по времени на каждой ступени до условной стабилизации перемещения свай. Продолжительность отдыха и величины ступеней в осях $S = f(F)$ и $S = f(t)$ для каждой ступени. Предельное сопротивление натурной сваи F_u определяется по эмпирической формуле

$$F_u = (U / U_s) F_{us},$$

где F_{us} , F_u – предельное сопротивление эталонной и натуральных свай при осадке Δ , определяемой по п. 5.5. СНиП 2.02.03.–85*; U / U_s – периметр натурной и эталонной сваи.

По данным испытания эталонной сваи III типа можно определить предельное сопротивление натурной по формуле

$$F_u = \gamma_{CR} R_s A + \gamma_{cf} f_s U h,$$

где γ_{CR} и γ_{sf} – коэффициенты условий работы, определяемые по табл. 5.1 [48]; при слоистом основании

$$\gamma_{cf} = \frac{\gamma'_{cf} \Sigma h'_i + \gamma''_{cf} \Sigma h''_i}{h},$$

$\Sigma h'$ и $\Sigma h''_i$ – суммарные толщины слоёв песчаных и пылевато-глинистых грунтов; γ'_{cf} и γ''_{cf} – коэффициенты условий работы для песчаных и пылевато-глинистых грунтов.

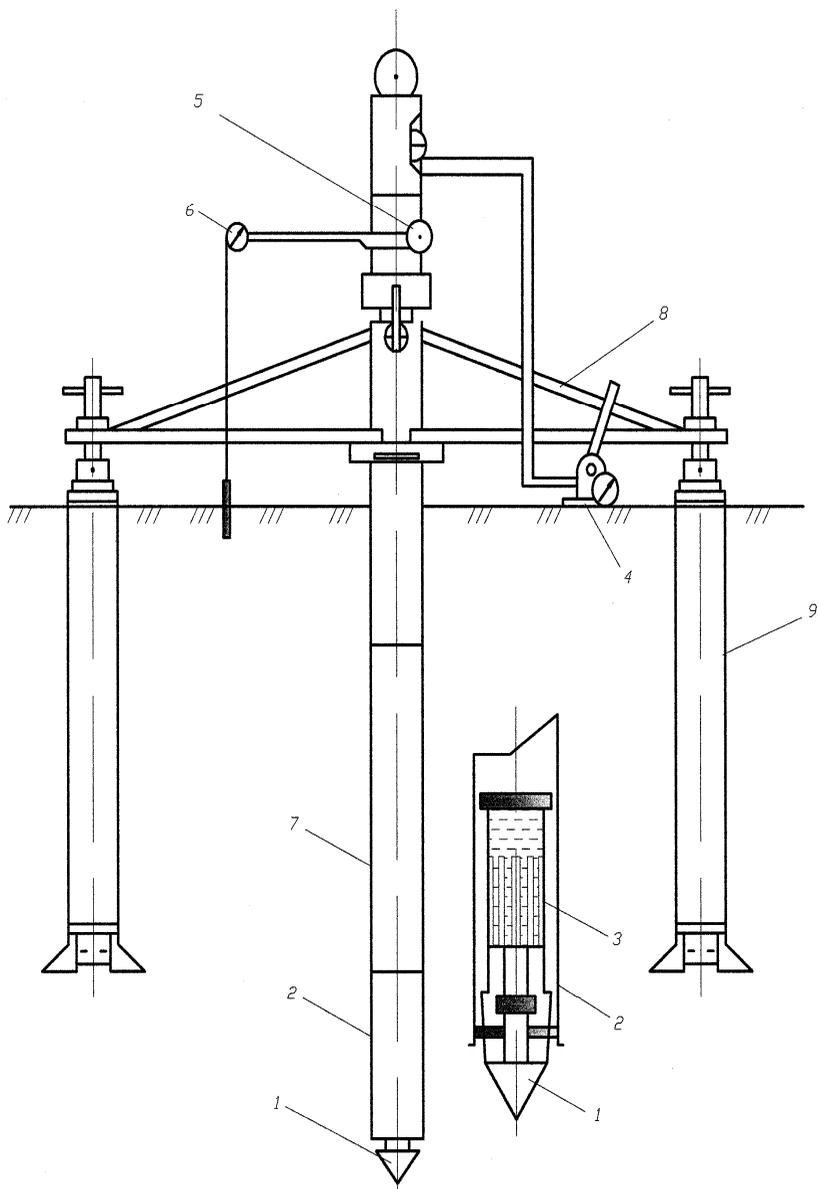


Рис. 1.17. Конструкция сваи-зонда:

1 – наконечник; 2 – муфта; 3 – гидроцилиндр; 4 – ручной насос;
 5, 6 – прогибомеры; 7 – ствол сваи; 8 – упорные балки; 9 – анкеры

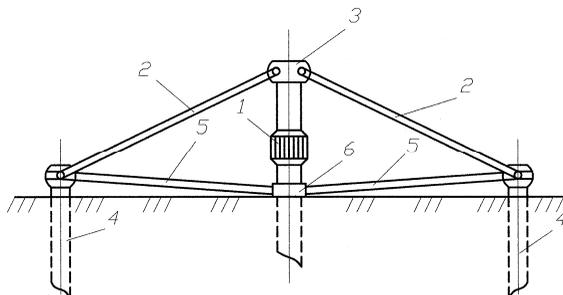


Рис. 1.18. Безбалочная установка для испытаний эталонных свай конструкции ГПИ «Фундаментпроект»:
 1 – гидравлический домкрат; 2 – наклонные тяги; 3 – оголовок;
 4 – анкеры; 5 – горизонтальные тяги; 6 – кольцевая рама

Испытания грунтов dilatометром. Дилатометр представляет собой пластину в форме лопатки размером 96×14 мм, заостренной снизу [84]. В боковой стенке расположена тонкая стальная мембрана диаметром 60 мм. Пластина соединена шлангом с размещённым в нём электрическим кабелем с источником избыточного давления и контрольно-измерительной аппаратурой. С помощью установки статического зондирования (рис. 1.17) буровой дилатометр погружают в массив грунта. Простота конструкции и малые размеры прибора незначительно изменяют природное напряжённо-деформированное состояние грунта. Поверхность мембраны находится заподлицо со стенкой дилатометра. Под действием сжатого воздуха мембрана вдавливаясь в грунт. Измеряют начальное давление, вызывающее движение мембраны, и необходимое для перемещения на 1 мм (рис. 1.18).

В Фундаментпроекте разработана другая конструкция дилатометра. Вместо мембраны укреплен запрессованный в резиновое кольцо стальной штамп диаметром 70 мм и толщиной 3 мм. В герметичной полости за штампом расположен тензометрический датчик перемещения штампа. В полость подают сжатый воздух, а сигналы от тензометрических датчиков к измерительному прибору (цифровой измеритель деформации ИДЦ-1).

Предварительно проводят градуировку дилатометра для получения масштабных коэффициентов перехода от показаний прибора к значениям деформации грунта и давлению сжатого воздуха. Кроме того, определяют давление сжатого воздуха, затрачиваемое на преодоление упругости резинового кольца при выдвигании штампа в свободном состоянии.

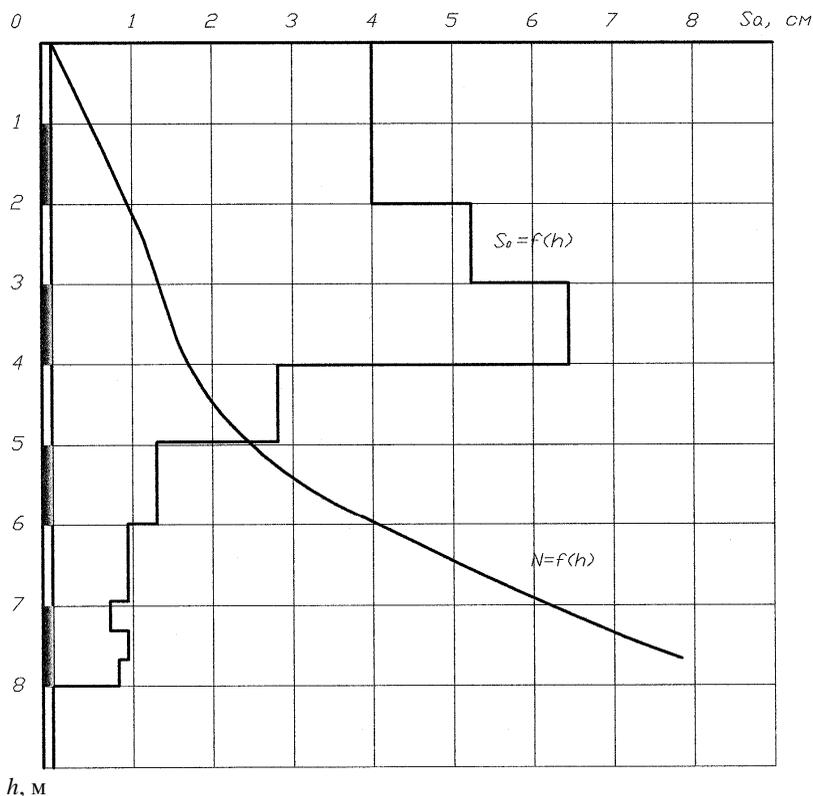


Рис. 1.19. Результаты испытания эталонной сваи динамическими нагрузками

Дилатометр погружают с поверхности земли или с забоя предварительно пробурённой скважины до заданной глубины. Затем давление повышают со скоростью 0,02...0,06 МПа/мин. Испытание заканчивают при вдавливании штампа в грунт на 2,5...3 мм или доведения давления сжатого воздуха до 1 МПа.

Модуль деформации определяют по формуле Шлейхера

$$E_d = 0,79(1 - \nu^2) d \Delta p / \Delta U ,$$

где $\Delta p = p_n - p_0$, p_0 , p_n – давления, соответствующие началу и концу линейного участка графика $U = f(p)$, равное вертикальному природному на отметке испытания, т.е. $p_0 = \gamma H$; ΔU – приращение перемещения штампа, соответствующее Δp .

Корреляционные зависимости между E_{st} (полученные при испытании штампа) и E_d , рассчитанные методом наименьших квадратов, выражены линейным уравнением

$$E_{st} = AE_A + B \approx 0,77E_d + 4,6.$$

Связи между E_{st} и E_d тесные и для испытанных в [35] суглинков не зависят от генезиса.

Геофизические методы исследования. Основными методами инженерной геофизики являются электроразведка и сейсморазведка [22, 28, 75, 79, 82, 84]. При изучении вертикальных разрезов используется электрическое зондирование (ВЭЗ) и сейсморазведка по методу преломления волн (МПВ). Зондированием определяют глубины залегания границ между отложениями, отличающимися по своим электрическим сопротивлениям и поляризуемости. При интерпретации результатов электрических зондирований используют теоретические графики, которые сравнивают с наблюдаемыми кривыми.

Сейсморазведка по методу преломления волн даёт возможность определять глубины залеганий границ раздела пород, отмеченных по своим упругим свойствам. Выделяют границы, на которых происходит изменение скоростей распространения сейсмических волн.

Глубины залегания грунтовых вод определяют по данным электрических зондирований методом сопротивлений и методом вызванных потенциалов (η_k). Удельное электрическое сопротивление в области полного водонасыщения ниже, чем в зоне аэрации. По спаду кривой устанавливают глубину этой границы. Вызванные потенциалы в зоне полного водонасыщения выше, чем в зоне аэрации. В этом случае уровень грунтовых вод определяют по подъёму кривой η_k . На границе между зоной аэрации и зоной полного водонасыщения в рыхлых отложениях, в 1,3–1,4 раза увеличивается скорость распространения продольных упругих волн. Скорости поперечных волн почти не меняются.

Геофизические методы широко используют для изучения карста, оползней, многолетней мерзлоты. По своим физическим свойствам (удельное электрическое сопротивление, плотность, скорость распространения продольных и поперечных сейсмических волн, нестабильность границ и свойств грунтов во времени) эти породы отличаются от окружающих геологических образований. Наиболее результативным методом при изучении карста является электроразведка (профилирование, зондирование). Условия залегания изучают методами электроразведки и сейсморазведки.

Целью этих методов является [8, 21 – 23, 28, 34, 45, 82, 84] изучение строения массива – расчленение разреза, определение кровли, установления уровня грунтовых вод (вертикальное электрическое зондирование, электропрофилирование, метод преломления волн);

- установление и прослеживание зон тектонических нарушений трещиноватости (электропрофилирование, вертикальное электрическое зондирование, стандартный каротаж, сейсмоакустические методы, эмонационная съёмка);
- определение направления, скорости течения и разгрузки подземных вод (метод заряженного тела, резистивиметрия, расходомерия, термометрия);
- определение коррозионной активности и интенсивности блуждающих токов (вертикальное электрическое зондирование, электропрофилирование, метод естественного поля);
- сейсмическое микрорайонирование (сейсмоакустические методы, радиоизотопный метод, сейсмологические методы);
- прогнозирование геологических процессов динамики уровня грунтовых вод, изменения влажности глинистых и лёссовых грунтов, загрязнения подземных вод, изменения напряжённого состояния и уплотнения грунтов, изменения мощности слоя протаивания, температуры и свойств мёрзлых грунтов.

По результатам геофизических исследований строятся: карты электросопротивлений; геоэлектрические разрезы, карты типов кривых электрического зондирования, сейсмологические разрезы, карты граничных скоростей и др.

Радиоизотопные и пенетрационно-каротажные методы исследований. Достоинством ядерных методов является возможность получения непрерывной количественной информации по глубине разреза [64].

Радиоизотопные и пенетрационно-каротажные методы исследований. К числу ядерных методов относят: поглощения гамма-излучения, рассеянного гамма-излучения, радиоактивный каротаж, пенетрационно-каротажный, активационный анализ, радиоизотопные индикаторы.

Сущность метода поглощения гамма-излучения состоит в том, что гамма-излучение, проходя через вещество, поглощается им в зависимости от массы вещества между источником и детектором излучения.

Метод рассеянного гамма-излучения применяют для определения плотности грунта. Он основан на функциональной зависимости между рассеянным гамма-излучением и плотностью рассеивающей среды.

Метод рассеянного нейтронного излучения основан на зависимости аномального замедления быстрых нейтронов до тепловой энергии водородсодержащей среды. Тарировочные графики строят в координатах «регистрируемое излучение–параметр плотности или влажности».

Методы радиоактивного каротажа включают в себя гамма-каротаж, гамма-гамма-каротаж, нейтрон-нейтронный каротаж. При гамма-каротаже регистрируют естественную радиоактивность пород. Количественное

содержание u^{235} , u^{238} , Tu^{232} , K^{40} зависит от типа породы, её происхождения и химического состава. Так, увеличение содержания глинистых частиц в карбонатах сопровождается ростом содержания в них тория и калия. Радиоактивность песков целиком зависит от количественного содержания глинистых частиц.

Сущность метода гамма-гамма-каротажа состоит в регистрации рассеянного породой гамма-излучения, которое испускается источником гамма-квантов. При этом получают диаграмму распределения плотности вдоль скважины. Оптимальная длина зонда составляет 40 см.

Нейтрон-нейтронный каротаж заключается в регистрации рассеянного нейтронного излучения, испускаемого источником быстрых нейтронов. Различают нейтронный каротаж по тепловым нейтронам (НК-Т), по надтепловым нейтронам (ННК-Н) и нейтронный гамма-каротаж (НГК).

Пенетрационно-каротажные методы отличаются тем, что каротажный зонд на колонне штанг вдавливает в исследуемую среду, т.е. совмещены методы радиоактивного каротажа и статического зондирования. При этом оказывается возможным построить диаграммы распределения по глубине: плотности, влажности, пористости, статического сопротивления пенетрации грунта по боковой поверхности зонда.

Активационный метод основан на изучении эффекта облучения грунта ядерными частицами с образованием радиоактивных изотопов. Последние распадаются во времени, испуская бета- и гамма-излучения определённой энергии. По величине наведённой активности судят о количественном содержании элементов, вступивших в ядерную реакцию.

Сущность метода радиоактивных индикаторов (метод меченых атомов) состоит в определении местонахождения введённого в поток подземных вод радиоактивного индикатора и его количества. В результате устанавливают направление фильтрационного потока и его скорость.

Метод поглощения гамма-излучения. Сущность метода состоит в том, что гамма-излучение поглощается в зависимости от массы грунта между источником и детектором излучения. Метод позволяет определить удельный вес грунта с точностью $0,1 \text{ кН/м}^3$. В практике нашли применение три схемы определения удельного веса. Первая схема отличается тем, что измерения проводят в двух параллельных скважинах. В одной на штанге помещают источник излучения гамма-квантов, а в другой – детектор. Проводят горизонтальное просвечивание и радиометром измеряют интенсивность излучения. По второй схеме проводят вертикальное просвечивание слоя, по третьей – горизонтальное.

Метод рассеянного гамма-излучения. Приборы состоят из источника излучения, экрана, детектора и регистратора. Удельный вес грунта определяют поверхностным плотномером, в скважине и при

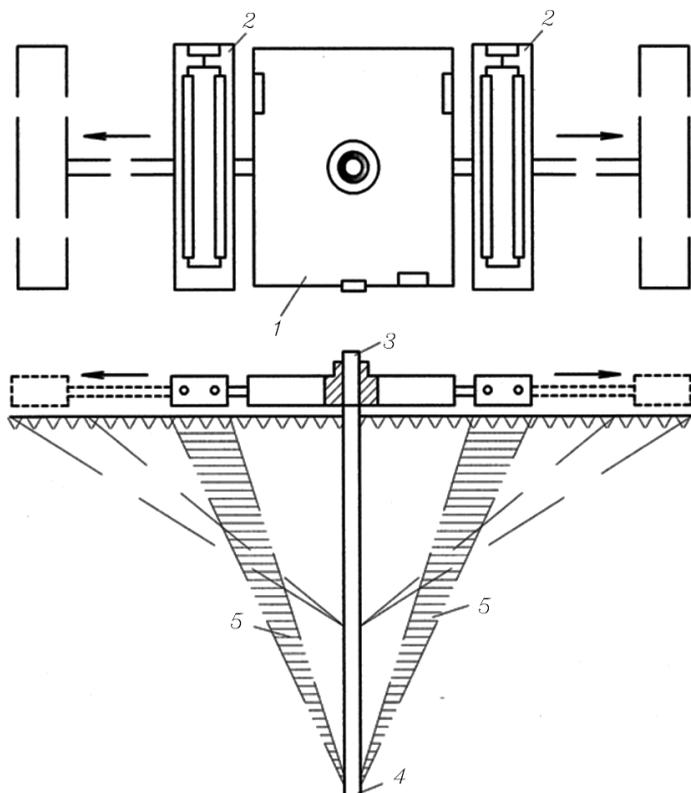


Рис. 1.20. Схема устройства штыревого гамма-плотнмера с переменной базой:

1 – корпус прибора; *2* – подвижный блок детектора; *3* – штырь;
4 – радиоактивный источник; *5* – зона исследуемого грунта

вдавливании зонда в грунт (рис. 1.20). Метод основан на функциональной зависимости между регистрируемым рассеянным гамма-излучением и плотностью рассеивающей среды. Точность определения плотности $0,3 \text{ кН/м}^3$.

Метод рассеянного нейтронного излучения. Предназначен для определения влажности грунта. В промышленных образцах нейтронных влагомеров в качестве источников нейтронов используют радий-бериллиевые, полония-бериллиевые, актиний-бериллиевые. Измерение влажности основано на функциональной зависимости аномального замедления быстрых нейтронов от тепловой энергии водородсодержащей среды.

Радиоактивный каротаж. Методы радиоактивного каротажа включают в себя гамма-каротаж (ГК), гамма-гамма-каротаж (ГГК) и нейтрон-нейтронный каротаж (ННК).

При гамма-каротаже регистрируется естественная радиоактивность пород, связанная с наличием в них таких радиоактивных элементов, как u^{235} , u^{239} , K^{40} и продуктов их распада. Увеличение содержания глинистых частиц сопровождается увеличением в них тория и калия. Радиоактивность песков целиком зависит от количественного содержания глинистых частиц.

Гамма-гамма-каротаж (ГГК). Метод заключается в регистрации рассеянного породой гамма-излучения, которое испускается источником гамма-квантов, размещённым в каротажном зонде при перемещении его по скважине. По результатам ГГК получают диаграмму распределения объёмной массы породы вдоль скважины.

Нейтронно-каротажный метод (ННК). Заключается в регистрации рассеянного нейтронного излучения, испускаемого источником быстрых нейтронов, размещённым в каротажном зонде и перемещаемым по скважине. В результате ННК получают диаграмму распределения влагосодержания пород по разрезу.

Измерение коррозионной активности грунтов. Основными факторами коррозионной активности грунтов являются: сопротивление, потенциал окисления–восстановления, влажность, показатель рН.

Сопротивление измеряют путём создания в грунте фиксированного тока и регистрацией падения напряжения на заданных расстояниях.

В одном из способов измерения сопротивления устанавливают четыре электрода в грунт по одной линии. Ток пропускают между наружными электродами и измеряют разности потенциалов между парой внутренних электродов. Кажущееся сопротивление грунта

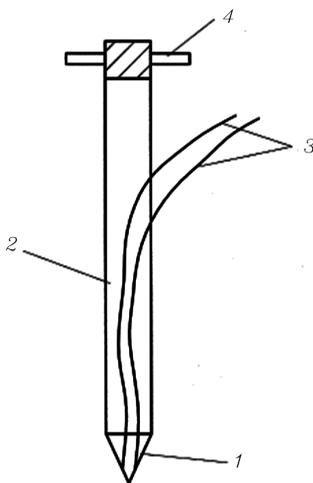
$$P_a = (2a\pi\Delta V / I_c) = 2\pi aR,$$

где P_a – сопротивление, Ом·см; a – расстояние между электродами, м; I_c – ток между внешними электродами, А; ΔV – измеренное значение разности потенциалов, В; R – удельное сопротивление.

Потенциал окисления–восстановления даёт информацию о наличии сильно различающихся грунтов или о резком снижении характеристик грунтов, обусловленном присутствием сульфатопоглощающих бактерий. Он определяется как величина электродвижущей силы между поверхностью платиновых электродов и реверсивным электродом, которые находятся в непосредственном контакте с грунтом (рис. 1.21).

Рис. 1.21. Щуп с двумя пластиковыми электродами для определения потенциала окисления–восстановления в грунте:

- 1 – пластиковые электроды;
 2 – толстая пластиковая труба размером 1000×30 мм; 3 – провода к вольтметру;
 4 – оголовок для забивки щупа в грунт с приспособлениями для извлечения



Величина потенциала окисления–восстановления может быть определена из выражения

$$E_i = E_p + 250 + 60(pH - i),$$

где E_i – потенциал окисления–восстановления, мВ; E_p – потенциал платинового зонда, мВ; pH – показатель концентрации водородных ионов в жидкой фазе материала засыпки.

В качестве порового значения влажности, при котором поверхность металла становится активной, принимается влажность в 30%.

Показатель pH (кислотная или щелочная среда) ограничивается диапазоном, который благоприятен для цинка (оцинкованная сталь широко применяется для арматуры).

Исследование загрязнения грунтовых вод. Под загрязнением подземных вод понимается [46] изменение их химического состава, физических свойств и бактериологических показателей по сравнению с естественным состоянием. Различают химическое, бактериальное, тепловое и радиоактивное загрязнение. При химической и машиностроительной промышленности основными загрязнителями являются: сульфиды, циониды, непредельные углеводороды, пириды, фенолы, анилин, бензол, толуол, метанол, формальдегид, нефтепродукты.

2. ИСПЫТАНИЕ МАТЕРИАЛОВ

2.1. КОНТРОЛЬНО-ИЗМЕРИТЕЛЬНАЯ АППАРАТУРА

При испытании измеряют усилия, перемещения, деформации, время, температуру, трещины и др. По этим данным вычисляют напряжения, скорости и ускорения перемещений и т.п. Для этого используют приборы и измерительные преобразователи, отличающиеся конструктивным решением, чувствительностью, измерительностью, измерительным диапазоном, помехозащищённостью, массой, габаритами [5, 12, 16, 25, 27, 33, 43, 54, 57, 62, 63, 68, 83, 86].

2.1.1. ИЗМЕРЕНИЕ ЛИНЕЙНЫХ И УГЛОВЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ

Перемещения фиксированных точек определяют приборами механического и оптического типа, с помощью электрических преобразователей. В механических приборах перемещение с помощью системы рычагов или шестерёнок преобразуется в отклонение стрелки прибора. К ним относятся барабанно-шестерёнчатый индикатор (рис. 2.1), рычажный тензометр. Цена давления приборов 0,1...0,01 мм.

Прогибомер состоит из корпуса, барабана и системы шестерёнок. Поворот барабана вызывается перемещением огибающей его два раза проволоки толщиной 0,25...0,4 мм. Один конец проволоки крепят к конструкции, а к другому подвешивают груз 1...3 кг.

Корпус прибора прикрепляют струбиной к неподвижной опоре (рис. 2.2). Нить перед опытами желательно подержать некоторое время в натянутом грузом состоянии.

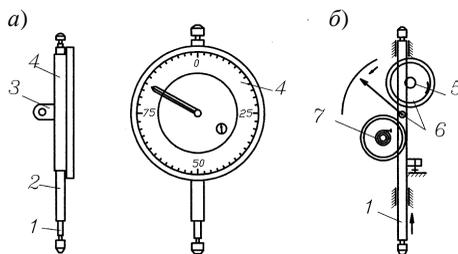


Рис. 2.1. Индикатор часового типа:

a – конструктивная схема; *б* – кинематическая схема;

1 – измерительный шток с зубчатой рейкой-кремальерой; 2 – муфта; 3 – ушко;

4 – цилиндрический корпус; 5 – соединительная трубка с шестерёнкой;

6 – шестерёнки между кремальерой; 7 – пружина

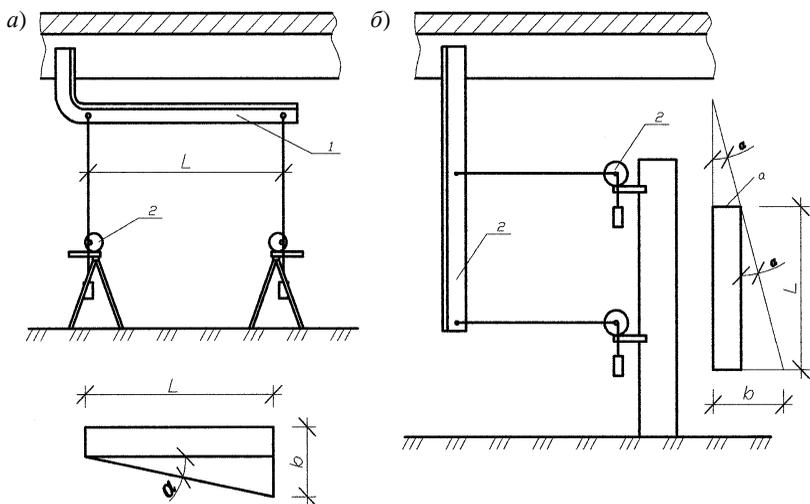


Рис. 2.2. Рычажный клинометр ЛИСИ:

1 – рычаг; *2* – прогибомер

Индикаторы часового типа ИЧ-10, ИЧ-25, ИЧ-50 крепят к неподвижной опоре. Концы индикатора с шарниром упирают в поверхность конструкции. Место контакта должно быть гладкое. Часто между шарниром прибора и конструкцией приклеивают стеклянную пластинку.

С помощью прогибомеров можно измерить углы поворота сечений (рис. 2.2).

Специальными приборами, предназначенными для измерения углов поворота конструкций в заданном сечении, являются клинометры (рис. 2.3). Клинометр струбиной закрепляют на конструкции, устанавливают с помощью микрометрического винта в горизонтальное положение и снимают отчёт по лимбу. Разность отчётов равна искомому углу поворота сечения.

Тензометр Аистова предназначен для измерения приращения расстояния между двумя точками на поверхности медленно деформируемых тел (рис. 2.4).

Основными частями прибора являются: корпус, телефон ТМ-2А, элемент А-332. Тензометры проверяют на тарировочной машине УКПА-5А. Опорный нож *1*, закреплённый винтом *2*, может передвигаться по направляющим станины *15*. Вилка *3* прикреплена к призме *4*. Тензометр устанавливают на поверхность испытываемого элемента и прижимают к последнему струбиной. Выдвигают микрометрический винт вращением лимба *10*, пока остриё *9* не коснётся пера *5*,

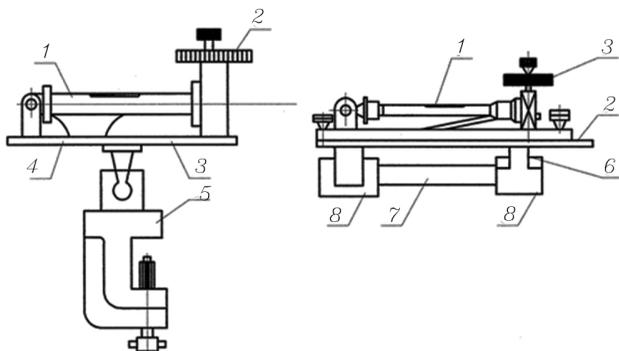


Рис. 2.3. Механические приборы для замера угловых перемещений, клинометры Стоппани:

1 – уровень; 2 – станина; 3 – микрометрический винт; 4 – пружина;
5 – трубочина; 6 – опора; 7 – измерительная база; 8 – муфты

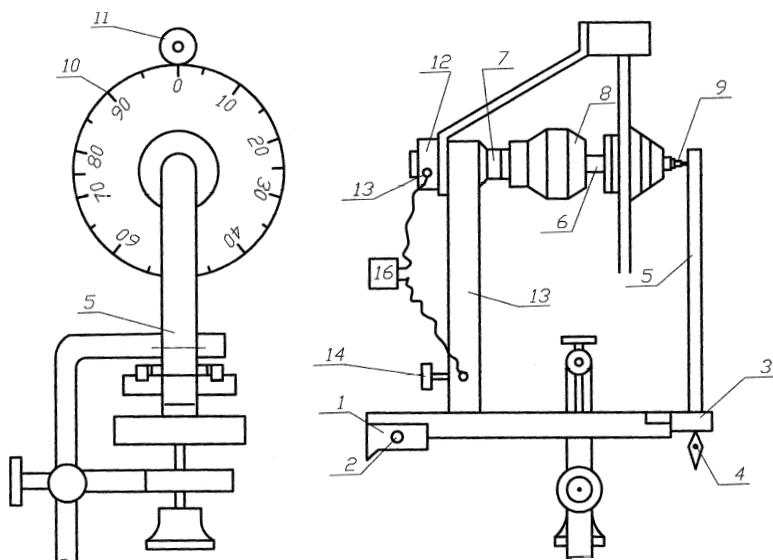


Рис. 2.4. Схема электромеханического тензометра ТА-2М системы Н. Н. Аистова:

1 – опорный нож; 2 – винт; 3 – вилка; 4 – призма; 5 – перо;
6 – микрометрический винт; 7 – муфта; 8 – гайка; 9 – конус с лимбом;
10 – лимб; 11 – указатель; 12 – гайка; 13, 14 – клеммы;
15 – станина; 16 – электросигнал

что узнаётся по электросигналу. Берут отсчёт C_1 по шкале, пользуясь указателем II . После взятия отсчёта винт слегка отводят от пера 5. После приложения нагрузки база прибора l изменит свою длину на $\pm \Delta l$. Вращая лимб, доводят острие винта вдоль до соприкосновения с пером и читают новый отсчёт C_2 . Разность отсчётов $\Delta C = C_1 + C_2$ пропорциональна Δl , т.е. $\Delta l = k \Delta C$, где k – коэффициент пропорциональности, равный цене одного деления шкалы лимба; $k = 0,001$ мм. Увеличение тензометра ТА-2М равно 1000.

К оптическим приборам измерения перемещений относят теодолиты, нивелиры, стерефотокомпараторы. Стерефотограмметрический метод измерения перемещений используют в тех случаях, когда необходимо определить пространственное положение объекта.

Механические величины (деформации, перемещения, усилия, ускорения) часто измеряют с помощью электрических преобразователей. В индуктивных преобразователях перемещения определяют на основании зависимости индуктивного сопротивления катушки переменного тока от перемещения деталей магнитопровода. В ёмкостных преобразователях используют зависимость расстояния между пластинами конденсатора и его ёмкостью. Перемещение также измеряют металлической линейкой, штангенциркулем, фотограмметрическим и прецизионным методами.

Тензорезисторные преобразователи являются наиболее распространённым средством преобразования деформации твёрдого тела в электрический сигнал [54]. Метод основан на способности проводниковых и полупроводниковых материалов изменять омическое сопротивление при деформировании материала. Чувствительный элемент изготавливается из проволоки диаметром 10...25 мкм или фольги толщиной 2...5 мкм. Его приклеивают к поверхности объекта (рис. 2.5) через бумажную или плёночную подложку.

Выходным сигналом тензорезистора является омическое сопротивление $\Delta R/l$. Отношение $(\Delta R/R)/\varepsilon = K_T$ называют коэффициентом тензочувствительности. Для датчиков необходим малый температурный коэффициент сопротивления. Изменения сопротивления тензорезистора при температурных перепадах окружающей среды может вызвать значительные погрешности. Обычно проводниковые тензорезисторы изготавливают из сплавов меди с никелем. Петлевые проволооч-

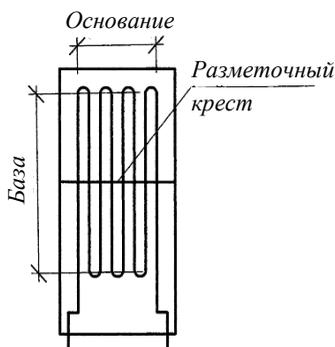


Рис. 2.5. Схема тензорезистора

ные тензорезисторы выпускают с минимальным сопротивлением 60...400 Ом и базой измерения $l = 5...100$ мм. Недостатком петлевых тензодатчиков является их поперечная чувствительность.

Фольговые тензорезисторы изготавливают фотолитографическим способом из тонкой константановой фольги толщиной 2...5 мкм. Нанесённая на фольгу клеёвая плёнка служит подложкой. Прямоугольное сечение фольговых элементов обеспечивает эффективный отвод тепла.

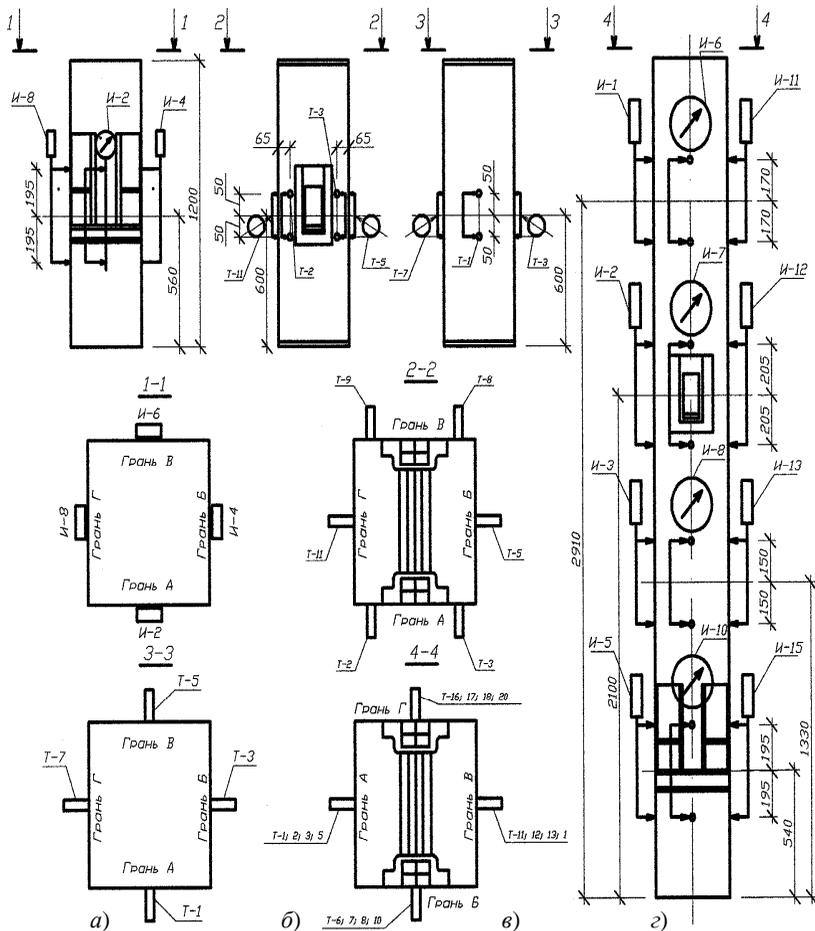
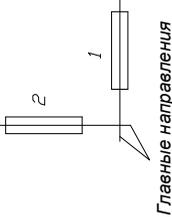
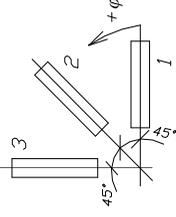
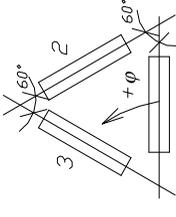
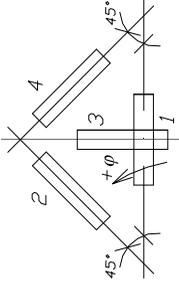
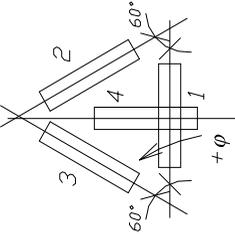


Рис. 2.6. Схема расстановки измерительных приборов на фрагментах колонн:
 а, б, в, г – фрагменты 1, 2, 3, 4

2.1. Определение главных напряжений σ_1 и σ_2 в зоне однородного напряжённого состояния поверхности детали по измеренным относительным деформациям ε в направленных без тензометров

Тип розетки	Положение тензорезисторов	Формулы для подсчёта главных напряжений	Условия, при которых для направления σ_1 $90^\circ > \varphi_0 > 0$
Тензорезисторы в направлениях σ_1 (1) и σ_2 (2)		$\sigma_1 = \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_1 + \mu\varepsilon_2);$ $\sigma_2 = \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_2 + \mu\varepsilon_1)$	—
Прямоугольная		$\sigma_{1,2} = \frac{E}{1-\mu} \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \pm \frac{E}{1+\mu} \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + [2\varepsilon_2 - (\varepsilon_1 + \varepsilon_3)]^2}$	$\varepsilon_2 > \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2}$
Равноугольная («дельта»-розетка)		$\varepsilon_{1,2} = \frac{E}{1-\mu} \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3} \pm \frac{E}{1+\mu} \sqrt{\left(\varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3}\right)^2 + \left(\frac{\varepsilon_3 - \varepsilon_2}{\sqrt{3}}\right)^2}$	$\varepsilon_2 > \varepsilon_3$

Продолжение табл. 2.1

Тип розетки	Положение тензорезисторов	Формулы для подсчёта главных напряжений	Условия, при которых для направления σ_1 $90^\circ > \varphi_0 > 0$
Прямоугольная из четырёх тензорезисторов		$\sigma_{1,2} = \frac{E}{1-\mu} \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{4} + \pm \frac{E}{1+\mu} \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_4)^2}$	$\varepsilon_2 > \varepsilon_4$
«ТЭ-дельта»-розетка		$\sigma_{1,2} = \frac{E}{1-\mu} \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_4}{2} \pm \frac{E}{1+\mu} \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_4}{2}\right)^2 + \left(\frac{\varepsilon_3 - \varepsilon_2}{\sqrt{3}}\right)^2}$	$\varepsilon_3 > \varepsilon_2$

Примечание. Направление главных напряжений находится для всех приведённых случаев по зависимости $\operatorname{tg} 2\varphi_0 =$ второе слагаемое под корнем . Слагаемые берутся не в квадрате.
 первое слагаемое под корнем

Обозначение: E и μ – модуль продольной упругости и коэффициент Пуассона материала тензометрируемой детали.

Это позволяет в 3–4 раза повысить плотность питающего тока и получить бóльший выходной сигнал. У фольговых тензодатчиков низкая поперечная чувствительность и высокая технологичность изготовления. Датчики могут быть изготовлены с очень малой базой и любой формы.

Полупроводниковые тензорезисторы изготавливают из монокристаллов кремния или германия. Электроэрозионной резкой можно получить пластины толщиной 0,05...0,1 мм, шириной 0,5...1 мм. Из них изготавливают тензорезисторы с базой 5...15 мм. Монокристаллические полупроводниковые тензорезисторы могут без подложки приклеиваться к поверхности. Чувствительность их примерно в 60 раз превосходит чувствительность проводниковых тензодатчиков. Однако у них высокий температурный коэффициент сопротивления (примерно в 60 раз бóльший, чем у константана), низкий предел усталости, ограниченный диапазон деформирования ($\pm 0,2\%$).

Пример расстановки измерительных приборов показан на рис. 2.6 (БЖ-2011-№ 3). Формулы для вычисления главных напряжений приведены в табл. 2.1.

2.1.2. ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ УСИЛИЙ

Динамометры. Они составляют многочисленную группу приборов, отличающихся разнообразием принципов устройства и условий применения. Образцовые переносные упругие динамометры системы Н. Г. Токаря выпускают с пределами измерения от 0,1 до 10^4 кН. Они могут быть разделены на 3 группы: на малые нагрузки (0,5...50 кН), на средние нагрузки (50...20 000 кН), большегрузные (больше $2 \cdot 10^4$ кН).

Динамометры группы А выполняют в виде скоб, работающих на изгиб; группы Б выполняют в виде замкнутых скоб, несущая способность которых повышается за счёт усложнения деформаций скоб введением напряжений чистого растяжения и чистого сжатия. Динамометры группы В в качестве несущего элемента имеют сплошной или полый стержень, работающий совместно с жёсткосвязанной упругой системой. Они состоят из термически обработанного упругого тела (рамки, замкнутой скобы, полого стержня, круглого или квадратного сечения), индикатора часового типа, зажимных или упорных приспособлений. Деформация упругого тела динамометра под действием растягивающего или сжимающего усилия передаётся непосредственно или через передаточный механизм на индикатор. По показаниям индикатора с помощью таблицы выпускного аттестата определяют величину усилия.

Изготавливают динамометры сжатия (ДОС) (рис. 2.7, *a*) с пределами $0,1 \dots 5 \cdot 10^4$ кН, растяжения (ДОР) (рис. 2.7, *б*) с пределами измерения $0,1 \dots 2 \cdot 10^4$ кН, универсальные динамометры (ДОУ).

В последних напряжения в упругих скобах при растяжении и сжатии сохраняют один и тот же знак. На рисунке 2.7, *б* приведена схема образцового переносного динамометра растяжения ДОР-50.

Упругий элемент выполнен в виде скобы ромбической формы. Деформация упругого элемента через механизм передачи деформации фиксируется индикатором.

Динамометрические кольца. Их изготавливают из высокопрочной стали с прочностью на разрыв не ниже 780 МПа. Прогиб кольца средним радиусом r , толщиной t и шириной b вычисляют по формуле

$$\delta = 1,79Fi^3 / (Ebt),$$

где F – максимальная безопасная нагрузка. Чувствительность колец выражается в микронах на 1 Н нагрузки.

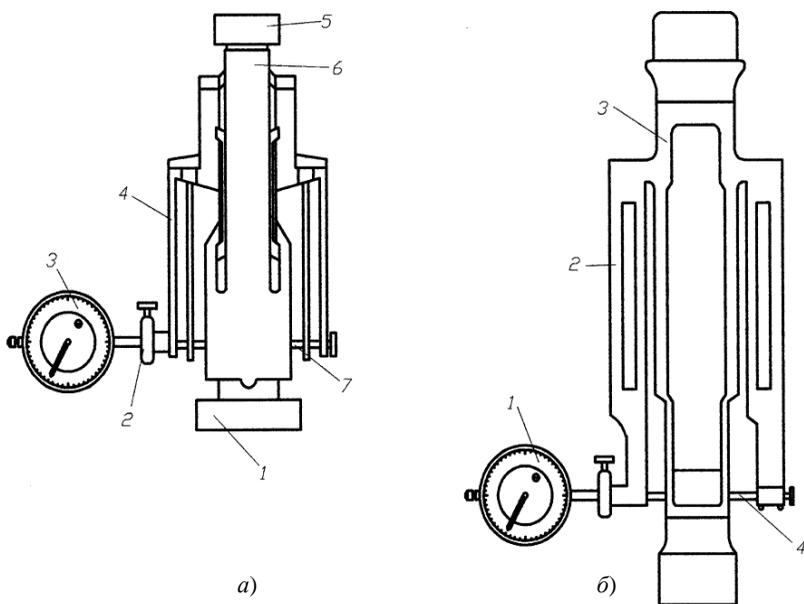


Рис. 2.7. Образцовый динамометр:

- a* – сжатия: 1 – нижняя пята; 2 – хомутик; 3 – индикатор;
 4 – боковые флажки; 5 – верхняя пята; 6 – фигурная скоба; 7 – игла;
б – растяжения: 1 – индикатор; 2 – флажки; 3 – фигурная скоба; 4 – игла

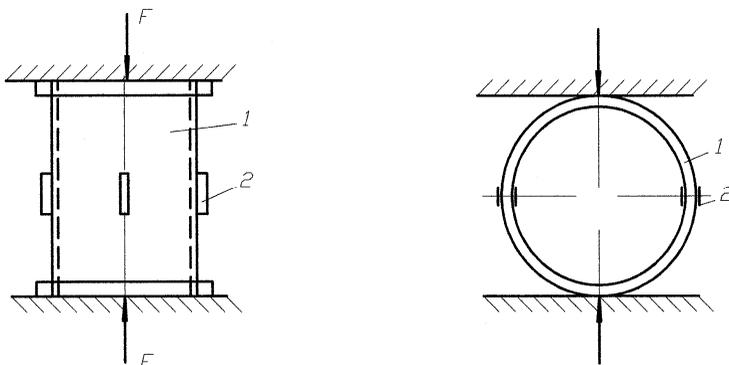


Рис. 2.8. Схема электрических динамометров:
 1 – упругий элемент; 2 – тензорезисторы

В практике получили распространение кольца с внешним диаметром 152...178 мм и шириной 25 мм.

Электромеханические динамометры. Состоят из стального элемента в виде трубы, кольца или стержня (рис. 2.8) с наклеенными тензорезисторами. Металл прибора не должен выходить из упругой стадии работы.

Гидравлический пресс-насос ГПНВ-5. Портативный гидравлический пресс-насос ГПНВ-5 состоит (рис. 2.9) из рабочего цилиндра 4, в котором проходит шток 3 рабочего стержня. К стержню крепится захват 2 для анкерного устройства 1. Пресс-насос упирается в бетонную поверхность выдвигаемыми ножками 9. При вращении ручки 6 поршень насоса 7 перемещается вниз и выталкивает масло в рабочую часть цилиндра 4 к манометру 5. При движении рабочего поршня происходит вырыв анкерного устройства.

Моделирование – замена изучения интересующего нас явления в натуре изучением аналогичного явления на модели большего или меньшего масштаба в специальных лабораторных условиях (Л. И. Седов, 1976, 1977). Вопросы моделирования рассмотрены А. Я. Александровым и М. Х. Ахметзяновым (1973), Н. И. Пригоровским (1983), Ю. В. Зайцевым (1982) и др.

Натура (объект) и модель находятся в различных соответствиях: подобие, аффинное, функциональное, операторное. Рассматривают подобия: геометрическое, силовое, контактное, между напряжениями, по формам и частотам колебаний, статическое и динамическое, устойчивости, разрушения, плоских и пространственных задач.

Большое значение придаётся безразмерным комплексам.

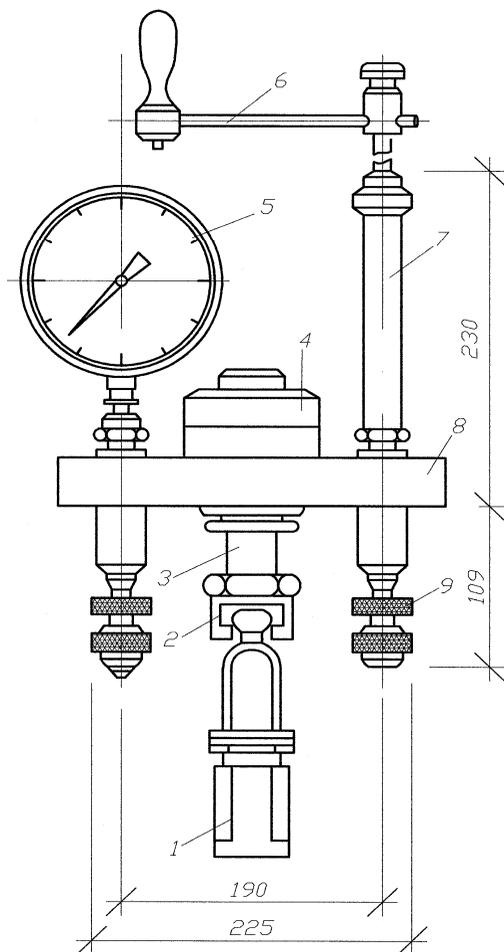


Рис. 2.9. Гидравлический пресс-насос ГПНВ-5:

- 1 – анкерное устройство; 2 – захват; 3 – шток рабочего стержня;
 4 – рабочий цилиндр; 5 – манометр; 6 – ручка; 7 – насос; 8 – маслопровод;
 9 – выдвижная ножка

Физическое моделирование включает: разработку методики экспериментальных исследований, рабочих чертежей модели и приспособлений; изготовление и монтаж модели и приспособлений; установку силовой установки и контрольно-измерительных приборов; проведение экспериментов.

Далее следует определение неизвестных параметров и проверка адекватности расчётных моделей.

Теория моделирования прочности оснований разработана В. А. Флориным (1959). Вопросы моделирования предельного равновесия связанных грунтов рассмотрены Л. Р. Ставнициром (ОФМГ. 1984. № 1. С. 27 – 29). Теория моделирования оснований как нелинейно-деформируемой среды описана А. С. Строгановым и И. С. Ивановым (ОФМГ. 1995. № 2. С. 2 – 5).

Центробежное моделирование. Как известно, в лабораторных опытах на моделях получают характеристики (напряжения, перемещения, деформации, температуры), которые необходимо перенести на реальные объекты (натуру). При этом необходимо соблюдать масштабы моделирования. Часто принимают $\gamma^m = \gamma^n$, $\mu^m = \mu^k$, $E^m = E^n$. Фактически это не так.

Давиденков Н. Н. (1933) предложил основы центробежного моделирования. Покровский Г. Н. и Федоров И. С. (1935) развили его. В практике центробежное моделирование используют в разных странах. Так японские специалисты Н. Уатокичи, Т. Кимуга, Н. Фиджий (1976, 1978), исследовали перемещения и несущую способность заглублённых фундаментов.

При вращении центрифуги радиусом 1...3 м возникают силы инерции, позволяющие изменять величину ускорения свободного падения в широких пределах.

Подробнее см. Л. И. Седов (1976), Н. И. Пригоровский (1973).

2.2. МЕХАНИЧЕСКИЕ СПОСОБЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

2.2.1. ПРЯМЫЕ СПОСОБЫ

Различают прочность на осевое сжатие (кубиковая и призмная), на осевое растяжение, на срез и скалывание. Классом бетона на прочность на осевое сжатие В называют временное сопротивление сжатых бетонных кубов с размером ребра 150 мм, испытанных в соответствии со стандартом через 28 суток при температуре 20 ± 2 °С учётом статистической изменчивости

$$B = R_m(1 - \kappa V_m) = R_m(1 - 1,64V_m);$$

$$R_m = (n_1R_1 + n_2R_2 + \dots + n_kR_k) / n;$$

$$V_m = S_m / R_m;$$

$$S_m = \sqrt{\frac{n_1\Delta_1^2 + n_2\Delta_2^2 + \dots + n_k\Delta_k^2}{n-1}};$$

$$\Delta_1 = R_1 - R_m; \Delta_2 = R_2 - R_m,$$

где n_1, n_2, \dots, n_k – число случаев, в которых установлено временное сопротивление R_1, R_2, \dots, R_k ; S_m – среднее квадратичное отклонение прочности бетона в партии (стандарт); Δ_i – отклонения; V_m – коэффициент вариации; x – показатель надёжности. Прочность бетона в основном зависит от прочности цемента $R_{ц}$ и водоцементного отношения В/Ц.

На прочность бетона в меньшей степени влияют виды цемента и заполнителей, характер поверхности и форма заполнителей, технология изготовления образцов, добавки.

Размеры образцов приведены в табл. 2.2.

Прочность на одноосное сжатие (ГОСТ 10180–90). При испытании применяют гидравлические прессы, обеспечивающие контролируемую сжимающую нагрузку от 5 до 20 кН. Образцы осматривают, выравнивают цементно-песчаным раствором, взвешивают, измеряют, определяют объём и среднюю плотность. Нагружение ведут непрерывно и равномерно со скоростью $(0,6 \pm 0,2)$ МПа/с до разрушения.

Таблица 2.2

Вид испытания	Форма образца	Геометрические размеры, мм
Определение прочности на сжатие и растяжение при раскалывании	Куб	Длина ребра: 100; 150; 200; 300
	Цилиндр	Диаметр d : 100; 150; 200; 300 Высота $h = 2d$
Определение прочности на осевое растяжение	Восьмёрка (рис. 2.10)	Сечение в средней части 70×70; 100×100; 150×150; 200×200
Определение начального модуля упругости, призмной прочности, прочности на растяжение при изгибе	Призма квадратного сечения	100×100×400; 150×150×600; 200×200×800;

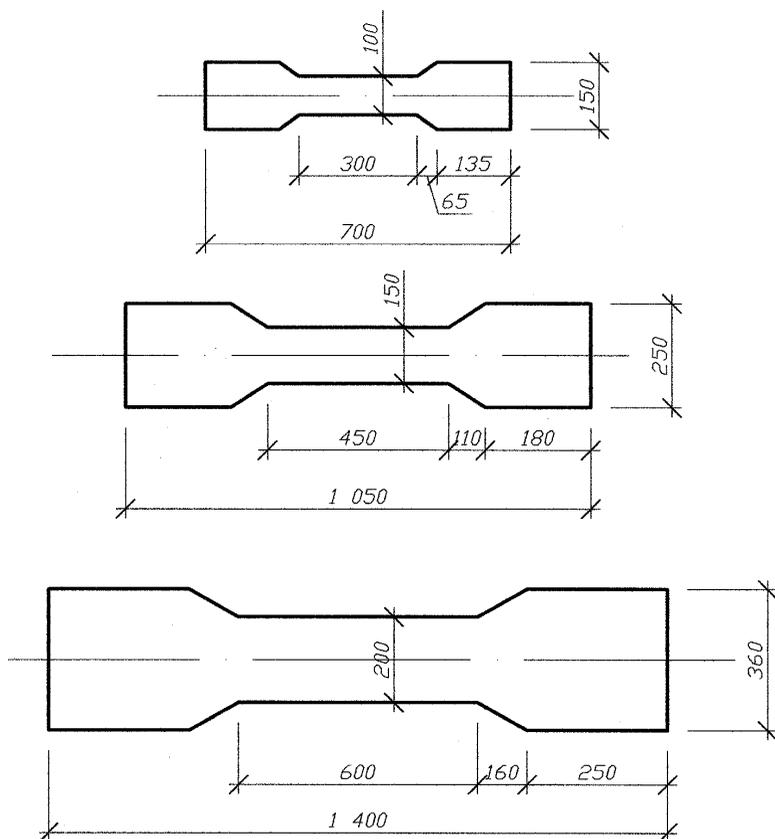


Рис. 2.10. Образцы-восьмёрки

Прочность вычисляют по формуле

$$R_c = (\alpha F_{\max} / A) K_{\phi},$$

где α – масштабный коэффициент; A – площадь поперечного сечения образца, м²; K_{ϕ} – поправочный коэффициент, равный единице для всех видов бетона, кроме ячеистого.

Масштабные коэффициенты для образцов кубической формы с размером ребра 7, 10, 15, 20 и 30 см соответственно равны 0,85; 0,91; 1,0; 1,05 и 1,1. Для образцов цилиндрической формы и диаметром 7, 10, 15 и 20 см коэффициент α соответственно равен 1,10; 1,15; 1,2 и 1,24. Прочность на сжатие вычисляют как среднее арифметическое результатов испытаний образцов (не меньше трёх).

Определение призмной прочности бетона. Методика определения изложена в ГОСТ 24452–80. Нагрузку ступенями по $0,1F_a$ увеличивают до $0,4F_a$ с выдержкой на каждой ступени 4...5 мкм. Дальнейшее нагружение ведут с постоянной скоростью $V\sigma = 0,4...0,6$ МПа/с до разрушения. При $h/a = 4R_b = 0,75R$. Влияние гибкости ощутимо при $h/a \geq 8$.

Определение сопротивления растяжению. Временное сопротивление бетона осевому растяжению R_{bt} определяют испытаниями на разрыв образцов в виде восьмёрки, на раскалывание цилиндров, на изгиб бетонной балки (рис. 2.11). Соответствующие формулы имеют вид:

$$R_t = \beta \frac{F_u}{A}; \quad R_{tt} = \gamma \frac{2F_u}{\pi A}; \quad R_{tf} = \delta \frac{F_u l}{al^2},$$

где β, γ, δ – масштабные множители; F_u – разрушающая нагрузка.

Классификация методов испытания прочности бетона [35] приведена в табл. 2.3.

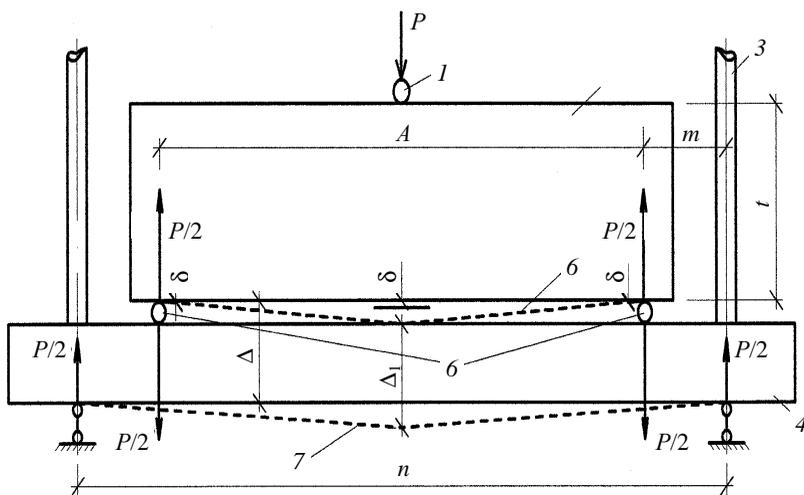


Рис. 2.11. Расчётная схема испытания бетонных призм на изгиб:

- 1 – цилиндр для передачи нагрузки (стальной стержень $l = 100$ мм, $d = 16$ мм);
- 2 – бетонная призма ($100 \times 100 \times 400$ мм); 3 – подвески;
- 4 – опорная балка (швеллер № 10); 5 – опорные цилиндры ($l = 100$ мм, $d = 16$ мм);
- 6 – линии прогиба бетонной призмы; 7 – линии прогиба опорной балки

Таблица 2.3

Класс	Группа	Вид	Условные обозначения	Характеристика методов
<i>Методы испытания прочности бетона в образцах</i>				
A	-	-	-	Испытание образцов, изготовляемых отдельно от конструкции
A	I	-	-	Определение прочности на сжатие:
A	I	1	A-I-1	по испытаниям кубов;
A	I	2	A-I-2	по испытаниям цилиндров;
A	I	3	A-I-3	по испытаниям призм;
A	II	-	-	Определение прочности на растяжение:
A	II	1	A-II-1	по испытаниям на осевое растяжение восьмёркок;
A	I	2	A-II-2	по испытаниям на изгиб балочек;
A	II	3	A-II-3	по испытаниям раскалыванием
		3а	A-II-3а	цилиндров по образующей;
		3б	A-II-3б	кубов на грани;
		3в	A-II-3в	кубов в положении «на ребро»;
A	II	4	A-II-4	по испытаниям раскалыванием;
A	III	-	-	цилиндров двумя пуансонами;

Класс	Группа	Вид	Условные обозначения	Характеристика методов
А	Ш	1	А-Ш-1	Определение прочности на растяжение при изгибе по испытаниям на изгиб балочек:
Б	-	-	-	испытание образцов, бетон которых уплотнён совместно с бетоном конструкции;
Б	I	-	-	образцы, изготовляемые в формах, которые закладывают в конструкцию при бетонировании;
Б	I	1	Б-I-1	образцы твердеют без связи с бетоном конструкции;
Б	I	2	Б-I-2	образцы в период твердения соединены с бетоном конструкции;
Б	II	-	-	образцы, извлекаемые из затвердевшего бетона конструкции;
Б	II	1	Б-II-1	образцы правильной формы:
		1а	Б-I-1а	прямоугольной формы;
		1б	Б-I-1б	в виде ядер;
Б	II	2	Б-II-2	образцы неправильной формы:
		2а	Б-II-2а	методом штампа;
		2б	Б-II-2б	методом раскалывания
<i>Методы испытания прочности бетона непосредственно в конструкциях и сооружениях</i>				
В	-	-	-	Механические методы
В	I	-	-	Методы пластической деформации:
В	I	1	В-I-1	основанные на вдавливании штампа:
		1а	В-I-1а	в поверхность раствора;
		1б	В-I-1б	в поверхность раствора и эталона;

Класс	Группа	Вид	Условные обозначения	Характеристика методов
В	I	2	В-I-2	основанные на вдавливании штампа: в поверхность бетона; в поверхность бетона и эталона; основанные на стрельбе или взрыве: метод стрельбы; метод забивки стержней; метод взрыва;
		2а	В-I-2а	
		2б	В-I-2б	
В	I	3	В-I-3	методы испытания на отрыв и скалывание; основанные на испытании сцепления бетона с металлом; основанные на отделении бетона: путём отрыва со скалыванием; путём отрыва;
		3а	В-I-3а	
		3б	В-I-3б	
В	II	3в	В-I-3в	путём раскалывания; путём скалывания ребра конструкции; Методы испытания путём измельчения бетона: основанные на дроблении проб бетона: прошедшего через бетон; рассеянного бетоном; электрические методы;
		–	–	
		1	В-II-1	
В	II	2	В-II-2	измерение относительно электрического сопротивления
		2а	В-II-2а	
		2б	В-II-2б	
В	III	2в	В-II-2в	измерение относительно электрического сопротивления
		2г	В-II-2г	
		–	–	
В	III	1	В-III-1	измерение относительно электрического сопротивления
		1а	В-III-1а	
		1в	В-III-1в	
Г	IV	–	–	измерение относительно электрического сопротивления
		1	Г-IV-1	

2.2.2. МЕХАНИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЙ

Целью испытаний является определение прочности бетона в поверхностных слоях конструкции.

Наибольшее распространение получили методы пластической деформации (отпечатки). Сущность их заключается в определении прочности бетона по глубине погружения индентора.

Для испытания выбирают участок с ожидаемыми повышенными напряжениями. Ось прибора должна быть перпендикулярна бетонной поверхности. Загрязнения или неровности удаляют наждачным диском. Если испытывают горизонтальные поверхности, то удаляют слой затвердевшего цементного молока до глубины 5...10 мм.

Площадь подготовленного испытываемого участка должна быть не менее 400 см², на которой оставляют около 10 отпечатков. Соседние точки измерения должны отстоять друг от друга минимум на 30 мм. При статическом вдавливании расстояние между отпечатками должно быть не менее двух диаметров лунок при количестве не менее двух. Расстояние от края конструкции и от арматуры до точки измерения принимают не менее 40 мм. Прибор устанавливают в точки, где виден цементный камень. Места, где имеются крупные поры и проглядывает крупный заполнитель обходят, так как изменённые здесь величины резко отличаются от соседних.

Перед испытаниями и после них проводят контрольные измерения на прилагаемой к прибору пластинке с нормированной по Бринелю твёрдостью для проверки полученных характеристик.

Для повышения точности измерения бетон перед испытанием окрашивают мелом, укладывают копировальную бумагу и по бумаге наносят удар молотком. Тогда получается чёрный отпечаток на белом фоне. Иногда на поверхность конструкции укладывают тонкую фольгу или копировальную бумагу чёрной стороной вверх, а на неё – белую бумагу. После удара получают диаметр отпечатка на фольге или белой бумаге. Замеры можно производить в лаборатории.

Диаметр отпечатка измеряют в двух взаимно перпендикулярных направлениях с точностью 0,1 мм и определяют его среднее значение. Если два значения отличаются друг от друга больше чем на 0,5 мм, то это измерение отбраковывается. Диаметр отпечатка шарика должен составлять 3,5...6,5 мм. Измеренные отпечатки отмечают карандашом. Используют градуированные лупы с 10-кратным увеличением, штангенциркулем, угловым масштабом (рис. 2.12). Шаблон изготавливают из двух стальных измерительных линеек, соприкасающихся в метке 10 мм. Угол между линейками равен 2,87°. Угловой шаблон надвигают поперёк большей оси отпечатка так, чтобы края отпечатка совпадали с внут-

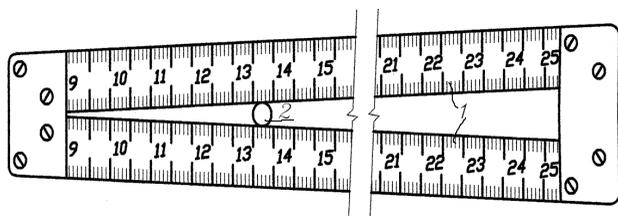


Рис. 2.12. Угловой масштаб для определения диаметра отпечатка на бетоне:

1 – стальные линейки; 2 – лунка

ренними гранями линеек на одних и тех же делениях. Из полученного значения вычитают нулевой отсчёт 100 мм и делят на 10.

Молоток И. А. Физделя. Изготавливают из углеродистой стали. Ударный конец молотка оканчивается стальным шариком диаметром 17,463 мм из стали твёрдостью 62...66R_c, который свободно закольцован и легко вращается в сферическом гнезде (рис. 2.13). Противоположный заострённый конец молотка подвергают закалке. Вес молотка 250 + 5 г. Ручка деревянная длиной 300 мм. По подготовленной поверхности наносят 6...8 лунок в течение 15 с локтевым ударом правой руки. Расстояние между лунками в кусте 5...7 см. По среднему диаметру лунок по тарировочному графику определяют прочность бетона (рис. 2.14).

Молоток К. П. Кашкарова. Преимуществом конструкции молотка Кашкарова является значительно меньший разброс результатов измерения по сравнению с молотком Физделя из-за большей определённости силы удара (рис. 2.14).

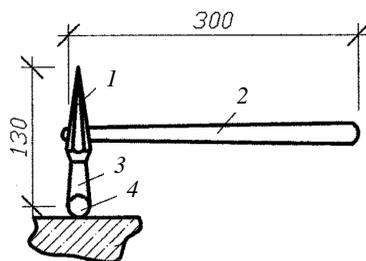


Рис. 2.13. Конструкция молотка Физделя:

1 – блок; 2 – деревянная ручка; 3 – сферическое гнездо в головке молотка;
4 – стальной шарик диаметром 17 мм

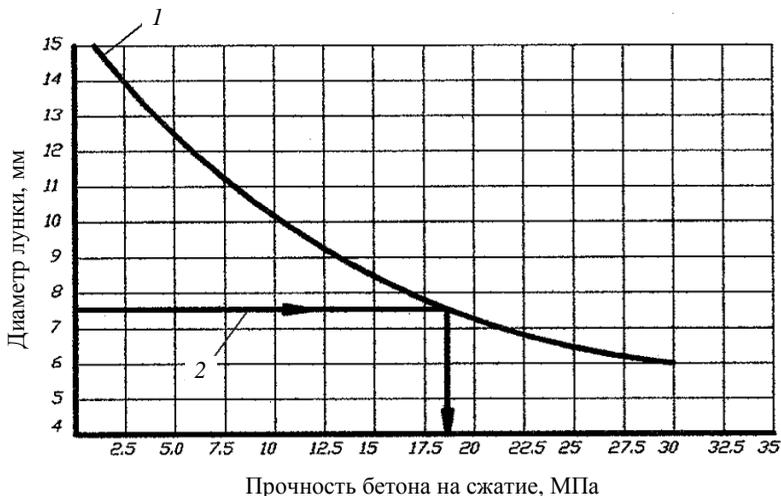


Рис. 2.14. Градуировочная кривая определения прочности бетона по диаметру лунки на бетонной поверхности конструкции:
 1 – градуировочная кривая; 2 – конструкция, у которой определяется прочность поверхностного слоя бетона

Он состоит из корпуса с металлической рукояткой, стакана с отверстием для шарика, сменного эталонного стержня, головки с пружиной. Стержень заостренным концом вставляют в стакан, преодолевая сопротивление пружины 5. Далее производят удары рукой или молотком по установленному в определённые точки прибору. При нанесении ударов на конструкции одновременно образуется два отпечатка на поверхности изделия d_b и на эталонном стержне d_s . Стержень изготавливают из стали.

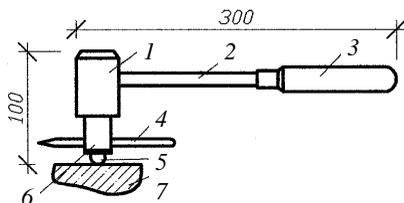


Рис. 2.15. Конструкция эталонного молотка Кашкарова:
 1 – корпус; 2 – металлическая ручка; 3 – резиновая ручка;
 4 – стальной эталонный стержень; 5 – металлический шарик;
 6 – головка с гнездом для шарика; 7 – конструкция, у которой определяется прочность поверхностного слоя бетона

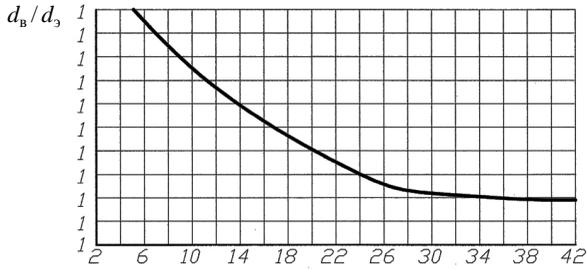


Рис. 2.16. График для определения прочности бетона, приготовленного на щебне

В Ст2сп2 или в Ст3пс2 с временным сопротивлением разрыву 420...460 МПа диаметром 10 мм длиной 100...150 мм. Расстояния между центрами отпечатков на эталонном стержне должны быть не менее 10 мм на одной линии. Диаметр отпечатка на бетоне d_b должен составлять примерно 0,3...0,7 диаметра стального шарика. Наибольший диаметр отпечатка на эталонном стержне $d_3 \leq 2,5$ мм. После каждого удара эталонный стержень смещают на величину более 10 мм. Прочность бетона определяют по градуировочной кривой в зависимости от отношения d_b/d_3 (рис. 2.16, 2.17). Кривая построена при возрасте бетона 28 суток и влажности 2...6%.



Рис. 2.17. Схема градуировочной кривой

В общем случае

$$R = R_{\omega} R_{\tau} R_{28},$$

где R_{ω} , R_{τ} – коэффициенты, учитывающие влажность и прочность бетона. Необходимое количество отпечатков определяют по формуле

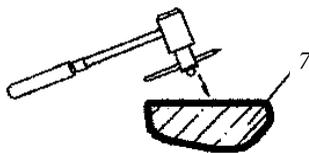
$$n = 400 [(R_{\max} - R_{\min}) / R_{\text{ср}}]^2 K^2,$$

где R_{\max} , R_{\min} , $R_{\text{ср}}$ – максимальное, минимальное и среднее значения предела прочности; K – коэффициент, определяемый в зависимости от числа полученных отпечатков n . Погрешность определения прочности 10...15%.

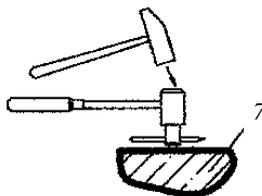
Гради ровочная кривая определения прочности бетона по отношению диаметров лунок на бетонной поверхности конструкции и металлическом эталоне показана на рис. 2.17.

Принято два вида нанесения ударов на бетонную поверхность: эталонным и обычным молотком.

Нанесение удара эталонным молотком.



Нанесение удара обычным молотком по головке эталонного молотка.



Прибор ПМ-12 выполнен в виде молотка с постоянной энергией удара. В приборе имеются две пружины. Одна из них соединяет боёк с неподвижной втулкой. Боёк перемещается внутри цилиндрического корпуса. Шток бойка соединён с ударником. На конце ударника находится стальной шарик диаметром 17 мм. При упоре прибора в конструкцию шток с ударником и защёлкой перемещается, растягивая пружину.

жину. Зуб защёлки соскакивает с бойка, пружина освобождается, и шток с ударником наносит удар, оставляя отпечаток на бетонной поверхности.

Прибор НИИЖБ. Способ основан на статическом вдавливании в бетонную поверхность сферического штампа 4 диаметра 75 мм (рис. 2.18, 2.19). В комплекте имеются три штампа с радиусом 10; 14 и 24 мм. Давление на штамп создаётся гидравлическим прессом 3. В струбину диаметра 1 вмонтирован индикатор 2. Прибор укомплектован насосной станцией.

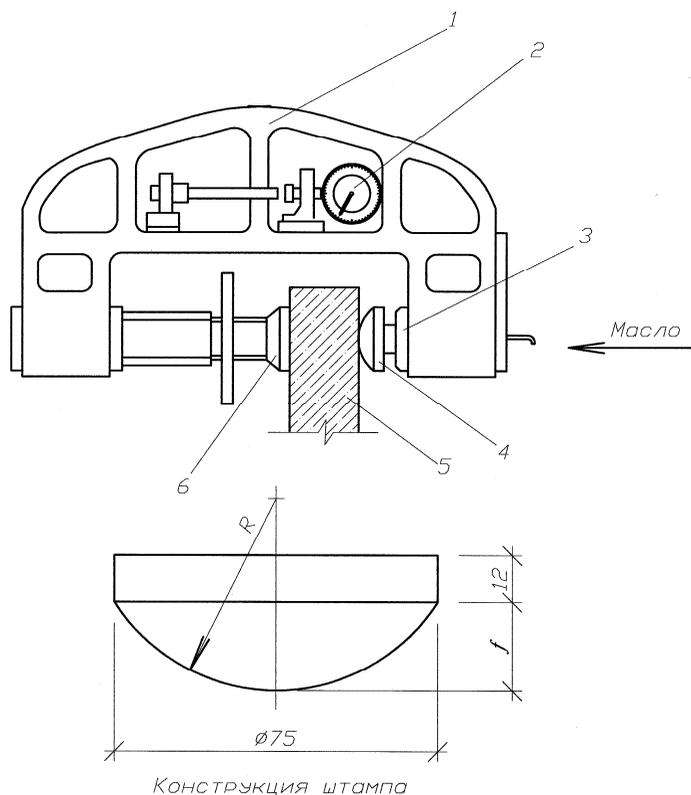


Рис. 2.18. Схема испытания прибором НИИЖБ:

- 1 – струбина динамометра; 2 – индикатор; 3 – цилиндр с поршнем (гидравлический пресс); 4 – штамп; 5 – испытуемое изделие;
6 – шарнирный упор; R – радиус сферической поверхности штампа:
 $R = 10, 14$ и 24 мм (в зависимости от предполагаемой прочности бетона)

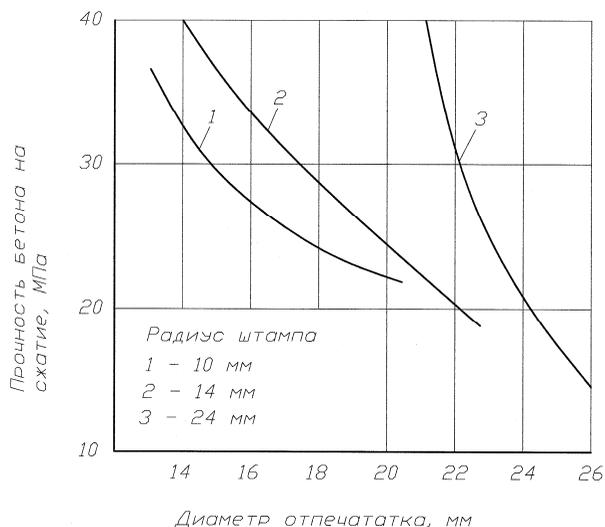


Рис. 2.19. Градуировочные кривые определения прочности бетона по диаметру отпечатка

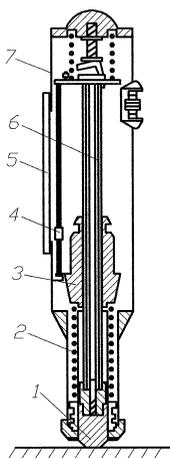


Рис. 2.20. Прибор КМ для испытания бетона методом пластической деформации:
 1 – ударник; 2 – ударная пружина;
 3 – боёк; 4 – указатель;
 5 – шкала; 6 – направляющая пружина; 7 – корпус

Прибор КМ. Состоит (рис. 2.20) из алюминиевого каркаса, внутри которого перемещается боёк 3. Прибор устанавливают перпендикулярно бетонной поверхности и нажимают на рукоятку корпуса. Ударная пружина 2 растягивается, а возвратная сжимается. В определённый момент времени пружина освобождается, и боёк 3 ударяется по ударнику 1. Боёк отскакивает и перемещает указатель 4 на шкале 5, фиксирующей величину упругого отскока.

Работу прибора периодически контролируют калибровкой по эталонной наковальне. Метод основан на зависимости между прочностью бетона на сжатие и величиной упругого отскока бойка.

Рассматриваемый метод относится к склерометрическим, осно-

ванным на определении прочности бетона путём нанесения фиксированного воздействия [45]. Он может применяться для определения прочности металла, бетона, дерева, пластмасс.

Градировка прибора должна производиться на материале того же состава, приготовленного по той же технологии, что и испытываемый.

Погрешность при определении прочности бетона 35%.

Молоток Шмидта. Прибор (рис. 2.21) устанавливают перпендикулярно поверхности испытываемого элемента. Нажатием руки ударник *1* вдвигают внутрь корпуса *5*. Когда ударник полностью скроется в корпусе, молоток *4* автоматически освобождается и под действием пружины *6* ударяет по ударнику и отскакивает обратно на расстояние, которое фиксируется стрелкой *2* на шкале *3*. Тарировочную кривую строят в координатах «прочность–величина отскока».

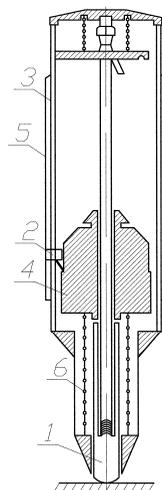


Рис. 2.21. Молоток Шмидта:

- 1* – ударник; *2* – стрелка;
- 3* – шкала; *4* – молоток;
- 5* – корпус;
- 6* – спиральная пружина

Дисковый прибор ДПГ-4. Состоит (рис. 2.22) из диска, стержня, подложки и угломерной шкалы. Диск изготавливают диаметром 160 мм и толщиной 10 мм. Ударная кромка имеет трапецеидальную форму и на 1 мм цементирован. Стержень сечением 10×15 мм изготавливают длиной 25 см и массой 250 г. Прибор через подножку опирается на бетонную поверхность в трёх точках. Угломерная шкала позволяет для любых испытываемых поверхностей вычислить высоту падения диска.

Прибор ПБ. Оценка прочности производится по глубине отпечатка индентора. Прибором можно измерять прочность образцов-спутников, изготовленных из того же материала, что и основное сооружение; прочность бетона непосредственно на конструкциях, закре-

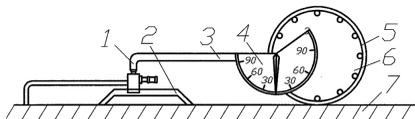


Рис. 2.22. Дисковый прибор ДПГ-4:

- 1* – ось поворота плеча с диском; *2* – подложка; *3* – стержень;
- 4* – угломерная шкала; *5* – кромка диска; *6* – диск; *7* – испытываемый бетон

пив его с помощью специальных приспособлений; прочность бетона в образцах, отобранных из готовой конструкции путём высверливания полыми алмазными зенками или вырезки алмазными дисками.

Прибор состоит (рис. 2.23) из жёсткой рамы, состоящей из двух плит, скреплённых стойками. На нижней плите смонтирован привод с ручной подачей, на верхней – укреплен прибор ПБ, состоящий из корпуса, упругого элемента, винта подачи, индикатора, индикатора усилий и индикатора глубины внедрения индентора.

На поверхности образца и на поверхности фрагмента выполняют по пять единичных испытаний. Расстояния между опытными точками принимают не менее 25 мм. Прочность бетона на участке конструкции

$$R_b = R_k \left(1 - \frac{H_k - H_\Phi}{R_0 / K - H_3} \right),$$

где R_k – прочность бетона эталонного состава на боковой грани комбинированного образца; R_0 – прочность эталонного бетона; K – коэффициент, зависящий от состава бетона и технологии изготовления образца; K и H_3 – средние результаты единичных испытаний соответственно на фрагменте и на боковой грани комбинированного образца.

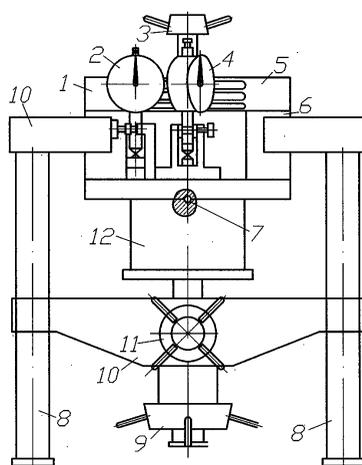


Рис. 2.23. Установка ПБО для определения прочности бетона:

- 1 – прибор ПБ; 2 – индикатор усилий; 3 – винт подачи; 4 – индикатор глубины внедрения индентора; 5 – пружинный элемент; 6 – корпус; 7 – индентор; 8 – стойки; 9, 11 – маховички; 10 – плиты; 12 – образец

Для изготовления комбинированного образца из конструкции отбирают фрагмент, плоской поверхностью его укладывают на поддон формы, в форму укладывают бетонную смесь эталонного состава и подвергают тепловлажностной обработке.

Метод отрыва со скалыванием. Из тела бетона конструкции вырывают анкерное устройство, заделанное в отверстие (шпур) или установленное при бетонировании. Применяют три типа анкерных устройств (табл. 2.4). I тип – стержень с анкерной головкой, устанавливаемый в конструкцию до бетонирования (табл. 2.4); II тип – самоанкеривающееся устройство с рифлёными сегментными щеками и разжимным конусом; III тип – самоанкеривающееся устройство с рифлёными сегментными щеками и полым разжимным конусом со стержнем для опирания прибора. Устройства II и III типа устанавливают в готовые конструкции.

Отверстия высверливают электрической сверлильной машиной с алмазными свёрлами с победитовыми наконечниками или пробивают шлямбуром. Расстояние между анкерными устройствами принимают не менее 250 мм, а расстояние от края конструкции до места вырыва – не менее 150 мм. В месте испытания не должна располагаться арматура. Толщина бетона на участке вырыва должна быть не менее двойной глубины заделки анкера. Наибольший и наименьший размеры вырываемой части бетона не должны отличаться один от другого более чем в 2 раза.

Этот метод является достаточно точным и позволяет определить прочность бетона в диапазоне 5...70 МПа. Прочность бетона вычисляют по формуле

$$R = \alpha mF,$$

где F – усилие вырыва анкерного устройства; m – коэффициент, учитывающий максимальный размер крупности заполнителя в зоне вырыва и принимаемый равным 1 при крупности менее 50 мм и 1,1 – при крупности 50 мм и более; α – коэффициент пропорциональности между усилием вырыва и прочностью бетона, при $R \geq 10$ МПа коэффициент принимают по табл. 2.5.

Устройство типа I можно использовать для определения прочности бетона в готовой конструкции. В просверлённое отверстие вставляют прибор, заполняют прочным раствором.

Для вырыва анкерных устройств применяют гидравлические пресс-насосы ГПНВ – 5 (рис. 2.9) и ГПНС-4. Прибор ГПНВ-5 устанавливают на поверхность конструкции, центрируют. При вращении рукоятки 6 поршень насоса 7 перемещается вниз, выдавливая масло в рабочую часть цилиндра 4 и к манометру 5. Поршень цилиндра 4, перемещаясь вверх, вырывает анкерное устройство. Максимальное усилие вырыва 55 кН.

Таблица 2.4

Анкерное устройство			Типо-размер	Рекомендуемый прибор для вырыва
	Характеристика	Схема		
I	Рабочий стержень 1 с анкерной головкой		I-48 I-35	ГПНВ-5
II	Самозаанкеривающиеся устройства с применением рифлёных сегментных щек 3 и разжимного конуса 2		II-48 II-30	ГПНВ-5
III	Самозаанкеривающиеся устройства с применением рифлёных сегментных щек 3 и полого разжимного конуса 4 со стержнем 5 для опирания прибора при проведении испытаний		III-35	ГПНС-4

Таблица 2.5

Условия твердения бетона	Тип анкерного устройства	Предполагаемая прочность бетона, МПа	Глубина заделки анкерного устройства	Значение коэффициента α для тяжёлого бетона
Естественные	I	50	48	1
		50	35	2,3
	II	50	48	0,85
		50	30	2,4
Тепловая обработка	I	50	48	1,2
		50	35	2,5
	II	50	48	1
		50	30	2,6
	III	50	35	1,7

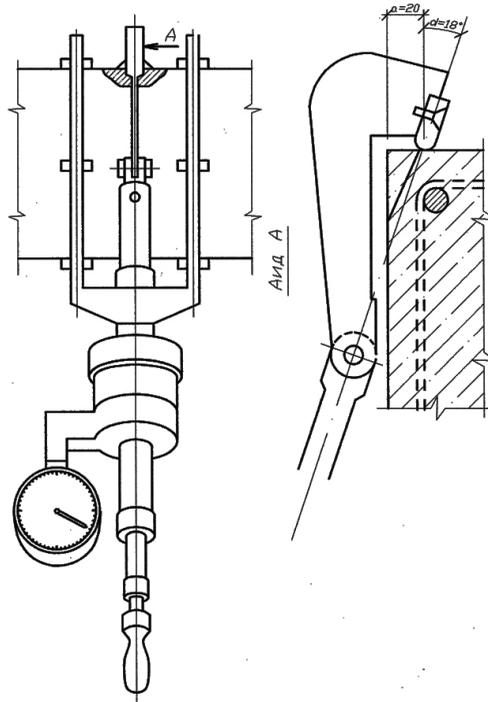


Рис. 2.24. Скалывающее устройство УРС

Метод скалывания ребра конструкции. Прочность бетона на сжатие определяют по усилию, необходимому для скалывания ребра конструкции (рис. 2.24 – 2.26). Для испытания используют прибор ГПНВ-5 в сочетании с устройством УРС или прибор ГПНС-4 с устройством УРС-2. На конструкцию помещают упорную раму 3; закрепляют её крюками 6 с винтовыми тягами; устанавливают скалывающий крюк 5, соединяя его с пресс-насосом. Глубину скола назначают равной 10, 20 или 30 мм. Расстояние между сколами принимают не менее 200 мм.

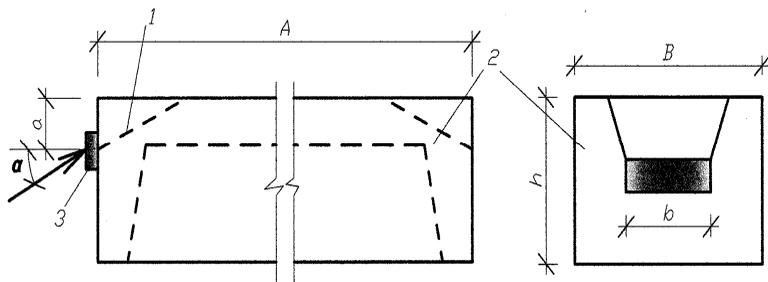


Рис. 2.25. Схема испытания методом скалывания ребра:

- 1 – поверхность скола бетона; 2 – конструкция;
- 3 – место приложения скалывающего усилия

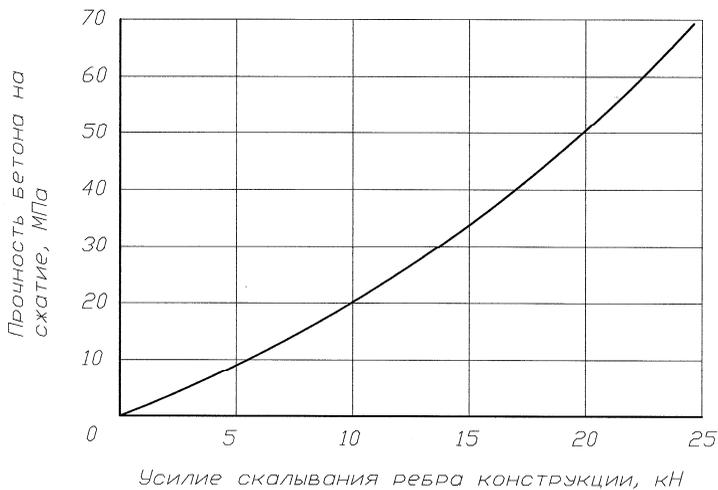


Рис. 2.26. Градуировочная кривая определения прочности бетона по усилию скалывания ребра конструкции

Этот метод применяют для определения прочности бетона в диапазоне от 10 до 70 МПа. При использовании прибора УРС

$$R = 0,055(30F + F^2),$$

где F – усилия разрушения, кН.

Определение прочности бетона по скорости прохождения ультразвука (ГОСТ 17624–87) приборами УКБ-1, УКБ-1М, УК-216П, УФ-90ПЦ, УК-10П, БЕТОН-8-УРС и др. На рисунке 2.27 приведены схемы прозвучивания бетона.

Определение прочности бетона по характеру следа, оставляемого на поверхности бетона ребром молотка или зубила. Прочность бетона при предварительном обследовании можно оценить простейшими приёмами, а именно: по характеру следа, оставляемого на поверхности бетона ребром молотка или зубилом.

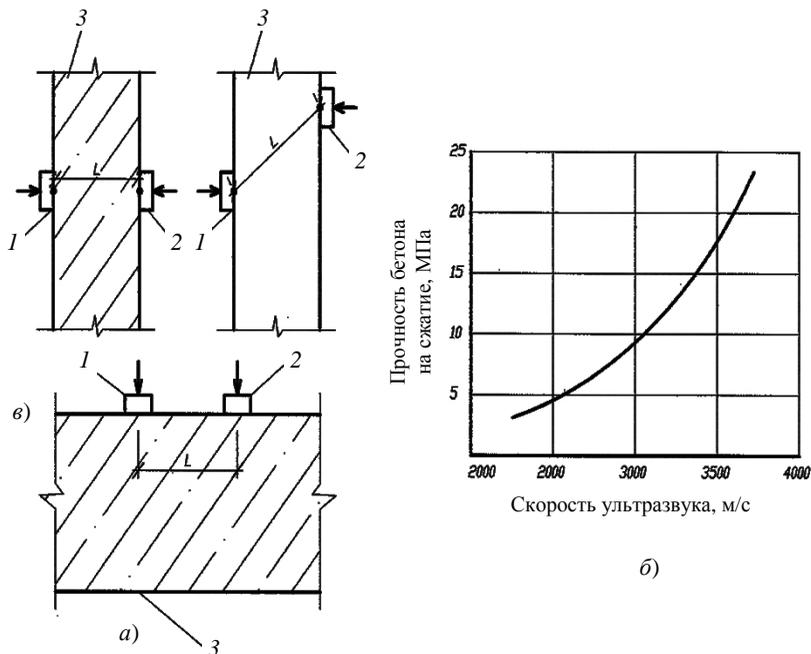


Рис. 2.27. Градуировочные кривые определения прочности бетона по скорости прохождения ультразвука:

- a* – сквозное прозвучивание; *б* – диагональное прозвучивание;
в – поверхностное прозвучивание; 1, 2 – точки установки преобразователей;
 3 – испытываемая конструкция; *L* – база прозвучивания

Таблица 2.6

Прочность бетона, МПа	Результаты удара	
	ребром молотка	молотком по зубилу (перпендикулярно к поверхности)
До 7	Неглубокий след, звук глухой, края вмятины не осыпаются	Зубило легко вбивается в бетон на глубину 10...15 мм
7...10	Вмятины, бетон крошится и осыпается, звук глухой	Зубило погружается на глубину 5 мм
10...20	Заметный след на поверхности, вокруг которого скалываются мелкие кусочки бетона	От поверхности бетона откалываются тонкие кусочки
Выше 20	Слабозаметный след на поверхности, звук звонкий	Неглубокий след, кусочки не отделяются, при царапании остаётся малозаметный след

При оценке прочности бетона зубило устанавливают перпендикулярно поверхности конструкции (табл. 2.6).

Метод отрыва. Определяют усилие, необходимое для местного разрушения при отрыве. На очищенную поверхность конструкции наклеивают эпоксидным клеем стальной диск со стержнем, с винтовой нарезкой для соединения с пресс-насосом (рис. 2.28).

Отрыв должен происходить не по клею, а по бетону. Для повышения прочности приклеивания поверхностный слой бетона снимают на глубину 0,5...1 мм, тщательно очищают от пыли, вокруг диска приклеивают бумажное кольцо, предохраняющее попадание клея на бетон за пределы зоны нагружения. Клей наносят на бетон и диск, выдерживают 10 мин. Затем диск прикладывают к бетону и пригружают гирей массой 1,5...2 кг. Испытание проводят не ранее чем через 24 часа. Диск через винтовую стержень присоединяют к пресс-насосу, центрируют и производят отрыв. Если отрываемая площадь менее 80% площади диска или под оторванным бетоном имеется арматура, то результат не учитывают. Диск используют многократно. Для очистки его от клея помещают сначала в кипяток, а затем в холодную воду. Метод применяют для определения прочности бетона в интервале 5...50 МПа.

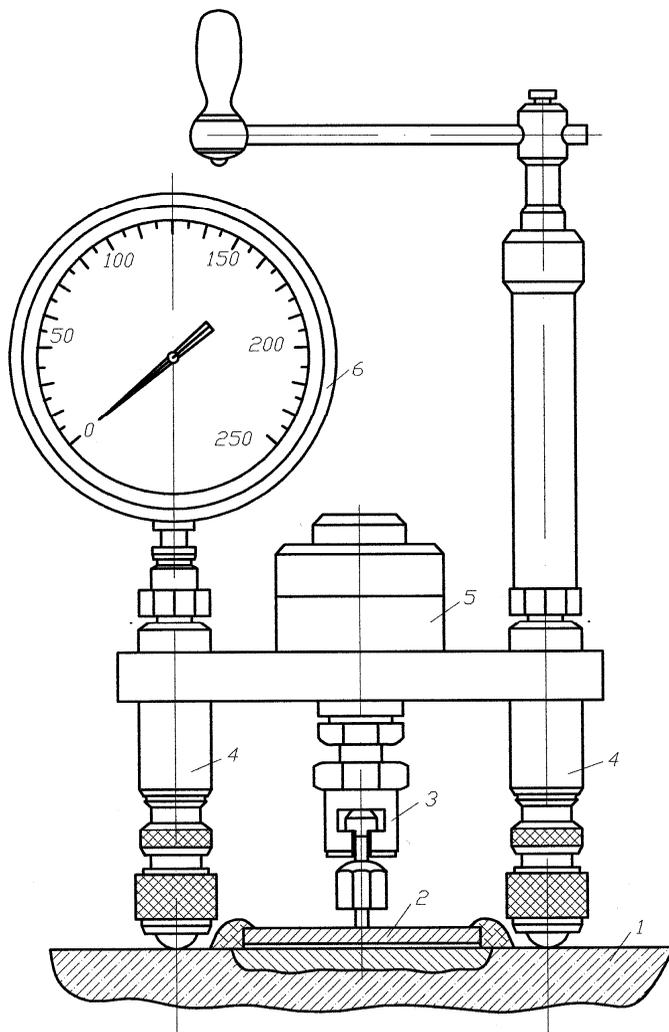


Рис. 2.28. Схема испытания бетона прибором ГПНВ-5 на разрыв:

1 – изделие; 2 – приклеенный штамп; 3 – захват; 4 – упоры;

5 – гидравлический домкрат; 6 – манометр

Построение градуировочных зависимостей. Испытания бетона неразрушающими методами позволяет получить косвенный показатель (КП): диаметр отпечатка, величину отскока, скорость распространения ультразвука, усилие для местного разрушения бетона, параметр удар-

ного импульса и др. Для определения прочности бетона на сжатие необходимо иметь градуировочную зависимость «КП–П». Строят её путём параллельных испытаний неразрушающим методом и испытанием образцов на сжатие по ГОСТ 10180–78. Образцы-кубики бетона изготавливают из бетона того же состава, по той же технологии, при том же режиме температурно-влажностной обработки, что и конструкции, испытываемой неразрушающими методами. Градуировочные зависимости для контроля отпускной и передаточной прочности горячего бетона строят по результатам неразрушающих испытаний горячих образцов. Испытания на прессе производят при нормальной температуре. Около 40% от общего количества образцов изготавливают из бетонной смеси, отличающейся от проектной по водоцементному отношению $\pm 0,4$.

Обработка результатов измерений. Зависимость «косвенный показатель X –прочность бетона R_n » принимают линейной:

$$R_n = a_0 + a_1 X,$$

где R_n – вычисленное значение прочности бетона по градуировочной зависимости; X – косвенный показатель; a_0 и a_1 – коэффициенты, определяемые по формулам

$$a_0 = R_{cp} - a_1 X;$$

$$a_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - x)(R_{i\text{cp}} - R_{cp})}{\sum_{i=1}^N (x_i - x)^2},$$

где R_{cp} – среднее арифметическое значение прочности бетона из испытаний на прессе; x – среднее арифметическое значение арифметической характеристики; $R_{i\text{cp}}$ и x_i – соответственно значения прочностей и косвенных характеристик для отдельных серий из трёх образцов;

$$R_{cp} = \sum_{i=1}^N R_{i\text{cp}} / N;$$

$$x = \sum_{i=1}^N x_i / N,$$

где N – число серий (или отдельных образцов), использовавшихся для построения градуировочной зависимости.

После построения градуировочной зависимости определяют среднее квадратическое отклонение и(или) пробивания конструкции (Б. Ж. 1969. № 4) (рис. 4.13)

$$S_m = \sqrt{\sum_{i=1}^N (R_{i\text{cp}} - R_{i\text{н}})^2} / (N - 2).$$

Градуировочную зависимость корректируют методом последовательных приближений из условия

$$(R_{i\text{н}} - R_{i\text{cp}}) / S_m \leq 2.$$

Пары единичных значений, не удовлетворяющие этому условию, отбрасывают. После того как построена зависимость, её оценивают по критерию

$$(S_m / R_{\text{cp}}) \cdot 100 \leq 12\%.$$

Если условие не удовлетворяется, то подбирают другую эмпирическую формулу.

2.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ

Испытание на трещиностойкость. Энергетической характеристикой трещиностойкости является энергия разрушения по площади под полной диаграммой деформирования. Начальный линейный участок диаграммы соответствует упругому деформированию. Вблизи максимальной нагрузки F_u появляется нелинейность диаграммы, соответствующая образованию микротрещин. После страгивания трещины при нагрузке F_u отмечается нисходящая ветвь, соответствующая устойчивому росту трещины.

Для получения полной диаграммы деформирования между плитами пресса, домкратом и конструкцией помещают упругие элементы. Применение в шарнирно-подвижной опоре качающейся призмы позволяет исключить горизонтальный распор. С помощью тензометрических динамометров, прогибомеров, датчиков смещения, координатных самописцев получают данные, позволяющие построить графики «нагрузка–прогиб», «нагрузка–раскрытие трещины», «раскрытие трещины–прогиб». Сопротивление устойчивому росту трещины оценивают по энергетической характеристике G_R , равной приращению энергии dW_a , затраченной на увеличение поверхности трещины

$$G_R = \frac{dW_R}{bhd\lambda},$$

где b , h – ширина и высота образца; $d\lambda$ – глубина надреза.

Ширину раскрытия трещин можно измерить: штангенциркулем с ценой деления 0,05 и 0,1 мм; лупой с ценой деления 0,1 мм; трафаретом с интервалом измерения 0,1...1 мм. Трещины классифицируют на волосяные – 0,1 мм и менее, мелкие – 0,2...0,3 мм, развитые – 0,3...0,5 мм, большие – 0,5...1,5 мм и выше. По развитию во времени трещины подразделяют на стабилизировавшиеся и нестабилизировавшиеся, пульсирующие. По расположению в конструкции трещины бывают односторонние, сквозные, одиночные, групповые, сетчатые, вертикальные, горизонтальные, наклонные. По причине возникновения трещины могут быть силовые, коррозионные, температурные, осадочные.

Момент трещинообразования и развития трещин определяют более точными методами: тензомерами, лаковых токопроводящих полос, акустической эмиссии, фотоупругих хрупких покрытий.

Тензорезисторы непрерывной цепью наклеивают на исследуемый участок. Образование трещины отмечается резким увеличением сопротивления.

Метод лаковых токопроводящих полос заключается в нанесении на поверхность конструкции полосы длиной до 30 см лака – водной эмульсии порошкового серебра и смолы. Отвердевший лак обладает электропроводностью. На концы лаковых полос подают электрический ток $I = 10 \text{ A}$ и $U = 100 \text{ B}$, выделяющееся тепло передается на бетон. В месте возникновения трещины отбор тепла резко сокращается. Лаковая полоса разогревается и перегорает. Сопротивление цепи при этом возрастает. При повышении напряжения добиваются появления искр в месте появления трещин с раскрытием до 0,001 мм.

В методе акустической эмиссии на поверхности конструкции по треугольной сетке устанавливают пьезодатчики. Сигнал акустической эмиссии от трещины поступает на ближайшие датчики и от них в блок логического преобразователя. ЭВМ вычисляет координаты трещины и выдает их на графопостроитель.

Исследование бетонов, армированных волокнами. Волокна распределяют по всему поперечному сечению. Они коротко и близко расположены друг к другу. В практике могут быть применены волокна из полипропилена, нейлона, полиэфира, полиэтилена, арамида, углерода. Волоконное армирование может эффективно управлять трещинообразованием, снижать растрескивание во время усадки и высыхания, увеличивать эластичность и несущую способность, снижать проницаемость бетона. Армирование стеклопластиком позволяет полу-

чить экономичную конструкцию, облегчить вес бетона, но при этом возможна щелочная реакция между стекловолокном и цементным раствором, приводящая к снижению прочности. Использование щёлочестойких стекловолокон позволяет несколько снизить этот эффект, но обнаружено повышение хрупкости. Один из путей решения проблемы – применение низкощелочного цемента, который не выделяет гидроксида кальция во время старения. В настоящее время проведены интенсивные исследования по получению армированного бетона заданной прочности и долговечности.

Армирование стальными волокнами начато в 1950 г. с целью увеличения прочности (статической, динамической, на разрыв и изгиб), повышению трещиностойкости, снижению количества усадочных швов. Применяют в объёме 0,5...2% для покрытий аэродромов, автодорог, полов промышленных зданий.

Испытания на длительную прочность. Длительной прочностью называют свойство материала противостоять разрушению при действии длительной нагрузки. Характеристиками длительной прочности являются напряжение, время до разрушения и пластичность (относительные удлинения и сужения образца). Пределом длительной прочности называют напряжение, вызывающее разрушение материала за определённое время испытания при постоянной температуре. В качестве контрольной характеристики принимают также время до разрушения при заданном напряжении. По ГОСТ 10145–81 предел длительной прочности определяют при продолжительности испытаний 50, 100, 500, 1000, 3000, 5000, 10 000 ч. Кроме предела длительной прочности определяют время до разрушения при заданном напряжении, относительное удлинение и сужение после разрыва. При испытании при заданной температуре образец помещают в печь и нагревают в течение 8 ч и более. Для измерения температуры на концах рабочей части образца устанавливают не менее двух термопар. После нагрева образца плавко прикладывают нагрузку. После разрушения образца определяют относительные удлинения и сужения.

Испытания на ползучесть (ГОСТ 3248–81). Ползучесть – нарастание деформаций материала во времени под действием постоянных величин нагрузок и температур. В результате опытов определяют предел ползучести – напряжение, при котором скорость или деформация ползучести за определённый промежуток времени не превышает заданного значения. Графики испытаний представляют в виде кривых в координатах «относительное удлинение (пластическая деформация ползучести)–время». Напряжения вычисляют по начальной площади поперечного сечения. Образец устанавливают в захваты испытатель-

ной машины, помещают в печь, нагревают до заданной температуры в течение не менее 8 ч. После нагрева прикладывают нагрузку и регистрируют удлинение образца. По окончании испытания образец разрушают и определяют остаточное удлинение.

2.4. ИСПЫТАНИЯ МЕТАЛЛА

К основным видам испытаний металла относятся опыты на растяжение, сжатие, кручение, ударный изгиб, определение твёрдости.

Испытание на растяжение (ГОСТ 1497–84) обеспечивает однородность напряжённого состояния. При этом определяются следующие характеристики: предел пропорциональности $\sigma_{\text{пц}}$, предел упругости $\sigma_{0,05}$, предел текучести физический $\sigma_{\text{т}}$ или условный $\sigma_{0,2}$, предел прочности, временное сопротивление разрыву σ_b , истинное сопротивление разрыву S_k , относительное удлинение после разрыва δ и относительное сужение ψ после разрыва. Длину образцов принимают не менее 200 мм для диаметра до 20 мм (без учёта концов, помещённых в захваты разрывной машины). Площадь поперечного сечения образца периодического профиля вычисляют по формуле

$$A = m / \rho l_0,$$

где m – масса образца; ρ – плотность стали, $\rho = 0,00785 \text{ г/см}^3$; l_0 – длина испытываемого образца.

Испытания проводят на разрывной или универсальной машине (ГОСТ 7855–84). Нагрузку увеличивают со скоростью 10 МПа/с.

При достижении предела текучести $\sigma_{\text{т}}$ стрелка силоизмерительного прибора останавливается, а затем вновь перемещается. Увеличивают нагрузку до разрушающей F_u . Скорость нагружения принимают более высокой. По величине F_u вычисляют предел прочности. Относительное удлинение образца ε и относительное сужение φ определяют по формулам:

$$\varepsilon = (l_f - l_0) \cdot 100 / l_0 ; \quad \varphi = (A_0 - A_1) \cdot 100 / A_0 ,$$

где l_0 – первоначальная длина образца; l_f – длина после разрыва; A_0 – первоначальная площадь поперечного сечения образца; A_1 – площадь поперечного сечения образца в месте разрыва.

Известны (А. Дюрелли, В. Паркс, 1974) ещё одиннадцать способов описания относительных деформаций. При испытании листового металла используют образцы прямоугольного поперечного сечения. Они также имеют головки с плавными переходами.

Испытание на сжатие. Статические испытания на сжатие проводят по ГОСТ 25.503–80 при температуре (20_{-10}^{+15}) °С. Определяют модуль упругости E^c , предел пропорциональности $\sigma_{\text{пц}}$, предел упругости $\sigma_{\text{уп}}$, физический предел текучести σ , условный предел текучести $\sigma_{\text{т}}$, предел прочности $\sigma_{\text{пр}}$. Для испытаний изготавливают цилиндрические образцы с гладкими торцами и выточками.

При определении модуля упругости образец нагружают до $\sigma_0 = 0,1\sigma_{\text{пц}}^{\text{ож}}$, устанавливают тензометры, нагрузку ступенями увеличивают до $(0,7\dots 0,8)(\sigma_{\text{пц}}^c)^{\text{ож}}$, строят диаграмму сжатия $F_c = f(\Delta h)$ и вычисляют модуль упругости при сжатии

$$E_c = \frac{\Delta F^c h_0}{\Delta h_{\text{ср}} A_0},$$

где ΔF^c – степень нагрузки при сжатии; $\Delta h_{\text{ср}} = \Delta h_{\text{оср}} - \Delta h_{\text{ксп}}$, $\Delta h_{\text{оср}}$ – среднее значение начальной расчётной высоты образца до испытаний по трём и более измеренным образцам; $\Delta h_{\text{ксп}}$ – среднее значение конечной расчётной высоты образца после испытаний по трём и более измеренным образцам.

За предел пропорциональности принимают напряжение, при котором отклонение от линейной зависимости на графике $F_c - \Delta h$ в т. $F_{\text{пц}}^c$ с осью нагрузок достигает такого значения, что тангенс угла наклона увеличивается на 50%:

$$\sigma_{\text{пц}}^c = F_{\text{пц}}^c / A.$$

Испытания проводят следующим образом: нагрузку увеличивают до $\sigma_0 = 0,1(\sigma_{\text{пц}}^c)^{\text{он}}$, устанавливают тензометры, увеличивают нагрузку ступенями по $(0,10\dots 0,15)(\sigma_{\text{пц}}^c)^{\text{ож}}$ до $(0,7\dots 0,8)(\sigma_{\text{пц}}^c)^{\text{ож}}$. Затем нагрузку увеличивают ступенями по $0,2(\sigma_{\text{пц}}^c)^{\text{ож}}$. Испытания прекращают, когда средняя абсолютная деформация Δh превышает среднее значение абсолютной деформации на начальном линейном участке в 2–3 раза.

Под пределом упругости при сжатии принимают напряжение $\sigma_{0,05}^c$, при котором относительная остаточная (пластическая) деформация ϵ достигает 0,05% от начальной расчётной высоты образца. Относительную деформацию определяют по формуле

$$\varepsilon = \frac{h_0 - h_k}{h_0} \cdot 100\% .$$

Образец нагружают до $0,1(\sigma_{\text{оп}}^c)^{\text{ож}}$, устанавливают тензометр, увеличивают нагрузку до $0,07 \dots 0,8(\sigma_{\text{оп}}^c)^{\text{ож}}$, прикладывают нагрузку ступенями по $0,05(\sigma_{\text{оп}}^c)^{\text{ож}}$. Величину $F_{0,05}^c$ определяют по графику $F_c - h$ в точке пересечения прямой, отстоящей от оси Δh на $0,0005h_0$ и параллельной начальному участку графика с кривой.

Испытание на ударный изгиб (определение ударной вязкости). Метод основан на разрушении образца одним ударом маятникового копра (ГОСТ 9454–78^{*}). На образцах прямоугольного поперечного сечения делают надрез в зоне максимальных нормальных напряжений. Под ударной вязкостью понимают работу, отнесённую к начальной площади поперечного сечения в зоне концентратора. В результате испытаний определяют такие характеристики, как хладкоёмкость, тепловую хрупкость, хрупкость перекристаллизации и др. Образец устанавливают на опоры маятникового копра надрезом вниз (рис. 2.29). Ось надреза должна быть перпендикулярна продольной оси образца. Измерительное устройство позволяет определить работу удара разрушения. В протоколе испытания указывают маркировку образца, его тип и размеры, площадь поперечного сечения и вычисленное значение ударной вязкости (KC)

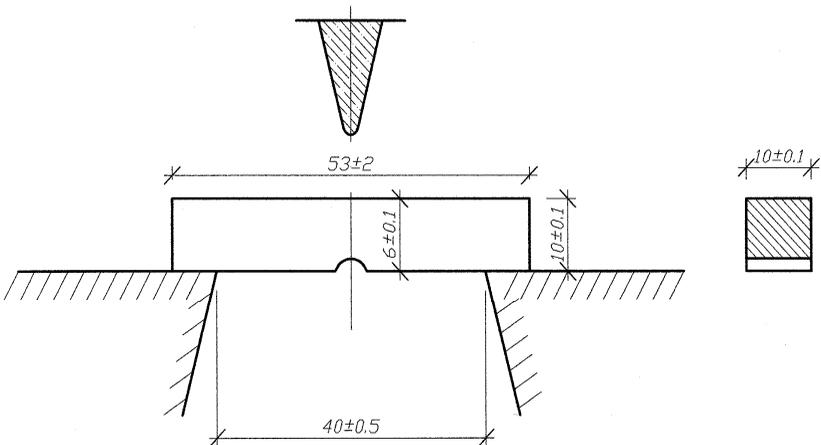


Рис. 2.29. Образец металла 55×10×10 мм для определения ударной вязкости

$$KC = K / S_0,$$

где K – работа удара; S_0 – начальная площадь поперечного сечения в месте надреза, $S_0 = H_1B$; H_1 – начальная высота рабочей части образца; B – начальная ширина образца; KC – символ ударной вязкости.

Для испытания при повышенных температурах копёр снабжают нагревательной печью и полуавтоматическим загрузочным устройством.

Устанавливают зависимость между разрушающей нагрузкой и температурой образца при разных величинах энергии удара.

Испытания арматурных канатов классов К-7 и К-19. Определяют механические и реологические свойства канатов. В качестве прочностных характеристик принимают разрывное усилие P_p и усилие при условном пределе текучести $P_{0,2}$. По ТУ 14-2-22-71 испытания канатов проводят по отдельным проволокам с последующим суммированием. Этот способ имеет более высокую трудоёмкость по сравнению с испытанием в агрегатном состоянии, при котором одновременно определяют относительное удлинение перед разрывом.

Реологические испытания канатов проводят по методике ГОСТ 28334 с использованием жёстких динамометрических рам типа РД-20 конструкции НИИЖБ. Начальное напряжение в образцах принимают равным 60...80% фактического временного сопротивления, т.е. задают ряд значений σ_{sp} / σ_u . Образцы выдерживают под нагрузкой при нормальной температуре 20 ± 10 °С. Согласно ГОСТ 13840 за время выдержки при нормальной температуре в течение 1000 ч и начальном усилии, равном 0,7 действительного разрывного усилия, потери напряжений от релаксации не должны превышать 8% ($\Delta_i^{1000} = 8\%$). Среднее значение релаксации связано с уровнем начальных напряжений линейной зависимостью (рис. 2.30)

$$\Delta_i^{1000} = 0,4 \left(\frac{\sigma_{sp}}{\sigma_u} - 0,57 \right) \cdot 100\%.$$

Прочность стали после огневого воздействия. Конструкции во время пожаров испытывают высокотемпературное воздействие, различное по длительности и интенсивности. Отдельные из них разрушаются вследствие наступления предела огнестойкости. Для предварительно напряжённых конструкций при нагреве арматуры до 300...400 °С обрушение не происходит. При большей температуре возможно обрушение.

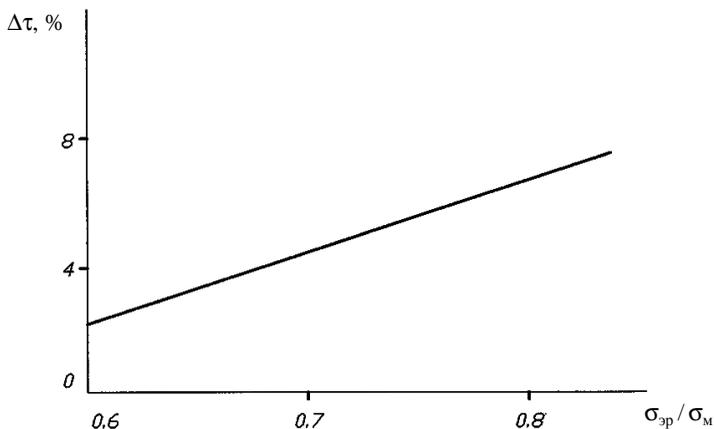


Рис. 2.30. Релаксация напряжений после выдержки в течение 1000 ч

Испытания арматуры проводят в муфельной печи по ГОСТ 244-52-80. Образцы с хромель-алюмелевыми термопарами вставляют в печь, производят нагружение по экспериментально установленному режиму, соответствующему прогреву арматуры в плите с толщиной защитного слоя бетона 20 мм при действии температурного режима по формуле

$$t = t_0 + 345 \log(8\tau + 1),$$

где t – температура в огневой камере; t_0 – начальная температура в помещении; τ – время длительности огневого воздействия, мин.

После нагрева до заданной температуры и остывания до 20 °С образцы испытывают на растяжение с замером деформаций. Часть образцов испытывают нагревом без нагрузки для выделения влияния температурного и силового факторов на изменение свойств стали. При сохранившейся после пожара прочности предварительно напряжённой конструкции сохранность эксплуатационных свойств определяется величиной необратимой потери жёсткости. Образцы арматуры вырезают из испытанных огневое воздействие конструкций и испытывают на растяжение по ГОСТ 12004-81. Диаграммы «напряжение–деформация» сравнивают с контрольными.

2.5. ИСПЫТАНИЕ КИРПИЧА, РАСТВОРА И КЛАДКИ

Определение марки кирпича на сжатие. Предел прочности на сжатие определяют по испытанию 5 кирпичей от средней пробы. Кирпичи распиливают дисковой пилой по ширине на две равные части,

половины накладывают одна на другую распилами в разные стороны и склеивают цементным раствором из портландцемента марки не выше 300. Толщина слоя цементного теста между половинками не должна превышать 5 мм. Внешние поверхности кирпича, параллельные соединительному шву, выравнивают цементным слоем толщиной 3 мм. Работы по склейке и подливке кирпича выполняют на горизонтально уложенном стекле, покрытом смоченной бумагой. По бумаге укладывают цементное тесто слоем 3 мм. Одну половинку кирпича кладут на тесто и слегка прижимают. Верхнюю поверхность половинки покрывают цементным раствором и укладывают вторую половинку, слегка прижимая. Верхнюю поверхность второй половинки выравнивают цементным раствором и прижимают стеклом со сложенной бумагой.

Подготовленные таким образом образцы выдерживают в лаборатории во влажных условиях в течение 3–4 сут. Перед испытанием определяют площадь поперечного сечения с точностью до 1 см^2 и параллельность поверхностей. Нагрузка от гидравлического пресса должна возрастать непрерывно и равномерно со скоростью, обеспечивающей разрушение через 20...60 с после начала испытаний. Определяют среднюю величину предела прочности и испытания пяти образцов.

Определение предела прочности при изгибе. Целый кирпич укладывают плашмя на две опоры, расположенные на расстоянии 200 мм одна от другой, опоры должны иметь закругления радиусом 10...15 мм. Нагрузку от гидравлического пресса прикладывают в середине пролёта равномерно по ширине и передают через цилиндрическую опору таким же радиусом, как и нижние. Между опорами и кирпичом подкладывают полоски из цементного теста шириной 20...30 мм. Измеряют поперечное сечение кирпича по середине пролёта с точностью до 1 мм. Нагрузку передают 45-тонным гидравлическим прессом в течение 20...60 с после начала испытаний. Предел прочности при изгибе $R_{\text{изг}}$ вычисляют по формуле

$$R_{\text{изг}} = \frac{3F_u l}{2bh^2},$$

где F_u – разрушающая нагрузка, Н; l – расстояние между опорами, мм; b – ширина образца, мм; h – высота кирпича по середине пролёта, мм.

Определение морозостойкости. На отобранных образцах несмываемой краской отмечают дефекты (трещины, сколы). Образцы высушивают до постоянной массы, взвешивают и насыщают водой. Затем кирпичи укладывают в контейнеры с зазорами не менее 20 мм, помещают в морозильную камеру, поддерживая в ней температуру 15...20 °С. Началом замораживания образцов считают время установ-

ления в камере температуры -15°C . Замораживание длится 4 ч. Далее образцы в контейнере погружают в сосуд с водой, температура которой $15\dots 20^{\circ}\text{C}$. Продолжительность оттаивания при этой температуре должна быть не менее 24 ч. Образцы осматривают через каждые 5 циклов при 15 и 25 циклах попеременного замораживания и оттаивания и через 10 циклов при 30 и 35 циклах попеременного замораживания и оттаивания. Признаками повреждения являются расслоение, шелушение, сквозные трещины, выкрашивание. Потери массы M_1 образцов вычисляют по формуле (в %)

$$M_1 = [(m_1 - m_2) / m_1] 100,$$

где m_1 – масса насыщенного водой образца перед испытанием; m_2 – масса насыщенного водой образца после испытания на его морозостойкость.

Определение прочности раствора кладки. Из горизонтальных швов кладки отбирают цементный раствор. Изготавливают кубики с рёбрами 3...4 см из двух квадратных пластинок. Пластины склеивают и поверхность выравнивают тонким слоем гипсового теста. Прочность на одноосное сжатие определяют по ГОСТ 5802–86. К косвенным методам определения прочности относится метод сверления. Прибор устанавливают на поверхность конструкции, фиксируют в заданном положении. Вращением рукоятки производят сверление раствора. Имеется функциональная зависимость между числом оборотов рукоятки, глубиной погружения сверла и прочностью материала.

Испытание кирпичной кладки. Прочность кладки является основной характеристикой. Зависит она от прочности кирпича и раствора, формы кирпича, наличия пустот, толщины швов, качества работы, системы перевязки, характера погружения и др. Нормальным сопротивлением кладки называют предел прочности в возрасте 28 суток, устанавливаемый с учётом статистической изменчивости на основе испытаний образцов кладки в виде столбов высотой $h \geq 3d$, где d – наименьший размер поперечного сечения (рис. 2.31).

Нагрузку передают ступенями по $0,1F_u$ с выдержкой на каждой ступени 5 мин. Общая продолжительность испытания составляет около 1 ч. При испытании определяют на каждой ступени упругие и полные деформации, F_{cr} нагрузку, при которой появились первые трещины, характер их образования и развития, величину разрушающей нагрузки, характер разрушения образца.

Прочность сцепления раствора с кирпичом определяют разными способами. На рисунке 2.32 приведена схема прибора наиболее совершенной конструкции.

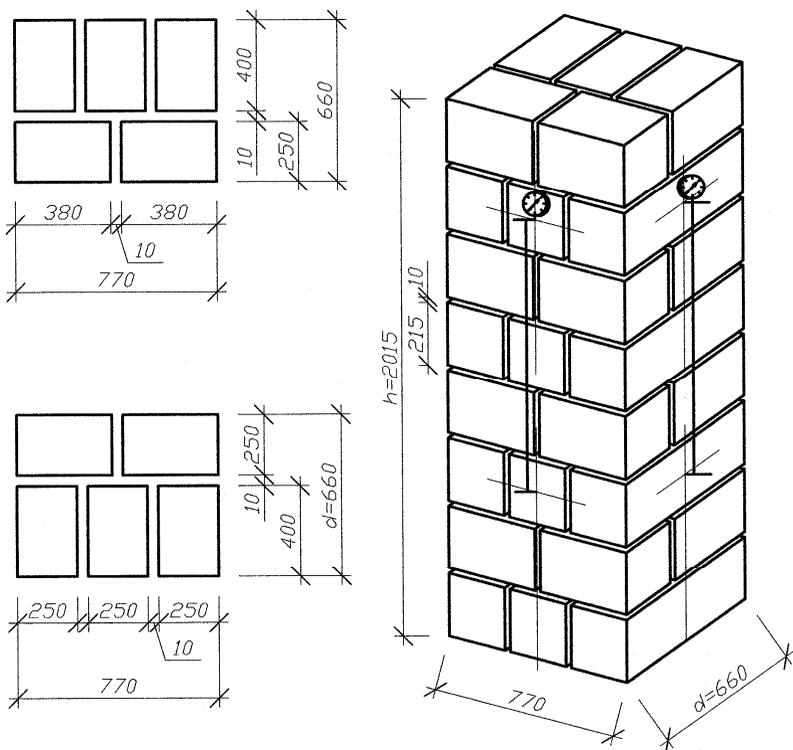


Рис. 2.31. Схема испытания кирпичного столба

Поляризационно-оптический метод (фотоупругость, фотопластичность, фототермоупругость, динамическая упругость и др.) направлен на определение полей напряжений и деформаций с применением плоских или объёмных пространственных моделей, выполненных подобными по форме, нагрузке, конструкции и просвечиваемых поляризационным светом (Н. И. Пригоровский, 1983 г.).

В каждой точке модели измеряют разности главных напряжений в плоскостях, перпендикулярных к направлению просвечивания.

Подробнее о методе, его возможностях и практических предложениях можно узнать в книгах А. Я. Александрова и М. Х. Ахметзянова (1973), Л. М. Качанова (1960), В. М. Краснова (1939), Г. Опеля (1962), Н. И. Пригоровского (1949 – 1983), В. Ф. Трумбачева (1960 – 1970), Г. Л. Хесина (1963 – 1970), М. М. Фрохта (1961) и др.

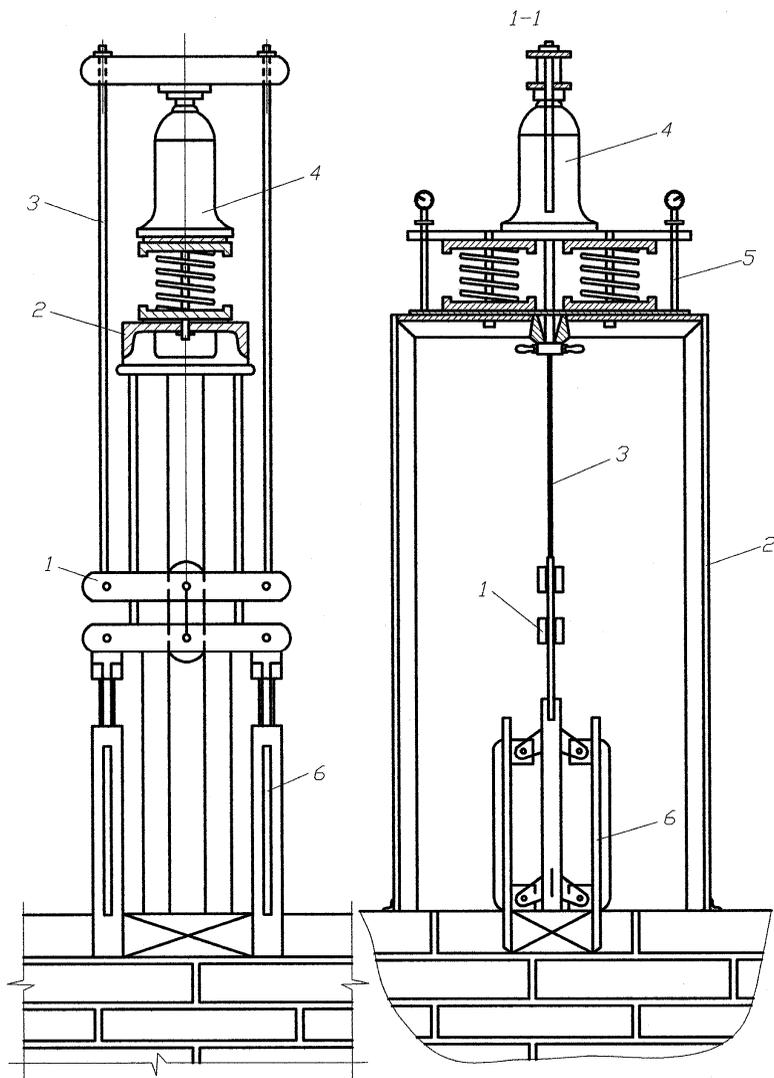


Рис. 2.32. Схема прибора для определения прочности сцепления раствора с кирпичом (ГОСТ 24992-81):

1 – траверса; 2 – рама; 3 – тяги; 4 – домкрат; 5 – динамометр; 6 – захват

Значительное исследование инженерно-технических задач строительного профиля проведены МИСИ под руководством Г. Л. Хесина (1963 – 1970).

Метод Муара. Подробно описан в книге А. Дюрелли, В. Паркса (1974). В основе метода положен анализ поля предварительного нанесённых на образец линий (например, с частотой 50 л/см) и искривлённых в процессе нагружения (в механике иногда называют метод сеток). Применительно к расчёту строительных конструкций он описал в книге П. М. Варвака, Л. П. Варвака (1977). Анализ выполняют с использованием теории больших деформаций.

Леденёв В. В. использовал (1970 – 1973) этот приём при исследовании характера деформирования грунтовых оснований, выяснения схем разрушения основания, разрыва перемещений и их скоростей. Приведём перечень приборов, часто применяемых в практике [52]. Для измерения толщины защитного слоя бетона, диаметра арматуры применяют приборы ИПА-МГ4, ИСМ (измеритель сечения металла), ИЗС-2 (измеритель защитного слоя), ЧЗС-АР (измеритель защитного слоя бетона с автоматической регистрацией), Г. И. Кравцова.

Для измерения деформаций используют: рычажный тензометр (ТР) тензометры Аистова ТА-2, ТА-3, измерители кривизн поверхностей плит и панели.

При технических обследованиях зданий и сооружений применяют:

- для определения скрытых дефектов – ультразвуковые приборы УКБ-1 или УК-10п, средства инфракрасного контроля;
- для определения воздухопроницаемости соединений между конструкциями – дефектоскопы ДС КЗ-1;
- для измерения ширины раскрытия трещин – микроскоп МИР-2;
- для осмотра конструкций в труднодоступных местах – оптический прибор РВП-451;
- для определения сферических характеристик – влажности (электронный влагомер ЭВ-2М, влагомер МГУ), температуры (анемометр-термометр ДСFM 8301, бесконтактный термометр МТ4, ИВТМ-7);
- для визуализации тепловых полей (термограф JRTJS-2000), плотности теплового потока (ЧТП-7).

3. ИСПЫТАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ

3.1. СПОСОБЫ СОЗДАНИЯ НАГРУЗОК

Нагрузки на образцы материалов, модели и конструкции создают при помощи штучных грузов (кирпича, блоков, свай, чугунных и стальных гирь), сыпучих материалов (песка, щебня, гравия), воды, давления, воздуха, автотранспорта, рычагов, собственного веса (например, здания), гидравлических домкратов. Линейные размеры штучных грузов не должны превышать $1/6 \dots 1/10$ величин пролётов [26, 31, 41, 44, 48, 52, 53, 55, 57, 64, 69, 70, 77, 83].

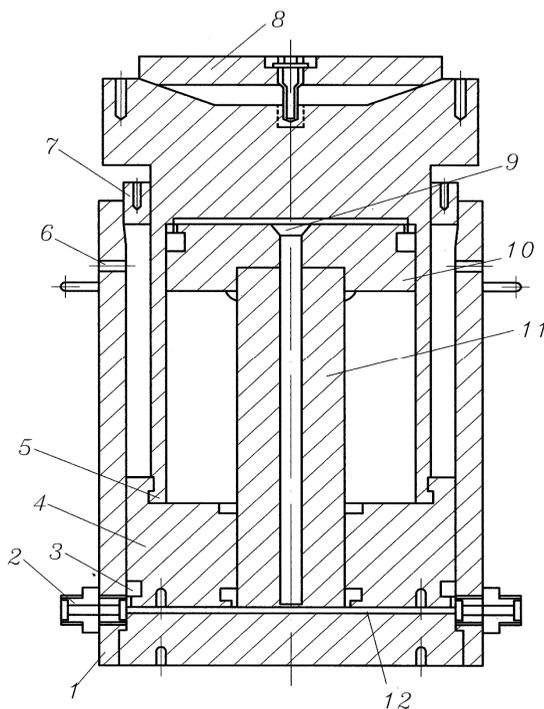


Рис. 3.1. Схема гидравлического домкрата ДГ-100М:

1 – цилиндр; 2 – штуцер для шланга; 3 – манжеты; 4 – составной плунжер;
5, 6 – отверстия для выхода воздуха; 7 – ограничительная гайка; 8 – сферическая
опора; 9, 12 – рабочие полости; 10 – неподвижный поршень; 11 – полый шток

Наиболее широко применяют гидравлические домкраты грузо-подъёмностью 100, 250, 500, 1000, 2000, 5000 и 10 000 кН. Сила, развиваемая домкратом, равна произведению площади поршня на давление в рабочей полости цилиндра. На рисунке 3.1 приведена схема домкрата, работающего по принципу удвоения силы. В цилиндр 1 опущен составной плунжер, внутрь которого вставлен неподвижный поршень с полым штоком. Масло под давлением проходит через штуцер в полость 12 и через отверстие в штоке – в полость 9. Плунжер перемещается относительно неподвижного поршня и цилиндра. Домкрат снабжён самоустанавливающейся опорной плитой.

Для нагнетания масла в гидравлические домкраты применяют плунжерные насосы и насосные станции с ручным и электрифицированным приводами. Насосы изготавливают в одном блоке с домкратом или выносят в отдельную установку (насосную станцию). Насосные станции выпускают с предельным давлением 40 МПа (НСР-400, НСП-400 и др.). Насосная станция может обслуживать по несколько параллельно поставленных домкратов.

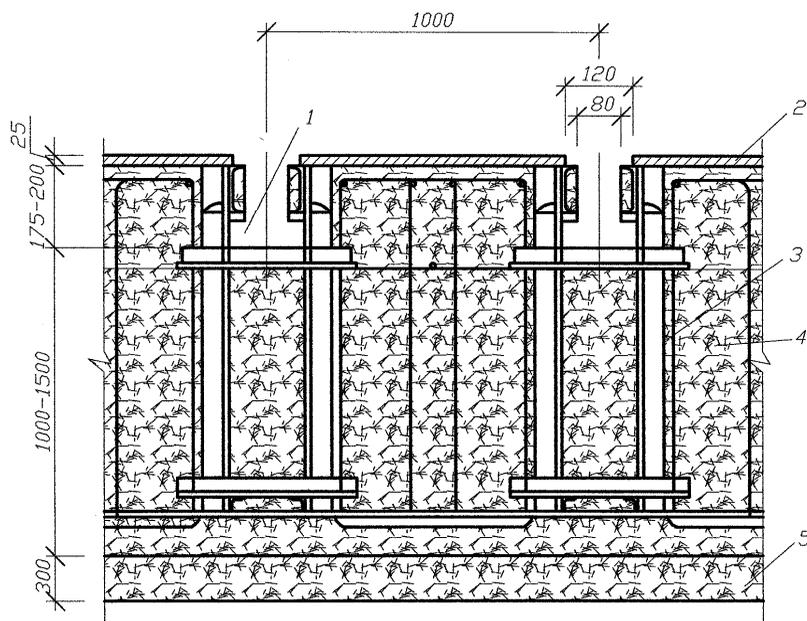


Рис. 3.2. Конструкция силовой плиты:

1 – анкерная шель; 2 – цементный пол силовой плиты; 3 – уголковая сталь 120×120×12; 4 – бетон В 17,5; 5 – гравийно-песчаная подушка

Стационарные стены. Предназначены для испытания в вертикальном положении балок, ферм, стеновых панелей, арочных и рамных конструкций. Стенды монтируют на фундаменте или силовой плите. В плите закрепляют стойки и подкосы домкратной установки (рис. 3.2). Плита армирована в продольном и поперечном направлениях. Для анкеровки в плите устанавливают горизонтальные борозды (анкерные щели).

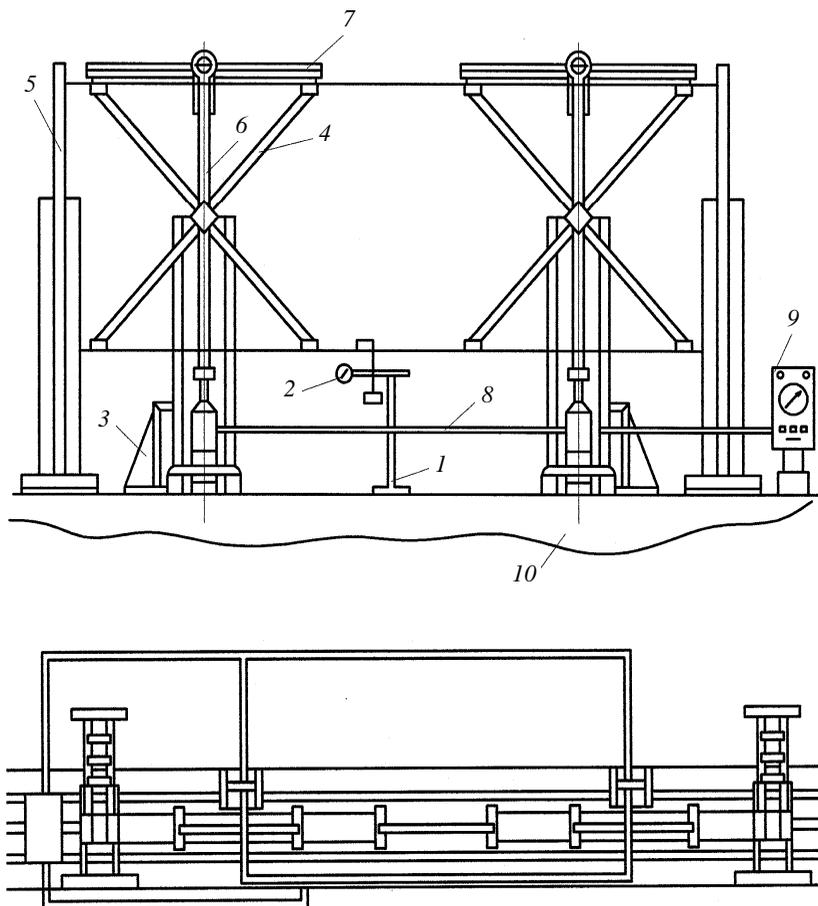


Рис. 3.3. Стенд для испытания стеновой панели:

- 1 – штатив; 2 – прогибомер; 3 – опора; 4 – распределительное устройство;
 5 – стойка-опора; 6 – тяга; 7 – траверса; 8 – трубопровод;
 9 – насосная станция; 10 – силовая балка фундамента

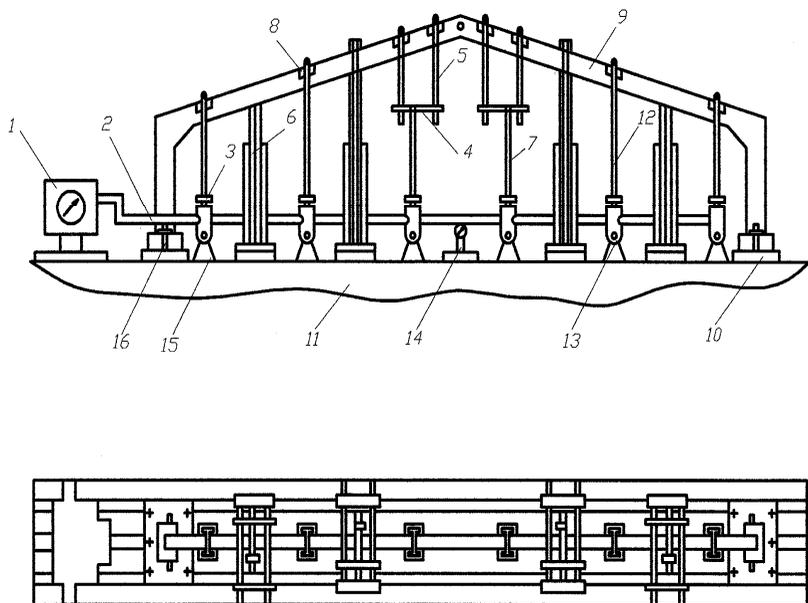


Рис. 3.4. Стенд для испытания полурамы:

- 1 – насосная станция; 2 – трубопровод; 3, 4 – траверсы; 5 – тяга;
 6, 12 – стойки; 7 – хомут; 8 – столик; 9 – полурама; 10 – башмак;
 11 – силовая балка; 13 – гидравлический домкрат, 14 – штатив;
 15 – анкер; 16 – анкерный болт

Расстояние между щелями 1000 мм. В плите заделаны парные металлические фермы. Верхние пояса ферм состоят из [№ 20]. Под швеллерами анкерная щель расширяется.

Испытание конструкций осуществляют с вертикальной или горизонтальной передачей нагрузки. Для этого используют домкратные установки рамной конструкции. Установки с вертикальной передачей нагрузки состоят [29] из домкратной траверсы, двух нижних траверс с крепёжными анкерными болтами, двух тяг, по которым перемещается домкратная траверса, расчалок и крепёжные детали. Под пазами силовой плиты устанавливают и закрепляют анкерными болтами нижние траверсы. Затем укладывают конструкцию, крепят её траверсами тяги, надевают домкратные траверсы и закрепляют их цилиндрическими стержнями. Далее устанавливают домкраты (рис. 3.1), подсоединяют их к насосной станции, проверяют правильность и точность соединения элементов, крепят измерительные приборы и проводят испытания.

В стендовых залах, кроме силового пола, размещают другие испытательные установки, стеллажи для хранения конструкций и приспособлений, контейнеры для хранения грузов, цемента, щебня и других, приборы для определения физико-механических характеристик материалов. В отдельных залах размещают также бетоносмесительные узлы. На рисунках 3.3, 3.4 приведены схемы стендов для испытания конструкций.

На рисунке 3.5 приведены схемы загрузки конструкций.

Разрезная плита. Загружают полтора пролёта в каждую сторону от исследуемого сечения. Рекомендуется кроме испытываемой плиты загрузить ещё по одной, по обе стороны от первой.

Неразрезная плита. В соответствии с линией влияния изгибающего момента в середине между опорами проектную схему нагружения заменяют на эквивалентную: загружают балку в рассматриваемом пролёте и по обе стороны через пролёт (рис. 3.5, а).

Однопролётная балка с неразрезной конструкцией заполнения. Нагрузку располагают в четырёх пролётах: два примыкающих к балке и два через пролёт в обе стороны (рис. 3.5, в). В случае, если испытываемая балка является первой от стены, то загружают по схеме (рис. 3.5, з), а на втором этапе – с догрузкой пропущенного пролёта.

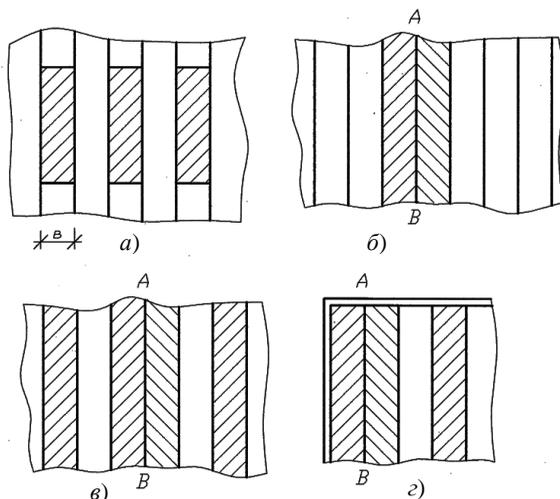


Рис. 3.5. Схемы загрузки конструкций:

а – неразрезной плиты; б – однопролётной балки с разрезной конструкцией заполнения; в, з – то же с неразрезной конструкцией заполнения; д – колонн; е – арок; ж – ферм

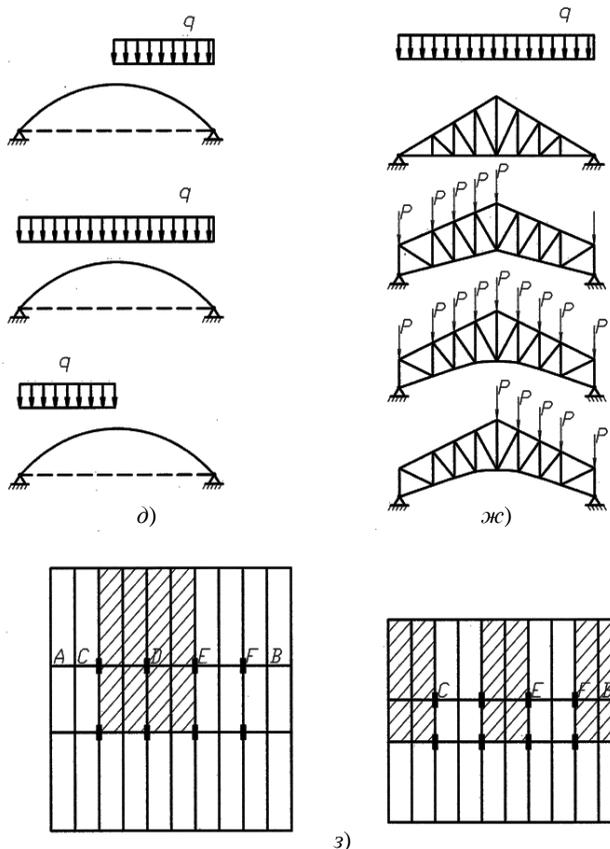


Рис. 3.5. Окончание

3.2. СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

Многопролётные неразрезные балки. В [19] приведены обоснования по замене проектной схемы нагрузки на эквивалентную (рис. 3.6, а). В соответствии с линией влияния изгибающего момента нагружение временной нагрузкой следует производить через пролёт (рис. 3.6, в). В зависимости от соотношения длин пролётов, суммарную величину нагрузки можно снизить на 25...40%. Эффективность снижения величины испытательной нагрузки для эквивалентной по моменту схемы нагружения достигает 60...70% (рис. 3.6, д). Переход к эквивалентной сосредоточенной нагрузке (рис. 3.6, е) даёт выигрыш в суммарной величине нагрузки до 10 раз.

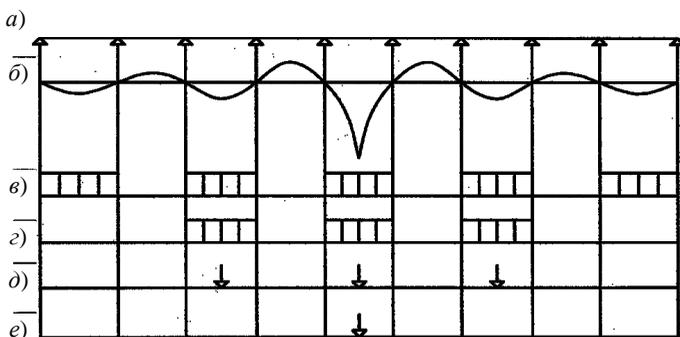


Рис. 3.6. Схемы загрузки многопролётной неразрезной балки

Колонны. Используют две схемы нагружения: для получения максимальной продольной силы нагрузку располагают на всех примыкающих к колонне панелях (рис. 3.5, д). Для создания максимального изгибающего момента нагрузку располагают через пролёт. Максимальную продольную силу в колоннах многоэтажной рамы получают нагружением перекрытий слева и справа от испытываемой рамы на всех этажах.

Арки и своды. Загружают половину пролёта, выдерживают, нагружают вторую половину. После выдержки снимают нагрузку на первой половине пролёта и далее на второй (рис. 3.5, е).

Фермы. При расчёте по прочности, трещиностойкости и деформативности предполагают воздействие полной нагрузки по всему пролёту и постоянной нагрузки на половине пролёта.

По анализу линий влияния усилий в основных панелях фермы показано, что эквивалентные схемы с нагрузкой по двум узлам вместо пяти (рис. 3.7) позволяет достаточно точно исследовать действительную работу конструкции.

В [4, 44] отмечается, что наибольшие усилия в стержнях решётки зависят от взаимного расположения верхнего и нижнего поясов. Если пресечение поясов лежит за пределами опорных сечений, то для получения наибольших усилий надо сначала загрузить ферму односторонней нагрузкой, затем догрузить вторую половину пролёта и удалить одностороннюю нагрузку. Если в ферме точка пересечения нижнего пояса с верхним не выходит за пределы опорных сечений, то усилия в стержнях решётки определяют при симметричном нагружении по всему пролёту.

Известен ряд конструктивных решений по созданию определённого вида нагружения. Растягивающую нагрузку можно передать системой траверс (рис. 3.8).

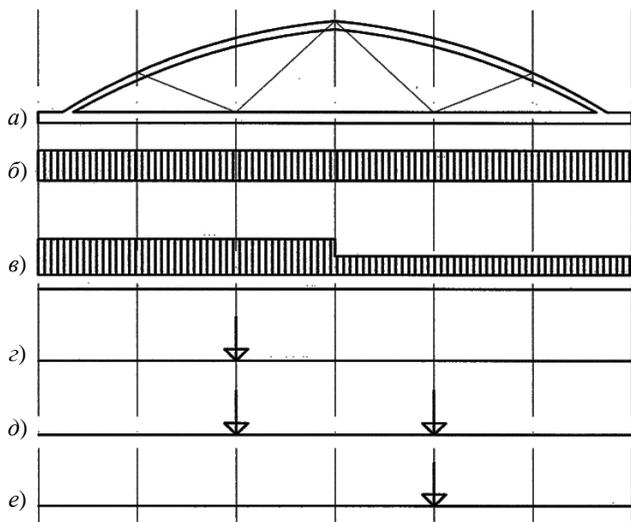


Рис. 3.7. Расчётные (а, б) и эквивалентные (в, г, д, е) схемы нагружения стропильной фермы

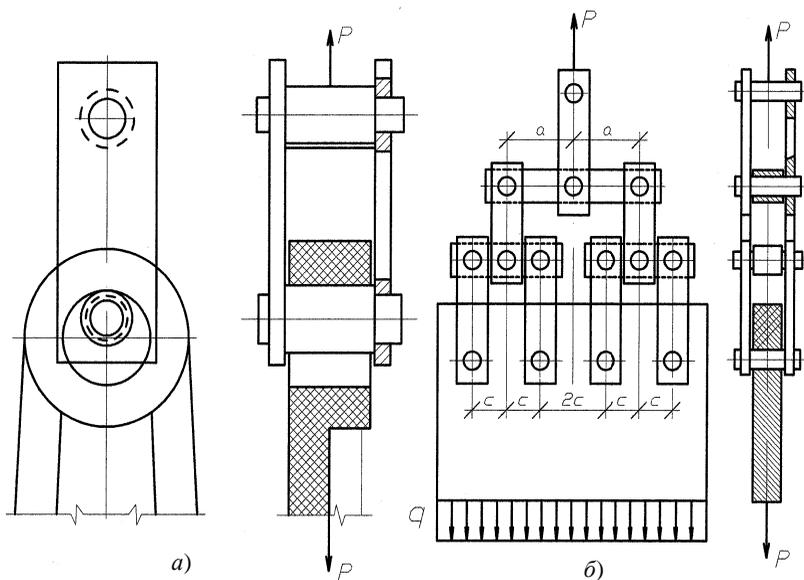


Рис. 3.8. Приспособление для приложения растягивающей силы

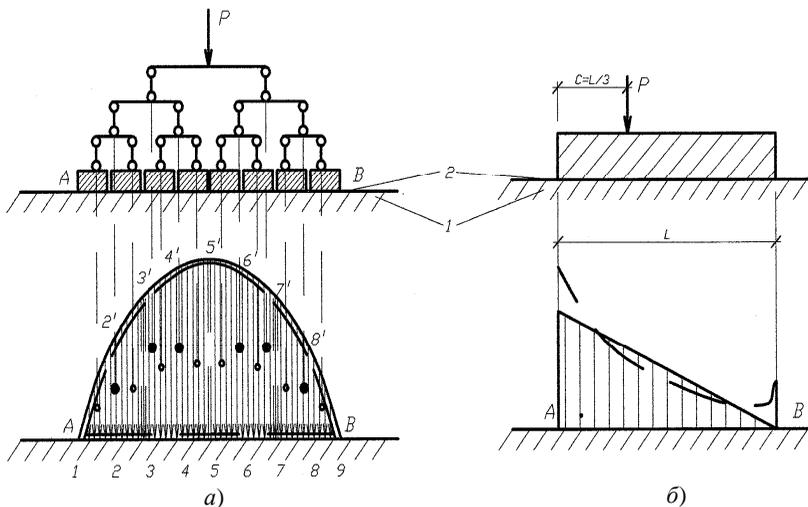


Рис. 3.9. Имитация распределённой нагрузки системой сосредоточенных сил:
a – вид в разрезе; *б* – в плане

Равномерно распределённую нагрузку прикладывают штучным материалом так, чтобы жёсткость его была минимальной и не влияла на характер напряжений и перемещений в конструкции. Обычно нагрузку прикладывают отдельными столбиками шириной, не превышающей 1/6 испытываемой конструкции. Зазор между столбиками должен быть не менее 50 мм. Распределённую нагрузку можно представить системой сосредоточенных сил (рис. 3.9).

По ГОСТ 9929–85 полную контрольную (разрушающую) нагрузку при проверке прочности конструкций принимают равной нагрузке, вызывающей в основных сечениях усилия, равные максимальным от расчётных нагрузок с коэффициентом. Значение этого коэффициента назначают в зависимости от характера разрушения, типа конструкций, вида арматуры и бетона. Для изгибаемых (Б.Ж. 1992. № 2):

$$C = M_c / M;$$

$$M_c = \sum_{i=1}^n \left[R_{si} A_{si} \left(h_{0i} - \frac{R_{si} A_{si}}{2R_b b} \right) \right];$$

$$M = \sum_{i=1}^n \left[R_{si} A_{si} \left(h_{0i} - \frac{R_{si} A_{si}}{2R_b b} \right) \right];$$

$$R_s = \frac{R_{si}}{1 - 0,64V_{sn}}; \quad R_b = \frac{R_{bi}}{1 - 0,64V_{bn}},$$

где M_s – контрольный (разрушающий) момент; M – расчётный момент; R_{si} , R_b – среднеопытные значения предела текучести стержневой арматуры и призменной прочности бетона; $V_{sn} = 0,06$; V_{bn} – коэффициенты вариации прочности (изменчивости) для арматуры и бетона, экспериментально определяемые в заводских условиях.

Для внецентренно сжатых элементов:

$$C_a = C_{af} C_{ae} = (Ne)_c / Ne,$$

где C_a – коэффициент перехода от расчётного заменяющего момента к контрольному; C_{af} – коэффициент, служащий для перехода от расчётной нагрузки к контрольной; C_{ae} – коэффициент, служащий для перехода от эксцентриситета, полученного по расчётным нагрузкам, к эксцентриситету, определённом по контрольным испытаниям.

На результаты экспериментов существенное влияние могут оказать следующие факторы: режим нагружения, реологические процессы в бетоне, дефекты конструкции, условия её опирания по концам, условность расчётных схем и определения ряда расчётных характеристик.

3.3. ТРЕБОВАНИЯ К УСТАНОВКЕ ПРИБОРОВ

Приборы устанавливают в зонах с наибольшими ожидаемыми значениями деформаций. Количество приборов зависит от задач эксперимента и требуемой точности. Так, для измерения прогиба балки на двух опорах достаточно поставить три прогибомера в середине и у опорных участков. Тогда прогиб в середине

$$f = C - (a + b) / 2,$$

где C – перемещение в середине; a , b – на опорах.

При испытании арок прогибомеры устанавливают через 0,25 пролёта, перемещения (вертикальные и горизонтальные) стоек измеряют в середине и у опор. Для балок с переменной жёсткостью количество приборов увеличивают.

Напряжения в балках определяют по показаниям тензометров и тензорезисторов. Их располагают в наиболее опасных сечениях – в середине и у опор в нескольких точках по высоте. В зонах концентрации напряжений устанавливают малобазные фольговые тензорезисторы.

Продолжительность испытания металлических конструкций составляет 15...20 мин, железобетонных – 4...6 ч, деревянных – 24...30 ч.

Автодорожные мосты. Современные способы создания нагрузок показаны на рис. 3.10, 3.11.

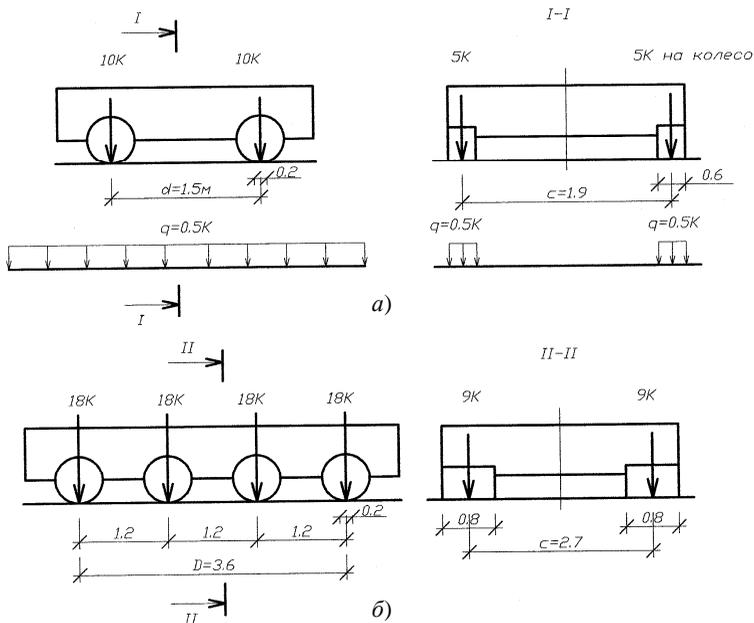


Рис. 3.10. Схемы нормативных временных нагрузок для расчёта мостовых сооружений, введённых национальным стандартом России ГОСТ Р 52748–2007 в январе 2008 г.:

а – нагрузка АК; б – тяжёлая одиночная автомобильная нагрузка НК

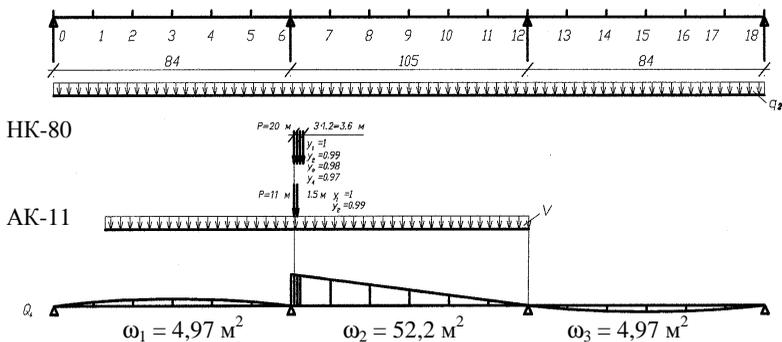


Рис. 3.11. Схема загрузки линии влияния поперечной силы у промежуточной опоры собственным весом пролётного строения и временными нагрузками

3.4. ПРИМЕРЫ ИСПЫТАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

Испытание стаканых фундаментов. Целью испытаний является изучение характера работы под нагрузкой, экспериментальная проверка несущей способности, уточнение конструктивного решения. Нагрузку передают гидравлически домкратом с заданным эксцентриситетом. При испытании определяют нагрузку трещинообразования; разрушающую нагрузку; величину смещения колонны в стакане; характер трещинообразования и величину раскрытия трещин; деформации бетона и арматуры; контактные напряжения.

В стаканной части фундамента вертикальная нагрузка воспринимается бетоном замоноличивания и плитой под торцом колонны (Б.Ж. 1990. № 7). Расчёт стаканного сопряжения на раскалывание и срез должен включать учёт начальных трещин и сопротивления грунтового основания, действительный характер работы фундаментов стаканного типа на раскалывание, определяемые экспериментом. Сцепление замоноличивания по мере роста нагрузки постепенно нарушается и развиваются силы трения. Нагрузка под торцом колонны резко возрастает. Распор из-за раскалывающего действия бетона замоноличивания в стаканной части H_1 возникает на первых этапах нагружения под торцом колонны H_2 . Обусловлен как местным действием нагрузки, так и изгибом плиты под торцом, защемлённой по контуру (рис. 3.13).

За распором стакана следят с помощью индикаторов. Изгиб плитной части фундамента определяют с помощью индикаторов и прогибомеров. Кроме того, тензорезисторами измеряют деформации бетона и арматуры.

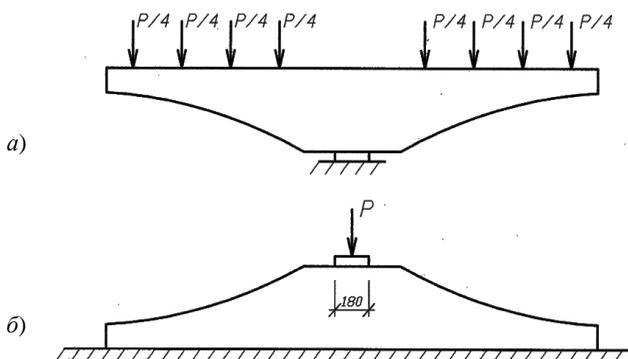


Рис. 3.12. Испытание опытных образцов плит:
а – загрузка равномерно распределёнными силами;
б – на песчаном основании

Фундаменты. Схема нагружения сборных фундаментных плит могут быть разнообразными, например (рис. 3.12).

Испытание колонн. Экспериментально проверяют: несущую способность, жёсткость и трещиностойкость колонн, стыковых сопряжений, консолей; усовершенствованное теоретическое решение.

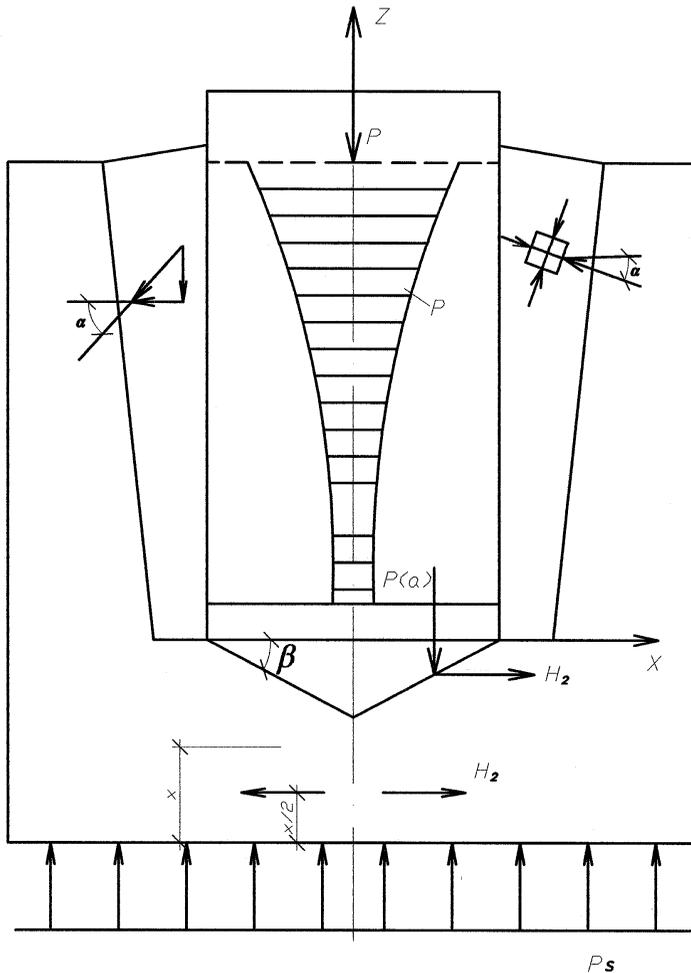


Рис. 3.13. Напряжённое состояние стаканного сопряжения

В программе экспериментов формулируют задачи, приводят геометрические характеристики образцов, расчётные физико-механические свойства материалов, процент косвенного и продольного армирования, шаг стержней сеток, рабочие чертежи сопряжений, набор силового и измерительного оборудования, режим нагружения, перечень исследуемых параметров, образцы журналов испытаний, расчётные формулы (рис. 3.14).

Испытания проводят на прессах с максимальным усилием 10^4 кН и 3×10^4 кН. Перед загрузением образцы подвергают обкатке. Напряжение в створе не должно превышать $0,3R_b$. При обкатке проверяют работу всех приборов, положения равнодействующей. После нескольких циклов обкатки нагрузку сбрасывают до 50 кН и эту нагрузку принимают за 0.

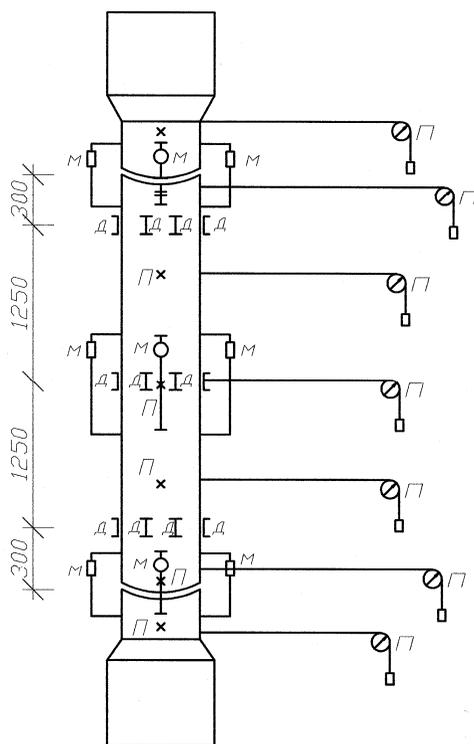


Рис. 3.14. Схема испытания железобетонной колонны и расстановка измерительных приборов:

М – мессуры; П – прогибомеры; Д – тензорезисторы

Задачи дополнительно решают другими экспериментальными методами. Так, концентрацию напряжений в консолях исследуют [10, 11] поляризационно-оптическим методом. Главные сжимающие напряжения проходят от груза к нижнему углу примыкания консолей.

Деформации бетона измеряют тензорезисторами и индикаторами часового типа. Приборы устанавливают в нескольких (часто в трёх) сечениях по высоте, по серединам граней и, желательно, по каждой грани (рис. 3.14).

Наклейку тензорезисторов на арматуру производят перед бетонированием. Эксцентриситеты для каждого сечения вычисляет по формуле

$$e = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} \frac{h}{b} \frac{h}{h_1},$$

где ε_1 , ε_2 – деформации бетона на противоположных гранях рассматриваемого сечения; h_1 – расстояние между приборами.

По результатам экспериментов определяют фактическую разрушающую нагрузку и сравнивают с теоретической.

Испытания консолей часто проводят с целью проверки варианта армирования и метода расчёта. Применяют две схемы нагружения: силами, приложенными через фрагменты ригелей, и приваренными к опорным уголкам консолей (рис. 3.15), и силами, приложенными непосредственно к консоли через каток. В опытах фиксируют момент появления вертикальных и наклонных трещин, характер разрушения и величину разрушающей нагрузки.

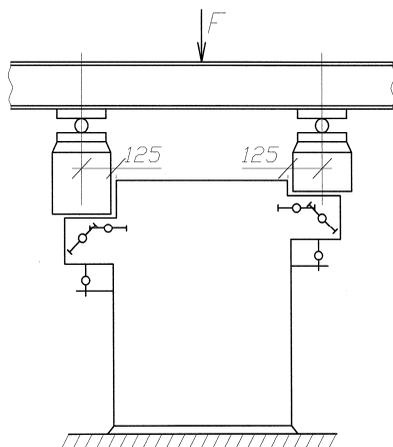


Рис. 3.15. Схема испытаний консолей колонн

Испытание плит ПСП. Плиты ПСП выпускают размерами 3×18 и 3×24 м. Опираются они на продольные шпренгельные фермы. Плиты имеют П-образное поперечное сечение, продольные решётчатые рёбра шпренгельного очертания, дуговую полку с поперечными рёбрами. В плитах возможно размещение крупных коммуникаций. Пример испытаний плит описан в Б.Ж. 1989. № 6. Испытывали образцы для зданий с подвесными кранами, для участков покрытий со снеговыми мешками, для зданий с зенитными фонарями, коммуникациями и подвесными кранами. В качестве предварительно напряжённой арматуры использовали сталь класса А-400. Полку плиты загружали равномерно распределённой нагрузкой.

Испытания плит перекрытия. Плиты (ребристые, плоские, пустотные, предварительно напряжённые и без предварительного напряжения, мало-, средне- и большепролётные) испытывают на заводах-изготовителях, строительных площадках, в составе здания или сооружения. Схемы опирания (свободно опертые по двум, трём или четырём

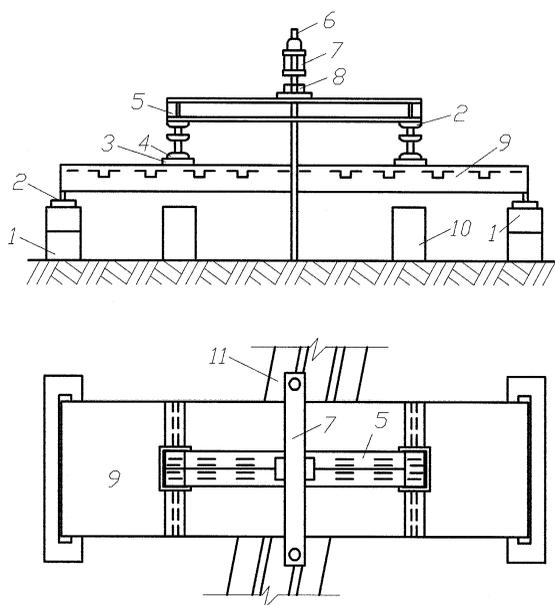


Рис. 3.16. Схема испытания плиты:

- 1 – опорные тумбы; 2 – подвижная опора; 3 – доска;
 4, 5 – распределительные траверсы; 6 – тяга; 7 – поперечная траверса;
 8 – гидравлический домкрат; 9 – испытываемая плита;
 10 – страховочные опоры; 11 – силовая плита

сторонам; защемлённые по одной, двум, трём сторонам или по контуру) и нагружения в эксперименте должны соответствовать реальным условиям эксплуатации. Так, к примеру, при испытании свободноопёртой плиты на двух опорах в составе здания необходимо очистить швы между испытываемой и соседними плитами, исключить их защемления.

Плиты нагружают сосредоточенной (рис. 3.16) или равномерно распределённой (рис. 3.17, 3.18) нагрузками. Нагрузку создают гидравлическим домкратом (рис. 3.16), штучным грузом (рис. 3.17) и давлением сжатого воздуха (рис. 3.18). Измеряют осадки опор, прогибы по длине пролёта. Кроме того, определяют нагрузку трещинообразования, разрушающую нагрузку и характер трещинообразования (3.19).

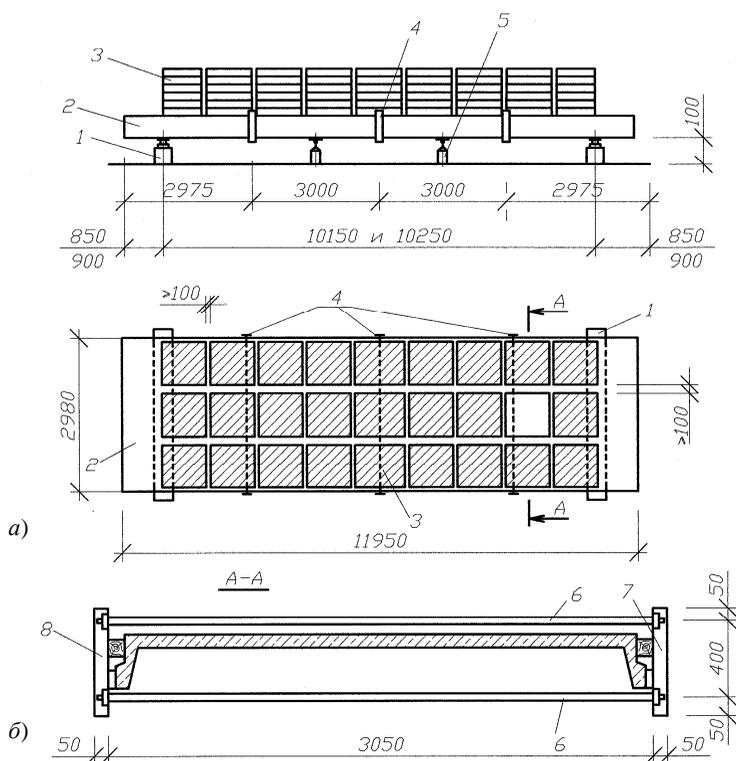


Рис. 3.17. Схема испытания плит большого размера:

а – схема испытательной установки; *б* – деталь стяжной рамки;

1 – опоры стенда; *2* – плита; *3* – испытательная нагрузка; *4* – стяжные рамки; *5* – страховочные опоры; *6* – тяж; *7* – деревянные прокладки; *8* – уголочная сталь

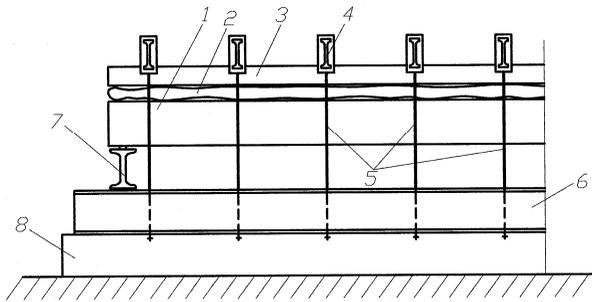
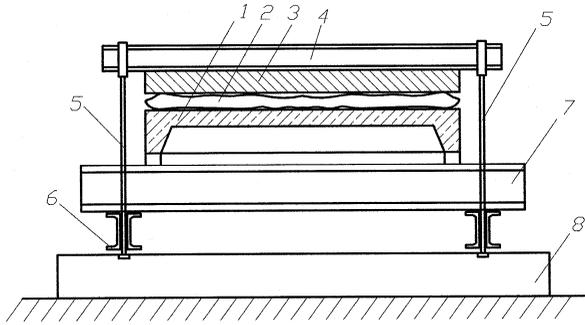


Рис. 3.18. Испытание плит давлением сжатого воздуха:

- 1 – испытуемая деталь; 2 – надувная резиновая камера; 3 – упорный щит;
 4 – поперечная балка; 5 – тяги; 6 – нижние продольные балки;
 7 – поперечные опорные балки; 8 – фундамент

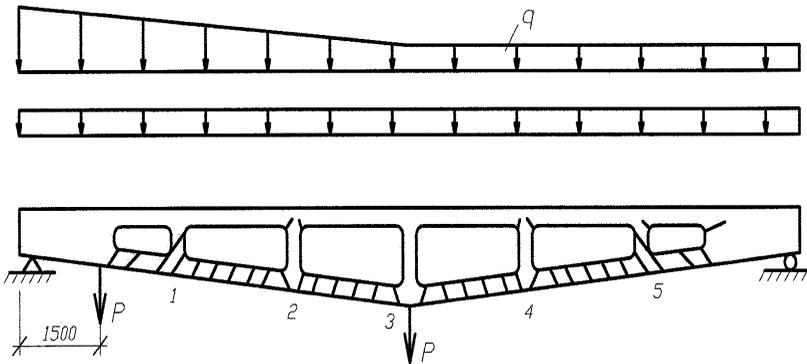


Рис. 3.19. Характер трещин в плите

Результаты экспериментов сравнивают с расчётом, проектом, требованиями нормативных документов. Расчёты выполняют с использованием определённых характеристик материалов и фактических геометрических размеров. Так, полученные в опыте величины прогиба и ширины раскрытия трещин при нормативной нагрузке не должны превышать предельно допустимых значений по СНиП.

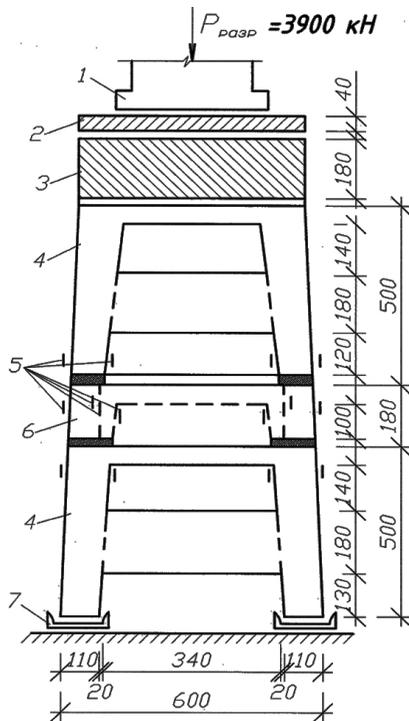
Испытание полок ребристых плит. На полки плит иногда действует нагрузка от подвижного транспорта. Для полок, оконтуренных рёбрами и загруженными сосредоточенной нагрузкой, возможно разрушение от изгиба или продавливания. На работу полок оказывает влияние усилие распора, жёсткость пола. Наиболее невыгодным случаем является расположения колеса механизма (например, электропугзчика) в середине поля полки плиты. Испытания осуществляют при раздельном нагружении крайних и средних полок. Нагрузку передают через штамп гидравлическим домкратом, увеличивают ступенями до физического разрушения или текучести арматуры полки. Определяют прогиб полок плит и характер разрушения.

Сосредоточенные крановые нагрузки передавали через подвески, приваренные к закладным деталям в продольных рёбрах. В опытах определяли разрушающие величины изгибающих моментов $M^{оп}$ и поперечных сил $Q^{оп}$, сравнивали их с расчётными $M^{расч}$ и $Q^{расч}$. Разрушение плит произошло вследствие текучести арматуры нижнего пояса в местах сопряжения со средней стойкой или стойками, расположенными в 3 м от конька. Напряжения в бетоне измеряли тензорезисторами.

Испытание контактного стыка панельно-блочного здания. Применение объёмных блоков ограниченных габаритов при строительстве крупнопанельных зданий позволяет снизить трудоёмкость и сроки строительства. По ряду показателей наиболее подходящим является контактный стык с опиранием блоков друг на друга, а перекрытий – через консольные выступы, заходящие в гнезда блоков (Б.Ж. 1967. № 10). Испытание горизонтальных стыков на сжатие проводят на образцах-крестах, состоящих из фрагментов стен и перекрытий. При несимметричных конструктивных решениях возможны горизонтальные перемещения при испытаниях. Этого удастся избежать, применяя для экспериментов коробчатое сечение блоков с промежуточной моделью ребристой плиты (рис. 3.20). В этом случае образуются два горизонтальных стыка, в которых происходит гашение распора.

Фрагмент панельно-блочного здания помещают между плитами 1000-тонного пресса и нагружают ступенями с выдерживанием по 30 мин. На каждой ступени фиксируют трещины и деформации расстворных швов.

Рис. 3.20. Схема испытания фрагмента панельно-блочного здания:
 1 – траверса 100-тонного пресса;
 2 – распределительная бетонная плита; 3 – распределительная сплошная бетонная плита;
 4 – коробчатый элемент;
 5 – тензодатчик;
 6 – ребристая плита с гнездами;
 7 – прокладки из швеллеров



Испытание вертикального стыка стеновых панелей. Вертикальные стыковые соединения панелей в сейсмических районах выполняют с помощью сварки арматурных каркасов и замоноличивания рифлёных торцов панелей в колодце стыка. Опыты проводят с моделями разных размеров с меняющейся шириной стыка. Сдвиговую нагрузку направляют вдоль стыка.

Индикаторами измеряют взаимные сдвиги смежных элементов в вертикальном направлении и горизонтальное раскрытие шва. В ходе экспериментов следят за характером трещинообразования в зоне стыкового соединения.

Испытание простенков. В [41] приведён пример испытания узких простенков, выполненных в виде неармированной кладки (1); кладки, усиленной продольной напряжённой арматурой (2) и комплексной конструкции, состоящей из железобетонных элементов (рис. 3.21, а). Применены разные схемы нагружения, в том числе при однозначной и знакопеременной эпюрах изгибающих моментов (рис. 3.21, б). Армирование кладки существенно повышает величину горизонтальной на-

грузки, соответствующей началу трещинообразования. Простенки с вертикальной арматурой могут работать после появления горизонтальной трещины. Вертикальная нагрузка также заметно повышает несущую способность простенка. Признаком разрушения кладки является интенсивное развитие горизонтальной трещины по шву. Предварительное напряжение отодвигает момент появления первой трещины.

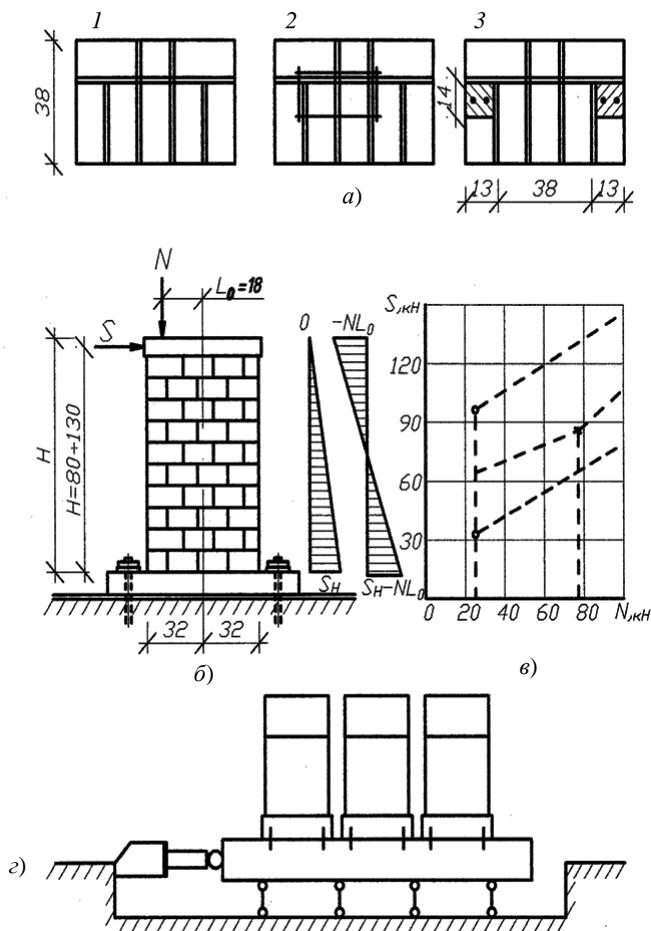


Рис. 3.21. К испытаниям узких кирпичных простенков:

а – сечения образцов; *б* – схема армирования;

в – зависимость горизонтальной силы трещинообразования от пригрузки;

г – схема испытания на сейсмопульсаторе

Испытание стеновой панели. Целью испытания является проверка прочности и деформативности панелей и проверка метода расчёта по опорному сечению [31]. Эксперименты проводят с натурной моделью в испытательном стенде (рис. 3.22, 3.23). Соединение перекрытий с панелями осуществляется платформенным стыком. Верхнюю опорную зону усиливают швеллером. Нагрузку на панель передают ступенями по 150 кН/м с выдержкой по 10 мин. Отсчёты снимают дважды: в начале и в конце выдержки.

При испытаниях с помощью тензорезисторов измеряют продольные деформации бетона в трёх рассматриваемых сечениях, поперечные – на нижней опорной поверхности панели, примыкающей к стенду; на боковых торцах в зоне стыка. Горизонтальные смещения панели из плоскости определяют прогибомерами. Индикаторами измеряют деформации растворяемых швов платформенного стыка над и под плитами перекрытий и горизонтальные смещения плит перекрытий.

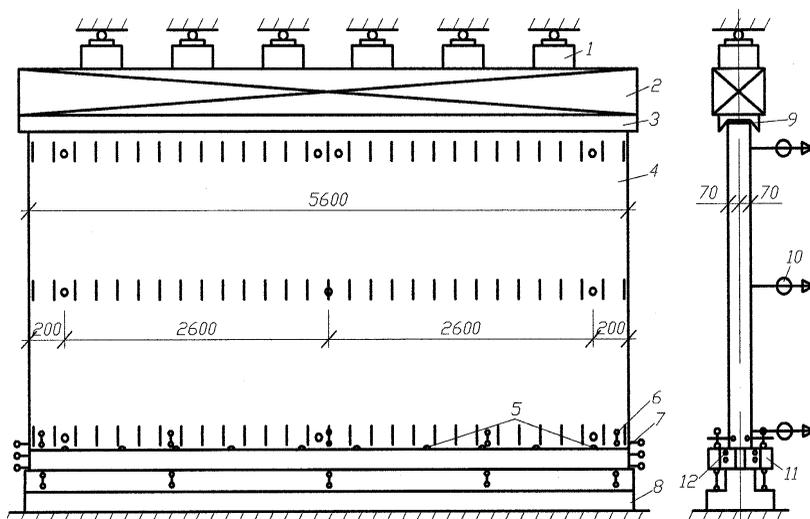


Рис. 3.22. Схема испытания стеновой панели и расстановка приборов:

1 – домкрат; 2 – распределительная траверса; 3 – швеллер; 4 – панель; 5 – тензорезисторы; 6 – индикаторы; 7 – исследуемый шов, заполненный цементным раствором М-30 или М-100; 8 – железобетонная распределительная балка; 9 – цементный раствор М-100; 10 – прогибомер; 11 – фрагмент перекрытия; 12 – сварной шов, соединяющий фрагменты перекрытия

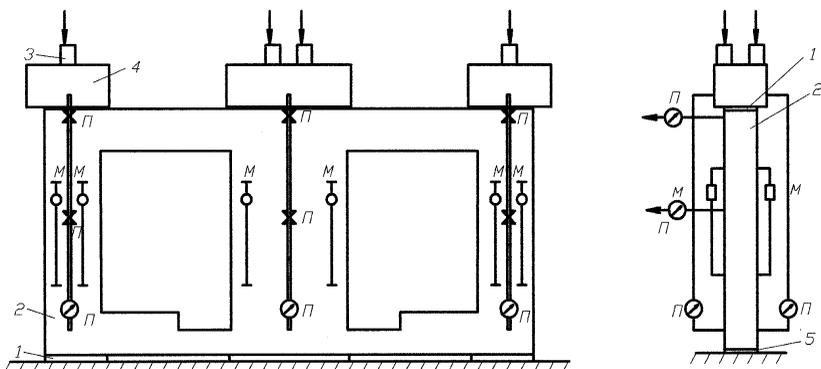


Рис. 3.23. Схема испытания двухмодульной наружной стеновой панели:
 1 – монтажные растворные швы; 2 – панель; 3 – гидравлический домкрат;
 4 – железобетонная распределительная подушка; 5 – силовая плита;
 М – мессуры; П – прогибобмеры

Несущая способность панелей считается удовлетворительной, если:

$$q_u^{on} / q \geq 1,9; q_u^{on} / q \geq 0,8; q_u^{on} / q_{crc} \geq 1,1,$$

где q_u^{on} – экспериментальная нагрузка; q – расчётная проектная нагрузка; q_{crc} – нагрузка трещинообразования.

В опытах отмечается концентрация напряжений и деформаций у опор.

На рисунке 3.23 показана [37] схема расстановки измерительных приборов при испытании двухмодульной панели.

Испытание ферм. Для проведения испытаний используют стационарные стенды (рис. 3.24), состоящие из силового пола; распределительных траверс, тяжей, соединяющих траверсы с силовым полом; гидравлических домкратов, расположенных на уровне верхнего пояса (рис. 3.24, а) и пола (рис. 3.24, б) и страховочных опор.

Испытания металлодеревянной фермы. Рассмотрим пример (Изв. вузов. 1992. № 5) испытания двухшарнирной фермы с жёстким коньковым узлом и затяжкой из $\varnothing 12$ А400. Верхний пояс изготовлен из деревянных клеёных элементов сечением 120×500 мм. Для исследований применён метод акустической эмиссии (АЭ). Пьезодатчик для измерения АЭ по боковой поверхности деревянных элементов в узлах крепления затяжки, в коньковом узле и в середине длины каждого элемента. АЭ измеряли акустико-эмиссионными приборами АФ-15 в диапазоне 200...1000 кГц. Дополнительно установлены тензорезисторы

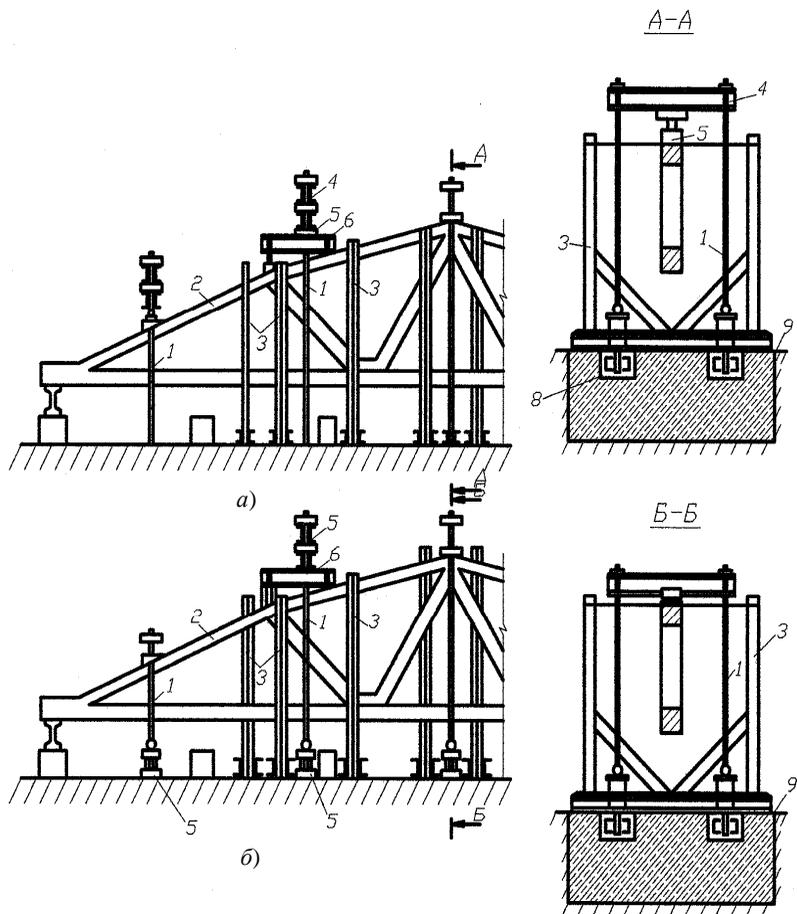


Рис. 3.24. Стационарный стенд для испытания ферм:

- а* – с расположением домкратов на уровне верхнего пояса фермы;
- б* – с расположением домкратов на уровне пола помещения; 1 – тяжи;
- 2 – испытываемая ферма; 3 – рама для закрепления верхнего пояса фермы;
- 4 – верхняя поперечная балка; 5 – гидравлический домкрат; 6 – распределительная траверса; 7 – страховочные опоры; 8 – анкерные балки; 9 – силовая плита

с базой 20 мм. Показания тензодатчиков снимали АИД-4. Нагрузку прикладывали с помощью двух домкратов ДГ-25 через траверсы в трех полупролетах фермы. Каждую ступень нагрузки выдерживали в течение 15 мин. С первых ступеней наблюдали рост АЭ (рис. 3.25). Это свидетельствовало об активном образовании микроповреждений.

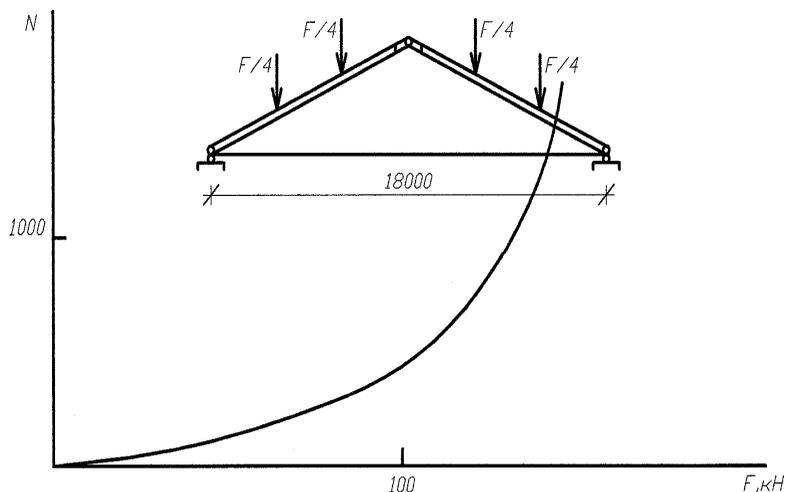


Рис. 3.25. Зависимость между нагрузкой F и суммарным счётом АЭ (N)

Эксперименты показали перегруженные участки фермы, требующие усиления.

Испытания ригелей (ГОСТ 8829–77). Пример организации испытания описан в [31] (рис. 3.26). В опорных сечениях ригели приварены к фрагментам колонн. Низ опорной части приварен к консоли

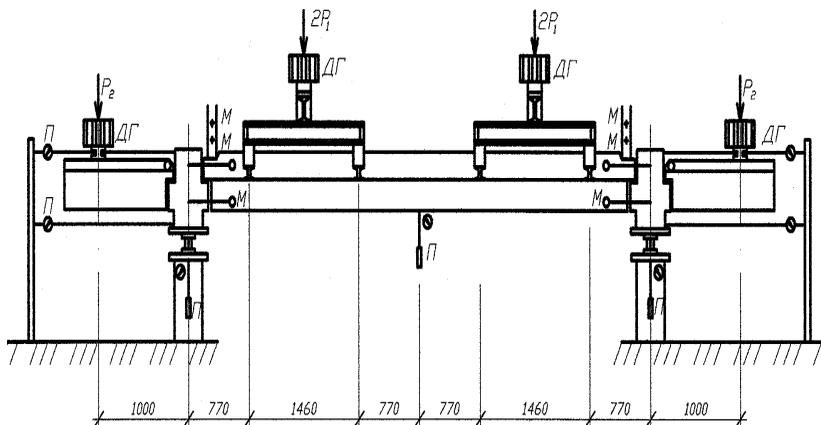


Рис. 3.26. Схема испытания ригелей
и расстановки измерительных приборов:

П – прогибомеры; М – индикаторы; ДГ – гидравлические домкраты

колонны фланговыми швами, а верх опорной части ригелей приварен к колонне монтажными планками. Нагрузку на ригели передают гидравлическими домкратами и увеличивают ступенями по 0,2 от нормального значения с выдержкой по 10 мин. Отсчёты с приборов снимают сразу после приложения очередной ступени и в конце выдержки. Затем нагрузку ступенями увеличивает до наступления разрушения.

По ГОСТ 8829–77 это происходит, если прогиб за последнюю ступень превышает суммарное значение прогиба первых пяти равных ступеней приращения нагрузки, и раскрытие трещин достигает 1,5 мм. При сохранении максимальной нагрузки в пролёте увеличивают до разрушения нагрузки на опорные сечения.

Испытания узла сопряжения ригеля с колонной. Узлы сопряжения со скрытой консолью позволяют улучшить внутренний вид помещений. Консоль имеет высоту меньше половины высоты ригеля. Опорные изгибающие моменты могут передавать на консоли сжимающие и растягивающие напряжения. Двухполочные ригели пролётом 6 м по серии 1.020-1/83 должны выполняться из напрягаемой арматуры A_T-V . К недостаткам этих ригелей относят: дефицит арматуры этого класса; большой расход не учитываемой в расчётах по прочности дополнительной конструктивной поперечной арматуры у торцов, предотвращающий раскалывание торцов при отпуске арматуры; повышенный расход продольной арматуры из-за доведения всей напрягаемой арматуры до опор; сложная технология армирования.

Экономичное решение было получено [41], применяя ригели с ненапрягаемой арматурой класса А-400. Количество арматуры устанавливают из расчёта по 1-й группе предельных состояний. Рассматривают совместную работу ригеля со сборным настилом. Для обоснования этого решения необходимо было провести экспериментальные исследования с целью определения: оптимального варианта расположения стержней и мест их обрыва, фактического прогиба ригеля и ширины раскрытия трещин, характера разрушения ригеля, влияния совместной работы ригеля с плитами при разных сопряжениях (без швов, с межплитными швами, с омоноличенными торцевыми швами). Эффективность совместной работы ригелей с плитами оценивали по величинам прогибов и деформаций арматуры и бетона:

$$(f, \varepsilon_b, \varepsilon_s = f(P)).$$

Эксперименты показали, что при испытании ригеля в составе фрагмента ригель-перекрытия прогибы и деформации значительно меньше, чем для отдельно испытанного ригеля. С увеличением жёсткости настила из плит прогибы и деформации также уменьшаются.

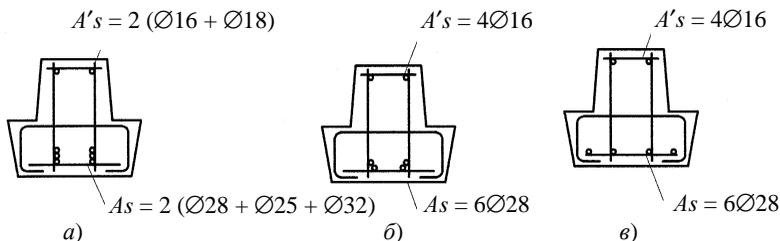


Рис. 3.27. Варианты расположения продольной арматуры:

a – вертикальное; *б* – вертикально-горизонтальное; *в* – горизонтальное;

о – стержни, доведённые до опоры

При горизонтальном расположении рабочей арматуры площади её сечения в середине пролёта на 9 и 14% меньше, чем при горизонтально-вертикальном и вертикальном расположении (рис. 3.27).

Испытание оболочки покрытия. Перед началом испытаний отмечают дефекты (отклонение размеров от проектных, искажение геометрии, наличие трещин, ошибки армирования, состояние бетонной поверхности и др.). Дефекты зарисовывают, описывают, замеряют, фотографируют. Оболочку испытывают на действие равномерно распределённой по поверхности сосредоточенных от фонаря и подвесных крановых путей нагрузок, на совместное действие нагрузок при самых невыгодных сочетаниях. Нагрузку увеличивают ступенями по определённому режиму. Применяют различные схемы нагрузочных устройств, связанных системой гидравлических домкратов с балластом. Нагрузку от подвесного транспорта передают на оболочку с помощью металлических подвесок. Перемещения контурных рёбер и оболочки замеряют прогибомерами и индикаторами.

В ходе эксперимента при определённом сочетании нагрузок фиксируют трещины, снимают отсчёты с измерительных приборов. По полученным данным строят эпюры вертикальных перемещений ряда створов, рёбер и диафрагм. Вычисляют осевые и изгибные деформации.

Выполняют статический расчёт оболочки и сравнивают результаты с экспериментом. Рассматривают целесообразность применения той или иной расчётной схемы. Так, сборные оболочки из ребристых плит по аркам рассчитывают, применяя стержневую пространственную систему. Ортогональные пространственные линии имитируют рёбра плит. Ребристую монолитную оболочку рассматривают как систему, состоящую из перекрывающихся кривых брусьев, монолитно связанных в узлах пересечения.

Испытания двухшарнирной секции оболочки. Опытная секция состоит из трёх плит размером 3×6 м описан в [31]. Секцию собирают

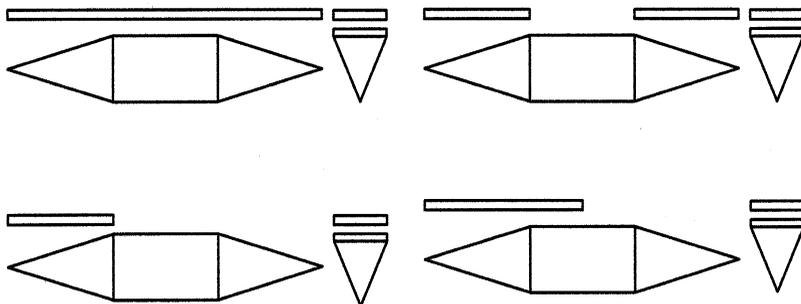


Рис. 3.28. Схема загрузки опытной секции

на стенде. Продольные рёбра плит сверху и снизу соединяют сваркой. Распор воспринимается затяжкой шпренгельного типа с опорными столиками и регулировочными винтами. Монтажная секция может быть испытана в наклонном положении при углах наклона к горизонту до 22° .

Нагрузку осуществляют штучными грузами этапами по $100 \dots 200$ Па с выдержкой по $15 \dots 20$ мин. Выдержка после достижения нормативной нагрузки составляет $16 \dots 24$ ч. После выдержки нагрузку снимают. Принимают следующие схемы (циклы) нагружения горизонтально расположенной секции:

- равномерно распределённая нормативная (и затем расчётная) нагрузка на всём пролёте и по всей ширине секции;
- равномерно распределённая нагрузка по всей ширине секции и по длине: на одной крайней плите, на двух крайних плитах, на половине пролёта;
- равномерно распределённая нагрузка по всей длине пролёта и на половине ширины плиты (рис. 3.28).

В ненагруженном состоянии секцию поворачивают на определённый угол и испытывают равномерно распределённой нагрузкой по всей ширине плит и на всём (или половине) пролёте секции.

Прогибомерами измеряют прогибы продольных рёбер плит, осадки и горизонтальное перемещение опор, с помощью тензорезисторов определяют деформации бетона и затяжек.

Испытания двухскатной балки. Нагрузку на балку создают штучным грузом (рис. 3.29) или гидравлическими домкратами (рис. 3.30). Для создания равномерно распределённой нагрузки применяют бетонные, железобетонные элементы, металлические балки или гири. Испытываемую конструкцию устанавливают на опорные тумбы из кирпича или бетонных блоков высотой $0,6 \dots 1$ м. В поперечном на-

правлении рядом с испытываемой балкой устанавливают вспомогательные (рис. 3.30), дополнительные кирпичные или бетонные опоры. В пределах пролёта балки размещают страховочные столбики. В опытах измеряют осадки опор, прогибы балки, деформации бетона в характерных сечениях, фиксируют трещины, нагрузку, при которой они образовались, величину разрушающей нагрузки.

Опытные данные сравнивают с расчётными и с требованиями нормативных документов.

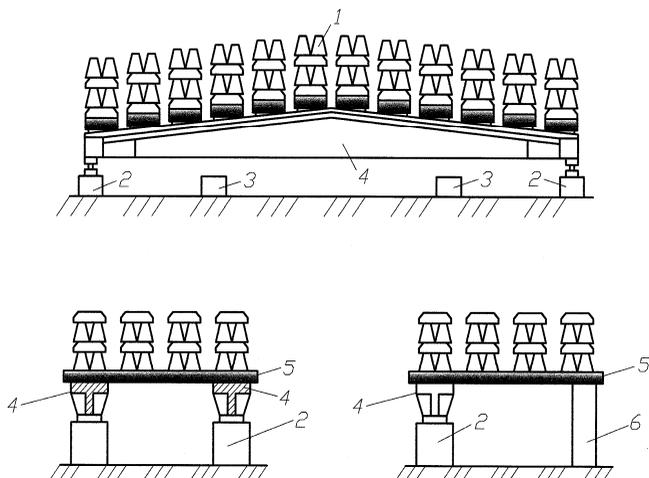


Рис. 3.29. Установка для испытания балок:

1 – испытательная нагрузка; 2 – опорные тумбы; 3 – страховочные опоры; 4 – испытываемая балка; 5 – настил площадки; 6 – вспомогательные стойки

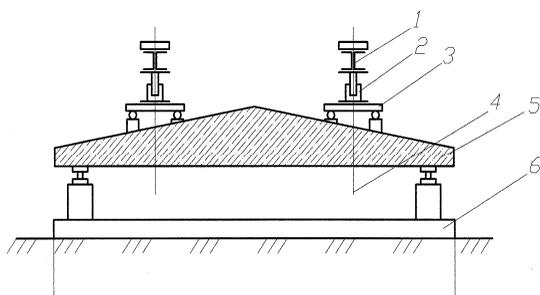


Рис. 3.30. Схема испытания железобетонной балки на стационарном стенде:

1 – поперечная траверса; 2 – домкрат; 3 – продольная траверса; 4 – анкер; 5 – ж/б балка; 6 – основание

Испытание арочных решётчатых балок. Полигональное очертание верхнего пояса создаёт благоприятное распределение усилий в решётке. Эффективность возрастает при использовании плит шириной 3 м. Шаг стоек в этом случае принимают равным 3 м. Целью испытаний является проверка прочности, жёсткости и трещиностойкости. Балку испытывают в рабочем положении тремя силами, приложенными к узлам верхнего пояса. На рисунке 3.31 приведены результаты испытания двух образцов балки (Б.Ж. 1989. № 5). Разрушение произошло вблизи средней стойки при нагрузках в 1,6 раза больше расчётных. При этом отмечалось интенсивное раскрытие трещин до

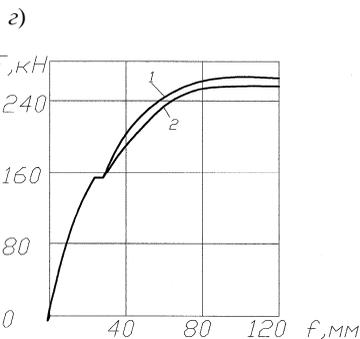
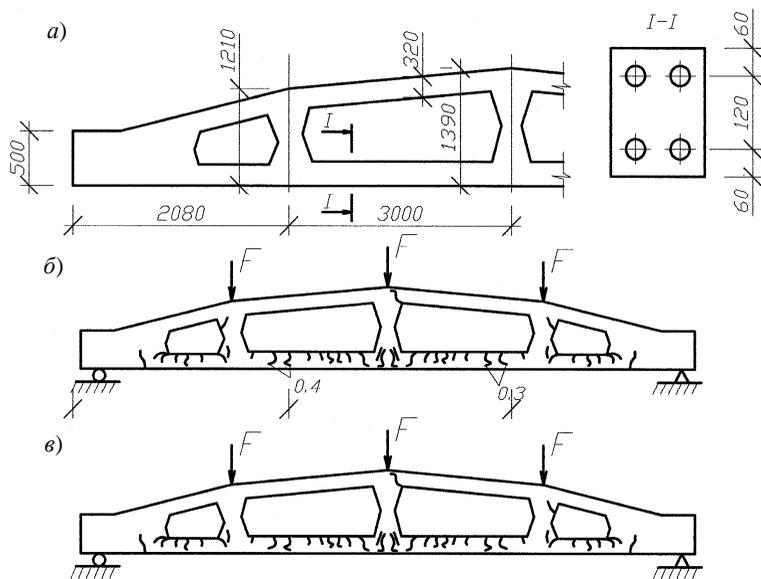


Рис. 3.31. Испытание решётчатой балки:
a – общий вид;
б, в – схема трещин в первом и втором образцах;
г – графики зависимости прогиба от нагрузки для первого и второго (*г*) образцов

3...4 мм (рис. 3.31, б, в) и нарастание прогибов, превысивших 1/100 пролёта. Показано, что на эксплуатационной стадии допустимо рассматривать балки как упругие статически неопределимые системы (рис. 3.31, г). Утончения X-образных элементов расположены вблизи точек с нулевыми моментами.

Испытание железобетонных балок с проёмами. Балки с проёмами заданных размеров устанавливают на предварительно протарированные динамометрические опоры (например, конструкции НИИЖБа). Деформации бетона и арматуры измеряют тензорезисторами. Динамическое нагружение осуществляют на копровой установке при свободном сбрасывании груза со сферическим наконечником. Наличие проёма снижает несущую способность балки, повышает её деформативность, проёмы являются концентраторами трещин. Динамическая прочность существенно выше статической.

Испытание стали железобетонных шпренгельных балок. Применение шпренгельных балок и ферм пролётом до 24 м в Украине показало их высокую эффективность в сельском строительстве. Искусственное регулирование усилий в элементах балок приводит к снижению расхода материала, повышает жёсткость и несущую способ-

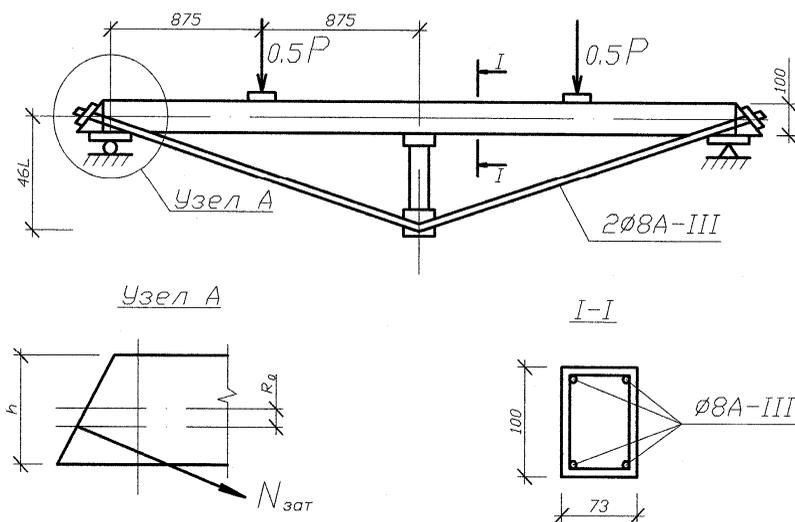


Рис. 3.32. Схема испытания моделей шпренгельных балок с естественным и искусственным распределением усилий при кратковременном и длительном нагружении:

I – труба 3/4"

ность шпренгелей. Двухпролётный верхний железобетонный пояс нагружают двумя сосредоточенными силами (рис. 3.32). Измеряют прогибы пролётных f_2 и опорных f_1 сечений верхнего пояса; деформаций в затяжках, в сжатой и растянутой зонах бетона по длине и высоте пояса, в сжатой и растянутой арматуре. В опытах фиксируют: образование трещин, пластических шарниров, предельные деформации ползучести, конечную релаксацию вынужденных усилий, перераспределение усилий в системе.

Испытание трёхшарнирных железобетонных рам. Поперечное сечение рам может быть прямоугольной, тавровой и двутавровой формы. Испытания проводят с целью определения: несущей способности рам, характера разрушения, напряжённо-деформированного состояния, перемещения опор, несущей способности фундаментов. Часто испытывают блоки из двух рам. Нагрузку на рамы передают с помощью металлических подвесок с платформами. В качестве груза принимают железобетонные блоки, песок, воду. Измеряют вертикальные и горизонтальные перемещения рамы и фундаментов (рис. 3.33).

Раму нагружают ступенями с выдержкой по 30 мин до нормативной нагрузки. Затем одну, а далее вторую полураму догружают до расчётной нагрузки. После раму испытывают до разрушения равномерно распределённой нагрузкой. Определяют предел прочности бетона на сжатие, арматуры на растяжение. Фиксируют момент трещинообразования и ширину раскрытия трещин. При определении перемещений фундаментов рам необходимо соблюдать требования к статическим испытаниям свай: на каждой ступени достигать условную стабилизацию деформаций – 0,1 мм за 1 ч наблюдения (Б.Ж. 1990).

Испытание каркасов многоэтажных зданий организованным смещением опор колонн. Испытания проводят (Б.Ж. 1987. № 5) на совместное действие расчётных вертикальных силовых нагрузок и деформационных воздействий – смещений опор. Нагружения проводят до физического разрушения хотя бы одного сечения несущего элемента. Предельное состояние достигается при вынужденном подъёме колонны средней рамы на относительную величину $\Delta_s / L = 0,05$. При этом жёсткие сопряжения ригеля превращались в шарнирные.

Испытание рам одноэтажных зданий при силовых и деформационных воздействиях. Испытания проводят по схеме продольно-поперечного нагружения образцов колонн двойной длины. Каждая половина образца моделирует колонну одноэтажного здания, шарнирно закреплённую сверху и жёстко защемлённую внизу (рис. 3.34).

Колонны объединяют попарно во фрагмент рамы. Деформационное воздействие задают в виде линейного поперечного смещения сере-

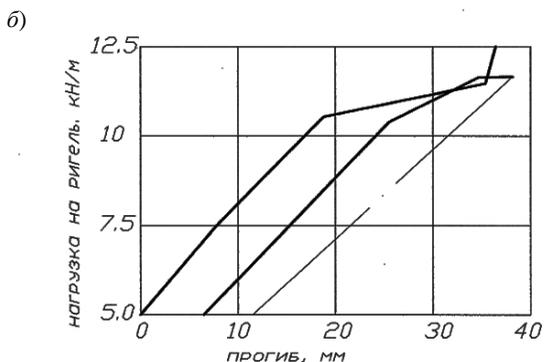
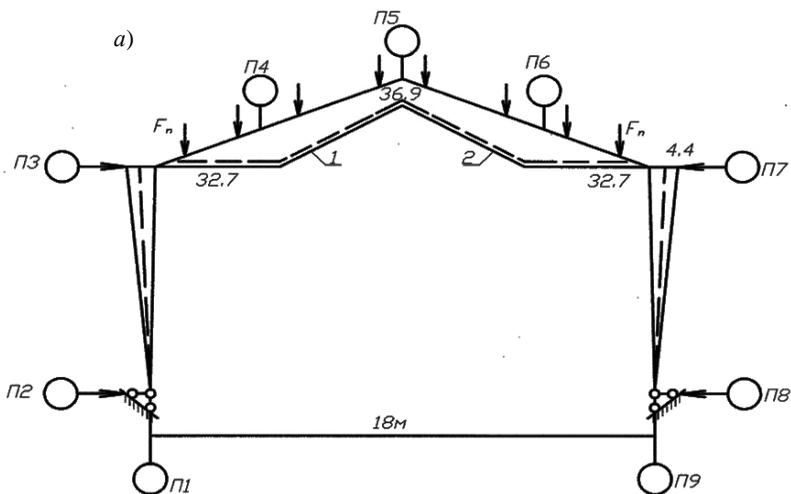


Рис. 3.33. Испытание рамы пролётом 18 м:
a – схема испытания и прогибы от нормативной нагрузки при 1 и 2 загрузках; *б* – прогибы в середине пролёта; П – прогибомеры

дины испытываемого образца. Смещение создают винтом, увеличивают ступенями. Этим моделируется действие ветровой нагрузки на каркас при вынужденных горизонтальных смещениях фундаментов.

Разрушения происходят при достижении предельных деформаций бетона вследствие потери устойчивости. При длительном нагружении разрушение происходит при больших смещениях, в колоннах возникают меньшие усилия от деформационных воздействий, ширина раскрытия трещин во времени уменьшается (Б.Ж. 1990. № 6).

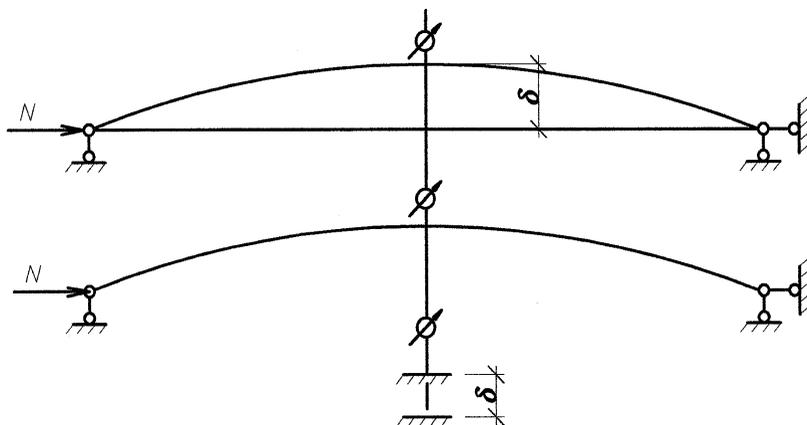


Рис. 3.34. Схема нагружения колонн

Испытание лестничных площадок и маршей. Площадка опирается по двум коротким и одной длинной сторонам. Нагрузка может быть создана гидравлическими домкратами через систему стальных траверс в 16 точках (рис. 3.9). В местах передачи усилий на цементном растворе укладывают стальные пластинки размером $15 \times 15 \times 3$ см, затем неподвижные и подвижные катки. Нагрузку передают ступенями по 0,1 от предполагаемой разрушающей. Прогибомерами измеряют прогибы вдоль середины длинной стороны и продольного ребра. По опорным краям с помощью индикаторов замеряют осадки опор. Тензорезисторами фиксируют деформации рабочей арматуры продольного ребра.

В результате опытов определяли соотношение: разрушающей и расчётной величины распределённых нагрузок; оптимального и допустимого прогибов середины ребра от нормативных нагрузок; опытной и допустимой ширины раскрытия трещин.

Лестничные марши нагружают равномерно распределённой нагрузкой (тарировочными грузами по 200...1000 Н), укладываемой на ступени. Нагрузку увеличивают ступенями по 0,2 от контрольной нагрузки при проверке жёсткости. В ходе испытания измеряют прогибомерами прогибы в середине пролёта, индикаторами – осадки опор, бинокулярной лупой – ширину раскрытия трещин. Фактический прогиб при контрольной нагрузке сравнивают с проектным, фактическую максимальную нагрузку – с контрольной по жёсткости и прочности.

Испытание безболтового стыкового сопряжения стен силосов. Силосные корпуса со стенами из объёмных блоков с размерами

3×3×2,2 м устанавливают в шахматном порядке в плане и по высоте. Между объёмными блоками располагают панели и угловые элементы.

Экспериментальные и теоретические исследования проводят с целью определения прочности, трещиностойкости и деформативности.

Опытная установка представляет собой двухъярусную металлическую раму, прикрепляемую к силовому полу анкерными болтами. Усилия от домкратов передают через катающиеся цилиндрические траверсы. Реакцию опор определяют кольцевыми и стержневыми динамометрами, деформацию бетона и арматуры – тензорезисторами, деформативность стыка – индикаторами, ширину раскрытия трещин – микроскопом МПБ-2 (рис. 3.35).

По результатам экспериментов сравнивают расчётный M_u^{th} и опытный M_u^{exp} разрушающие моменты, расчётный M_{crc}^{th} и опытный M_{crc}^{exp} моменты трещинообразования, изучают схему разрушения основания, делают рекомендации по проектированию стыкового сопряжения.

Испытание плит перекрытий над техническим этажом крупнопанельного здания на безростверковых свайных фундаментах. Плиты размером 5696×3267×100 мм выполняют роль диска жёсткости.

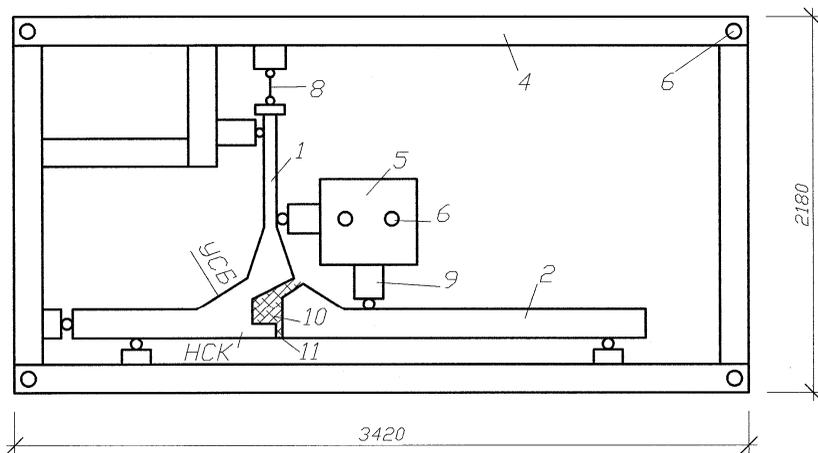


Рис. 3.35. Схема испытания сопряжения стен силосов:

- 1 – элемент объёмного блока; 2 – элемент панели; 3 – металлическая траверса;
- 4 – двухъярусная рама; 5 – упор; 6 – анкерный болт; 7 – кольцевой динамометр;
- 8 – стержневой динамометр; 9 – домкрат; 10 – металлический уголок;
- 11 – цементно-песчаный раствор

Они распределяют горизонтальные ветровые усилия между отдельными сваями. В соединении с цокольными панелями плиты служат ростверком. От их деформативности зависят устойчивость всего крупнопанельного здания.

Натурные плиты перекрытия армируют сетками из стержней 8 А-400 в сжатой и растянутой зонах. Сетки соединяют в пространственный каркас хомутами из проволоки 5 Вр. По контуру плиты армируют дополнительными стержнями 10 А-400. Плиты опираются на оголовки размером 600×600×500 мм, забетонированные на концы шести свай высотой 2 м (рис. 3.36).

Равномерно распределённую нагрузку на площадь плиты передают с помощью плит размером 1300×400×500 мм ступенями 1,25; 2,5; 3,75 и 5 кН/м². Плиты укладывают от центра к краям. Прогибы измеряют прогибомерами непрерывно в течение всего эксперимента.

По результатам опытов строят графики в координатах $V_i = f(v)$ (где V – прогиб в наблюдаемой i -й точке q); сравнивают расчётную и разрушающую нагрузки, фактические и расчётные прогибы, изучают кинетику трещин.

Предложен [37] метод расчёта плиты как свободно лежащей на свайных оголовках конструкции. Расчёт выполняют методом конечных элементов. Каждый элемент в узловых точках имеет три неизвестных – прогиб и два угла поворота относительно условных осей X и Y . Принято допущение, что деформации каждого конечного элемента изменяются по прямолинейному закону. Неизвестные перемещения в узловых точках определяют из линейных алгебраических уравнений, составленных на основе принципа возможных перемещений.

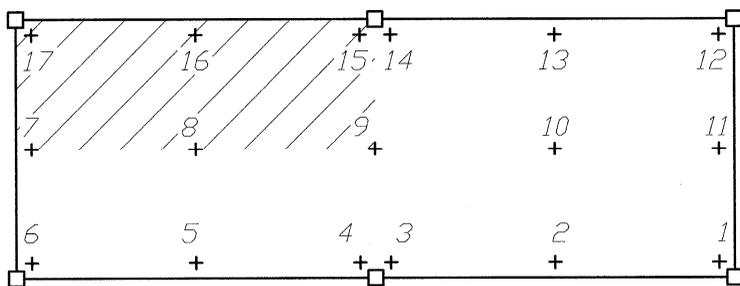


Рис. 3.36. План плиты перекрытия и схема расстановки прогибомеров (цифры на рис. 3.35)

Испытания клеевых композиций. Композиции применяют для замоноличивания строительных изделий с целью создания равнопрочности соединений. Для комплексной оценки эффективности клеевых композиций необходимо знать адгезионную прочность к склеиваемым изделиям, когезионные, прочностные и деформативные характеристики, стойкость при действии эксплуатационных факторов. Влияние адгезионных и когезионных свойств композиций на прочность оценивают коэффициентом монолитности:

$$M_{mon} = \sum_{i=1}^n (\eta_i \varphi_i),$$

где φ_i – коэффициент значимости i -го фактора, характеризующий удельный вклад данного фактора в прочность клеевого соединения; $\eta_i = R_i / R_m$ – коэффициент соответствия i -го фактора условию монолитности; R_i – i -й показатель клеевой композиции; R_m – аналогичный показатель склеиваемого материала.

Испытание на совместное действие температуры и нагрузки. При действии на конструкции высокой температуры происходит их деформирование, возможно трещинообразование и снижение несущей способности. К примеру, многослойные стеновые панели для туннельных печей, состоящие из несущей и футеровочной плит и скреплённых анкерами через слои теплоизоляции, испытывают сначала на температурное воздействие, а затем на совместное действие нагрузки и температуры. Деформацию стеновой панели измеряли прогибомерами, индикаторами, поверхностными тензометрами и термопарами. Нагрев панели осуществляют по определённому режиму: повышают температуру в течение нескольких суток с определённой скоростью (например 50 °С/ч), выдерживают при максимальной нагрузке, остужают в течение нескольких суток. После выполняют циклическое температурное воздействие: подъём температуры (например, 100 °С/ч) и остывание. После нескольких суток остывания панель загружают моментом, эквивалентным эксплуатационному. После выдержки панель снова подвергают циклическому воздействию температуры.

Испытание трубы. Пример нагружения и размещения измерительных приборов (Б.Ж. 1990. № 5) показан на рис. 3.37, а деформации приведены на рис. 3.38.

Испытание стоек моста. Схема испытания стойки обсыпного устоя автодорожного моста приведена (автор Д. М. Шапиро) на рис. 3.39. Цель испытания заключается в определении перемещений и несущей способности стойки при разной высоте обсыпки.

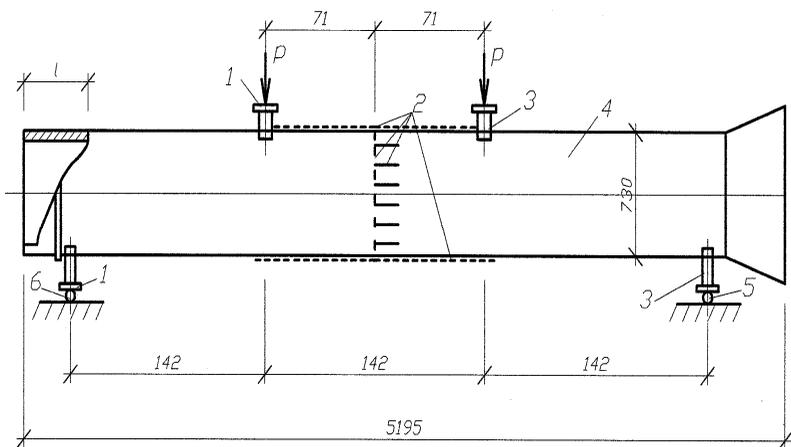


Рис. 3.37. Схема нагружения и установки приборов при испытании трубы на изгиб:

1 – металлические прокладки; 2 – тензодатчик с базой 50 мм и тензомеры с базой 200 мм; 3 – деревянные прокладки с углом охвата 70°; 4 – труба; 5 – неподвижная опора; 6 – подвижная опора

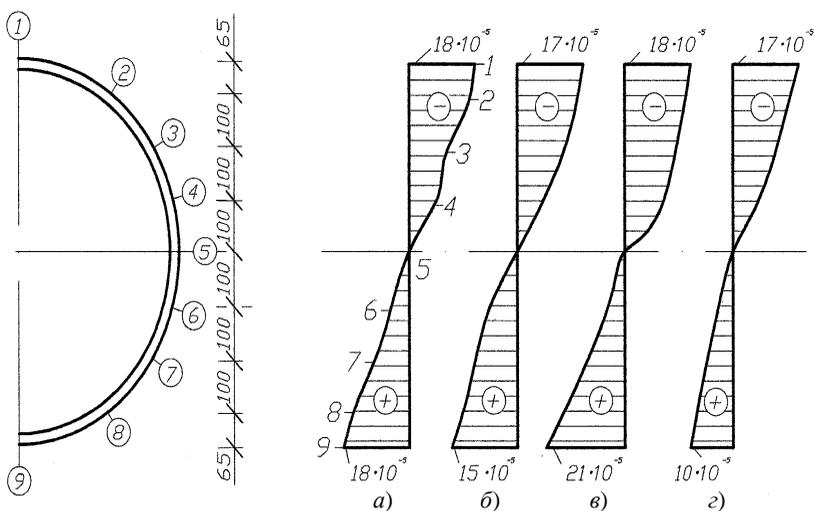


Рис. 3.38. Деформации виброгидропрессованных труб при изгибе:
а – Т-1; б – Т-2; в – Т-3; г – Т-4; 1...9 – места контроля деформаций; цифрами показаны места установки тензорезисторов Т

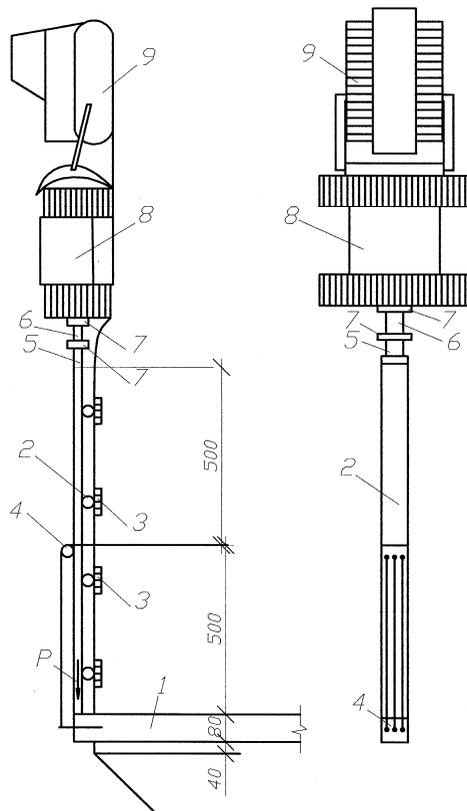


Рис. 3.39. Схема испытания стойки обсыпного устоя горизонтальной силой (разрез по оси стойки и план):

- 1* – испытываемая стойка сечения 80×80 см;
2 – железобетонные колонны 500×80×30 см; *3* – ролики;
4 – струнные прогибомеры; *5* – динамометр; *6* – гидравлический домкрат;
7 – металлические подушки; *8* – экскаватор; *9* – бульдозер

3.5. СХЕМА ИСПЫТАНИЯ СВАЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Установки применялись в полевых и лабораторных опытах В. В. Леденёва (рис. 3.40 – 3.44).

Опыты проводили с буронабивными фундаментами, изготовленными в основании естественной и нерушимой структуры. В задачи исследований входило: установить функциональные зависимости несущей способности фундаментов и их перемещений от размеров, эксцентриситета и угла наклона силы, определить характер разрушения

оснований и фундаментов, выяснить распределение реактивных усилий между боковой поверхностью и подошвой фундамента.

Особое внимание уделено изучению деформирования окружающего грунта. В отдельных экспериментах устанавливали до 100 и более индикаторов.

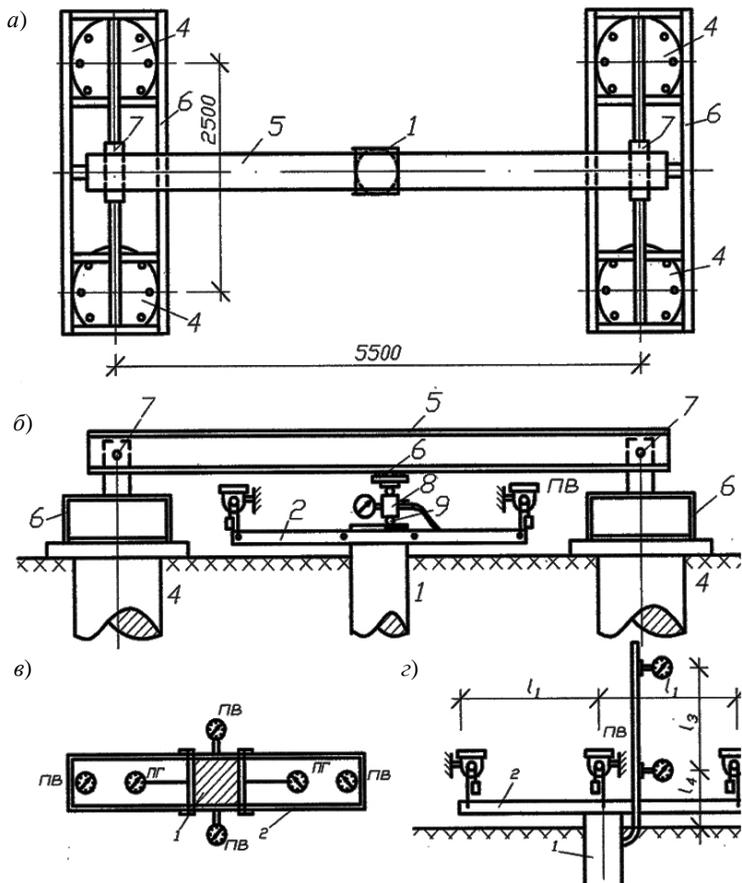


Рис. 3.40. Схема загрузки фундамента с использованием металлической балки (а – в плане, з – в разрезе) и измерения перемещений (в – в плане, з – в разрезе):

- 1 – опытный фундамент; 2 – реперная рама; 3 – металлическая труба;
 4 – анкерные фундамента; 5 – упорная балка; 6 – платформа;
 7 – шарнир для крепления балки; 8 – гидравлический домкрат;
 9 – цилиндрический шарнир; 10 – катки (исследования В. В. Леденёва)

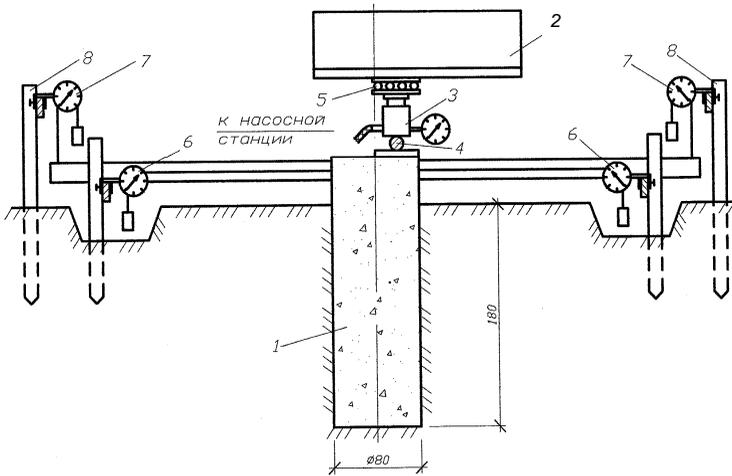


Рис. 3.41. Схема нагружения фундамента с использованием металлической платформы:

1 – фундамент; 2 – платформа; 3 – гидравлический домкрат;
4 – цилиндрический шарнир; 5 – катки; 6 – прогибомеры для замера горизонтальных перемещений; 7 – прогибомеры для замера вертикальных перемещений; 8 – деревянные столбики (исследования В. В. Леденёва)

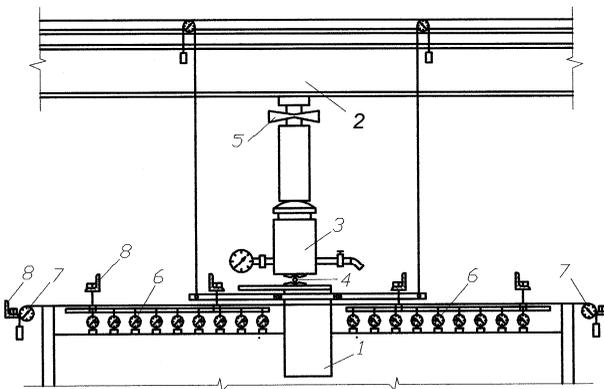


Рис. 3.42. Схема установки для проведения опытов с моделями фундаментов в лабораторном лотке:

1 – модель фундамента; 2 – упорная балка; 3 – гидравлический домкрат;
4 – цилиндрический шарнир; 5 – динамометр; 6 – индикаторы для измерения вертикальных перемещений поверхности основания; 7 – прогибомеры;
8 – уголки реперной системы для крепления индикаторов и прогибомеров (исследования В. В. Леденёва)

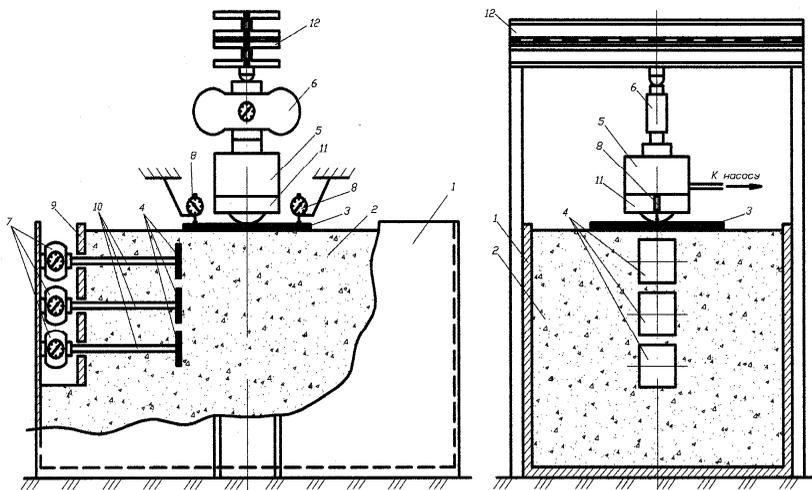


Рис. 3.43. Установка для определения горизонтальных напряжений в песчаном основании (лабораторные опыты):

- 1 – стальной пространственный лоток; 2 – песчаная засыпка;
 3 – жёсткий стальной штамп; 4 – вертикальные жёсткие стальные штампы;
 5 – гидравлический домкрат; 6, 7 – динамометры сжатия;
 8 – индикаторы часового типа; 9 – ограждающая стенка;
 10 – трубка с внутренним стержнем для передачи усилия от штампов 4;
 11 – шаровой шарнир; 12 – упорная балка (исследования В. В. Леденёва)

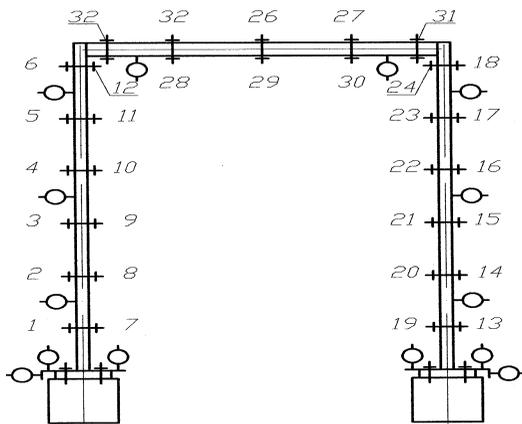


Рис. 3.44. Схема установки для исследования напряжённо-деформированного основания (места установки индикаторов и проволочных тензометров). (Исследования О. В. Евдокимцева)

4. ИСПЫТАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОКРАТНО ПОВТОРНОЙ СТАТИЧЕСКОЙ И ДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКАМИ

4.1. СПОСОБЫ СОЗДАНИЯ НАГРУЗОК

Динамические нагрузки. Если нагрузка изменяется в промежуток времени, составляющий менее двух–трёх периодов свободных колебаний, то такая нагрузка по отношению к сооружению считается динамической. В [31] отмечено, что влияние сил инерции незначительно, если

$$t / T > 10,$$

где t – время нарастания нагрузки до максимального значения; T – основной период собственных колебаний.

Нагрузка в общем случае изменяется по закону $F(t)$, часто изменение нагрузки подчиняется гармоническому закону:

$$F_t = F_{\sin} \Theta t.$$

Система будет содержать колебания с частотой Θ . Периодически повторяемые наибольшие амплитуды

$$Y_{\max}(\tau) = \mu y_{st(F)},$$

где $y_{st(F)}$ – статическое перемещение от наибольшего значения возмущающей силы; μ – коэффициент динамичности:

$$\mu = 1 / \sqrt{[1 - (f / \omega^2)]^2 + (\Theta / \omega)^2 (2\varepsilon / \omega)^2},$$

где Θ – частота собственных колебаний; ω – частота свободных колебаний при отсутствии сил сопротивления; ε – коэффициент затухания.

Нагрузки могут быть детерминированными и описаны законом изменения во времени или случайными. Для описания случайных нагрузок используют вероятностные характеристики. При $t / T < 0,1$ эффект воздействия оценивается импульсом

$$I = \int_0^t F(t) dt .$$

Динамические нагрузки создают механическими, гидравлическими или электрическими методами. Для создания механическими спо-

собами циклических нагрузок применяют центробежные и кривошипные механизмы. Испытания проводят на вибростендах, вибростолах или виброплатформах. Ударные нагрузки создают гравитационными и маятнико-гравитационными механизмами. Гидравлические способы создания нагрузок основаны на преобразовании энергии сжатой жидкости в механическую энергию деформирования конструкций. Наиболее широко используют электрогидравлические усилительные системы (плунжерные или роторные пульсаторы). Удары осуществляют объёмно-аккумуляторными, маховиково-насосными и циркуляционными устройствами.

Электрические методы создания (преимущественно циклических нагрузок) подразделяют на электромагнитные, электродинамические, пьезоэлектрические. Электромагнитные колебания возникают при взаимодействии ферромагнитного якоря с переменным магнитным полем. Электродинамические возбудители колебаний создают переменную силу при взаимодействии проводника, по которому протекает переменный ток с постоянным магнитным полем. Пьезоэлектрические возбудители колебания основаны на обратном пьезоэффекте. Механические деформации здесь возникают при действии электрического поля.

Многokrатно-повторные нагрузки. Под циклом подразумевают процесс нагружения от σ_{\min} до σ_{\max} и разгрузки от σ_{\max} до σ_{\min} . К числу характеристик цикла относят коэффициент асимметрии цикла:

$$p_{\sigma} = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} \quad \text{или} \quad p_{\tau} = \tau_{\min} / \tau_{\max}.$$

Период цикла T (время, затраченное на осуществление цикла); частоту $f = 1/T$ при $\rho < 0$ цикл называют знакопеременным, $\rho \geq -$ односторонним, $\rho = 0$ – нулевым; $\sigma_{\min} \neq \sigma_{\max}$ – асимметричным.

В практике применяют два типа нагружения: мягкое и жёсткое. При первом выдерживают постоянными амплитуды напряжений, а деформации меняются от цикла к циклу, при втором – постоянными амплитуды деформации, а напряжения изменяются.

Усталостью называют процесс постепенного снижения прочности материалов вследствие появления и развития трещин, под действием циклических нагрузок. Усталостные трещины появляются на поверхности и распространяются в глубь массива. Испытания проводят: при растяжении и сжатии, изгибе и кручении, при симметричных и асимметричных циклах напряжений или деформации, при наличии или отсутствии концентрации напряжений, при постоянной или переменной температуре и влажности, при много- и малоцикловом нагружении в упругой и упругопластической областях. Пределом выносливости на-

зывают наибольшее значение амплитуды напряжений цикла, при котором не происходит усталостного разрушения после неограниченного числа циклов, базой испытания – наибольшую продолжительность (по времени или числу циклов) испытаний на усталость. Усталостную долговечность определяют как число циклов нагружения до разрушения при заданном напряжении.

Важными характеристиками материалов являются: относительная динамическая прочность α_g ; относительный предел усталости (выносливости) n_b :

$$\alpha_g = R_g / R; \quad \alpha_b = \alpha_g = R_b / R,$$

где R_q – динамический предел прочности материала при n числе циклов повторения; R_b – предел усталости (выносливости) – динамический предел прочности материала при некотором большом цикле n_b .

Для стали $n_b = 1 \cdot 10^6 \dots 5 \cdot 10^6$ циклов. Динамический предел прочности для стали часто определяют по следующей эмпирической формуле:

$$R_g = R (\alpha_{g1} - \beta \lg n_p),$$

где $\alpha_{g1} = R_g / R$ – относительная динамическая прочность при одном цикле ($n_{p1} = 1$); R_{g1} – динамический предел прочности при одном цикле ($n_{p1} = 1$); β – опытный коэффициент

$$\beta = (R_{g1} - R_q) / (R \lg n_p) = (R_{g1} - R_q) / (R \lg n_b).$$

Для металлоконструкций часто используют формулу Гудмана:

$$\alpha_b = R_q / R = 1 \cdot [1 + \alpha (1 - q)],$$

где α – коэффициент, определяемый из опытных данных.

Опыты показали [39], что чем большая работа затрачивается в первых циклах нагружения, тем при меньшем числе циклов можно ожидать его разрушения. При выдерживании достаточно высоких амплитуд перемещений наблюдается постоянное размягчение материала – снижение максимальной нагрузки, соответствующей одной и той же амплитуде перемещений по мере увеличения числа циклов. Современные машины подразделяют на следующие группы для испытания:

– вращающего образца при действии постоянного крутящего момента (рис. 4.1) или неподвижного образца при действии вращающейся нагрузки;

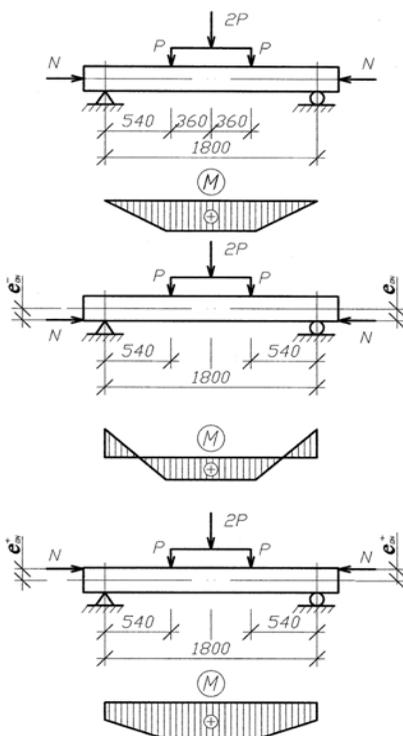
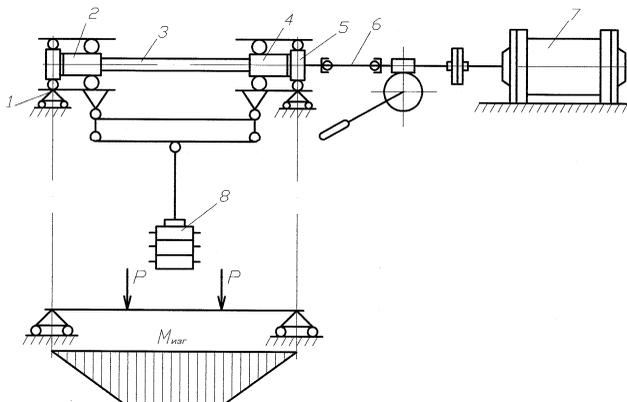


Рис. 4.1. Схема установки для испытания на усталость при постоянном моменте вращения:

1 – ролик; 2 – захват шпинделя; 3 – образец; 4 – захват шпинделя;
5 – ролик; 6 – гибкий вал; 7 – электродвигатель; 8 – груз

- на действие переменных осевых сжимающих или растягивающих сил;
- образцов при нагружении переменным крутящим моментом;
- образца в сложном напряжённом состоянии (например, при одновременном действии переменных осевых сил и крутящих моментов);
- плоских образцов в условиях переменного изгиба;
- образцах при повторных ударных нагрузках.

Машины для испытания на изгиб с вращением используют более 100 лет со времени постройки Вёлером первой машины для изучения выносливости железнодорожных осей. Наиболее широкое распространение получил метод испытания чистым изгибом (рис. 4.1). При этом появляется возможность определять выносливость материала по всей длине образца. На принципе чистого изгиба построены машины НВП с программным изменением нагрузки.

Испытание металлических конструкций. Обычно экспериментально проверяют наиболее ответственные узлы, например, сопряжения стальных ригелей и колонн (рис. 4.2). На рисунке 4.2, *a* показана схема испытания узлов при постоянной величине амплитуды перемещений. Определяется усилие, необходимое для достижения $\Delta = \text{const}$. Эксперимент усложняют, вводя ступенчатое увеличение амплитуд перемещений (вплоть до разрушения) после осуществления определённого числа циклов.

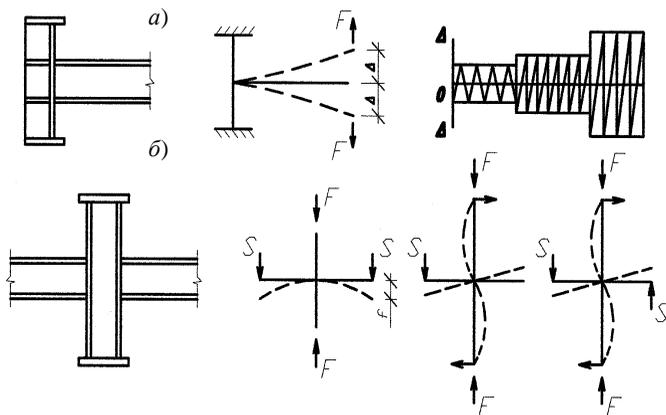


Рис. 4.2. Схемы нагружений образцов при жёстком (*a*) и мягком (*б*) режимах нагружения

Испытание крестообразного узла примыкания ригелей к колонне может быть выполнено по следующему режиму [42] (рис. 4.2, б). Фрагмент колонны нагружают вертикальной статической нагрузкой до определённой постоянной величины. Затем к фрагментам ригелей прикладывают поперечную силу и проводят пульсацию при заданных f и n . В завершение образец загружают статической нагрузкой до разрушения. В этих экспериментах определяют коэффициент снижения несущей способности образцов при действии циклических поперечных сил.

Испытание бетона и железобетона. Многократное повторение циклов при $\sigma_b < R_z (R_z)$ – предел выносливости бетона $R_z = 0,85\sigma_{вн}$ приводит к накапливанию неупругих деформаций. После большого числа циклов они выбираются и бетон начинает работать упруго. При $\sigma_b > R_z$ неупругие деформации после некоторого числа циклов начинают неограниченно расти и происходит разрушение образца. Кривая $\sigma_b - \epsilon_b$ меняет знак, угол наклона её к оси абсцисс уменьшается. Для $f = 200 \dots 600$ ц/мин наблюдается ускоренное развитие ползучести бетона, т.е. наступает виброползучесть или динамическая ползучесть.

Предел выносливости арматуры в железобетонных конструкциях зависит от числа циклов повторений n , коэффициента асимметрии цикла ρ , качества сцепления арматур с бетоном, марки стали, наличия трещин в бетоне и т.д. При высоких скоростях деформирования стали работают упруго при напряжениях, превышающих физический предел текучести. Происходит это вследствие запаздывания пластических деформаций.

В процессе многократно повторяющихся нагружений коэффициент асимметрии цикла напряжений в бетоне сжатой зоны изгибаемых элементов ρ_{bt} становится меньше, а арматуры ρ_{st} больше коэффициента асимметрии цикла внешней нагрузки ρ_b .

Относительная динамическая прочность бетона также может быть описана ранее приведённой зависимостью для стали. Длительное сжатие бетона, предшествующее испытанию на циклическое воздействие, приводит к повышению жёсткости бетона или раствора, снижению пластического деформирования и динамической прочности.

Принимают [42] следующие схемы испытания образцов железобетона на действие повторной статической нагрузки: растягивающей на бетонный образец с арматурой, горизонтальной на колонну (рис. 4.3, а), вертикальной на балку (рис. 4.3, б) и узлы железобетонных каркасов с жёсткой арматурой (рис. 4.3, в); знакопеременной горизонтальной на раму; поперечной на консоли колонны.

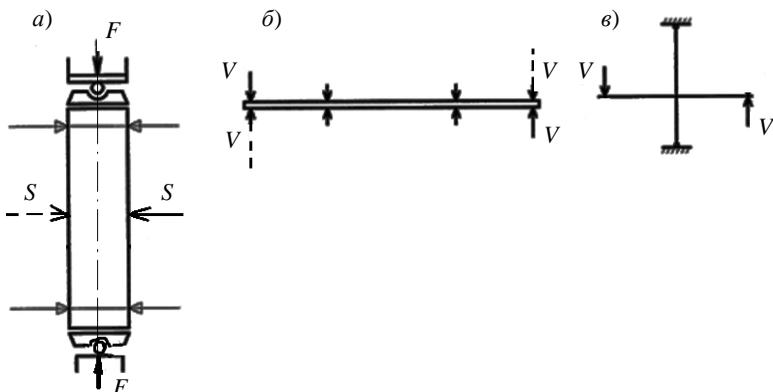


Рис. 4.3. Схема испытания колонны (а), балки (б) и узлового соединения (в) знакопеременной поперечной силой

На рисунке 4.4 приведена схема испытания жёсткого узла со скрытой консолью на действие знакопеременной динамической нагрузки (Б.Ж. 1990. № 7).

Испытания проводились на стенде из ромбовидной стержневой системы для создания поперечной нагрузки и устройства для продольного обжатия колонн. Нагрузку на колонну создавали гидравлическими домкратами, на ригели – пульсирующими гидравлическими домкратами при $f = 1$ Гц и $\rho = -1$. Динамическую поперечную нагрузку увеличивают поэтапно. Податливость узлового сопряжения оценивается дополнительным поворотом ригеля θ , $\theta = \alpha M$, где θ – угол поворота ригеля; M – изгибающий момент в опорном сечении ригеля; α – коэффициент податливости угла, рад/кН·м.

Коэффициент динамического упрочнения бетона. Формула для расчёта коэффициента имеет вид (Б.Ж. 1992. № 2)

$$K_g^u \approx 1 + 0,037 \frac{E_0}{R} \frac{\Delta E}{\Delta \sigma} \lg \frac{\epsilon_q}{\epsilon_{cs}},$$

где E_0 – начальный модуль упругости; $\Delta E/\Delta \sigma$ – параметр, учитывающий физическую нелинейность бетона, и равный изменению начального модуля упругости при вариации напряжения на $\Delta \sigma$, ϵ_q и ϵ_{cs} – скорости деформирования при динамическом и статическом нагружении бетона.

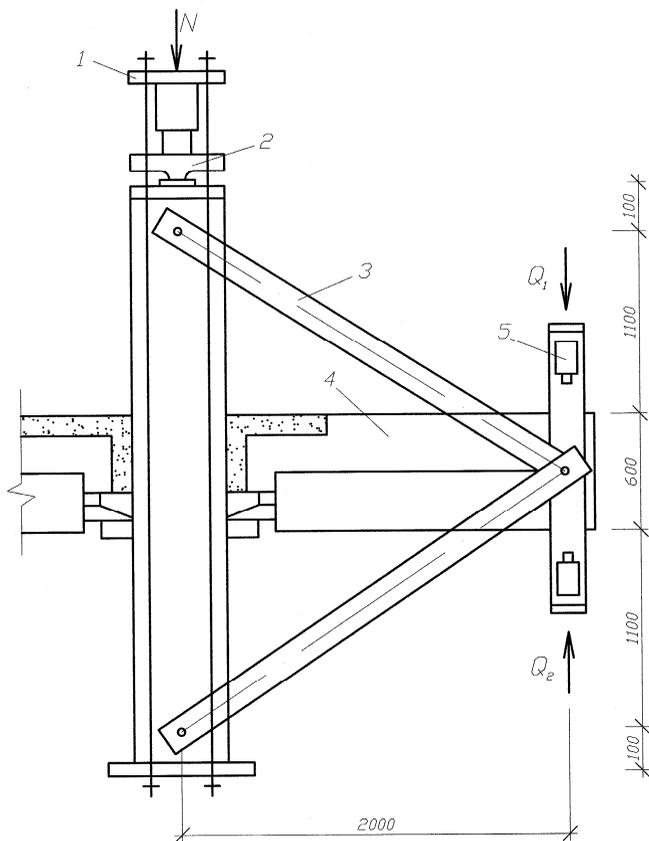


Рис. 4.4. Схема нагружения опытных образцов:

- 1 – домкрат для создания продольной силы в колонне;
 2 – обжимное устройство; 3 – стержневая система; 4 – опытный образец;
 5 – домкраты для создания поперечных сил в ригеле

Зависимость между напряжением и деформацией принимают в виде

$$\sigma = R \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} \right) n \right],$$

где ε_R – деформация при $\sigma = R$, $n = f(R)$ – опытный параметр;
 отсюда

$$\alpha\sigma = \frac{nR}{\varepsilon_R} \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right)^{n-1} \alpha\varepsilon;$$

$$E = \frac{nR}{\varepsilon_R} \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right)^{n-1};$$

$$E_0 = \frac{nR}{\varepsilon_R}.$$

Показатель нелинейности деформирования:

$$\frac{dE}{d\sigma_{\varepsilon = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}}} = -\frac{n-1}{\varepsilon_R \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right)}.$$

Полученные из опытов величины E_0 и $dE/d\sigma$, а также ε_{cs} ($\varepsilon_{cs} \approx 1 \dots 10^{-5} \text{ c}^{-1}$) и ε_g можно вычислить K_g^{th} .

Коэффициент динамического упрочнения можно установить по результатам ультразвуковых и радиоизотопных измерений. Бетон на контролируемом участке нагружают изменением амплитуды ультразвуковых колебаний. Аппаратура регистрирует сдвиг фазы $\Delta\phi$ между опорным и исследуемым сигналами, являющийся пропорциональным относительному изменению динамического модуля упругости, т.е.

$$\Delta E/\Delta\delta = A\Delta\phi; \quad R_c = B\Delta\phi.$$

Каменная кладка. Многократно повторное действие сжимающей нагрузки на кладку приводит к преждевременному трещинообразованию и разрушению. Армирование кладки, устройство железобетонных и стальных обойм существенно повышает прочность.

В экспериментах определяют [2, 29, 31, 32, 46]: нагрузку трещинообразования, характер разрушения, влияние прочности исходных материалов, способа формирования, армирования, вида нагружения на несущую способность. На рисунке 4.5 приведены схемы испытания кладки.

Испытание железобетонной полурамы. Снеговая нагрузка периодически действует на трёхшарнирную раму, дополнительное воздействие оказывает ветровая нагрузка. На рисунках 4.6, 4.7 приведён (Б.Ж. 1990. № 2) пример испытания полурамы системой сосредоточенных сил. При относительно невысоком уровне нагружения сделано

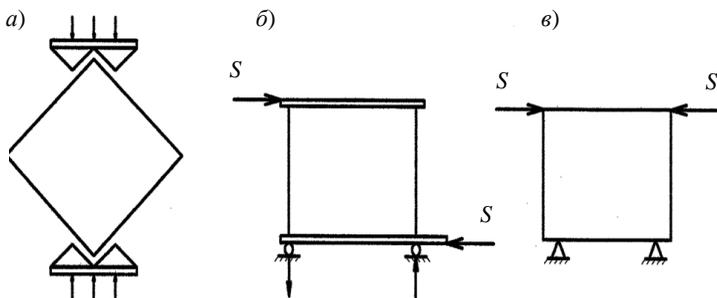
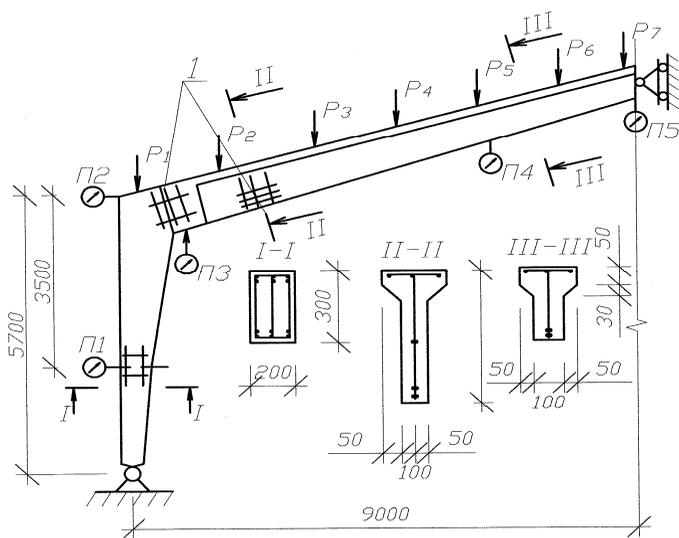


Рис. 4.5. Испытание образцов кирпичной кладки:
a – при сжатии столба вдоль диагонали;
б, в – при определении сопротивления перекосу на действие
 однонаправленной (*б*) и знакопеременной (*в*) нагрузки

три цикла. Откликом явились упругие перемещения узлов. Трещины в отдельных сечениях при постоянных нагрузках развивались до 30...50 суток и далее стабилизировались.



**Рис. 4.6. Схема загрузки, установки приборов
 и армирования опытной полурамы:**
I – зоны измерения деформаций бетона

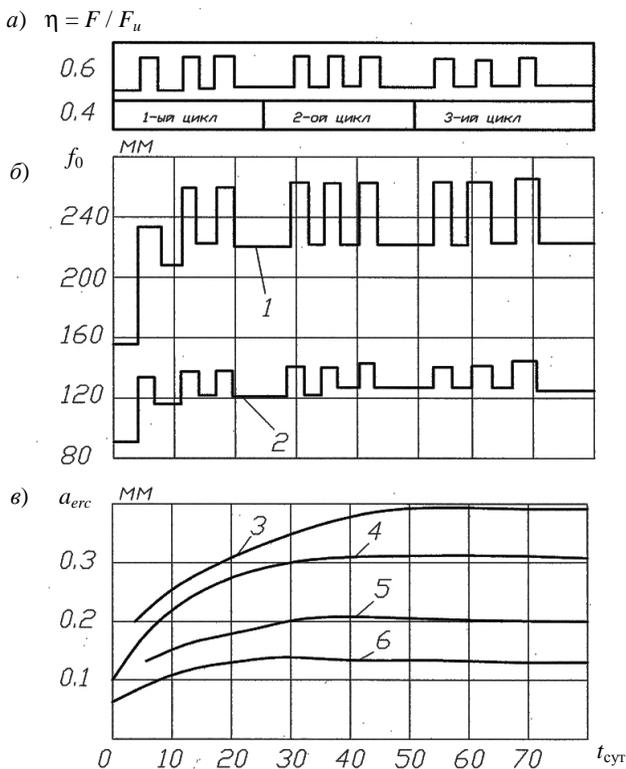


Рис. 4.7. Режим загрузки:

- a – изменение перемещений узлов полурамы;
- b – ширина раскрытия трещин; v – коньковый узел;
- 2 – карнизный узел; 3 – диагональная трещина на уровне полной нагрузки;
- 4 – то же, на уровне длительно действующей нагрузки;
- 5 – нормальные трещины на уровне полной нагрузки;
- 6 – то же, на уровне длительно действующей нагрузки

Испытания предварительно напряжённых балок при многократно повторяющейся нагрузке нестационарных режимов. Часто изгибаемые железобетонные элементы работают при нестационарных режимах повторяющихся нагрузок. Сопротивление балок изучают на моделях пролётом до 3 м. Варьируемыми параметрами являются армирование и величина предварительного напряжения. В зоне чистого изгиба поперечную и верхнюю продольную арматуру не устанавливают, так как она влияет на работу бетона и усложняет анализ его на-

пряжённо-деформированного состояния. В период изготовления образцов балок и их хранения возможно возникновение трещин у верха балок. Для предохранения от трещинообразования используют временную напрягаемую затяжку.

В ходе экспериментов тензорезисторами измеряют деформации арматуры и бетона, прогибы в процессе пульсирующих нагрузок и измеряют электромеханическим прибором.

Возможно несколько режимов испытания. Рассмотрим один из них. Образцы балок загружают поэтапно до разрушения с постоянно возрастающим уровнем нагружения. На каждом этапе уровень нагружения принимают постоянным. Проводят определённое число циклов нагружения, например, $2 \cdot 10^6$. Непосредственно перед разрушением определяют σ_s , x , ζ , ε_b , ε_s , f , $\alpha_{срс}^{tap}$. Для изучения влияния промежуточных неразрушающих уровней повторных нагрузок на их выносливость испытывают балки-близнецы в режиме, при котором произошло разрушение ранее испытанной.

Эксперименты (Б.Ж. 1992. № 4) показали, что нагружение балок поэтапно меньшими разрушающими уровнями повторной нагрузки на базе $2 \cdot 10^6$ циклов, мало влияет на их выносливость при разрушении. Разница между суммарными деформациями арматуры и бетона нормальных сечений балок, испытанных поэтапно при нарастающих режимах многоцикловых нагрузок и деформациями образцов-близнецов, испытанных сразу при разрушающем режиме, незначительно. Наибольшее приращение деформации происходило в первые 20...4000 тыс. циклов. Ширина раскрытия трещин перед разрушением каждой пары образцов-близнецов была одинаковой и не зависела от последовательности нагружения. Число нагружений балки до усталостного разрушения уменьшается с увеличением уровня максимальной нагрузки цикла и значительно возрастает при увеличении степени предварительного напряжения арматуры.

Испытание свай имитационными сейсмическими воздействиями. Коэффициент K_a , учитывающий снижение несущей способности свай при сейсмических воздействиях,

$$K_a = F_{ед}^P / F,$$

где $F_{ед}^P$ и F – несущая способность сваи на вертикальную сжимающую нагрузку с учётом и без учёта сейсмических воздействий; $K_a = \gamma_1 \gamma_2$; γ_1 и γ_2 – коэффициенты, учитывающие снижение несущей способности сваи на вертикальную нагрузку при изменении напряжённого состоя-

ния грунта в процессе прохождения сейсмических волн и при горизонтальных динамических воздействиях от раскачивания сооружения.

Величина γ_1 определяется по результатам испытаний на сейсмозрывные воздействия свай при наличии вертикальной статической нагрузки N_{p0} . После забивки и её нагружении производят короткозамедленный взрыв зарядов ВВ в скважинах, расположенных на определённом расстоянии от испытываемой сваи.

Продолжительность сейсмозрывного воздействия должна составлять не менее 7 с. При испытаниях регистрируют горизонтальные составляющие колебаний грунта на поверхности около опытных свай в двух взаимно перпендикулярных направлениях, осадку сваи и падение давления в домкрате.

Векторные значения ускорения колебаний поверхности грунта у опытных свай при расчётной сейсмичности 7 баллов должно быть не менее 2 м/с², 8 баллов – 4 м/с², 9 баллов – 7 м/с².

Коэффициент

$$\gamma_1 = N_{p1} / [N_{p0} (1 + S_1 / S_0)] ,$$

где N_{p0} , N_{p1} – вертикальная статическая нагрузка до начала и после окончания сейсмических воздействий; S_0 – осадка сваи при нагрузке N_{p0} перед началом испытаний на сейсмоустановке.

Коэффициент γ_2 определяют по данным испытаний свай, нагруженных вертикальной статической нагрузкой на горизонтальные динамические воздействия. Вибратор устанавливают на катках возле сваи. Раскачивание сваи осуществляют с постоянной амплитудой

$$A_q = 1,2U_0,$$

где U_0 – горизонтальные перемещения сваи на уровне поверхности грунта при статическом приложении расчётной сейсмической нагрузки.

Величину коэффициента γ_2 определяют по формуле

$$\gamma_1 = N_{p0} / [N_{p2} (1 + S_4 / S_3)],$$

где N_{p0} , N_{p2} – вертикальная статическая нагрузка на сваю до начала и после окончания горизонтальных динамических воздействий; S_3 – осадка сваи при нагрузке N_{p0} перед началом испытаний; S_4 – дополнительная осадка сваи за период испытаний на горизонтальные динамические воздействия и контрольных запусков вибратора.

Оба вида испытаний проводят на разных сваях. В случае необходимости можно проводить испытания на одной свае сначала на сейсмические воздействия, а затем уменьшившуюся статическую нагрузку

довести до первоначального значения N_{p0} и провести испытания горизонтальной динамической нагрузкой.

Определение параметров трещин при циклическом нагружении. Длину и ширину трещин определяют при помощи стереоскопического микроскопа МБС-2 с окулярным микрометром. Образец загружают до σ_{\max} (Б.Ж. 1992. № 5). Параметры трещин и деформации образца при этом считают начальными. После проведения заданного числа циклов машину останавливают и находят деформации при отсутствии внешней нагрузки. Затем образец загружают кратковременной нагрузкой до σ_{\max} и фиксируют параметры трещин и деформации и так далее до стабилизации трещин или до разрушения образца. Частоту колебаний принимают, например, 500 циклов/мин. Стабилизация параметров трещин происходит при $\eta \leq 0,6$ после 200...500 тыс. циклов.

Изменение ширины раскрытия усталостных трещин определяют по формуле

$$\alpha_{arc}(N) = [1 + E_b(N_0) D(N)] \alpha_{arc}^0,$$

где $E_b(N_0)$ – начальный модуль упругости бетона; $D(N)$ – мера виброползучести, равная деформации виброползучести, отнесенная к максимально действующему напряжению; α_{arc}^0 – начальная ширина раскрытия трещины при σ_{\max}

$$D(N) = D(-) (1 - e^{\theta N}),$$

θ – коэффициент, характеризующий скорость нарастания деформации виброползучести; $D(-)$ – конечная величина меры виброползучести.

Приращение длины трещины

$$\frac{\Delta l}{\Delta N} = -\beta \left(\frac{K_{i\max}^2 - K_{i\min}^2}{K_{ic}^2} + \ln \frac{K_{ic}^2 - K_{i\max}^2}{K_{ic}^2} \right),$$

где ΔN – число циклов нагружения, при котором длина трещины увеличивается на Δl ; K_{ic} – критический коэффициент интенсивности напряжений

$$K_{i\min} / K_{i\max} = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = \rho.$$

Деформация виброползучести железобетона меньше по сравнению с соответствующими бетонными образцами.

Вибрационные испытания железобетонных конструкций.

В [41] приведены следующие составные части испытательной установки: конструкций на шарнирной и качающейся опорах, отстоящих

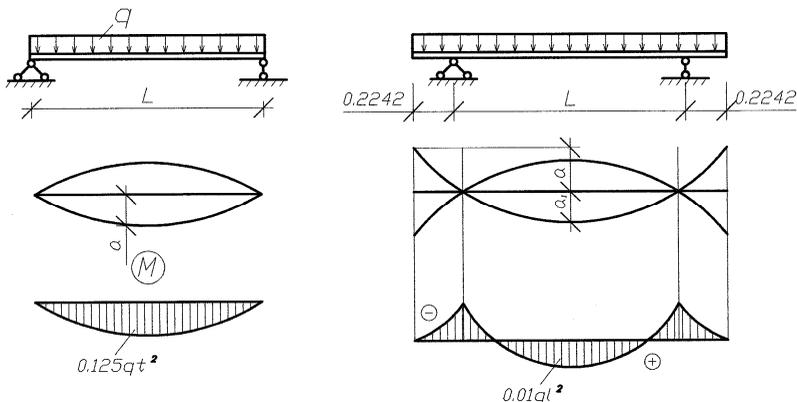


Рис. 4.8. Схемы проведения вибрационных испытаний

друг от друга на расчётный пролёт; электродинамический контактный возбудитель колебаний; генератор гармонических колебаний; усилитель мощности; датчик вибраций И-001; ламповый вольтметр; цифровой частотомер, регистрирующий частоту колебаний. Запись колебаний осуществляют шлейфовым осциллографом. Применяют [37] две схемы расположения шарнирных опор: I – по концам конструкции; II – на расстоянии $0,224L$ от каждой из опор (рис. 4.8).

Усталостные испытания клеевых соединений бетона. Толщина клеевого шва 1...10 мм. Клей состоит из эпоксидной смолы ЭД-20-100, отвердителя ПЭПА-15, пластификатора из фуrolового спирта-10, наполнителя из портландцемента активностью 400...200 мас. ч. (Б.Ж. 1990. № 5). Предварительно испытывают кубики клеевой композиции. Статическое нагружение образцов ($15 \times 15 \times 60$ и $20 \times 20 \times 60$ см) осуществляли по линейному закону с постоянной скоростью приращения напряжений $\sim 0,4$ МПа/с. Многократно повторные нагрузки задаются гармонической функцией синусоидальной формы с частотой приложения 7...8 Гц и постоянным коэффициентом асимметрии цикла 0,1. Испытания проводят при нескольких уровнях напряжений с целью построения линии регрессии выносливости. На каждом уровне испытывают не менее трёх образцов. В ходе испытаний методом акустической эмиссии (АЭ) определяют развитие микротрещин.

Сигналы акустического излучения от образующихся дефектов (энергия акустического излучения и частота максимумов спектральной плотности) обрабатываются на ЭВМ при помощи комплекса программ.

При статическом нагружении первые микротрещины возникают, когда напряжения составляют 5...10% разрушающих. При нагрузках, близких к разрушающей, скорости трещинообразования резко возрастают. Наличие толстого стыка снижает выносливость и даёт большой разброс результатов испытаний. Уровень нагруженности, позволяющий осуществлять заданное число циклов нагружений N ,

$$K = \sigma_b^{\max} / R_b = A + B \lg qN + C \lg q^2 N ,$$

где A, B, C – коэффициенты; R_b – предел выносливости.

4.2. АВТОМАТИЗАЦИЯ МЕХАНИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

Автоматизированные системы испытаний позволяют повысить производительность труда, сократить время испытаний, реализовать заданные режимы нагружения, обеспечить избирательность опытных данных, выполнить эксперимент в реальном масштабе времени, повысить точность экспериментов [6, 7, 43, 52, 58, 66].

На рисунке 4.9 приведена блок-схема установки фирмы MTS для проведения статических и циклических испытаний с электрогидравлической системой силовозбуждения. Экспериментатор вводит дату ис-

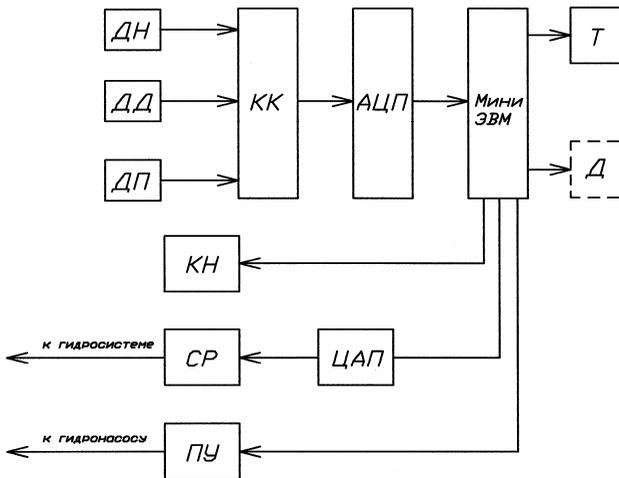


Рис. 4.9. Блок-схема установки фирмы MTS:

ДН – датчик нагрузки; ДД – датчик деформаций; ДП – датчик перемещений;
 КК – коммутатор датчиков; АЦП – аналого-цифровой преобразователь;
 Т – телетайп; Д – дисплей; ЦАП – цифро-аналоговый преобразователь;
 СР – серверорегулятор; ПУ – панель управления

пытаний, номер образца. После разрушения производится замер и ввод в ЭВМ конечных размеров. ЭВМ обрабатывает данные и выдаёт на печать значения модуля упругости, предела текучести, напряжения в момент разрыва, относительного удлинения, базы датчика, истинного напряжения в момент разрыва, характеристики пластичности, коэффициентов степенного упрочнения $\sigma = G\varepsilon^n$ и работы разрушения

$$a = \int_0^{\delta} \sigma d\varepsilon.$$

При проведении циклических испытаний эксперимент выполняется в реальном масштабе времени. При этом регулируется режим испытания с детерминированными или случайными характеристиками.

Эксперименты на ползучесть могут быть достаточно длительными. Автоматизация испытаний позволяет преобразовывать опытные данные в процессе проведения эксперимента (рис. 4.10). В режиме автоматической регистрации данных сигнал датчиков через коммутатор поступает в аналого-цифровой преобразователь, а затем в ЭВМ или на магнитную ленту. После разрушения образца с помощью графопостроителя результаты изображаются в виде графика $\varepsilon-t$ с необходимыми информационными данными испытания – датой, номером испытания, температурой, временем до разрушения, относительным удлинением.

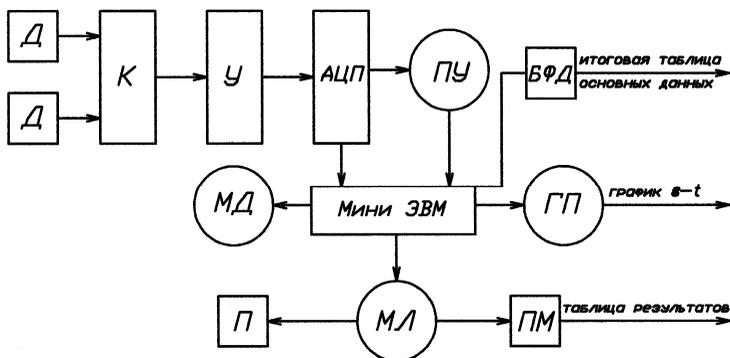


Рис. 4.10. Блок-схема автоматизированной системы испытаний на ползучесть:

Д – датчик; К – коммутатор; У – усилитель;
 АЦП – аналого-цифровой преобразователь; ПУ – пульт управления;
 БФР – блок формирования данных; ГП – графопостроитель; ПМ – печать;
 МЛ – магнитные ленты; П – перфоратор; МД – магнитные диски

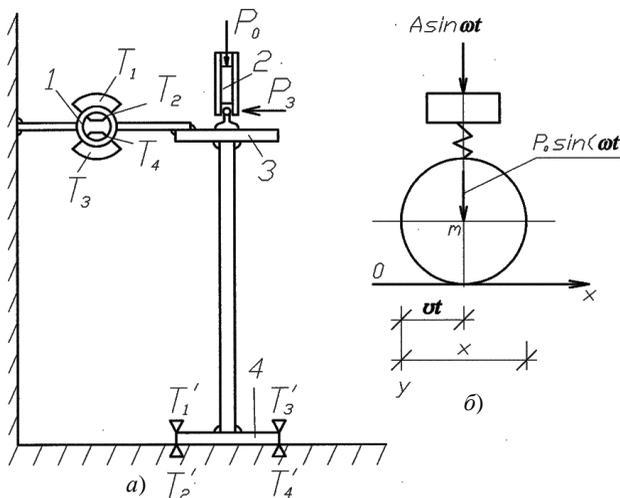


Рис. 4.11. Схема определения нагрузки от мостового крана (а); балка под действием динамических сил (б):

1 – динамометр; 2 – колесо крана; 3 – балка; Т – тензорезистор

Испытание подкранового пути. В [41] приведена схема испытания (рис. 4.11) при совместном действии вертикальной (подвижной) и горизонтальной (тормозной) нагрузок. Величину горизонтальной силы определяют динамометром.

При испытании действующего пути следует обратить внимание на состояние балки, опорных конструкций, узлов крепления. Провести проверки вертикальности и прямолинейности пути.

4.3. ИСПЫТАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ИМПУЛЬСНОЙ НАГРУЗКОЙ

Отдельные схемы испытаний показаны на рис. 4.12. В первом случае (рис. 4.12, а) груз 3, отклонённый влево, ударяет по колонне 1. Такое воздействие имитирует наезд автотранспорта или удар груза, поднимаемого краном. Во втором (рис. 4.12, б) импульсное воздействие оказывает обрыв 3 предварительно натянутой нити 2 (канат, стержневая арматура). Конструкция 1 при этом получает вынужденные колебания. В третьем (рис. 4.12, в) груз 3 ударяет по конструкции 1 через гаситель 2.

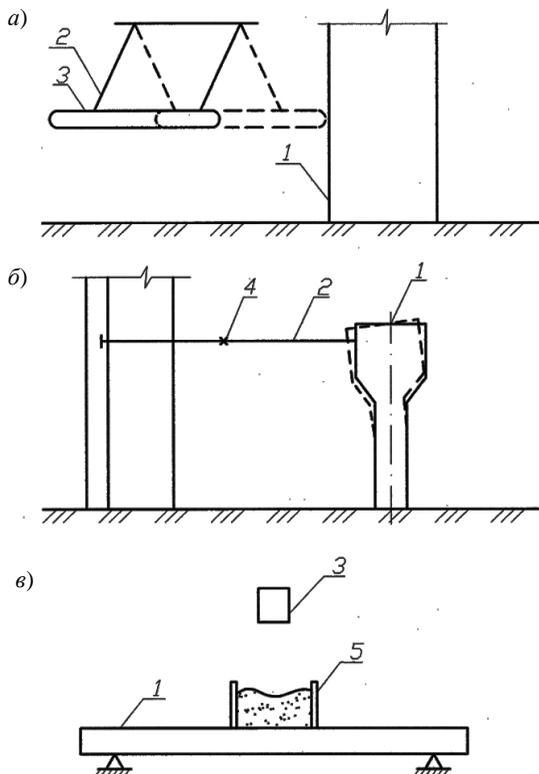


Рис. 4.12. Схема испытания конструкций ударной нагрузкой:
a – боковой удар грузом; *б* – обрыв ранее натянутой проволоки (троса);
в – удар падающего груза; *1* – конструкция; *2* – трос; *3* – груз;
4 – место обрыва троса; *5* – песчаная подушка

Испытание железобетонных конструкций на местное деформирование при интенсивных нагрузках. Неучёт местных ударных воздействий на проектировании приводит к значительному материалному ущербу и гибели людей. При ударе происходит образование пластических зон под краями штампа, откол бетона в результате возникновения отражённой от нижней поверхности волны растяжения.

Варьируемыми параметрами при испытаниях являются: прочность и возраст бетона, размеры образцов, содержание верхней, нижней продольной и поперечной арматуры, форма и размеры индентора. Образцы устанавливали на неподвижное сплошное основание, а для

оценки влияния волновых эффектов часть образцов помещали на стальную пластину.

Испытание проводили статической нагрузкой на гидравлическом прессе, а ударной на копровой установке со стальным ударником при разной начальной скорости удара (рис. 4.13).

При статических испытаниях фиксировали нагрузку F и соответствующее внедрение индентора α . Перемещение измеряли индикаторами часового типа. При повторных нагружениях определяли ускорение \ddot{a} (рис. 4.14).

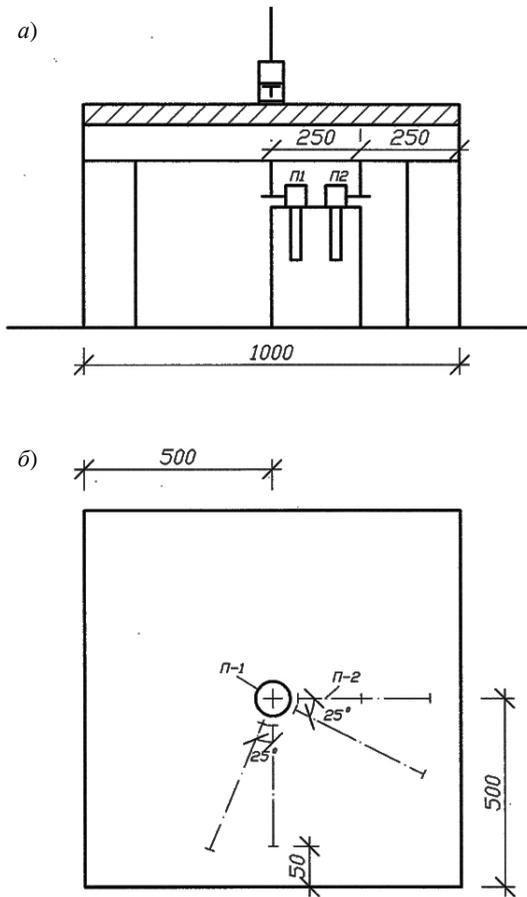


Рис. 4.13. Установка для осуществления низкоскоростного удара (а) и схема расположения тензорезисторов и датчиков перемещения (б)

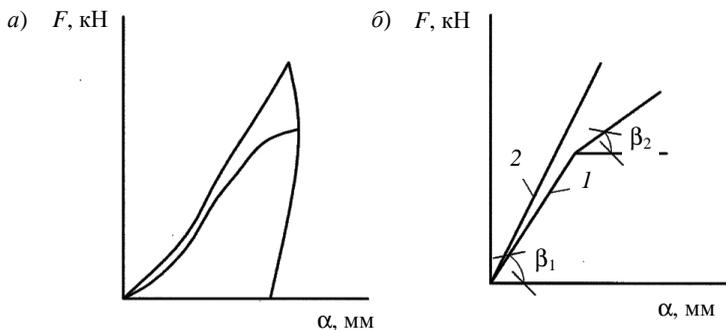


Рис. 4.14. Экспериментальные (а) и расчётные (б) диаграммы зависимости между нагрузкой и погружением индентора:
 1 – статическое нагружение; 2 – динамическое

Контактную силу при динамических испытаниях определяли по формуле

$$P_{\text{вд}} = mg(\ddot{a} + g).$$

Вертикальное перемещение индентора и бетона в зоне контакта под индентором фиксировали электрооптическим методом. С этой целью на боковую поверхность индентора и балки, под индентором наклеивали датчики из эластичной плёнки, окрашенной в чёрный и белый цвета. Отражённый от белой части датчиков свет фиксировали камеры, работающие на основе фотоэффекта.

На основе экспериментов были сделаны следующие выводы:

- наиболее невыгодным является плоский индентор, контактная сила принимает наибольшее значение, а доля энергии, передающаяся конструкции, максимальная;
- диаграмма деформирования бетона контактной зоны имела ярко выраженный упругопластический характер, начальный вогнутый к оси ординат участок объясняется обмятием верхнего слоя бетона;
- наличие верхней продольной и поперечной арматуры способствует распределению контактного усилия и повышению нагрузки;
- зависимость « F – α » близка к закону Герца лишь на начальном участке:
 - при $F > 0,5$ происходит разупрочнение бетона;
 - при ударе сохраняется линейная зависимость между F и α вплоть до разрушения;
 - отмечается существенное превышение динамической прочности над статической, что объясняется влиянием скорости деформирования.

В [9] описаны результаты испытаний железобетонных плит-оболочек размером 1000×1000 мм. Плиты изготовлены шаровой формы с утолщением на контуре. Деформации бетона измеряли электротензодатчиками сопротивления. Их наклеивали по нижней и верхней поверхностям друг под другом. Это позволяло определить в отдельности изгибные и мембранные напряжения. Датчики наклеивали и по торцам. Плиты опирались на основание по контуру и по углам через металлические шары. Равномерно распределённую нагрузку создавали водой, залитой в бак с резиновым дном.

Разрушение происходило с образованием пластических шарниров.

Определение динамических напряжений в грунтах. Важной экспериментальной задачей является измерение напряжений в грунтах, особенно при кратковременных динамических нагрузках. В Институте проблем механики Академии Наук сконструированы установки квазистатического типа, позволяющие измерить главные напряжения и деформации в образцах грунтов нарушенной и ненарушенной структуры при действии статических и динамических нагрузок до 20...30 МПа (УНД-150) и до 80...100 МПа (УНД-100). Напряжения измеряют тензометрическими датчиками, чувствительным элементом которых является тонкая пластинка с наклеенным тензорезистором. В установке (УДН-100) применяют стержневые датчики. Чувствительным элементом здесь является стержень диаметром 5 мм из титанового сплава с наклеенным тензорезистором. Сигналы от тензодатчиков через усилители регистрируются на шлейфовых осциллографах. Пульсирующие нагрузки создают гидродинамическим пульсатором или циклической камерой. Поровое давление в стабилometрах измеряют с помощью тонкостенной перфорированной иглы, вводимой в образец.

4.4. НАТУРНЫЕ ДИНАМИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ

Их проводят: перед сдачей в эксплуатацию ответственных зданий и сооружений; при обнаружении повреждений и недопустимых деформаций; в научно-исследовательских целях; при внедрении новых конструкций, расчёты которых трудно выполнимы [63, 68, 75]. Целью испытаний является: определение параметров колебаний и сравнение их с нормативными; определение причин недопустимых вибраций; изучение влияния динамической нагрузки на прочностные и деформационные характеристики материала; уточнение расчётной схемы конструкции; определение мест концентрации напряжений и их величин; совершенствование испытаний. К динамическим нагрузкам относят: вибрационную, динамическую составляющую ветровой, ударную, подвижную от транспорта и кранов.

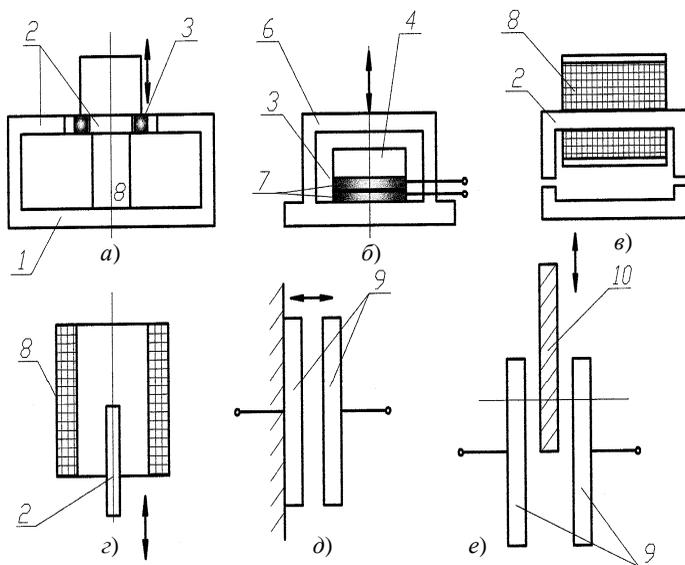


Рис. 4.15. Вибродатчики:

а, б – индукционные; *в, г* – индуктивные; *д, е* – ёмкостные;
 1 – магнит; 2 – магнитопровод; 3 – катушка; 4 – сейсмомасса;
 5 – пьезоэлемент; 6 – корпус; 7 – обкладки; 8 – обмотка;
 9 – пластины конденсатора; 10 – диэлектрик

Колебания регистрируют вибрографами, сейсмографами, торсиографами (записывают крутильные колебания), велоσιοграфами (записывают скорости колебаний), акселерографами (записывают ускорения колебаний), кинокамерами. Для записи виброграмм применяют осциллографы, магнитограммы, вибродатчики разной конструкции (рис. 4.15).

Испытания полимербетонных одноосными динамическими нагрузками. Из полимербетона изготавливают различные конструкции для эксплуатации в агрессивных средах: колонны, фундамент под колонны и оборудование, элементы дорожных покрытий и мостов, гидротехнических сооружений и т.д. Наиболее распространены полимербетонные, фурфурол-ацетоновый (на мономере ФАМ) и полиэфирмаленатакрилатный (на смоле ДН-62). Ориентировочный их состав: слюда 10%; отвердитель 1...2%; микронаполнитель 9...10%; кварцевый песок 23...38%; щебень гранитный 43...53%. Пример испытания рассмотрен в (Б.Ж. 1989. № 12). Кубики испытывали через 5 лет после изготовления. Статическую нагрузку увеличивали со скоростью $0,6 \pm 0,2$ МПа/с

при регистрируемой постоянной скорости деформации 0,01 мм/с. Постоянство скорости деформирования достигали сервогидравлической испытательной установки «Гидроимпульс». Продольные и поперечные деформации образцов измеряли тензодатчиками ПКБ-50-400. При динамических испытаниях напряжения увеличивались со скоростью 3500 МПа/с при скорости деформации 100 мм/с.

Испытание оголовков преднапряжённых свай. При забивке свай часто происходит преждевременное разрушение оголовков вследствие раздробления бетона. Образцы свай испытывают на установке, используя копры свободного падения, например $M = 40,0$ кг, $h = 80...260$ см. Контактные напряжения измеряют (Б.Ж. 1986. № 1) оттарированной плоской силовой мембраной, установленной внутри оголовка. Деформации измеряют тензодатчиками, наклеенными на бетон и арматуру, и шлейфовым осциллографом Н-115. Суммарные остаточные деформации регистрируют автоматическим измерителем деформаций (АИД). Состояние бетона оценивают ультразвуковым прибором, например, УК-10П. Предварительное обжатие уменьшает интенсивность разрушения бетона. Так как крупный заполнитель и арматура обладают более высокими модулями упругости, чем матрица бетона, то при быстром снятии нагрузки в матрице возникают незначительные растягивающие напряжения и $\rho \geq 0$. Для ненапряжённых бетонов после некоторого числа циклов $\rho \leq 0$.

Целесообразно комплексное изучение системы «молот–свая–грунт», включая математическое моделирование на ЭВМ, натурные испытания на стенде, натурные эксперименты (Б.Ж. 1990. № 4).

Определение твёрдости металла. Методы делят на статические и динамические. В первом случае плавно вдавливают в металл индикаторы (стальной закалённый шарик, алмазный конус или алмазную пирамиду). Во втором используют методы, основанные на упругой отдаче алмазного наконечника или ударного вдавливания стального шарика.

Методы контроля сварных соединений: магнитно-порошковый, металлографический, ионизирующего излучения, ультразвуковая дефектоскопия, магнитно-индукционный, магнитно-графический.

5. НЕРАЗРУШАЮЩИЕ МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЙ БЕТОНА

Различают [37] следующие группы методов: механические, основанные на использовании механических колебаний, радиационные, магнитные, комплексные и термомодефектоскопию строительных конструкций.

Механические методы (ударные, отпечатка, отскока, отрыва, выдергивания, скалывания и др.) рассмотрены во второй главе.

5.1. МЕТОДЫ, ОСНОВАННЫЕ НА ИСПОЛЬЗОВАНИИ МЕХАНИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ

При ударе по образцу в нем возникают механические колебания. Частотный спектр зависит от упругих свойств материала и формы образца. Затухание процесса колебаний зависит от свойств материала. Трещины в образце вызывают изменение звукового спектра. Наибольшее распространение получили резонансный, вибрационный, ультразвуковой, импульсный и метод акустической эмиссии.

Резонансный метод. Излучатель возбуждает гармонические колебания с различной частотой. Эти колебания регистрируют на экране электронно-лучевого осциллографа или на частотомерном индикаторе. Чётко выделяются частоты, соответствующие резонансным режимам. До резонансной частоты вычисляют динамические модули упругости E и G , динамический коэффициент Пуассона μ :

$$E = 4f_n^2 \rho^2;$$

$$G = 4kf_k^2 \rho^2;$$

$$\mu = (E/G - 2)/2,$$

где f_n – резонансная частота продольных колебаний; l – длина балки; f_k – резонансная частота крутильных колебаний; $K = f(h/l)$ – коэффициент, h – высота балки; ρ – плотность материала.

Декремент колебаний δ определяют по формуле

$$\delta = (\pi/\sqrt{3})(f_2 - f_1)/F_0,$$

где f_1 и f_2 – частоты колебаний образца по обе стороны от резонансной на уровне амплитуды колебаний $0,5A_{\max}$; F_0 – собственная частота колебаний образца в форме призмы квадратного сечения или цилиндра.

Для возбуждения того или иного вида колебаний образец устанавливают на опоры по заранее назначенной схеме и размещают возбудитель и приёмник. При исследовании твердения бетона резонансные измерения производят после изготовления образца и повторяют периодически. Приёмник колебаний размещают в зоне максимальных амплитуд. Для этого его перемещают по образцу при неизменном положении возбудителя.

Вибрационный метод. Основан на определении и использовании динамических характеристик конструкций и сооружений. Испытания проводят на реальных конструкциях в резонансном режиме при воздействии гармонической нагрузки и в режиме свободных колебаний. Вибрационный метод может давать обобщённую информацию о состоянии конструкции в целом с учётом совместной работы бетона и арматуры.

Основной информационной характеристикой метода является частота собственных колебаний. На неё влияют размеры и форма элемента, модуль упругости и плотность материала, толщина защитного слоя, дефекты (трещины, посторонние включения, зоны недоуплотнения). Декремент колебаний отражает потери энергии в материале, трение на опорах, несовершенство стыковых соединений, наличие трещин, усилие обжатия бетона предварительно напряжённых конструкций.

На практике часто сравнивают полученные при испытании собственную частоту и декремент колебаний с соответствующими характеристиками эталонных образцов, изготовленных с соблюдением технических условий.

Установка для проведения вибрационных испытаний состоит [37] из: электродинамического контактного возбудителя колебаний, генератора гармонических колебаний, усилителя мощности, датчика вибраций, лампового вольтметра, цифрового частотомера. Для проведения динамических измерений в режиме свободных колебаний используют маятниковые приспособления, наносящие единичные удары по конструкции через упругую прокладку. Запись колебаний осуществляют шлейфовым осциллографом Н-700 с вибродатчиком И-0,01.

При испытании в режиме вынужденных колебаний важное значение имеет выбор оптимальной мощности вибратора.

Испытания железобетонных конструкций на шарнирных опорах проводят при расположении опор по концам или на расстоянии $0,224L$ от них (рис. 4.8).

Для обеих схем амплитуда колебаний в момент резонанса на опорах равна нулю, но при первой схеме жёсткость конструкции меньше и требуется источник колебаний меньшей жёсткости. Типичные результаты опытов приведены на рис. 5.1.

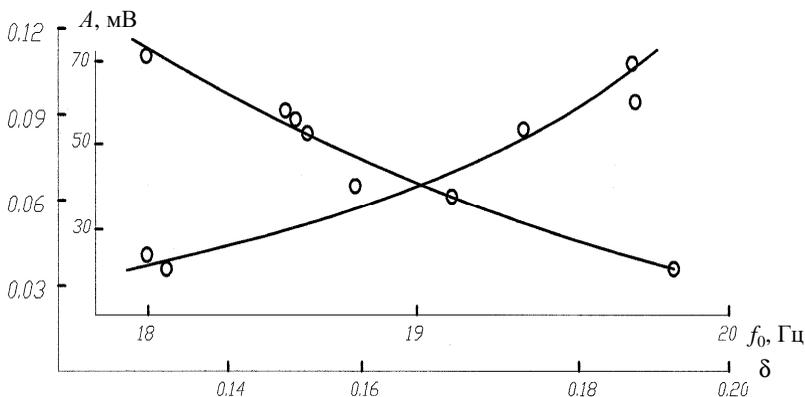


Рис. 5.1. Зависимость собственной частоты и декремента колебаний железобетонных балок с трещинами от амплитуды колебаний при вибрационных испытаниях

Метод свободных колебаний. Часть энергии колебания преобразуется в теплоту (энергия затухания упругих колебаний или энергия внутреннего трения). Коэффициент поглощения при медленном затухании

$$Q = \frac{3\pi W}{\Delta W} = \frac{\pi}{\delta},$$

где W – полная упругая энергия колебаний, отнесённая к единице объёма или длины образца; ΔW – доля упругой энергии колебаний, также отнесённая к единице объёма или длины образца; δ – логарифмический декремент (натуральный логарифм отношения амплитуд двух смежных во времени колебаний), используемый для исследования процессов внутреннего трения.

Величину $\ln \delta$ принимают за параметр внутреннего трения. Внутренние энергетические потери также определяют по площади петли гистерезиса в координатах «напряжение–деформация». Потери на внутреннее трение, кроме того, определяют по резонансной кривой в процессе вынужденных колебаний. Образец подвергают воздействию переменной во времени силы, частота которой варьируется. Измеряют значения двух частот, для которых амплитуда равна резонансной. Мерой внутреннего трения является величина

$$Q = F/(F_2 - F_1),$$

где F – резонансная частота; F_1 – частота, большая резонансной, с амплитудой, равной 0,707 амплитуде при резонансной частоте; F_2 – частота, меньшая резонансной.

Ультразвуковой импульсный метод. Излучатель и приёмник ультразвука прикрепляют в разных местах конструкции и измеряют скорость механического импульса в испытываемом материале (рис. 5.2, 5.3).

Часто приборы состоят из одного блока, включающего высокочастотный генератор и регистратор. Генератор производит в 1 с около 50 электрических импульсов длительностью около 10 мкс. Магнито-структурным или пьезоэлектрическим способом электрические импульсы преобразуются в ультразвуковые механические. Приёмник

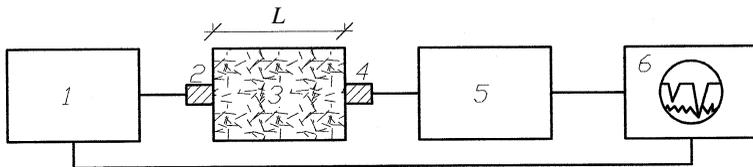


Рис. 5.2. Схема испытания бетона ультразвуковым импульсным методом:
 1 – генератор высокочастотных импульсов; 2 – излучатель;
 3 – испытываемый элемент; 4 – щуп-приёмник;
 5 – усилитель; 6 – индикатор электронно-лучевой трубки

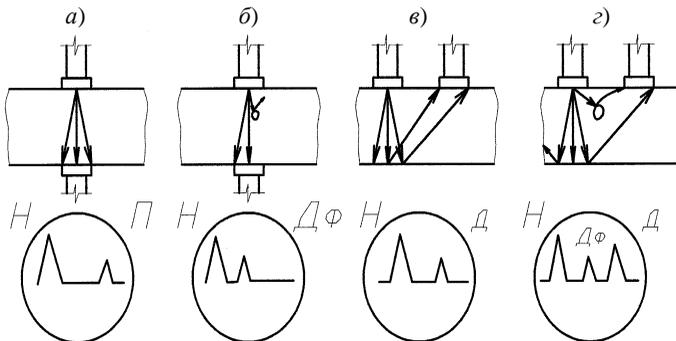


Рис. 5.3. Схема ультразвуковой дефектоскопии:
 а – теньевым методом при отсутствии дефекта; б – при наличии дефекта;
 в – эхометодом при отсутствии дефекта; г – при наличии дефекта:
 Н – начальный сигнал; П – сигнал, поступающий в приёмную головку;
 Д – данный эхосигнал; ДФ – сигнал от дефекта

снова превращает их в электрические. Затем они усиливаются перед показом на электронно-лучевой трубке. Бетон испытывают при частотах (40...60) кГц, сталь при частотах (1...10) мГц.

Скорость распространения механических колебаний определяется микроструктурой материала:

$$v = k \sqrt{\frac{E_q}{\rho}},$$

где E_q – динамический модуль упругости; ρ – плотность материала; $K = f(\mu)$ – постоянная материала; μ – коэффициент Пуассона.

На границах двух сред ультразвук отражается. Коэффициент отражения

$$R = \frac{y_r}{y_e} = \frac{v_2 \rho_2 - v_1 \rho_1}{v_2 \rho_2 + v_1 \rho_1} \cdot 100\%,$$

где y_r, y_e – интенсивность отражённого и падающего звуков; ρ_1, ρ_2 – плотность материала; v_1, v_2 – скорость звука в средах. Скорость механических колебаний в бетоне 4000 м/с при $\rho = 2300 \text{ кг/м}^3$; в воздухе – 340 м/с; в воде – 1500 м/с.

Ультразвуковые волны при встрече с дефектами типа трещин или пустот отражаются от них. Прибором измеряют время пробега волны t на длине участка l :

$$V = l/t.$$

Время пробега определяется длиной разрыва сигнала на экране (рис. 5.4) и амплитудой первого импульса.

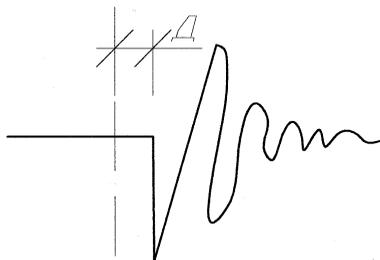


Рис. 5.4. Схема к определению времени пробега импульса

По скорости распространения звукового импульса можно определить прочность и однородность бетона. Градуированную зависимость «скорость ультразвука–прочность бетона на сжатие» строят следующим образом: изготавливают не менее 30 образцов размером 15×15×15 см, разбивают на серии от 3 до 5 шт., отличившиеся степенью уплотнения бетона. На каждом из кубиков измеряют время пробега импульса через образец в двух взаимно перпендикулярных направлениях минимум в 5-ти точках. Вычисляют скорости прохождения ультразвука. Если время пробега отличается от среднего больше чем на 5%, то этот кубик выбраковывается. Направление прозвучивания не должно совпадать с направлением укладки бетона. Затем кубики испытывают в лаборатории на одноосное сжатие до разрушения. Значения V_i и R_i наносят на систему координат « V – R » и в корреляционном поле проводят калибровочную кривую.

Экспериментально установлена зависимость

$$R = kV^4 \quad \text{или} \quad R = ae^v.$$

По ней определяют

$$k = \bar{R} / \bar{V}_n^4, \text{ МПа} \cdot \text{с}^4 / \text{км}^4 \quad \text{или} \quad a = \bar{R} / e^v, \text{ МПа}.$$

На поверхность конструкции наносят сетку точек измерений с ячейками от 100×100 до 500×500 мм. В узлах определяют скорости импульса V^n . По ним определяют прочность бетона:

$$R_n = kV_n^4 \quad \text{или} \quad R_n = ae^{vn}.$$

Пусть требуется определить прочность бетона в конструкциях, для которых неизвестен состав и технология изготовления бетона. Тогда поступают следующим образом: выбуривают не менее 5 бетонных цилиндров диаметром 100 мм или 25 бетонных цилиндров диаметром 50 мм. Концы обрезают и для каждого определяют скорость импульса и прочность на сжатие. Результаты необходимо скорректировать в соответствии с фактором формы (табл. 5.1):

$$R = GN/A, \text{ Па}.$$

Для получения сведений об однородности бетона на конструкцию наносят сетку измерительных точек. Определяют среднее значение скорости импульса:

$$\bar{V} = (1/n) \sum_{i=1}^n V_i.$$

Таблица 5.1

Размеры образца, мм	Класс бетона					
	B7,5	B10	B20	B30	B40	B40
<i>Стандартный кубик</i>						
300	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
200	1,0	1,05	1,05	1,1	1,1	1,1
150	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,9	0,92	0,95	0,93	0,93	0,93
<i>Испытываемый образец</i>						
200×200	1,0	1,07	1,1	1,15	1,15	1,15
150×150	0,95	1,0	1,02	1,05	1,05	1,05
100×100	0,85	0,88	0,9	0,9	0,95	0,95
50×50	0,70	0,73	0,75	0,8	0,85	0,85

Среднее квадратичное отклонение

$$S_R = K \sqrt{\frac{\sum (V_i - V^4)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum (R_i - R)^2}{n-1}}$$

и однородность бетона

$$h = (R - 3S_R) / R,$$

при $h > 0,9$ однородность очень хорошая; $h = 0,7...0,9$ – хорошая; $h = 0,55...0,7$ – достаточная; $h < 0,5$ – плохая.

В случае необходимости определения прочности бетона при реконструкции поступают следующим образом: выбуривают 5 – 10 образцов, определяют значение скорости импульса и прочность на сжатие, среднюю скорость ультразвука и среднюю прочность на сжатие. Затем вычисляют величину k :

$$k = \frac{\bar{R}}{\bar{V}_n^4}, \text{ МПа} \cdot \frac{\text{с}^4}{\text{км}^4} \quad \text{или} \quad a = \bar{R} / e^v.$$

Далее намечают сетку прозвучивания, измеряют скорость импульса V_i и прочность бетона по ранее найденному коэффициенту k :

$$R_i = kV_i^4 G,$$

где G – фактор времени.

На плане поверхности конструкции наносят линии равных скоростей и прочностей.

Ультразвуковая дефектоскопия бетона. По ГОСТ 18353–79 для ультразвуковой дефектоскопии применяют следующие методы: временной, амплитудный, спектроскопии и реверберационный [37].

Временной метод основан на регистрации времени прохождения ультразвуковой волны через бетон. Применяют сквозное и поверхностное прозвучивание (рис. 5.5).

Относительное изменение времени распространения колебаний, вызванное дефектом,

$$K = (t_d - t_0) / t_0,$$

где t_d и t_0 – время распространения колебаний соответственно при наличии и отсутствии дефекта в бетоне.

Точность метода увеличивается с уменьшением толщины элемента и увеличением диаметра дефектов.

Для построения калибровочных графиков зависимости между изменением характеристик ультразвука и размерами дефектов необходимо предварительно провести испытания на образцах с эталонами дефектов.

Амплитудный метод дефектоскопии основан на оценке вследствие дифракции волн на препятствиях, отражения и поглощения их неоднородностями и кавернами. Этот метод применяют также при сквозном и поверхностном прозвучивании. Чувствительность ампли-

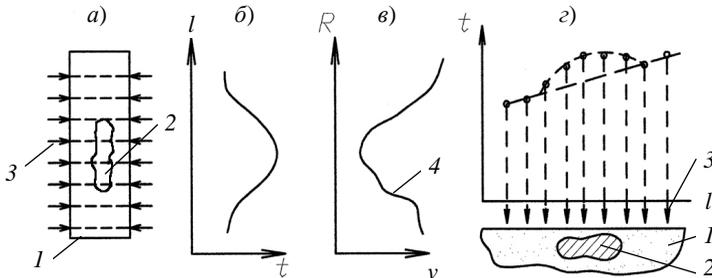


Рис. 5.5. Определение внутреннего дефекта (каверны) в бетоне временным методом при сквозном (а) и поверхностном (з) прозвучивании:
 1 – конструкция; 2 – дефект (каверна);
 3 – места установки преобразователей; 4 – годограф скорости

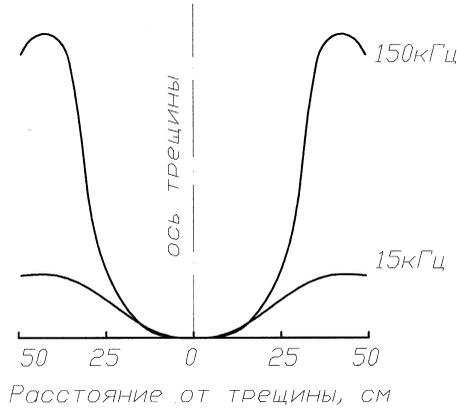


Рис. 5.6. Зависимость между амплитудой импульса и расстоянием до дефекта при поверхностном прозвучивании

тудного метода повышается с уменьшением длины волны, толщины конструкции, расстояния от излучателя до дефекта и от дефекта до приёмника (рис. 5.6).

Ультразвуковая спектроскопия состоит во введении в бетон колебания в виде импульса с широким спектром частот и преобладающей по интенсивности частоты. Спектральные характеристики (A, f) определяют спектрометром. При взаимодействии упругого импульса с дефектами происходит его трансформация – высокочастотные колебания отфильтровываются более эффективно, чем низкочастотные. Искажение импульса из-за проявления поглощающих свойств среды с дефектами структуры происходит как следствие изменения спектрального состава импульса (рис. 5.7).

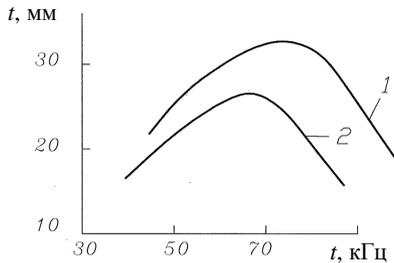


Рис. 5.7. Амплитудно-частотные спектры импульсов продольных упругих волн, прошедших через бетон:
 1 – плотный бетон; 2 – недоуплотнённый

Реверберационный метод дефектоскопии заключается в регистрации времени полного затухания импульса упругой волны в объёме образца при определённой базе измерения. При наличии стабильных или развивающихся дефектов изменяется характер процесса, и время реверберации уменьшается до двух раз.

В конструкциях, выполненных из стеклопластиков, направление стекловолокна может быть найдено при помощи ультразвука. На готовую конструкцию наносят окружность произвольного радиуса. Через две диаметрально противоположные точки пропускают ультразвуковую волну и фиксируют время её прохождения. Измеряя скорость прохождения волны в разных направлениях, определяют направление с наибольшей скоростью. Это будет ось наибольшей жёсткости материала, ось упругой симметрии и направление волокон.

Для определения напряжений применяют розетки из трёх датчиков. Два из них наклеивают вдоль осей симметрии материала, а третий – под углом 45° . Напряжение по осям упругой симметрии при $\delta_z = \tau_{zx} = \tau_{yz} = 0$ вычисляют по формулам:

$$\sigma_x = \frac{E_x(\epsilon_x + \mu_{yx}\epsilon_y)}{1 - \mu_{xy}\mu_{yx}};$$

$$\sigma_y = \frac{E_y(\epsilon_y + \mu_{xy}\epsilon_x)}{1 - \mu_{xy}\mu_{yx}};$$

$$\tau_{xy} = G_{xy}\gamma_{xy};$$

$$\gamma_{xy} = 2\epsilon_{45} - \epsilon_x - \epsilon_y.$$

Рекомендуют применять безпетлевые фольговые датчики. Коэффициент тензочувствительности их не зависит от поля напряжений и от ориентировки датчиков.

Метод акустической эмиссии. Основан на изменении деформационных шумов в материалах. Шум представляет собой процесс распространения механических колебаний волн напряжений. Выделены два вида акустической эмиссии: непрерывная и импульсная. Установлена связь параметров сигналов акустической эмиссии с развитием структурных дефектов. Метод акустической эмиссии заключается в возбуждении, регистрации и анализе сигналов, принятых в виде волн напряжений. Он обладает высокой чувствительностью, связанной с освобождением большого количества энергии при возникновении и развитии дефектов.

Активность акустической энергии, равная числу импульсов за единицу времени, характеризует скорость разрушения объекта. При реактивной эмиссии общее число импульсов с ростом нагрузки увеличивается незначительно, при активной – общее число импульсов возрастает почти линейно с ростом нагрузки. При высокоактивной эмиссии общее число импульсов возрастает экспоненциально. Дефект быстро развивается и возможно разрушение.

Методом акустической эмиссии могут быть выделены четыре стадии формирования бетона:

- уплотнение при

$$\sigma = (0 \dots 0,2) R;$$

- появление микротрещин

$$\sigma = (0,2 \dots 0,75) R;$$

- появление макротрещин

$$\sigma = (0,75 \dots 0,96) R;$$

- активное разрушение

$$\sigma \geq 0,96R.$$

Вторая стадия характеризуется повышенной частотой импульсов и увеличением амплитуд; третья – большими амплитудами, остающимися почти постоянными при неизменной скорости нагружения; последняя – стремительным возрастанием эмиссии и разрушением образца. При растяжении бетона число выделяющихся импульсов примерно вдвое меньше, чем при сжатии.

Приведем блок-схему измерительной установки [37] (рис. 5.8).

Многие материалы обладают исторической памятью и при повторном нагружении не излучают сигналов акустической эмиссии, пока действующая нагрузка не превысит прежний максимальный уровень (явление Кайсера).

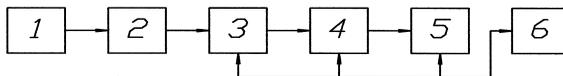


Рис. 5.8. Структурная схема прибора для регистрации АЭ тяжело нагруженных мостов:

- 1 – пьезоэлектрический датчик; 2 – предварительный усилитель;
- 3 – селективный усилитель; 4 – счётчик импульсов;
- 5 – самописец; 6 – мотор-генератор

5.2. РАДИАЦИОННЫЕ МЕТОДЫ

Физические основы методов. Радиоактивное излучение используют для определения плотности бетона, степени уплотнения бетонной смеси, размеров и положения арматуры в бетоне [37]. В качестве источников излучения применяют (искусственные радиоактивные источники гама-излучения (кобальт – 60, цезий – 137, иридий – 142), рентгеновскую аппаратуру, бета-нейтроны – электрофизические ускорители.

Рентгеновское и гамма-излучение состоит из фотонов. Соударяясь с электронами оболочек атомов строительных материалов, фотоны теряют часть своей энергии и изменяют направление движения. Вследствие этого происходит ослабление излучения. Этот эффект оценивается коэффициентом ослабления μ , зависящим от плотности материала.

Нейтроны излучают полоний-бериллиевые, плутоний-бериллиевые и америций-бериллиевые источники. При взаимодействии нейтронов с ядрами атомов происходит рассеяние и поглощение. Различают упругое и неупругое рассеяние. При упругом наблюдается отражение нейтронов ядром атома, при неупругом – нейтрон поглощается ядром и затем покидает ядро с уменьшенной энергией. Принципы регистрации излучений основаны на ионизирующем воздействии излучений на газовые и твёрдые среды (газоразрядные трубки, ионизационные камеры, полупроводниковые детекторы) или на флюоресценции некоторых кристаллов при воздействии излучения.

Так, интенсивность излучения, прошедшего через бетон толщиной a и плотностью ρ (рис. 5.9),

$$Y = Y_0 B_e^{(\mu/\rho)pd},$$

где Y_0 – интенсивность излучения без испытываемого образца, мм/мин; μ – коэффициент ослабления; B – фактор, учитывающий геометрию расположения и энергию излучения.

Активность источника гамма-излучения должна быть такой, чтобы в течение 1 мин можно было бы насчитать около 5000 импульсов.

Радиографический метод (ГОСТ 17625–83). Этим методом определяют положение, диаметр и профиль арматуры, выявляют дефекты бетонирования и армирования. Сущность метода состоит в следующем. Конструкцию подвергают радиационному излучению. Проникающая радиация, взаимодействуя с атомами материала, частично поглощается. Интенсивность излучения на противоположной от источника стороне конструкции снижается. Ослабление интенсивности проникающей радиации фиксируется на рентгеновской плёнке. Между

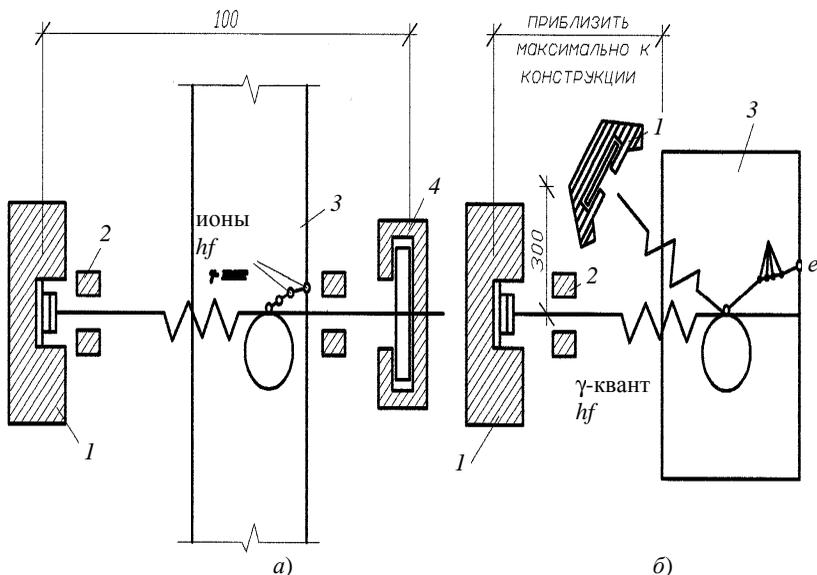


Рис. 5.9. Применение радиометрических методов для исследования плотности материала конструкции:

- а* – метод сквозного просвечивания с использованием фотоэффекта;
б – метод рассеянного гамма-излучения с использованием эффекта Комптона;
 1 – источник излучения в контейнере; 2 – свинцовая блenda;
 3 – испытуемая конструкция; 4 – счётчик в контейнере

поверхностью конструкции и плёнкой устанавливают усиливающий свинцовый экран. Места наибольшего поглощения излучения (арматура) более светлые.

В качестве излучателей используют гамма- и рентгеновские аппараты, бетатроны. На рисунке 5.10 показана схема работы с бетатроном. Просвечивание проводят с нескольких позиций, из геометрических построений определяют положение арматуры и величину диаметра.

5.3. МАГНИТНЫЕ И ЭЛЕКТРОМАГНИТНЫЕ МЕТОДЫ

Методы основаны на регистрации магнитных полей рассеяния над дефектами и на определении магнитных свойств изделий [40]. Выделяют следующие методы: магнитопорошковый, магнитографический, феррозондовый, преобразователя Холла, индукционный и пондеромоторный.

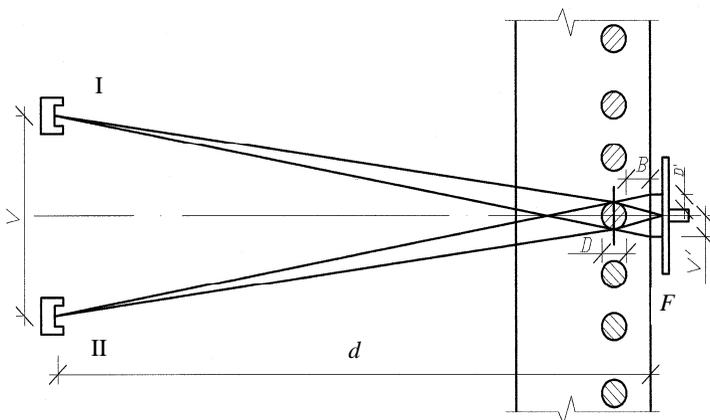


Рис. 5.10. Определение размеров и размещение арматуры методом смещения излучателей:

I – положение излучателей при первой экспозиции;
 II – то же при второй экспозиции; ϕ – глубина залегания арматуры;
 U – расстояние от излучателя до плёнки; V – смещение тени арматуры на плёнке;
 D – диаметр арматуры; D' – ширина тени арматуры; F – рентгеновская плёнка

Магнитопорошковый метод применяют для контроля деталей из ферромагнитных материалов. Определяют дефекты в виде шлаковых включений, пустот, расслоений, трещин. Магнитный поток в бездефектной детали проходит без отклонения. При встрече с дефектом часть магнитных линий выходит из детали и образуются местные магнитные полюса и поле (рис. 5.10).

После снятия магнитного поля местное поле и полюса остаются из-за наличия остаточной индукции. Участки выхода магнитных линий обнаруживают по поведению ферромагнитных частиц, наносимых в сухом виде или во взвешенном состоянии. В области поля дефекта частицы притягиваются друг к другу, образуя цепочечные структуры. Этим методом могут быть выявлены трещины с шириной раскрытия 0,001 мм, глубиной 0,01 мм и более.

Контроль магнитографическим методом проводят в следующем порядке. На контролируемом участке изделия укладывают магнитную ленту. С помощью электромагнита создают магнитное поле (рис. 5.11). Магнитное поле рассеяния записывается на ленту и затем расшифровывается с помощью магнитных кольцевых головок.

Феррозондовый метод заключается в преобразовании градиента или напряжённости магнитного поля в электрический сигнал.

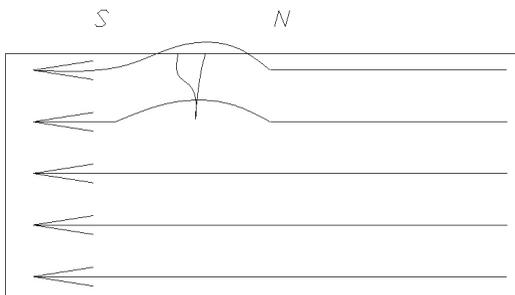


Рис. 5.11. Схема магнитного поля над дефектом

Метод преобразователя Холла используют для обнаружения дефектов, а в приборах для измерения толщины, контроля структуры и механических свойств. Эффект Холла описан в [21].

Индукционный метод основан на выявлении полей рассеяния в намагниченном металле с помощью катушки с сердечником, которая является элементом мостовой схемы. Катушку устанавливают между полосами электромагнита. Поток рассеяния возбуждает ЭДС, которая усиливается и преобразуется в звуковые сигналы или подаётся на осциллографическое устройство.

Пондеромоторный метод основан на анализе характера взаимодействия измеряемого магнитного поля и магнитного поля тока в рамке прибора.

5.4. ЭЛЕКТРИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ

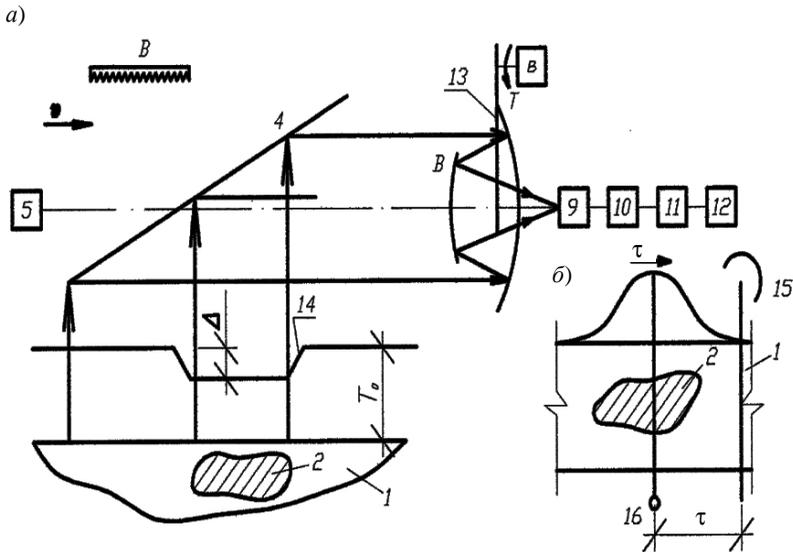
Широкое распространение они получили для измерения влажности материалов. В основу положена зависимость между электропроводностью и влажностью.

Электрические методы также используют для обнаружения трещин в элементах, помещённых в электростатическое поле. Поверхность элемента опрыскивается тонким порошком мела. При действии неоднородного электростатического поля частицы мела скапливаются у краёв трещин. В дефектоскопии применяют, кроме того, термоэлектрический и электроиндуктивные методы. Первый основан на измерении ЭДО, возникающей в замкнутой цепи при нагреве места контакта двух разнородных материалов; второй – на возбуждении вихревых токов переменным магнитным полем датчика. Возбудителем вихревых токов может быть поле движущего магнита, переменное поле тока в проводе, волна радиоизлучения.

5.5. ТЕРМОДЕФЕКТОСКОПИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Типовая дефектоскопия бетона обусловлена различием коэффициентов теплопроводности изделия и дефекта [37]. Принимают три схемы дефектоскопии:

- изделие нагревают во всём объёме до 100 °С и затем остужают при температуре наружного воздуха;
- над поверхностью изделия движется с заданной скоростью нагреватель в виде нитки с рефлектором, а на известном расстоянии, определяемом экспозицией температурного поля, движется детектор ИК-излучения, измеряющий температуру поверхности (рис. 5.12, а);
- в схеме, аналогичной приведённой, детектор и нагреватель движутся по одной стороне изделия (рис. 5.12, б).



**Рис. 5.12. Принципиальная схема тепловизора (а),
схема одностороннего теплового контроля дефектов (б):**

- 1 – поверхность изделия; 2 – дефект; 3 – поток теплового излучения;
4 – сканирующее зеркало; 5 – двигатель сканирующего зеркала; 6, 7 – зеркала;
8 – модулятор с двигателем; 9 – приёмник излучения; 10 – детектор;
11 – усилитель; 12 – регистрирующее устройство; 13 – имитатор абсолютно чёрного тела; 14 – температурный контраст, вызванный детектором;
15 – источник тепла; 16 – входной зрачок тепловизора

При методе перемещающегося теплового источника в качестве критерия в выявляемости дефекта принимается отношение

$$A = \Delta T / T ,$$

где ΔT – возмущение температурного поля; T – средний уровень температуры вне зоны действия дефекта.

Современные тепловизоры бывают как чёрно-белые, так и цветные. Температурное разряжение достигает 0,05 °С, пространственное разряжение может составлять до 400 линий на 1 мм, диапазон измеряемых температур от 0 до 500 °С.

5.6. КОМПЛЕКСНЫЕ МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЙ

Электросейсмоакустические методы. Под термином «сейсмоакустический метод» применяют комплекс разночастотных: ультразвуковых на частотах 20...150 Гц, электрических – 0...20 кГц и сейсмических – 250 Гц. Электрический метод обследования заключается в испытании материала постоянным и переменным током. Электросейсмоакустическими методами определяют скорости: продольных C_n , поперечных C_s , релеевских C_g волн, модуль упругости E , модуль деформации E_s , предел прочности кладки на сжатие R_{bp} , удельное электрическое сопротивление, пористость n , влажность ω .

Физическое состояние кладки определяется степенью и характером трещиноватости, неоднородностью физико-механических свойств, структурной, упругой, прочностной анизотропией, напряжённым состоянием. Основной причиной анизотропности и неоднородности является наличие трещиноватости и естественная напряжённость. Изучение анизотропии базируется на чётной зависимости скоростей упругих волн от направления их распространения.

Сложное напряжённое состояние кладки объясняется неровностью постели камня, неодинаковой толщиной и плотностью швов, различием упругопластических свойств раствора и камня. Кирпичи в кладке работают на изгиб, растяжение, срез и местное сжатие.

Кладку можно представить [2] гетерогенной средой (непрерывно неоднородной средой с неоднородностью структурного порядка), состоящей из чередующихся плоскопараллельных упругих однородных и изотропных слоёв.

Скорость распространения упругих волн в кладке:

$$C = f(E_q, G_q, \mu_q, \rho, \eta, S, \omega),$$

где E_q – модуль Юнга; G_q – модуль сдвига; μ_q – коэффициент Пуассона среды; ρ – плотность кладки; η – вязкость среды; S – структурная неоднородность материала; ω – влажность материала кладки.

Удельное электрическое сопротивление кладки

$$\rho = f(P_v, \omega, M, \sigma_n, T),$$

где $P_v = \rho/\rho_e$ – электрический коэффициент, показывающий, во сколько раз электросопротивление материала выше электросопротивления насыщающих его вод; M – минерализация «раствора в порах»; σ_n – поверхностная проводимость; T – температура.

Прочность кладки тесно связана со скоростью распространения продольных сейсмических волн [2] (табл. 5.2), (рис. 5.13).

Здание находится в равновесном состоянии под действием множества сил. Нарушение равновесного состояния приводит к перераспределению внутренних напряжений. Это может изменить несущую способность кладки. На участках с выветренной наружной зоной может активизироваться процесс трещинообразования.

Построение градировочных зависимостей при контроле прочности бетона. Проводят параллельные испытания бетона вначале неразрушающим методом, а затем на прессе до разрушения (ГОСТ ЮІВ0–78). Образцы-кубы изготавливают в течение не менее пяти дней из такого бетона, что и контролируемая конструкция. Около 40% от общего количества образцов изготавливают из бетонной смеси с цементно-водным отношением до $\pm 0,4$. Градуировочные зависимости для контроля передаточной прочности горячего бетона строят по данным неразрушающих испытаний горячих образцов.

При контроле прочности бетона ультразвуковым методом градуировочные зависимости строят по результатам испытания не менее 15 серии образцов-кубов, каждая из которых состоит из трёх образцов-близнецов, или не менее 30 отдельных образцов-кубов.

Таблица 5.2

Характеристика кладки	R_n , МПа	C_p , м/с
Очень прочная	4...4,5	< 3000
Прочная	3...4	2000...3000
Пониженной прочности	2...3	1500...2000
Низкой прочности	1,5...2	> 1000
Слабой прочности	1...1,5	500...1000
Очень слабой прочности	0,5...1	~ 5000

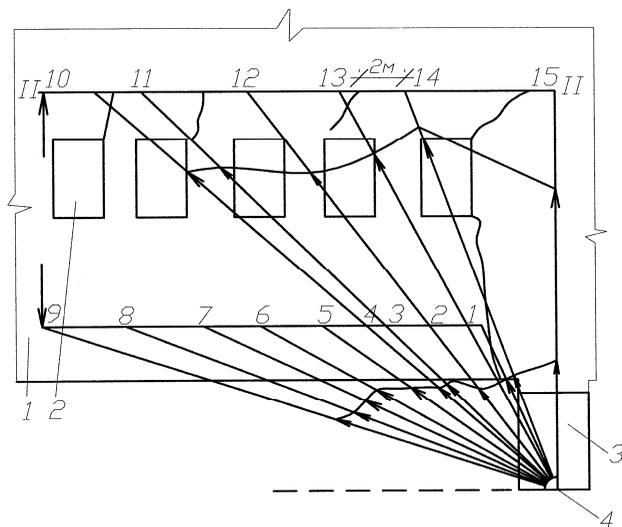


Рис. 5.13. Индикатрисы средних скоростей, полученных при акустических испытаниях кладки стен и фундаментов (цифрами обозначены точки возбуждения колебаний)
I – 1; II – II – уровни наблюдений:
 1 – кирпичная стена; 2 – окно; 3 – бутовая кладка фундамента

Время распространения ультразвука в каждом образце измеряют на боковых гранях при сквозном или поверхностном прозвучивании. В каждом образце должно быть 3...4 прозвучивания. Поверхностное прозвучивание проводят по той грани, положение которой в направлении формования соответствует контролируемой поверхности конструкции. Если отклонение результата измерения отдельного образца от среднего арифметического превышает 5%, то его не учитывают.

Градуировочную зависимость при определении прочности приборами механического действия строят также по результатам не менее 15 серий образцов-кубов, каждая из которых состоит из трёх образцов-близнецов. При методе отрыва и скалывания образцы изготавливают размером 200×200×200 мм. Влажность образцов не должна отличаться от влажности бетона испытываемой конструкции более, чем на ±30%, а возраст – на 20...35%. Количество измерений на одной стороне образца принимают не менее: для метода отскока и пластических деформаций – пяти, упругого импульса – десяти, статического вдавливания – двух. Во время этих испытаний (кроме статического вдавливания) образец зажимают в прессе до $2 \pm 0,2$ МПа.

6. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ЗДАНИЯМИ И СООРУЖЕНИЯМИ. СТАТИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ

6.1. ПРИБОРЫ И ПРИСПОСОБЛЕНИЯ

Для наблюдения за развитием трещин применяют маяки из гипса, цемента, стекла, кровельной стали и др. Гипсовые и цементные маяки устанавливают на стене, очищенной от штукатурки. О развитии трещин судят по разрыву маяка. Пластинки из стекла и стали устанавливают по разные стороны от трещины. Относительное смещение пластинок равняется приращению ширины раскрытия трещины. Более точные результаты получают при измерении перемещений металлических штырей, установленных с обеих сторон трещин, штангенциркулем или индикатором. В журнале отмечают номера маяков, результаты замеров, температуру воздуха. Гипсовые и цементные маяки не обновляют до тех пор, пока не прекратится развитие трещины.

Наблюдения за деформациями здания в целом ведут с помощью высокоточных нивелиров. Предварительно устраивают опорные реперы (рис. 6.1, 6.2) или используют городскую геодезическую сеть. Конструкции глубинных реперов разнообразны. Основным требованием к ним является неподвижное во времени положение реперной головки. Достигается это удалением реперов от дорог, предохранением их от механических повреждений, недопущением влияния морозного пучения, просадки или набухания грунта на реперную трубу. С этой целью в скважину устанавливают защитную трубу, между защитной и реперной трубами размещают сальники и шпильки. Колодец утепляют шлаком, под чугунным люком укладывают деревянную крышку. Для наблюдения за послойными перемещениями грунта используют радиоизотопный репер (рис. 6.2, б). На разные глубины в скважинах помещают радиоизотопные излучатели. В контрольной скважине на камерном кабеле медленно опускают и поднимают зонд. По показаниям прибора вычисляют деформации грунта.

В конструкции здания или сооружения закладывают осадочные марки со сферической или полусферической головкой. На неё в процессе нивелирования устанавливают геодезическую рейку. Иногда применяют марку треугольного поперечного сечения. Головка марки должна отстоять от стены не менее, чем на 4 см.

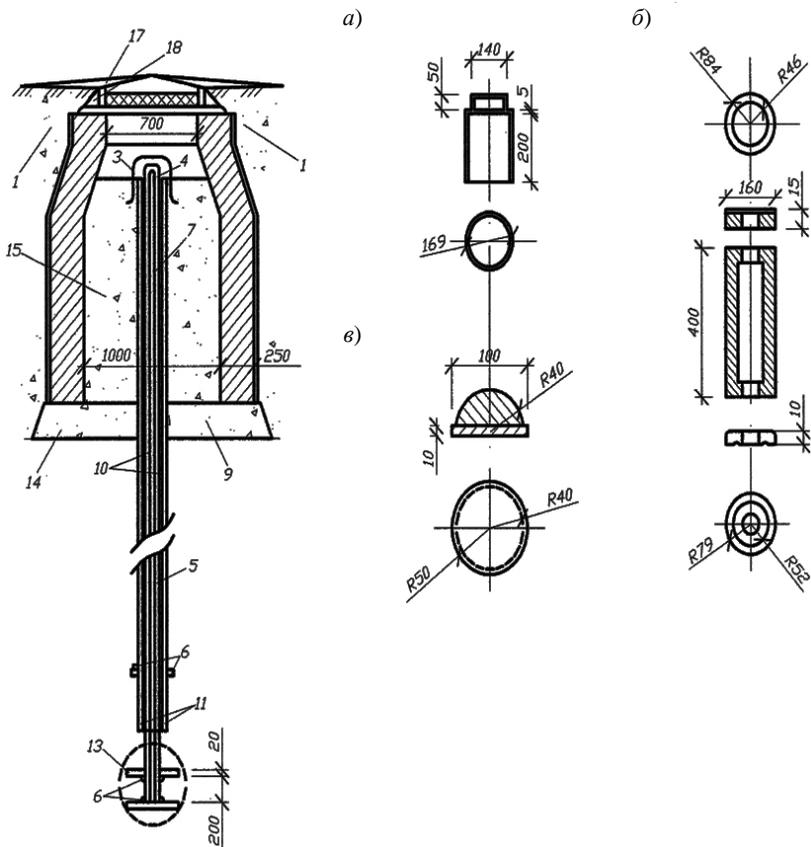


Рис. 6.1. Глубинный репер наблюдения осадок зданий:

а – стальная крышка защитной трубы; *б* – реперная головка; *в* – сальник;

1 – грунт с плотным трамбованием; *2* – ж/б стенки колодца;

3 – стальная крышка; *4* – реперная головка; *5* – стальные шпильки через 4...6 м по высоте; *6* – приварка (припайка); *7* – реперная труба;

8 – защитная труба; *9* – обёртка двойным слоем толя;

10 – направляющие планки; *11* – сальник; *12* – стальной башмак;

13 – фланец; *14* – бетонное дно; *15* – сухой шлак;

16 – нижняя деревянная крышка; *17* – отмостка вокруг колодца;

18 – чугунный люк

Для наблюдения за осадкой фундаментной плиты применяют реперы в полу. Конструкция репера показана на рис. 6.3.

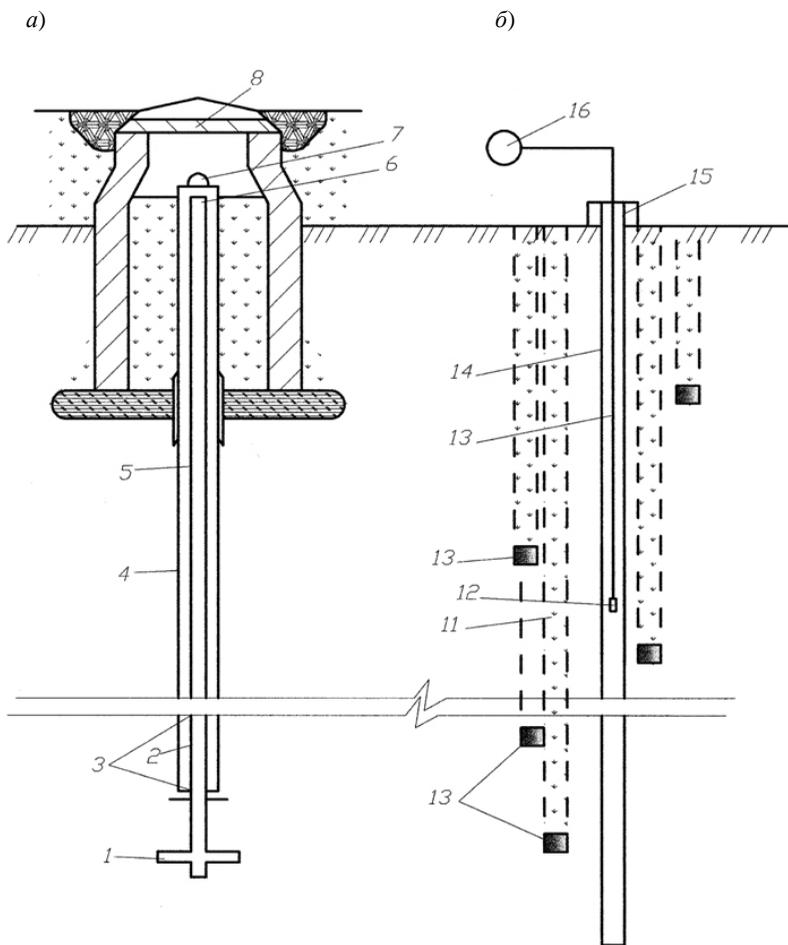


Рис. 6.2. Конструкции глубинных реперов:

a – механический; *б* – радиоизотопный:

- 1 – башмак; 2 – сальник; 3 – стальное кольцо сальника;
- 4 – защитная труба ($d = 168$ мм); 5 – реперная головка;
- 7 – крышка защитной трубы; 8 – реперный колодец;
- 9 – чугунный люк с крышкой; 10 – радиоизотопный излучатель;
- 11 – контрольная скважина; 12 – измерительный зонд; 13 – мерный кабель;
- 14 – наблюдательная скважина, обсаженная металлической трубкой ($d = 108$ мм); 15 – крышка наблюдательной скважины;
- 16 – измерительный прибор

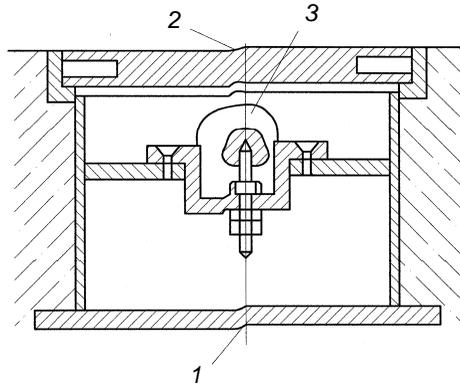


Рис. 6.3. Репер в полу:

1 – корпус; 2 – крышка; 3 – высотная марка

Гидростатическое нивелирование. Установка состоит из (рис. 6.4): стеклянных вертикальных трубок диаметром 6...10 мм, вставленных в тройники 2, гибких соединительных шлангов 3 и уравнивательного бака 4. Систему заполняют водой, подкрашенной в красный цвет. Уровень жидкости определяют по миллиметровой шкале, прикреплённой к стеклянной трубке, или с помощью специальных головок с микрометрическим винтом 5 и стержнем с коническим острием 6. Момент касания острия с жидкостью определяют по всплеску мениска или по загоранию лампочки (рис. 6.5).

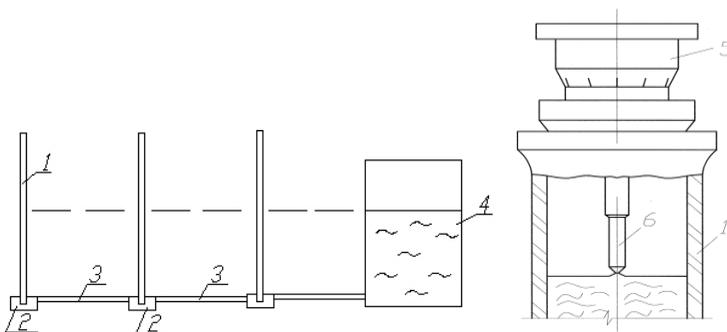


Рис. 6.4. Установка для измерения вертикальных перемещений гидростатическим методом:

1 – вертикальная трубка; 2 – переходник; 3 – горизонтальная трубка;
4 – ёмкость с жидкостью; 5 – окуляр; 6 – наконечник

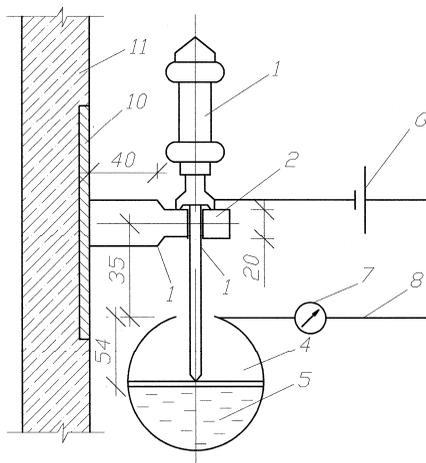


Рис. 6.5. Схема электроконтактной гидронивелирной установки:

1 – микрометр; 2 – диэлектрическая муфта; 3 – гнездовой центр для микрометра; 4 – уровневая труба $\varnothing 100$ мм; 5 – жидкость; 6 – батарея КБС; 7 – микроамперметр; 8 – электропривод; 9 – осадочный репер; 10 – закладная пластина; 11 – ж/б фундамент

Более совершенной является автоматическая установка (рис. 6.6).

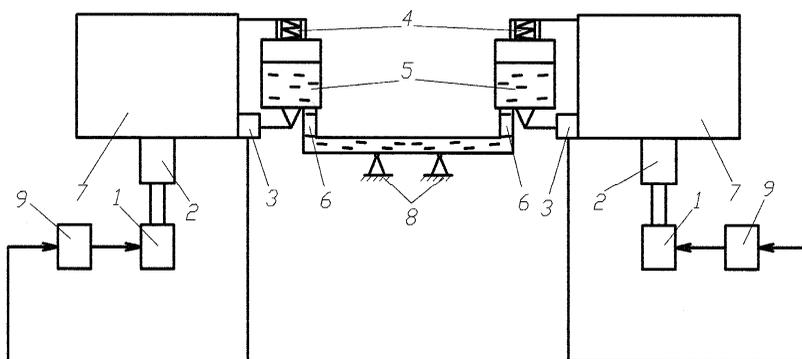


Рис. 6.6. Принципиальная схема автоматической гидростатической системы:

1 – электродвигатель; 2 – домкрат; 3 – преобразователь малых линейных перемещений; 4 – пружина; 5 – сосуд; 6 – гибкое соединение; 7 – объект наблюдения; 8 – подставка; 9 – усилитель тока

Отвесы. Применяют прямой и обратный отвесы. В прямом нить отвеса, закреплённая сверху, натянута подвешенным снизу грузом. Последний отпускают в сосуд с вязким минеральным маслом. Обратный отвес (рис. 6.7) предназначен для выноса марки вверх.

Метод натянутой нити. Применяют для наблюдения за перемещением гидротехнических сооружений (рис. 6.8). Точность измерения 0,1 мм.

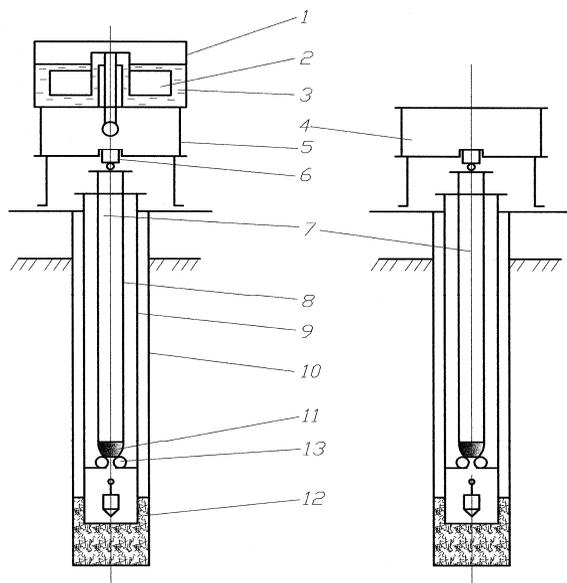


Рис. 6.7. Высокостабильный геодезический центр на основе обратного отвеса:

- 1 – ванна; 2 – поплавок; 3 – жидкость; 4 – крышка; 5 – подставка;
 6 – центрировочная втулка; 7 – струна; 8 – центральная труба;
 9 – якорная труба; 10 – осадочная труба; 11 – центрировочный узел;
 12 – бетонный якорь; 13 – центрировочный узел

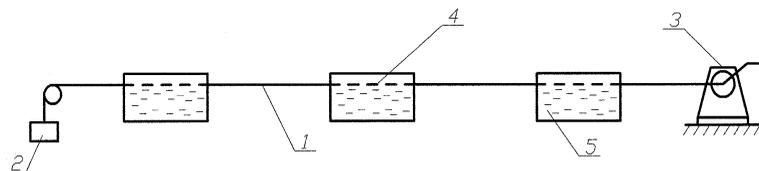


Рис. 6.8. Схема установки для определения горизонтальных перемещений методом натянутой нити:

- 1 – проволока; 2 – груз; 3 – лебёдка; 4 – плавающие опоры; 5 – ванночка

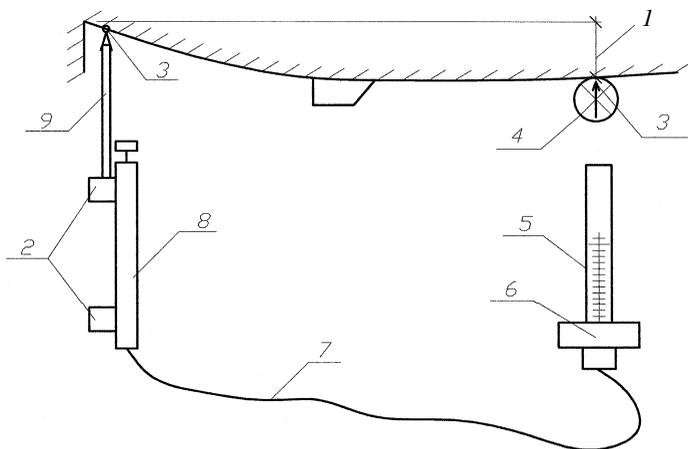


Рис. 6.9. Измерение прогибов конструкций прогбомером П-1:

- 1 – конструкция, прогибы которой измеряются; 2 – зажимы;
 3 – точка измерения; 4 – мерный диск; 5 – стеклянная трубка со шкалой;
 6 – винт крепления шкалы прибора; 7 – гибкая резиновая трубка;
 8 – металлическая трубка; 9 – шток

Для измерения перемещения конструкций часто используют прогибомеры, индукторы, клинометры (рис. 6.9), лазерные измерители измерений.

6.2. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ЗДАНИЯМИ И СООРУЖЕНИЯМИ

Наблюдения устанавливают: за наиболее ответственными зданиями и сооружениями (элеваторами, резервуарами, зданиями ГЭС, мостами, трубами, башенными сооружениями, высотными зданиями, бетонными плотинами и др.); при строительстве в сложных инженерно-геологических условиях (на слабых глинистых водонасыщенных, просадочных грунтах II типа, набухающих грунтах, свалках, склонах, в сейсмических районах, на вечномерзлых грунтах и др.); при проверке методов расчёта новых конструкций или типов сооружений; в научно-исследовательских целях; при появлении недопустимых деформаций и трещин. Необходимость организации и проведения наблюдений устанавливают проектировщики. Работу выполняют вузы, проектные и научно-исследовательские учреждения [42, 43, 50, 51, 66].

Бетонные и железобетонные плотины. Практически за всеми плотинами гидротехнических сооружений устанавливают наблюдения. Для наблюдения за работой бетонных плотин электростанций исполь-

зуют современные приборы и оборудование. Основной объём исследований относится к строительному периоду, когда работа плотин практически не поддаётся расчёту из-за вероятностного характера воздействия многих факторов, к периоду наполнения водохранилища и первым годом эксплуатации. В проекте определяют состав наблюдений и исследований, наименование и количество приборов и оборудования, места их установки, порядок снятия отсчётов, стоимость работ. Максимальный процент выхода из строя приборов происходит после установки, при бетонировании и в первый год работы. Основными причинами этого являются: дефекты заводского изготовления; несовершенство конструкции и системы контроля изготовления, повреждения при установке, бетонировании, потеря маркировки кабеля при прокладке.

Рассмотрим пример организации наблюдений за Красноярской ГЭС на реке Енисей [66]. Плотина гидравлического типа высотой 124 м, расчётным напором 93 м, длиной по гребню 1150 м, с наклонной (1:0,8) передней гранью. Температурно-деформационными швами плотина разрезана на секции длиной по 15 м. В нижней части швов устроены полости для снижения фильтрационного противодействия. Профиль полости разрезан цементированными швами на семь столбов шириной по 11,5 м. Для изготовления плотины применяли бетон марок 200, 250 и 300. Общий расход бетона 4390 тыс. м³. Коэффициент запаса устойчивости на сдвиг при $\text{tg}\varphi = 0,7$ и $C = 0,3$ МПа равен 1,4. Напряжения в основании напорной грани 0,1...0,2 МПа. Минимальная температура воздуха -53 °С, максимальная $+38$ °С. Основание сложено гранитным массивом с зоной интенсивного выветривания до 6 м. Временное сопротивление на сжатие образцов пород находилось в пределах (85... 160) МПа. В ходе работ выполнен комплекс работ по регулированию температурного режима бетонирования: охлаждение бетонной смеси на заводах, применение трубного охлаждения в блоках, контроль времени охлаждения блоков, уход за бетоном и др. Заложение водохранилища начато в апреле 1967 г., проектный напор достигнут в августе 1970 г.

Наблюдения проводили ВНИИГ, Ленинградское отделение Гидропроекта, дирекция ГЭС. Состав и состояние средств измерения приведены в табл. 6.1.

Кроме того, определялась прочность бетона в образцах и кернах. Наполнение водохранилища вызвало осадку основания под верхней гранью 32 мм. Воронка оседания распространилась до 2 км в нижний бьеф. Разница в осадках под напорной и низовой гранями составляла 3...4 мм. Циклические сезонные перемещения гребня плотины под воз-

действием гидростатического давления, изменений температуры, воздуха и воды составляли 17...30 мм. Вертикальные деформации скального основания распространились на глубину до 50 м.

В период строительства и эксплуатации происходит изменение инженерно-геологических свойств массива. При производстве работ происходит разгрузка основания, а затем нагрузка от веса плотины и воды; уплотнение цементацией; изменение термонапряжённого состояния массива, гидрогеологического и фильтрационного режимов.

Таблица 6.1

Средства измерения	По проекту, шт.	Установлено, шт.	Работали на 1.1.72 шт.
<i>Средства дистанционного контроля</i>			
Телетензометры	831	820	577
Телетермометры	390	356	202
Накладные телетензометры	191	191	149
Арматурные динамометры	89	89	80
Пьезодинамометры	19	19	8
Телещелемеры	47	20	12
<i>Средства визуального контроля</i>			
Высотные марки	–	750	750
Гидростатические нивелиры	–	8	8
Настенные трёхосные и одноосные щелемеры	–	193	193
Визирные пункты для измерения перемещений створным методом	–	58	58
Стационарный струнно-оптический измеритель горизонтальных перемещений	–	1	1
Клинометры	–	14	14
Обратные отвесы	–	16	16
Прямые отвесы	–	3	3
Пьезометры	–	113	89

При определённых сочетаниях напора, размеров и характеристик скального основания возможно появление в основании областей растягивающих напряжений (областей разупрочнения). Знакопеременный температурный режим приводит к сезонному раскрытию межблочных и межстолбчатых швов. Размах температурных напряжений достигает 6 МПа. Температурные напряжения и деформации суммируются с их величинами от внешних сил.

Наиболее напряжённые зоны плотин и оснований выявляются заранее при испытании моделей в масштабе 1:40...1:100. Основными приборами являются телетензометры. Принцип их действия заключается в преобразовании измеряемой величины (деформаций, усилий, давлений, температуры) в электрическую. При деформации изменяется натяжение струны и частота собственных колебаний. Пересчёт деформаций в напряжения осуществляют по зависимости для упруго-ползучего тела

$$\sigma^*(t) = \sigma(t) + E(t) \int_{\tau}^t \sigma^*(\tau) \partial / \partial \tau \delta(t, \tau) d\tau,$$

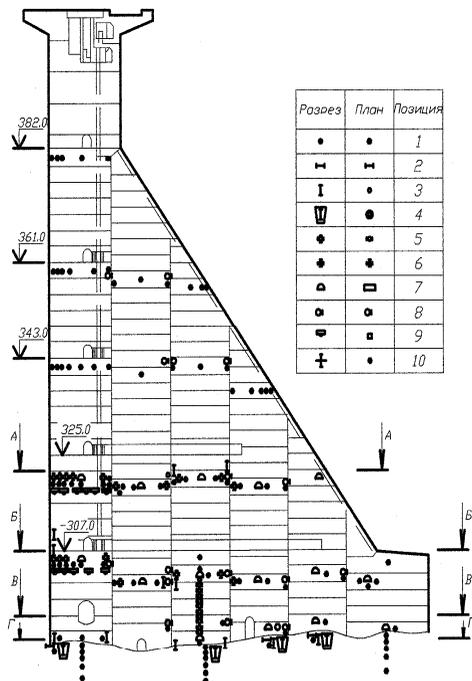
где $\sigma^*(t)$ – напряжение в момент времени t с учётом ползучести бетона; $\sigma(t)$ – упругомгновенные напряжения; $E(t)$ – мгновенный модуль упругости в момент времени t ; $\delta(t, \tau)$ – полная деформация в момент времени t от единичного напряжения в возрасте бетона:

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau),$$

где $C(t, \tau)$ – мера ползучести.

Примерно такие же приборы, как и в плотине Красноярской ГЭС, установлены в тело Братской ГЭС (рис. 6.10) [66].

Здания. При проектировании предусматривают наблюдения за отдельными зданиями. Приборы и приспособления (глубинные репера; грунтовые, плитные и настенные марки) устанавливают в ходе выполнения строительных работ. В деформированных зданиях, имеющих значительные неравномерные осадки, крены, трещины в конструкциях, приборы устанавливают при обследовании. Наблюдения проводят в период обследования, восстановления и дальнейшей эксплуатации. Настенные марки устанавливают по периметру здания с обязательным размещением по углам и в местах сопряжения отдельных секций. Перемещение марок определяют относительно нескольких неподвижных реперов, расположенных на расстоянии 100...150 м от здания в стороне от дорог.



Разрез	План	Позиция
•	•	1
— —	— —	2
I	•	3
∇	•	4
•	•	5
•	•	6
△	□	7
•	□	8
•	□	9
+	•	10

Рис. 6.10. Схема размещения средств измерения в секции 30 Братской плотины:

A-A – измерительный створ на высоте 30...33 м от подошвы плотины;

B-B – то же, на высоте 2...15 м;

B-B – то же, на высоте 1,5 м;

Г-Г – то же, ниже контура шва на 0,2...0,4 м;

I – телетермометр;

2 – горизонтальный тензометр;

3 – вертикальный тензометр;

4 – тензометр в конусе;

5 – два перпендикулярных тензометра с конусом;

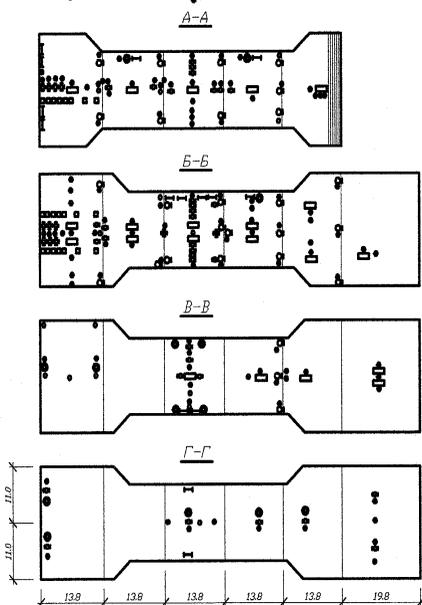
6 – три телетензометра с конусом;

7 – розетка «веер», один продольный и два телетензометра в конусе;

8 – шелемер;

9 – пьезодинамометр;

10 – телетензометр в шве



По результатам исследований строят эпюры осадок вдоль стен для разных периодов времени. Кроме того, отмечают ширину раскрытия вертикальных и горизонтальных швов между плитами, стеновыми панелями, конструкциями, ширину раскрытия трещин, уменьшение опорных площадок. Данные наблюдения позволяют регулировать ведение восстановительных работ, предотвратить обрушение конструкций и здания в целом.

Для выправления сверхнормативных наклонов отдельных секций зданий на посадочных грунтах II типа применяют автоматизированную электрогидравлическую домкратную систему с плоскими домкратами. Выправление блок-секций сопровождают нивелировкой цокольных реперов, замером горизонтальных перемещений верха парапетов.

Разработан ряд приспособлений для наблюдений за взаимным перемещением конструкций (рис. 6.11).

Дымовые трубы. Высота труб теплоэлектростанций достигает 500 м при диаметре фундаментной плиты 50 м и более. Методика расчёта плиты и трубы весьма приближённая. Недостаточно изучены температурные воздействия на основание, бетон и арматуру, напряжённо-деформированное состояние бетона и арматуры от действия статической и динамической составляющих. Для измерения напряжений на контакте фундаментной плиты с основанием устанавливают струнные грунтовые динамометры (рис. 6.12). Помещают их в окна, устроенных в бетонной подготовке. Мембраны укладывают заподлицо с подошвой бетонной подготовки. Усилие в рабочей арматуре измеряют струнными арматурными динамометрами. Распределение температуры в бетоне определяют гирляндами термодатчиков.

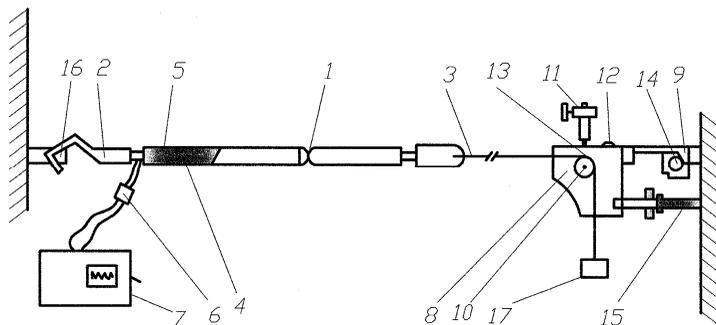


Рис. 6.11. Устройство для измерения сближения стен с термодатчиком:

- 1 – проволока; 2 – крюк; 3 – рулетка; 4 – провод датчика; 5 – кембрик;
6 – разъём; 7 – измерительный блок; 8 – кронштейн; 9 – фиксатор;
10 – натяжной блок; 11 – микроскоп; 12 – уровень; 13 – отсчётный индекс;
14, 15 – фиксаторы; 16 – винт

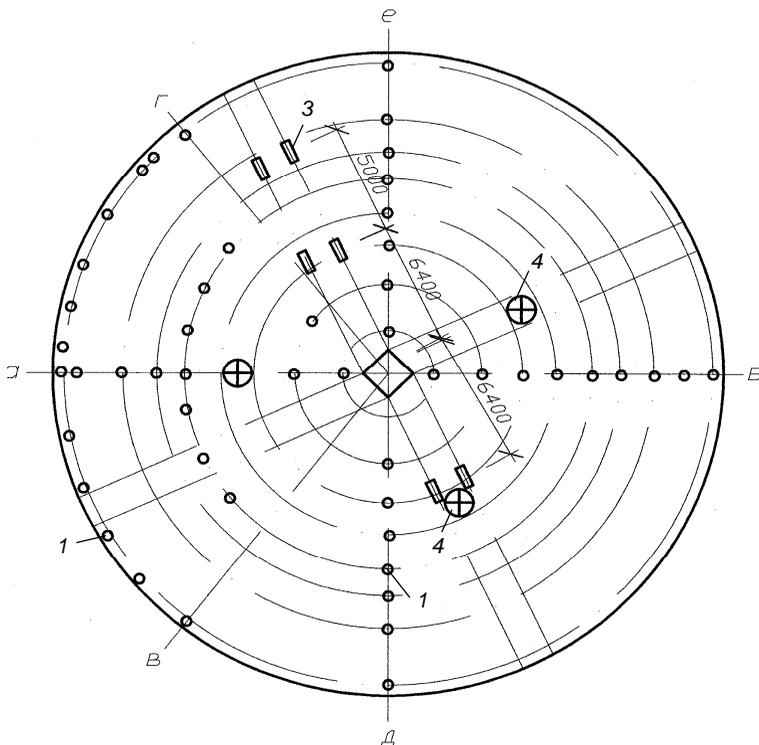
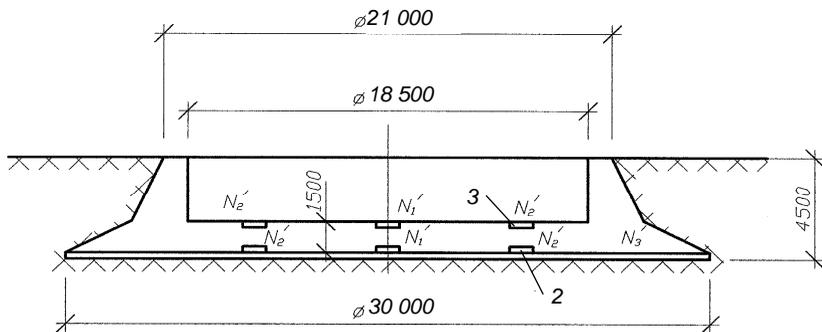


Рис. 6.12. Фундамент дымовой трубы ТЭЦ-25:

1 – грунтовые динамометры;

2 – арматурные динамометры в нижней арматуре;

3 – арматурные динамометры в верхней арматуре; 4 – глубинные марки

По результатам наблюдений строят эпюры распределения температуры по глубине, контактных напряжений для определённых этапов строительства. Анализируют: степень температурного коробления, внутреннее напряжение, температурный перепад по толщине плиты, характер трещинообразования. Наблюдения за осадками фундамента и послойными деформациями основания ведут с помощью настенных и глубинных марок. Для сопоставления результатов измерения осадок фундамента с расчётом необходимо иметь чёткое расчленение основания на инженерно-геологические элементы с использованием данных бурения, статического и динамического зондирования, гамма-каротажа, микросейсмических измерений и т.п. Осадку и крен трубы измеряют периодически в течение ряда лет или всего периода эксплуатации. Графики роста нагрузок и осадок в зависимости от времени обычно совмещают.

6.3. НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Резервуары. Возводят резервуары круглого, квадратного и прямоугольного сечения; металлические и железобетонные; из сборного, монолитного или сборно-монолитного железобетона; надземные, полузаглублённые или заглублённые; без предварительного напряжения или предварительно напряжённые; объёмом от десятков кубических метров до сотен тысяч; для хранения воды, нефтепродуктов, сточных вод или технологических растворов и т.п.

Испытания отдельных элементов проводят во время строительства, а построенного резервуара – при сдаче в эксплуатацию, а иногда и при эксплуатации. Нагрузками являются: собственный вес, давление грунта снаружи, жидкости изнутри; вес грунта обваловки для заглублённых резервуаров (рис. 6.13). Особенностью работы резервуаров является многократно-повторные действия полезной нагрузки; возможный большой градиент температур, замачивание грунтов основания, гидростатическое давление снизу.

Испытания проводят с целью определения прочности и деформативности конструкций, устойчивости резервуара, проницаемости стен и днища. Для заглублённых резервуаров испытания проводят дважды. Сначала заполняют жидкостью без обваловки грунтом снаружи, а после выдержки в течение нескольких суток жидкость выпускают. Стенки присыпают грунтом по определённой технологической схеме (для недопущения перекосов и местных разрушений конструкций). После выдержки резервуар заполняют жидкостью и наблюдают за показаниями приборов. Такие испытания проводил В. В. Леденёв в 1982 году на курских городских очистных сооружениях. В отдельных случаях

(например на просадочных грунтах) производят многократное заполнение резервуара жидкостью с заданной скоростью налива и выпуска, программой эксперимента может быть предусмотрено замачивание основания на определённом этапе испытания.

Определяют: осадку ряда марок по периметру резервуара относительно неподвижного репера; крен; деформации и напряжения в наиболее нагруженных сечениях; скорость фильтрации жидкости; влияние многократно-повторного нагружения на осадку, крен, напряжения в конструкциях; потери предварительного напряжения; прочность бетона и др.

Мосты. На автодорожные или железнодорожные мосты действуют нагрузки от собственного веса, тормозные, температурные, от действия воды, ветра и льда (ГОС Р 52748–2007), [78]. Прочность и устойчивость уникальных мостов исследуют в аэродинамической трубе для различных стадий строительства в масштабе 1:100...1:250. На модели в течение определённого времени, например, 10 мин, действуют нагрузки, имитирующие ураганные, ветровые при скорости ветра до 250 км/ч. Определяют частоты и формы колебаний, напряжения в элементах, условия появления флаттера настила. Результаты испытаний сравнивают с расчётами для разных этапов строительства. Делают корректировку проекта.

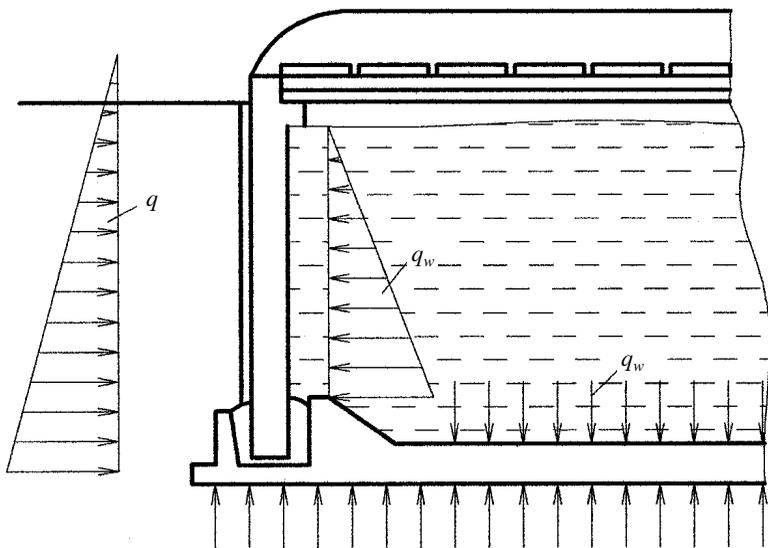


Рис. 6.13. Нагрузки, действующие на резервуар

Одной из наиболее актуальных задач является прогнозирование индивидуального остаточного ресурса конструкций на основе реальных фактических технических характеристик и истории нагружения. Техническая диагностика включает измерение определённых параметров, выявление изменения этих параметров, сравнение их с исходными. Используют следующие методы диагностики: визуальный осмотр, определение динамических характеристик, изучение напряжённо-деформированного состояния, определение дефектов. Осциллограммы напряжений записывают для наиболее напряжённых точек несущих элементов. На основе статистической обработки осциллограмм выполняют математическое моделирование характера воздействия фактического транспортного потока.

Обследование и испытание эксплуатируемых автодорожных и железнодорожных мостов производят периодически. В качестве нагрузки используют гружёный автотранспорт или железнодорожные составы (ГОС Р 52748–2007). Транспорт движется в двух полосах с определённым интервалом в противоположных направлениях с заданной скоростью. По заранее установленным тензодатчикам, тензомерам, прогибомерам определяют деформации в наиболее опасных сечениях элементов и их перемещения. По деформациям вычисляют напряжения. Полученные данные сравнивают с расчётными. При необходимости определяют механические свойства материала конструкций. На основании проведённых исследований принимают решение о возможности дальнейшей эксплуатации моста или необходимости усиления конструкций.

Эксплуатируемые здания. Испытания построенных зданий проводят с целью: изучения совместной работы конструкций с основанием при сложных инженерно-геологических условиях (просадочные грунты II типа, набухающие, вечномёрзлые грунты, районы с горными выработками, карстовые и сейсмические районы и др.); разработка мероприятий по восстановлению эксплуатационных свойств.

Неблагоприятные воздействия создают путём неравномерного замачивания для ликвидации просадочных свойств.

Иногда для имитации неблагоприятных воздействий по контуру подземной части устанавливают плоские гидравлические или пневматические домкраты. С их помощью осуществляют местное нарушение контакта с основанием или выравнивают неравномерные осадки (М. В. Зотов, А. М. Зотов (2009 – 2013)).

Для определения усилий, действующих на отдельные сваи, между ними и ростверком при строительстве устанавливают динамометры. Контактные напряжения по подошве ленточных, отдельных или плитных фундаментов измеряют месдозами. Деформации отдельных сечений конструкции определяют тензорезисторами или тензомерами. Перемещения узлов сопряжений чаще всего фиксируют прогибомера-

ми или индикаторами. Кроме того, в фундаментах и стенах устанавливают плитные и настенные марки, перемещения которых измеряют относительно глубинных реперов. Для замеров перемещений зданий используют гидростатическое нивелирование.

Испытание железобетонных плит перекрытия до и после их усиления в действующих зданиях и сооружениях. На рисунках 6.14, 6.15 приведены схемы испытаний.

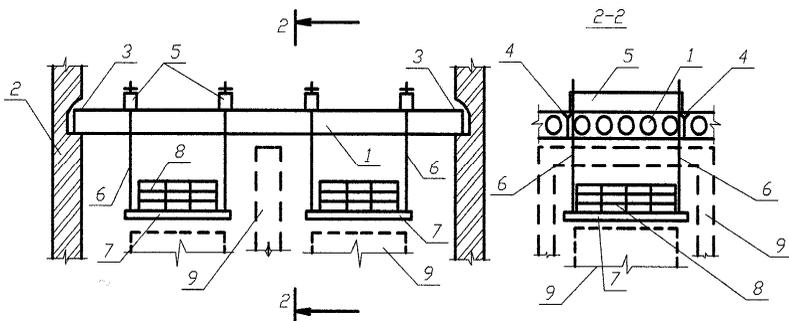


Рис. 6.14. Испытание плит перекрытия при помощи подвесной платформы с тарированными грузами:

- 1 – испытуемая плита; 2 – кирпичные стены; 3 – штрабы в стенах над испытуемой плитой; 4 – расчищенные швы между плитами; 5 – траверсы; 6 – подвески, пропущенные через швы между плитами; 7 – платформы; 8 – тарированные штучные грузы (гири, блоки, кирпичи); 9 – страховочные устройства (рамы, клетки и др.)

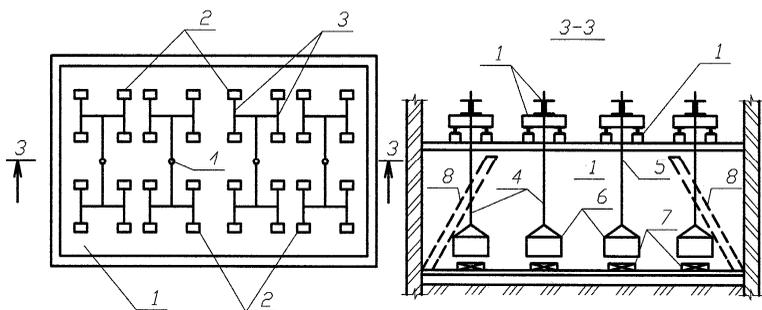


Рис. 6.15. Испытание плит, опёртых по контуру тарированным грузом: 1 – испытуемая плита; 2 – опорные пластины; 3 – траверсы; 4 – подвески из арматурной стали; 5 – отверстия в плите для пропуска подвесок; 6 – загрузочные устройства (баки с водой, платформы с грузами и др.); 7 – страховочные блоки; 8 – страховочные устройства (рамы, балочные клетки и др.)

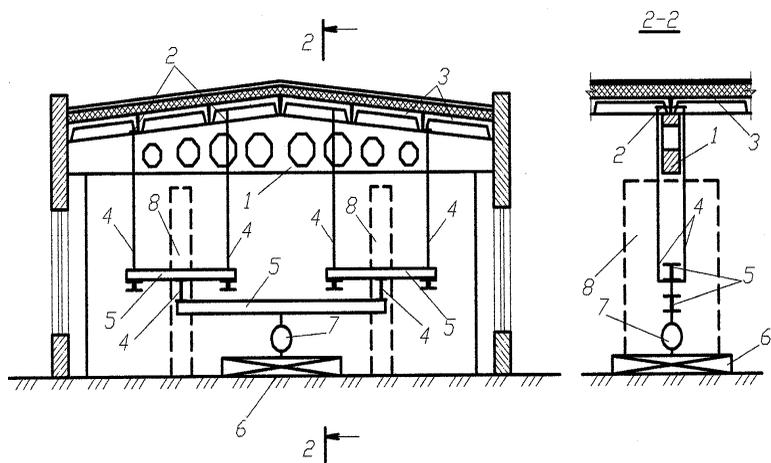


Рис. 6.16. Схема испытания:

- 1 – испытываемая балка или ферма; 2 – опорные траверсы по верхнему поясу (для ферм – в узлах); 3 – плиты покрытия; 4 – тяжи; 5 – траверсы; 6 – анкерные устройства (блоки, фундаменты под оборудование, винтовые сваи и др.); 7 – гидродомкраты с насосной станцией; 8 – страховочные устройства (стойки, рамы, балочные клетки и др.)

Испытание ферм и балок покрытий до и после их усиления в действующих зданиях и сооружениях. На рисунке 6.16 показана схема испытания с помощью гидравлических домкратов.

Испытание фрагментов зданий. В [77] дан анализ экспериментов с натурными фрагментами перекрытий и покрытий, составленными из отдельных сборных железобетонных плит или панелей. В процессе испытаний повышали жёсткость фрагментов путём заделки стыков, сварки закладных деталей. Это моделировало стадии монтажа и эксплуатации.

Показано, что при переходе от плоской схемы работы к пространственной происходит перераспределение напряжений в материале и существенная экономия.

Байков В. Н. предложил ряд важных конструктивных решений, усовершенствованны методы расчёта с учётом пространственного характера работы.

Совместную работу фрагментов здания изучали и при динамических нагрузениях, имитирующих сейсмические воздействия.

Для условий Сибири была предложена (Б.Ж. 2011. № 3) каркасная система «Каскад» из сборных быстро монтируемых железобетонных

конструкций. Она состоит из трёхэтажных колонн, предварительно напряжённых широких ригелей таврового сечения с полками внизу и многопустотными плитами с овальными пустотами.

Фрагменты стыковых сопряжений колонн с колоннами и полки с ригелями экспериментально проверяли на прочность, жёсткость и трещиностойкость. Опыты проводили на 1000-тонном гидравлическом прессе. Ввиду появления больших остаточных деформаций рекомендовано применять безусадочные и саморасширяющиеся бетоны. Расчётную жёсткость участков колонн определяли в соответствии с СП52-101–2003. Диаграмма деформирования бетона принята по Еврокоду с нисходящим участком.

Определяли характер разрушения и трещинообразования.

В [11] изложены результаты исследований прочности и жёсткости вертикальных и горизонтальных стыковых соединений панельных конструкций. Показаны усилия и воздействия вертикальных и горизонтальных стыковых соединений панельных зданий. Приведены конструктивные решения и методы расчёта, усилия, возникающие в стыках, результаты многочисленных крупномасштабных экспериментов. Цель опытов – проверить несущую способность типовых вновь проектируемых панельных зданий. Испытаны различные типы и размеры стыков, в том числе, при действии знакопеременной нагрузки, без искусственной и с искусственной трещиной. Определены характерные виды разрушения стыков и шпонок, жёсткости соединений.

Заслуживает интереса методика проведения длительных испытаний на сдвиг, ползучесть и усадку.

Примером организации экспериментально-теоретических исследований могут служить работы, выполненные под руководством В. И. Колчунова и Н. В. Ключевой (2010 – 2012). Целью являлась разработка практических методов расчёта живучести предварительно напряжённых железобетонных балочных систем в запредельных состояниях. Предполагали внезапное выключение одного из несущих элементов. Изучали особенности деформирования, трещинообразования, колебаний и разрушения элементов, влияние динамических воздействий на механические характеристики бетона и стали. Результаты сравнивали с теоретическими значениями с использованием статико-динамических диаграмм состояния железобетона.

Полученные данные дополнены результатами численных исследований по оценке влияния предварительного напряжения, метода его создания, степени статической неопределимости, физической и геометрической нелинейности, местоположения выключаемого из работы элемента.

Для проведения исследований был использован комплекс контрольно-измерительной и вычислительной техники.

Экспериментальные исследования работы нижних поясов рам с непрерывной напрягаемой арматурой позволили В. А. Филиппову (Б.Ж. 2011. № 12) разработать ряд серьёзных конструктивных решений.

Реализация результатов измерения осадок зданий и сооружений. В ряде случаев решается обратная задача (В. В. Лушников, ОФМГ. 2011. № 3): по данным определения осадок 30-ти зданий определяли жёсткостные характеристики элювиальной породы: модуля деформации и коэффициента постели.

Даны рекомендации для ГОСТ, СНиП и СП по корректировке параметров, необходимых при расчёте осадок фундаментов и взаимного их влияния.

7. МЕТРОЛОГИЯ И КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА

7.1. СТАНДАРТИЗАЦИЯ И МЕТРОЛОГИЯ

Стандарт – нормативно-технический документ, устанавливающий требования к группам однородной продукции, правила её разработки, производства и применения. Стандартизация – деятельность, заключающаяся в нахождении решений для повторяющихся задач в сфере науки, техники и экономики, направленная на достижение оптимальной системы упорядочивания в определённой области [34]. Комплексная стандартизация – это система взаимосвязанных стандартов. Она устанавливает требования к объекту, его деталям, материалам, технологическим процессам. Службы стандартизации на предприятиях занимаются: разработкой нормативно-технической документации на новую продукцию; осуществлением контроля конструкторской и технологической документации; проверкой соблюдения в разрабатываемых другими техническими службами документами норм и требований стандартов; обеспечением предприятия стандартами и другой нормативно-технической документацией; внесением изменений в нормативно-техническую документацию в соответствии с информационным указателем стандартов; внедрением новых стандартов и др.

Управление стандартизацией осуществляет Государственный комитет по стандартам. Организационно-методическое руководство работами по стандартизации на предприятии осуществляет отдел, бюро или лаборатория стандартизации. Нормативно-технические документы подразделяют на государственные стандарты (ГОСТы), отраслевые стандарты (ОСТы), республиканские стандарты (РСТы), технические условия (ТУ). Введены правила по разработке, оформлению и обращению конструкторской и технологической документации (БСКД) и единой системы технологической документации (ЕСТД).

Метрология – наука об измерениях, методах и средствах обеспечения их единства и способах достижения требуемой точности. ГОСТ 1.25–76 устанавливает основные положения метрологического обеспечения разработки производства, испытаний и эксплуатации продукции. Метрологическое обеспечение – это установление и применение научных и организационных основ, технических средств и правил для достижения единства и требуемой точности измерений. Метрологическая служба обеспечивает: единство и достоверность измерений, проверку мер и измерительных приборов, их аттестацию; экспертизу проектов конструкторской, технологической и метрологиче-

ской документации; контроль за производством, состоянием, применением и ремонтом средств измерений; анализ причин брака продукции.

7.2. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Качество продукции – это совокупность свойств, обуславливающих её пригодность удовлетворять определённым потребностям в соответствии с её назначением. Показателем качества является совокупность количественных характеристик или свойств, обеспечивающих требуемую работоспособность, надёжность, долговечность, безотказность и ремонтпригодность (рис. 7.1).

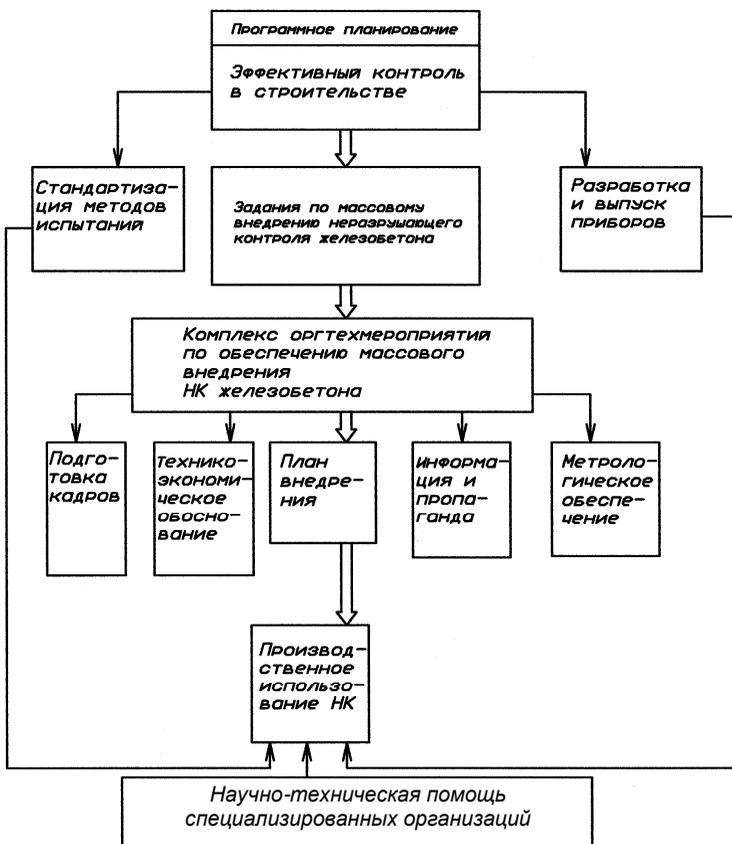


Рис. 7.1. Алгоритм программного планирования в строительстве

Под работоспособностью понимают состояние изделия, при котором значения параметров, характеризующих способность выполнять заданные функции, соответствуют требованиям нормативно-технической документации. Долговечность – это свойство изделия сохранять работоспособность до наступления предельного состояния. Под ремонтпригодностью понимают возможность предупреждения, обнаружения и устранения отказов и повреждений путём проведения технического обслуживания и ремонтов.

Применяют следующие виды испытаний продукции: контрольные, исследовательские (изучение показателей продукции и показателей её качества), предварительные (контрольные испытания опытных образцов и партий для определения возможности их предъявления на приёмочные испытания), государственные испытания (испытания, проводимые Государственной комиссией), межведомственные (проводимые комиссией из представителей нескольких ведомств), ведомственные (проводимые комиссией из представителей министерства или ведомства), периодические (контрольные испытания выпускаемой продукции), приёмо-сдаточные, аттестационные (проводимые для оценки уровня качества продукции), типовые (контрольные испытания для оценки эффективности и целесообразности изменений, вносимых в конструкцию или технологический процесс).

Оценка качества железобетонных конструкций. При контроле качества проверяют [16, 17, 25, 26, 39, 41, 68, 69, 71, 80, 86, 87]: соответствие формы и геометрических размеров (длины, ширины, высоты, прямолинейности плоскостей и рёбер, углов) требованиям технических условий;

- соответствие лицевой поверхности требованиям технических условий (отсутствие трещин, раковин, сколов, наплывов, борозд, инородных пятен, выцветов);

- размеры и правильность расположения отверстий, ниш, борозд, четвертей;

- правильность расположения закладных деталей, электрических, санитарно-технических и других проводов.

Требования точности к качеству изготовления должны быть обеспечены метрологически. В зависимости от вида зданий отдельные требования, например, к качеству поверхности, могут быть по согласованию с заказчиком смягчены. Другие требования: прочность и жёсткость конструкций, класс бетона по прочности на сжатие, марка бетона по морозостойкости, соответствие армирования рабочим чертежам являются обязательными.

Контроль толщины защитного слоя и расположения арматуры. Толщину защитного слоя бетона измеряют электромагнитными приборами ИЗС-10Н, ИЗС-1, ИЗС-2, ИЗС-3, ИЗС-7, электромагнитными искателями арматуры ИА-4, ИА-15М. В заводских условиях контроль правильности армирования и толщины защитного слоя бетона проводят путём просвечивания ионизирующими излучателями и магнитными приборами (гамма-аппараты «бетон», РИД-21М, РИД-22, рентгеновские аппараты РУП-120-5-1 и др.).

Для контроля выбирают места, наиболее полно характеризующие положения в опасных сечениях. При отсутствии приборов контроль качества осуществляют путём вскрытия арматуры. Борозды вырубают по всей ширине сечения.

Контроль толщины конструкций. В Московском НПО «Спектр» разработан прибор для оперативного измерения толщины бетонных и железобетонных конструкций при одностороннем доступе. Работа прибора основана на принципе ультразвуковой эхоимпульсной локации. На встроенном дисплее в виде развёртки отображены формы применяемых эхосигналов и в цифровом виде – результаты измерений толщины конструкции или глубины залегания дефектов. Диапазон измеряемых толщин 70...400 мм. В приборе применены преобразователи новой конструкции. Проводится автоматическая калибровка по скорости звука и обработка сигналов по специальным алгоритмам с помощью встроенной ЭВМ. Автодемпфированные преобразователи позволили существенно ослабить влияние помех структурной реверберации и поверхностных волн на достоверность обнаружения домных поверхностей и дефектов конструкций.

Контроль натяжения арматуры. В практике применяют механические, гравитационные и электромеханические способы натяжения арматуры. Усилие натяжения определяют по величине усилия поперечной оттяжки и по частоте собственных колебаний.

Метод поперечной оттяжки заключается в определении усилия, необходимого для перемещения участка стержня на заданную величину (рис. 7.2). Применяют механические (ПРД-У) и электромеханические (ПНП) приборы.

Принцип работы прибора ПРД-У заключается в следующем (рис. 7.3). Прибор выступом 9 устанавливают на арматурный стержень. Крючком 8 арматуру захватывают и подтягивают на заданное число делений индикатора 3. Это будет исходным положением прибора. Затем производят контрольную оттяжку на принятое число оборотов стрелки индикатора.

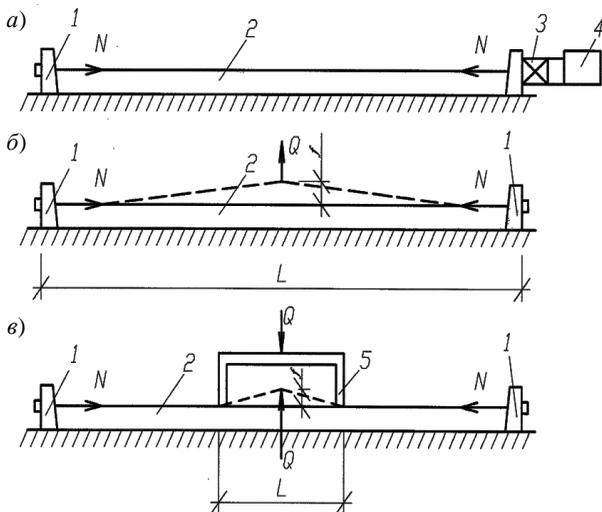


Рис. 7.2. Контроль напряжения арматуры:

a – динамометрированием конечного усилия; *б* – накладным динамометром без собственной базы; *в* – накладным динамометром с собственной базой;

1 – упор; 2 – напряжённый стержень; 3 – динамометр;
4 – гидродомкрат; 5 – накладной динамометр

Частотный метод основан на зависимости частоты собственных колебаний стержня от силы натяжения, расстояния между точками закрепления и диаметра стержня. Колебания возбуждают ударом по стержню, щипком (как струну гитары) или другим способом. Частоту колебаний измеряют в середине пролёта через определённое время после вывода стержня из положения равновесия.

Градуировку проводят для каждого класса и диаметра арматуры. Для приборов без собственной базы изменяемым параметром является и длина стержня. Арматуру натягивают до нормативного сопротивления, выдерживают 30 мин, проводят разгрузку до усилия, соответствующего 0,25 от нормативного сопротивления и затем примерно за десять ступеней напряжение увеличивают до расчётного сопротивления. На каждой ступени отсчёты снимают по динамометру и прибору.

Контроль расположения арматуры. Наиболее простой, но трудоёмкий метод – это вскрытие арматуры при пробивке в конструкции борозд, перпендикулярно направленной к рабочей арматуре. Ширина борозд до 3 см. Арматуру очищают от раствора и замеряют диаметр между витками, толщину защитного слоя, расстояние между соседними стержнями.

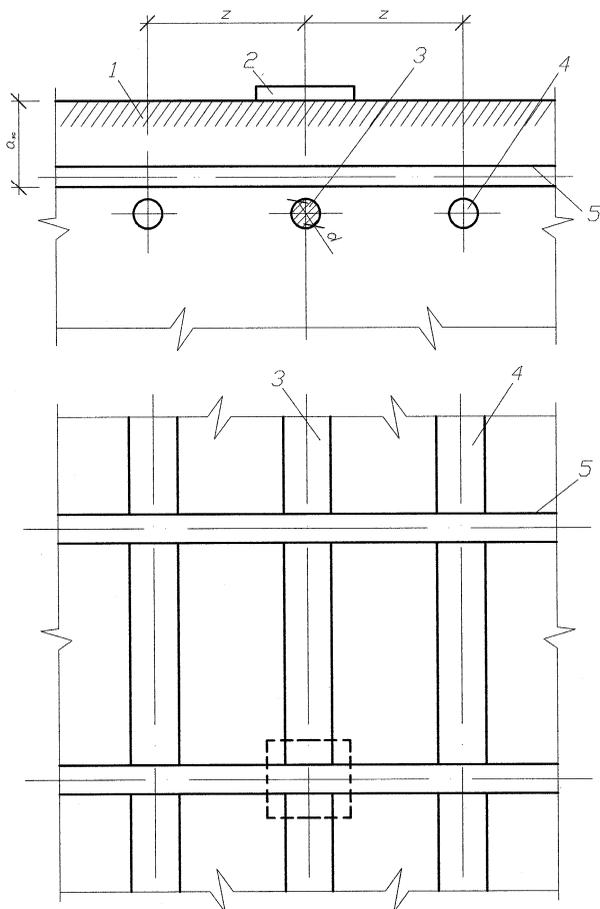


Рис. 7.3. Фрагмент арматурной сетки при построении градуировочной зависимости:

- 1 – поверхность бетона; 2 – преобразователь прибора ИЗС;
- 3 – арматурный стержень, для которого определяют толщину защитного слоя;
- 4 – соседние продольные стержни; 5 – поперечные стержни;
- z – шаг соответственно продольной и поперечной арматуры

Магнитный метод. Основан на изменении магнитного поля, образуемого магнитами, при приближении к арматуре. Приборы (измерители защитного слоя – ИЗО) состоят из корпуса и выносного преобразователя, создающего магнитное поле. Изменение поля регистрируется на табло прибора. Преобразователь устанавливают на поверхно-

сти конструкции и перемещают по ней, следя за стрелкой прибора. При появлении арматуры стрелка отклоняется от первоначального положения. Для построения тарировочной кривой изготавливают сетку и набор пластин из немагнитного материала толщиной от 5 до 60 мм. Поочередно устанавливают пластины разной толщины на стержень, кладут выносной трещинообразователь на пластины и снимают отсчёты по прибору. По этим данным строят графики в координатах «косвенный показатель—толщина защитного слоя». Магнитный метод применяют для определения положения арматуры и толщины защитного слоя при относительно простых схемах армирования.

Радиографический метод (ГОСТ 17625–83). Сущность метода заключается в следующем. Конструкцию подвергают радиационному излучению. Проникающая радиация при взаимодействии с материалом частично поглощается или рассеивается. С противоположной стороны конструкции от излучателя устанавливают кассету с рентгеновской плёнкой. Для повышения чёткости изображения между поверхностью конструкции и рентгеновской плёнкой устанавливают усиливающий свинцовый экран. В качестве источников излучения используют гамма-аппараты, рентгеновские аппараты и малогабаритные бетатроны.

Контроль плотности и влажности. Радиоизотопный метод определения плотности (ГОСТ 17623–78) основан на тех же физических явлениях, что и радиографический, но степень ослабления потока гамма-излучения регистрируется не на рентгеновской плёнке, а на гамма-плотномере. Поток гамма-излучения, пройдя через бетон, преобразуется в электрический сигнал, поступающий в отсчётное устройство. Регистрируется количество импульсов в секунду. Источник излучения и детектор располагают на одной поверхности (поверхностное распределение излучения) или на противоположных сторонах конструкции (сквозное прозвучивание). Плотность бетона определяют по градуировочной зависимости, прилагаемой к прибору.

Диэлектрический метод измерения влажности (ГОСТ 21718–76) основан на том, что проницаемость бетона зависит от влажности. Сопоставляют ёмкость конденсатора, в поле которого находится бетон или воздух. Приборы градуируют на кубиках с ребром 100 мм, изготовленных из того же бетона, что и контролируемая конструкция. Образцы увлажняют. Электронным влагомером измеряют влажность из сопоставления массы увлажнённых и высушенных образцов. Строят градуировочную зависимость «показатель прибора—влажность бетона».

Контроль качества сварных конструкций. Дефект определяют как отдельное несоответствие продукции нормативным требованиям [39, 41, 68, 71]. Качество – совокупность свойств, удовлетворяющих

определённым потребностям. Контроль качества – проверка соответствия показателей качества определённым требованиям. Управление качеством осуществляют с использованием математико-статистических методов. Необходим контроль факторов, влияющих на качество. Контроль должен последовательно охватывать все стадии производства (рис. 7.4).

Дефекты различают по расположению, форме, величине, массовости. По ГОСТ 23055–78 выделены следующие дефекты [4]: пора сферическая, пора канальная, цепь пор, группа пор, пора линейная, шлак компактный, шлак линейный, включения металлические, несплавление, непровар в корне одностороннего шва без подреза, непровар в корне одностороннего шва с подрезом, непровар двухстороннего шва, трещина продольная, трещина поперечная, трещина разветвлённая, чрезмерный провар корня, неровность шва, подрезы, натёки, нарушение формы и размеров валика, трещины и непровары. Визуально-оптический контроль осуществляют с помощью приборов непосредственного наблюдения (обзорные, биноклярные, складные картонные и телескопические лупы) и дистанционного контроля (перископы, цистоскопы). В [4] приведены физические основы и применимость основных видов дефектоскопии сварных соединений.

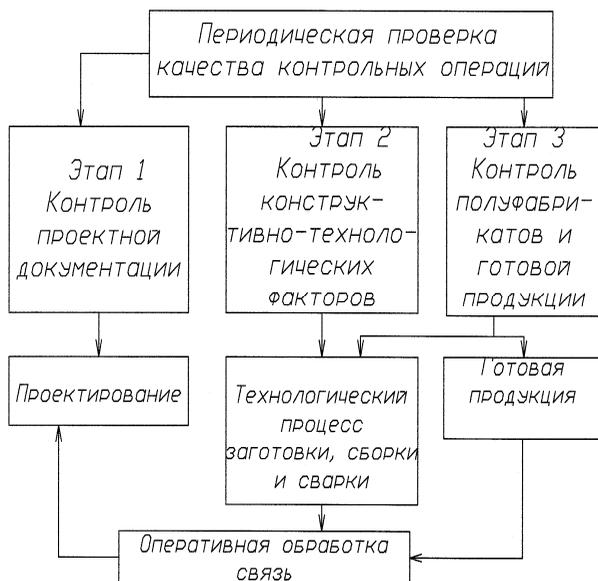


Рис. 7.4. Схема этапов контроля качества

Разрушающие методы контроля сварных соединений. К ним относят: механические, металлографические, коррозионные, химические, на свариваемость и надёжность [10, 39, 54].

К механическим относят: статические (на растяжение наплавленного металла и стыкового соединения, на изгиб, твёрдость металла шва и зоны термического влияния), ударные (на ударный изгиб), усталостные (многоцикловые $N \geq 10^6$ циклов и малоцикловые $N = 100 \dots 1000$ циклов), испытания на хрупкость.

Металлографию используют для определения правильности режимов сварки применения электродов, флюсов. Исследуют макро- и микроструктуру шва и зоны термического влияния. Макроструктуру исследуют на шлейфах и изломах швов. Макрошлейф даёт возможность определить границы шва и зоны термического влияния, строение металла, слоистость или неоднородность, дефекты. В плоскости поперечного сечения шва вырезают темплеты, их шлифуют, травят в растворах кислот, щелочей и солей.

Коррозионные испытания. Различают три типа возможного коррозионного разрушения: сплошная (общая), местная (межкристаллическая и избирательная); усталостная (статическая, повторно-статическая и циклическая) [88]. Применяют следующие коррозионные испытания:

- при общей коррозии – весовой (определение изменения массы), профилографический (определение глубины коррозии), механический (определение изменения механических свойств при растяжении и изгибе), электрохимический (определение электрохимического потенциала);

- при местной коррозии – механический (при растяжении и изгибе), определение глубин поражения металла графически и профилографически, определение глубины питинга, времени до появления питинга;

- при коррозионной усталости – определения времени и скорости растрескивания, критической нагрузки, коэффициента интенсивности числа растрескавшихся образцов, условного предела коррозионно-циклической прочности, числа циклов до разрушения.

Методы проверки течеискания сварных конструкций. В практике используют более десяти методов проверки течеискания. Гидроконтроль герметичности осуществляют гидродавлением, наливом, поливом (под давлением до 1 МПа). Наливом и поливом воды выявляют дефекты диаметром до 0,5 мм.

Эффективно применение керосина. Он имеет низкую вязкость, растворяет плёнки жира и пробки в неплотностях. Проникающая способность керосина весьма высока, что позволяет выявить дефекты диаметром до 0,05 мм.

Радиационный контроль. Используют тормозное излучение. При прохождении через сварные швы лучи ослабляются по-разному в металле и участках – дефектах (порах, шлаках, трещинах). Тормозное (рентгеновское) излучение получают в стеклянных вакуумных баллонах. Электроны, испускаемые катодом, набирают энергию и затем тормозятся на аноде. Из металла анода (молибден, вольфрам) генерируется K -излучение – тормозное излучение.

Для дефектоскопии металлических конструкций используют излучение, проникающая способность которого весьма велика.

Оценка свариваемости металла. Различают хорошо свариваемые, трудно или ограниченно свариваемые и несвариваемые сочетания металлов. Показателем свариваемости является стойкость против образования сварочных трещин. Сопротивляемость трещинообразования определяют методом машинных испытаний и с помощью технологических проб.

7.3. ОРГАНИЗАЦИЯ КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА ИЗДЕЛИЙ НА ПРЕДПРИЯТИЯХ

Основные требования изложены в [10, 11, 25 – 27, 31, 38, 41, 43, 46, 57, 62, 63, 66, 69, 87, 88].

Приборы и системы качества разрабатывают на научно-производственном предприятии «Интерприбор».

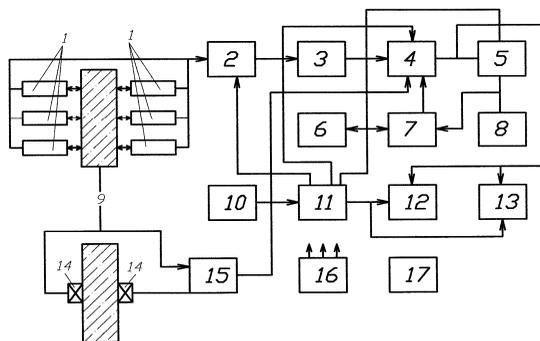


Рис. 7.5. Схема устройства автоматизированного поста контроля качества изделий крупнопанельного домостроения:

1 – индуктивные датчики перемещений; 2 – блок генераторов; 3 – цифровой вольтметр; 4 – блок памяти; 5 – транскриптор Ф250; 6 – электронный микрокалькулятор БЗ-18А; 7 – блок сопряжения; 8 – электроуправляемая печатающая машинка ЭУМ-23; 9 – контролируемая панель;

10 – пульт управления; 11 – блок управления; 12, 13 – дискриминаторы; 14 – пьезоэлектрические датчики; 15 – прибор УК-10П; 16 – источник питания; 17 – измеритель толщины защитного слоя

На ряде заводов железобетонных изделий и крупнопанельного домостроения внедрена система автоматизированного неразрушающего контроля. Она включает измерительный комплекс из пьезоэлектрических и магнетометрических блоков, часто смонтированных на металлической раме с приводом, системы подачи изделий в зону контрольного поста и операторной (рис. 7.4, 7.5). Управление системой контроля производится с пульта оператора. Информация с измерительной аппаратуры передаётся в блок сбора и обработки информации.

Повышенная остаточная технологическая влажность бетона ухудшает теплозащитные качества ограждающих конструкций, что приводит к промерзанию. Для измерения влажности эффективными оказались диэлькометрический и нейтронный методы. Диэлькометрический метод измерения влажности ГОСТ-217118–84 применяется для оперативного производственного контроля влажности бетона в изделиях, поверхностного слоя оснований под полы, стен, заполнителей и т.п. Серийное производство приборов, основанных на этом методе, начато с 1961 г.

Участки контроля прочности бетона назначают с учётом конструктивных и технологических особенностей. Расположение и количество контролируемых участков указывают в рабочих чертежах конструкции. Так, для контроля передаточной прочности бетона в многопустотных панелях, места контроля располагают в середине пролёта и в зоне анкеровки арматуры на половине высоты боковых граней (рис. 7.6, а, б). В панелях перекрытия прочность бетона контролируют в средней зоне конструкции, во внутренних несущих стенах – в верхней зоне, где наименьшая прочность бетона.

Неразрушающий контроль качества железобетона. Имеются государственные стандарты на методы и средства неразрушающих испытаний и правила контроля. Наибольшее распространение неразрушающие методы получили в приёмочном контроле готовой продукции. В перспективе ими должны быть охвачены все основные технологические процессы.

Разработаны рекомендации по местам контроля прочности бетона (рис. 7.6).

Для обеспечения массового внедрения неразрушающего контроля требуется разработка и реализация комплекта мероприятий (технико-экономических, метрологических, плановых, кадровых, информационных и др.). На рисунке 7.5 приведена схема типового отраслевого комплекса.

Контроль качества производится операторами. Метрологическое обеспечение производства предусматривает наличие приборов, серий-

но выпускаемых специализированными организациями, создание ремонтной базы.

Комплексная система неразрушающего контроля и управления качеством изделий крупнопанельного домостроения включает контрольные посты на основных технологических участках, центральный пункт управления. Так, например, прочность бетона в готовых изделиях контролируется ультразвуковым импульсным методом (прибором УК-10ПМ), плотность керамзитобетона наружных стеновых панелей – радиоизотопным плотномером, толщина защитного слоя бетона – электромагнитным методом (прибором ИЗС-10И), величина предварительного натяжения арматурных стержней – электронно-частотным прибором ИПН-7.

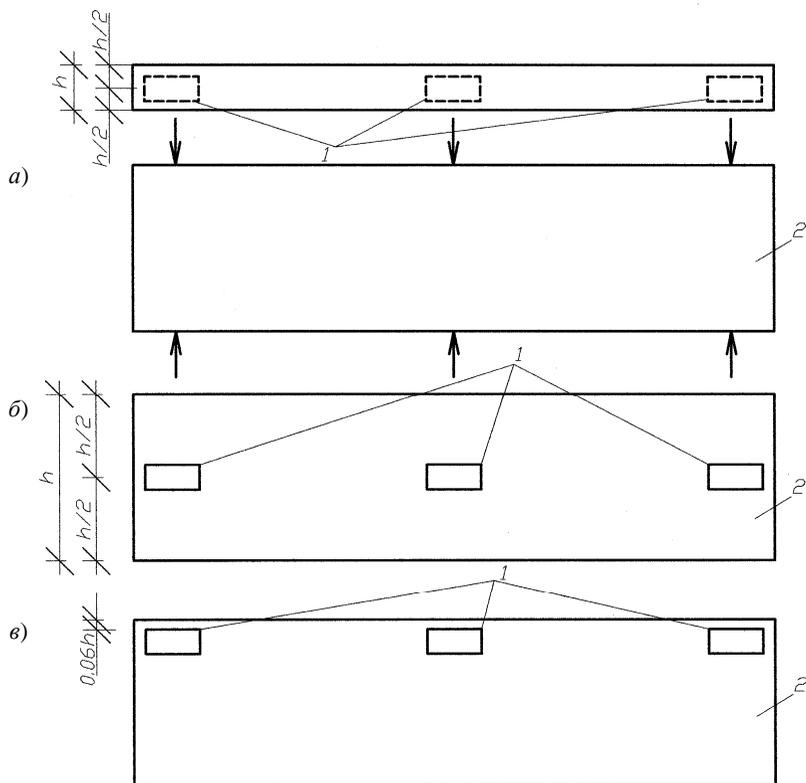


Рис. 7.6. Схема расположения участков для контроля прочности бетона:
a – в многопустотных панелях; *б* – в панелях перекрытия;
в – в стеновых панелях; *1* – участки контроля; *2* – конструкция

В БелНИИОУС разработан автоматизированный информационно-измерительный комплекс для неразрушающего контроля железобетонных изделий. Комплекс устанавливается автономно или включается в конвейерную технологическую линию. Он состоит из унифицированного стола для размещения контролируемого объекта, подвижной каретки с измерительными приборами и управляющего вычислительного комплекса (Б.Ж. 1986. № 5). Комплекс работает в автоматическом и полуавтоматическом режимах.

В автоматическом режиме на экране дисплея выдётся информация о текущих измерениях. По окончании измерений (толщины панели, прочности бетона, толщины защитного слоя) комплекс выдаёт паспорт изделия.

Неразрушающие испытания бетона при массовом производстве конструкций. Стенды неразрушающего контроля устанавливают в конце технологических линий заводов и предназначены для слежения за такими показателями качества, как прочность и однородность бетона. Это позволяет следить за статистическими характеристиками этих показателей и регулировать технологический процесс производства. Измерительная траверса с несколькими парами ультразвуковых датчиков перемещается вдоль контролируемой конструкции. С помощью пневматики осуществляется прижим датчиков к конструкции.

По результатам измерений вычисляют следующие характеристики:

- среднюю прочность бетона в i -й конструкции n -й партии

$$R_{im} = \sum_i^p R_{ijm} / p ;$$

- среднюю прочность бетона в i -й партии

$$R_{nm} = \sum_{i=1}^{np} R_{im} / n ;$$

- среднюю прочность бетона за анализируемый период

$$R_n = \sum_{m=1}^n R_{nm} / m ;$$

- среднее квадратичное отклонение прочности бетона, определяемое для i -й конструкции m -й партии

$$S_{im}^H = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^p (R_{ijm} - R_{im})^2}{p-1}};$$

– среднее квадратичное отклонение в m -й партии

$$S_{nm}^H = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^p (S_{im})^2}{n}};$$

– среднее квадратичное отклонение прочности бетона, определённое неразрушающим методом, усреднённое по всем партиям за анализируемый период

$$S_n^H = \sqrt{\frac{\sum_{m=1}^p (S_{nm}^H)^2}{m}};$$

– среднее квадратичное отклонение прочности бетона, определённое с учётом параметра S_T за анализируемый период

$$S_n^H = \sqrt{(S_n^H)^2 + S_T^2};$$

– коэффициент вариации прочности бетона, определённый за анализируемый период

$$V_n = K_n \frac{S_n^H}{R_n} \cdot 10.$$

В формулах обозначено: j – номер участка конструкции; m – номер партии; i – номер конструкции; n – число контролируемых конструкций в партии; p – число контролируемых участков в конструкциях; m – число партий за анализируемый период; K_n – коэффициент, учитывающий порционную прочность бетона; S_T – среднее квадратичное отклонение зависимости «скорость–прочность».

При $V_n > 20\%$ однородность прочности бетона признаётся неудовлетворительной. Средняя прочность бетона в партии конструкций R_{nm} должна быть не ниже требуемой прочности R_n^T , т.е.

$$R_{nm} > R_n^T = RK_n,$$

определяют по табл. 7.1.

Таблица 7.1

$V_n = \%$	7	9	11	13	15	17	19	20
$K, \%$	86	91	96	102	108	116	124	124

В процессе контроля прочность бетона поддерживают на среднем уровне

$$R_y = R_t K_{mn} > R_n',$$

где R_t – требуемая (отпускная) прочность бетона; K_{mn} – коэффициент, уменьшающий межпартионную вариацию V_{mn} и определяемый по табл. 7.2 в зависимости от $V_{mn} = S_{mn} / R_0 \cdot 100\%$;

$$R_a = \frac{n_m R_{отнм}}{\sum_{m=1}^M n_m};$$

$$S_{mn} = \frac{\sum_{i=1}^M n_m (R_{отнм} - R_a)^2}{\sum_{m=1}^M n_m},$$

n_m – число серий образцов в m -й партии; $R_{отнм}$ – средняя отпускная прочность бетона m -й партии; R_a – средняя прочность всех серий образцов за анализируемый период.

Для оперативного регулирования прочности бетона составляют контрольные карты (рис. 7.7).

Таблица 7.2

V_{mn}	$K_{мп}$	V_{mn}	$K_{мп}$	V_{mn}	$K_{мп}$	V_{mn}	$K_{мп}$
5	1,07	8	1,11	11	1,16	14	1,22
6	1,08	9	1,13	12	1,18	15	1,24
7	1,10	10	1,15	13	1,20	16	1,26

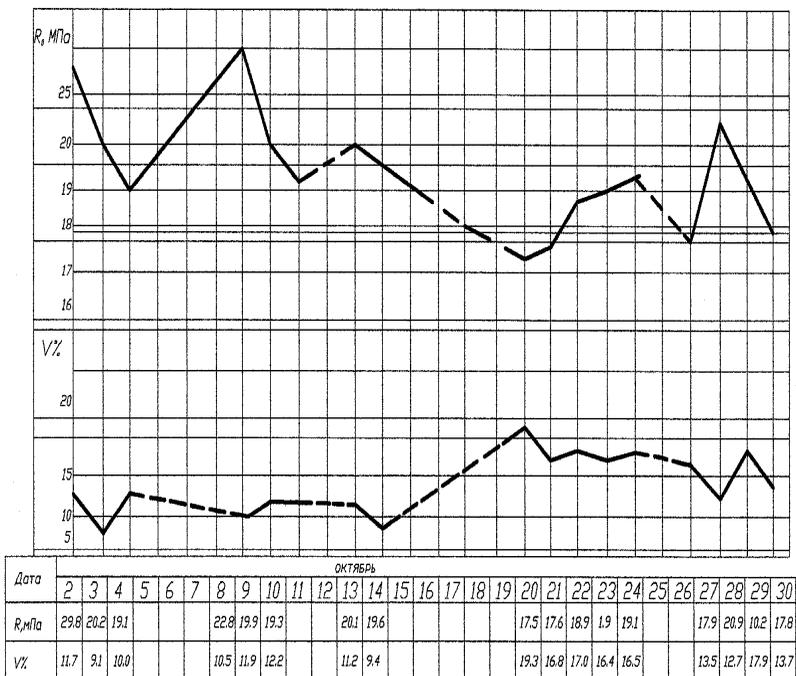


Рис. 7.7. Контрольная карта прочности и однородности бетона

Для прогнозирования прочности и однородности (по коэффициенту вариации) используют следующие зависимости:

$$K_i = \frac{\sum R_1 / R_i}{m}; \quad \eta = \bar{V}_n^{28} / \bar{V}_n^t,$$

где R_1 – прочность бетона в возрасте 1 ч; R_i – то же в возрасте i сут.; \bar{V}_n^{28} – коэффициент вариации прочности бетона в партии изделий в возрасте 28 сут.; \bar{V}_n^t – то же в момент испытания на стенде.

Разработаны блок-схемы измерительных систем, например, представленной на рис. 7.8.

Дистанционный контроль прочности твердеющего бетона. На рисунке 7.8 приведена схема измерительной системы КАТЬ-2М, предназначенной для использования в формовочных цехах и на полигонах (Б.Ж. 1986. № 7). Система КАТЬ-2М включает акустические

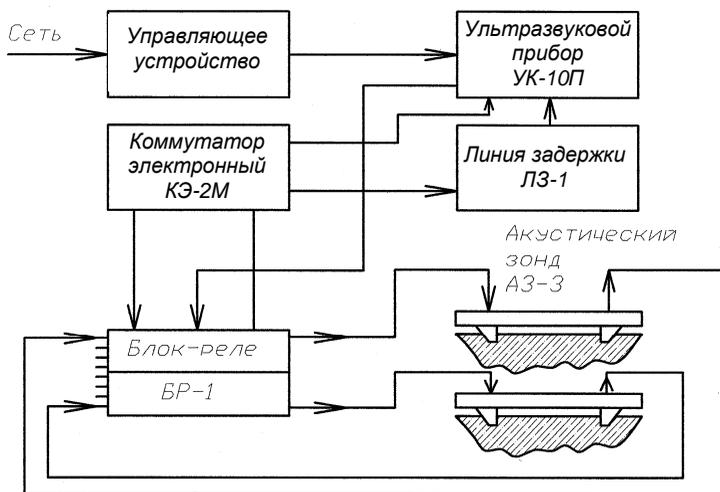


Рис. 7.8. Блок-схема измерительной системы КАТЬ-2М

зонды для измерений и приёма ультразвуковых колебаний при установке их на изделие, блок-реле для коммутации приёмных и генераторных цепей, блок-линии задержки для установки контрольного значения времени распространения сигнала, электрический коммутатор для последовательного подключения к выходу ультразвукового прибора, управляющее устройство для периодического подключения системы проведения контроля.

Комплекс ВСМ-4 предназначен для неразрушающего контроля прочности и однородности бетона (Б.Ж. 1990. № 4). В комплект входят портативный склерометр СК и аналогово-цифровой преобразователь ВСМ, предназначенный для измерения, запоминания и математико-статистической обработки информации. Склерометр снабжён магнитоупругим датчиком, который преобразует в электрический сигнал скорость изменения контрольного усилия в момент удара по поверхности бетона.

Микропроцессорный комплекс ВФМ-4 с датчиками давления предназначен для контроля напряжённого состояния бетона. Датчики М20 закладываются в бетон в процессе изготовления изделия, прибор ВСМ-4 контролирует, измеряет и запоминает информацию, вычисляет напряжённое состояние и внутренние силы по сечениям конструкций.

Контроль за поведением строительных конструкций при ударных нагрузках осуществляют микропроцессорным комплексом ВРМ-5.

Организация мониторинга в строительстве. Производят мониторинги: геотехнический, геоэкономический, гидрогеологический, несущих конструкций, ограждающих конструкций, нового строительства, при реконструкции, существующих зданий вблизи строящегося (2, 41, 49, 50, 65, 66). Для каждого вида мониторинга определены цели, задачи, состав, организация, использование инструментов.

В практике всё шире используют автоматизированную систему мониторинга с целью повышения надёжности, безопасности, эффективности производства, обеспечения высокого качества, а также оперативно-технического управления.

Обследование технического состояния строительных конструкций, зданий и сооружений. Подробные сведения приведены в [42, 52, 53, 56, 64, 80, 83, 87].

Можно выделить следующие этапы инструментального обследования:

- изучение истории введения и эксплуатации объекта;
- изучение технической документации по объекту, включая ознакомление с рабочими чертежами, журналами ведения работ и на укрытые работы, переписку с различными организациями, акты ранее произведённых осмотров, обследований, с материалами инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий, данных об агрессивности грунтов и грунтовых вод, об авариях и пожарах и др.;
- визуальный осмотр состояния близко расположенных зданий и сооружений;
- разработка и выполнение программы инструментального обследования, включая:
 - составление обмерочных чертежей и сравнения с проектом;
 - испытание грунтов основания с определением физико-технических характеристик, сравнение их с первоначальными;
 - составление ведомости дефектов с указанием их пространственного расположения и, если это возможно, времени их возникновения;
 - определение физико-механических характеристик материалов, а для металлов и химического состава – вида и степени коррозионного повреждения конструкций;
 - выполнение поверочных расчётов по прочности, жёсткости и трещиностойкости с учётом возможного изменения геометрических размеров, расчётных схем, прочностных и деформационных характеристик материалов, новых нагрузок и воздействий;
 - оценка полученных результатов и обоснование возможности дальнейшей эксплуатации объекта;

- разработка (при необходимости) чертежей усиления или повышения жёсткости конструкций, зданий и сооружений в целом;
- разработка проекта реконструкции или ремонта зданий или сооружения с учётом современных требований к данному типу объектов;
- авторский контроль за выполнением рекомендаций и проекта в целом.

Положительный опыт стран Запада. Автоматизированная система управления производством. Новые заводы рассматривают как сокровищницы исследовательской и инженерной мысли, как образцы точности и качества. Некоторые предприятия становятся полностью автоматизированными, например, автоматизированная установка по приготовлению и дозированию бетона. Она включает: систему транспортировок, подачи в камеру, снятие формы, упаковки, контроля, переоснастку, выявление сбоев и регулирование режима работы.

Компания JDAT разработала пакет программ для информационного моделирования строительства. Проектные данные выдаются для передачи на производственные установки, например, опалубочным работам, лазерным установкам, автоматам для правки и резки арматуры. Инженеры-проектировщики при этом могут планировать, анализировать и визуализировать свои задачи.

Комплексные экспериментальные исследования. Выдающиеся экспериментальные исследования проведены Н. Койлем, Н. Мусом (DEGEBO, 1961), ВСП Committee (Япония, 1971). Исследования отличаются масштабом поставленных задач, технической оснащённостью, оригинальностью решения инженерных задач, практической реализацией результатов.

Таких примеров можно привести много (см. диссертацию доктора технических наук В. В. Леденёва «Несущая способность и перемещения заглублённых фундаментов при действии плоской системы сил». Воронеж, 1998. 495 с.).

Строительная промышленность включает: изыскания, проектирование, производство, снос здания, утилизацию отходов.

На всех этапах производятся исследования, испытания, контроль качества.

Вопросы проектирования, производства, контроля и испытаний курирует Европейская федерация по сборным железобетонным изделиям. Основные её задачи – повышение конкурентоспособности железобетонных изделий, демонстрация его положительного влияния на социальное развитие, повышение экологической ответственности, эффективное использование энергии и ресурсов, увеличение объёма ча-

стных инвестиций в крупные инфраструктурные проекты, стабилизация нормативных и юридических аспектов в целях обеспечения долгосрочного развития отрасли, разработка и внедрение смесительных и дозирующих технологий, надёжного технологического оборудования.

Наибольшее распространение получили бетоны: тяжёлый, мелкозернистый, облицовочный, фибробетон, самоуплотняющийся, особо высокопрочный.

Особенности испытания высокопрочного (прочность $> 65 \text{ Н/мм}^2$) и сверхвысокопрочного (прочность $> 150 \text{ Н/мм}^2$) бетона (по материалам журнала «Международное бетонное производство» за 2011–2012 гг.) рассмотрены ниже.

Испытывают образцы в виде цилиндров размером 150×150 мм и кубы с рёбрами 150 мм. Образцы и прессовые установки изготавливают в соответствии со стандартами. Установки отличаются высокой жёсткостью к кручению и минимально возможным растяжением. Процесс разрушения записывают фотокамерой со скоростью 10 000 снимков в секунду. Для записи данных и их обработки используют специальное программное обеспечение.

Активно внедряют новые испытательные технологии определения механических характеристик материалов, направленные на повышение точности, уменьшение продолжительности, упрощение установки приборов и обработки результатов опытов.

Например, описаны методология и результаты определения удобоукладываемости, реологических (предел текучести, пластическую вязкость) и механических свойств самоуплотняющегося бетона, армированного стальным волокном.

Реологические параметры вычисляют с использованием модели Бингана. В этих экспериментах готовят бетонные смеси с водоцементным отношением 0,34 и добавлением одиннадцати различных видов стального волокна: прямые, волнистые, Г-образные, с содержанием 0,5; 1; 1,54; 2 кг/м³.

Имеются руководства по расчёту пропорций, контролю и применению самоуплотняющихся бетонов. В рекомендациях Японского общества гражданских строителей выделены три типа бетонов: с использованием тонких фракций, модификаторов вязкости и смешанного применения. Бетон характеризуется и реологическими параметрами: пределом текучести (T_0) и структурной вязкости (μ). При определённой их комбинации не происходит расслаивания. Применяют современные модификаторы вязкости, изменяющие реологию бетона. Испытания направлены на изучение способности модификатора вязкости обеспечить стабильность, подвижность, среднюю плотность.

Самоуплотняющийся фибробетон активно исследуют в разных странах. Оптимизация состава бетона, распределение волокон в бетоне, исследование влияния их размеров и геометрии распределения фибры по объёму.

Интенсивно применяют стекловолоконную арматуру. Она по сравнению со стальной более легка, устойчива к агрессивной среде, не проводит магнитные волны.

Примеры комплексного подхода при возведении уникальных зданий. Строительство коммерческого банка в Германии высотой 303 м. Это пример тесного сотрудничества строителей, проектировщиков, учёных для специфических условий: достаточно мощная слоистая толща (~50 м) грунтов значительной сжимаемости, подстилаемая известняками при жёстких требованиях к величине средней осадки (≤ 25 см) и к дополнительным осадкам близко расположенных ранее построенных соседних зданий банка ($\leq 0,5$ см).

Это потребовало внедрения оригинальных конструкций фундаментов телескопической формы с заглублением их в известняки, разных шагов свай по подошве и разную их глубину.

В ходе строительства вели тщательные инструментальные наблюдения за перемещениями грунтовой толщи на глубину до 70 м, свай, соседних зданий, за нагрузениями в сваях и элементах здания.

Всё это позволило успешно выполнить поставленные задачи.

В практике всё шире применяют комплексную систему управления строительством, например, возведение объектов Москва-сити.

Эффективные конструкции соединений элементов. Внедрённые решения обеспечивают быстрое и качественное выполнение различных работ. При этом применяют высокоточную и надёжную систему инструментального контроля, новые испытательные технологии, измерительные средства.

Клеевое соединение деталей. Быстрое и надёжное склеивание или ремонт строительных элементов предлагает компания MC-Bauchemie. Клеевой раствор SX481E на основе эпоксидной смолы позволяет быстро и надёжно соединять элементы.

Жёсткие соединения арматурных стержней. Успешно внедряют новую систему соединения арматурных стержней, позволяющую быстро и безопасно создавать жёсткие арматурные каркасы и сетки. Система заменяет стандартные методы вязки проволокой и сварки. За час выполняют до 1000 соединений.

Крепёжные детали для сборных конструкций. Так, для стеновых панелей применяют крепёжную систему VS-ISI 3D. В качестве достоинств системы выделяют следующие: симметричное расположе-

ние анкерных петель; улучшенную структуру перекрёстных петель; улучшенное сцепление между бетоном и стальным профилем; гибкие технологии заполнения швов; высокую способность выдерживать нагрузки и высокую приспособляемость.

Экологически аспекты строительства. Степень воздействия строительных материалов на среду оценивают по жизненным циклам конструкций: производство материалов, монтаж, эксплуатация, утилизация.

Так, экологический аспект бетона рассматривают с учётом особенностей: добычи заполнителей (небольшое количество потребления энергии, отходов в виде пыли и воды, истощения природных ресурсов), использования гидравлического цемента (выбросы CO_2 , значительное потребление электроэнергии), использования воды (небольшое количество потребляемой энергии, истощение природных ресурсов), производства бетона (значительное потребление электроэнергии, образование большого количества отходов и пыли, загрязнение воды), процесса строительства (выброс CO_2 , значительное образование отходов, возникновение значительных рисков для жизни рабочих), процесса эксплуатации (потребление электроэнергии, эксплуатационные расходы), утилизации (расход энергии на снос, образование отходов).

Предложена шкала критериев оценки экологичности бетона с учётом следующих факторов: содержание восстановленных веществ из отходов; консервация природных ресурсов и увеличение срока эксплуатации конструкции; уменьшение объёмов токсичных веществ или других вредных выбросов; экономия энергии и воды; вклад в безопасность жизни и создание благоприятных условий труда; сокращение объёмов выбросов CO_2 ; баллы в системе рейтинговых оценок экологичности; особые направления деятельности компании.

Цемент является наиболее значительным источником выбросов CO_2 (850 кг при изготовлении 1 тонны цементного клинкера).

Используют двухступенчатый подход при создании экологичного бетона: выбор цемента с благоприятными экологическими характеристиками; уменьшение количества цемента через снижение водопотребности. Последнее достигается оптимизацией отношения вода/(цемент + известковая мука).

Эффективно использование бетонов с повышенным содержанием золы-уноса и пластификаторов. Зола-унос – каменноугольная летучая зола, получается на угольных электростанциях. В Германии до 75% её используют в строительстве в качестве наполнителя и вяжущего компонента. Применяют бетоны с повышенным содержанием летучей золы (более 50% по массе). Использование пластификаторов позволяет

снизить водоцементное отношение. Кроме того, оптимизация гранулометрической кривой просеивания позволяет улучшить уплотнение бетонной смеси.

Виды лабораторных работ, описанные в [69]:

- испытание железобетонной балки на изгиб с разрушением по нормальному сечению;
- испытание железобетонной балки на изгиб с разрушением по наклонному сечению;
- испытание железобетонной балки на внецентренное сжатие;
- испытание предварительно напряжённой железобетонной балки;
- испытание железобетонного элемента на косое внецентренное сжатие;
- испытание кирпичного столба на внецентренное сжатие;
- исследование действительной работы одноэтажного промышленного здания;
- испытание арматуры на растяжение;
- определение физико-механических характеристик бетона;
- определение прочностных характеристик каменных материалов;
- определение прочностных характеристик раствора.

В лабораториях кафедры «Конструкции зданий и сооружений» имеются лабораторные установки для испытаний:

- деревянной дощато-гвоздевой балки;
- одноэтажной однопролётной стальной рамы;
- стальной сквозной балки с параллельными поясами;
- моделей фундаментов и грунтовых оснований в пространственных стальных лотках;
- грунтов ненарушенной структуры в сдвиговых и компрессионных приборах.

В программу обучения по рассматриваемой дисциплине входят: технические обследования строительных конструкций, зданий и сооружений; наблюдение за развитием перемещений и трещин во времени.

В ГОСТах описаны методики испытания различных материалов, конструкций, соединений. Так, согласно ГОСТ 6996–66 (Сварные соединения. Методы определения механических свойств) проводят следующие виды испытаний:

- а) испытание металла различных участков сварного соединения и направленного металла на статическое кратковременное растяжение;

- б) то же на ударный изгиб (на надрезанных образцах);
- в) то же на твёрдость металла;
- г) испытание металла различных участков сварного соединения на стойкость против механического старения;
- д) испытание сварного соединения на статическое растяжение;
- е) то же на статический изгиб (загиб);
- ж) то же на ударный разрыв.

ПРИМЕРНЫЕ ТЕМЫ МАГИСТЕРСКИХ ДИССЕРТАЦИЙ, ДИПЛОМНЫХ РАБОТ ВЫПУСКНИКОВ И НАУЧНЫХ РАБОТ БАКАЛАВРОВ [59 – 61]

1. Совершенствование несущих строительных конструкций.
2. Расчёт несущих строительных конструкций с дефектами (повреждения коррозией, механические повреждения, отклонения от проектов).
3. Экспериментальные и теоретические исследования армированных оснований.
4. Экспериментальные и теоретические исследования рамных конструкций.
5. Экспериментальные и теоретические исследования рамных фундаментов.
6. Экспериментальные и теоретические исследования круглых фундаментов с несимметричной вырезкой.
7. Оценка технического состояния строительных конструкций.
8. Экспериментальное изучение влияния разного рода дефектов на напряжённо-деформированное состояние конструкций и фрагментов зданий.
9. Экспериментальные исследования напряжённо-деформированного состояния стальных рам при разных силовых воздействиях на деформируемом основании.
10. Экспериментальные исследования влияния формы фундаментов мелкого заложения на их перемещения и несущую способность (фундаменты кольцевые с симметричными вырезами, выступами, переменной толщины, с обычным и предварительно напряжённым армированием).
11. Экспериментальное исследование оснований заглублённых фундаментов при сложных схемах статического или динамического нагружения.
12. Разработка методов восстановления несущей способности конструкций с трещинами и коррозионными повреждениями.

13. Обследование технического состояния основания, несущих конструкций, зданий и сооружений. Разработка рекомендаций по восстановлению эксплуатационных качеств.

14. Организация и наблюдения за деформациями зданий и сооружений.

15. Проведение инженерно-геологических изысканий.

16. Обобщение материалов инженерно-геологических изысканий.

17. Организация и проведение статических и динамических испытаний свай.

18. Оценка сырьевых ресурсов для производства строительных материалов на территории Тамбовской области.

19. Разработка новых строительных материалов на основе различных отходов.

20. Разработка строительных конструкций из материалов, включающих отходы производства.

21. Внедрение новых технологий в производстве строительных материалов и изделий, строительно-монтажных работ.

22. Разработка строительных материалов с высокими эксплуатационными показателями.

23. Экспериментальное исследование реологических процессов в материалах, грунтовых основаниях и конструкциях.

24. Разработка проектов зданий и сооружений для сложных инженерно-геологических условий, для сложного рельефа, при значительных потенциальных деформациях.

25. Экспериментальное исследование работы строительных конструкций и материалов при сложных силовых, температурных и коррозионных воздействиях.

26. Организация и проведение контроля качества материалов, изделий, строительно-монтажных работ.

27. Исследование взаимного влияния фундаментов, близко расположенных зданий и сооружений.

28. Экспериментальное исследование механических характеристик фибробетона.

29. Внедрение способов сохранения эксплуатационных качеств оснований, конструкций, зданий и сооружений.

30. Обзор современных достижений в области производства строительных материалов и конструкций, новых технологий, средств и способов измерений, испытаний, методов расчёта, возведения уникальных зданий и сооружений, повышения их энергоэффективности, качества работ и конструкций, уменьшения затрат, внедрения химических добавок как регуляторов свойств, повышения долговечности и надёжности.

31. Разработка и внедрение нанотехнологий.
32. Разработка проекта модернизации производства.
33. Патентные исследования.
34. Исследование реологических характеристик материалов.
35. Разработка и внедрение гибридных балок.

Планирование экспериментов. Формулируют цель и задачи эксперимента, предполагаемые результаты, их точность (интервалы изменения). Разрабатывают программу и производят планирование с целью получения надёжных данных оптимальным путём. Выбирают соответствующее оборудование и средства измерения.

Рекомендуем обратиться к [64], Ю. П. Адлеру (1967), А. С. Зажи-гаеву (1978), Л. И. Седову (1981), Г. С. Ховатскому (1977), В. В. Леденёву (1995), А. С. Филипенко (2004) и др., а также действующим ГОСТам.

При этом следует учитывать: масштабные факторы, пространственный характер работы конструкций (например, степень ограничения боковых деформаций), реальные условия эксплуатации.

При выполнении НИР целесообразно обратиться к книгам следующих авторов: А. Надаи (1969), А. П. Филина (1975), В. В. Леденёва (1995), С. А. Баркалова и др. (2008).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Приведены некоторые прогрессивные направления в мировой практике с использованием, в основном, материалов из журналов «Международное бетонное производство».

Производственная деятельность сопровождается научными исследованиями. Научно-исследовательские и опытно-конструкторские разработки достаточно быстро внедряются.

Особое внимание уделяется совершенствованию контрольно-измерительной техники, точности и скорости измерений, надёжности испытательной техники.

Компании активно внедряют самоуплотняющийся бетон с обычным и предварительно напряжённым армированием, с армированием фибрами. Производство сопровождают испытаниями образцов на усовершенствованных машинах.

Интенсивно внедряют новые конструкции: гибридные, пустотелые, из самоуплотняющегося бетона повышенной, высокой и сверхвысокой прочности, сборные конструкции. Так, для производства бетонных поддонов используют практически вечные пластиковые формы из литьевых смол высочайшего качества.

Предъявляются повышенные требования к испытательным лабораториям. Во всех странах имеются стандарты к испытательному оборудованию, приборам и опытным образцам.

Прочность бетона оценивают при сжатии цилиндров диаметром 150 мм высотой 300 мм или кубиков с рёбрами 150 мм. Большое внимание уделяют поверхностной подготовке образцов (шлифованием или наращиванием материалами с серой).

В лабораториях моделируют климатические и другие условия. Например, имитируют твердение бетона в зимних условиях (5...15 °С) и летних (22...34 °С).

Активно внедряют защитные меры против коррозии бетона и стали, например, пластиковую обшивку трубопроводов канализационных систем. Широко применяют системы с минимальными самоочищающимися уклонами.

Результаты деятельности активно обсуждают и пропагандируют на многочисленных выставках в разных странах. Выполняют анализ существующего или нового, выбирают техническое оборудование. При этом предлагают для заказчика системы и решения.

Совершенствуют машины и оборудование для изготовления бетона и железобетонных конструкций, производства сварочных работ.

Оборудование отличается высоким качеством, надёжностью, доступностью, минимальными издержками на техобслуживание.

Опытные образцы изделий изготавливают с учётом реальных условий на производстве. Проводят испытания кернов диаметром 5 см с определением: плотности в сухом состоянии и в свежем, прочности на сжатие, коэффициентов разброса прочности, водопоглощения, пористости. Уделяют большое внимание и изучению механизма разрушения образцов с использованием высокоскоростных фотокамер (до 10 000 снимков в секунду).

Широко практикуют специализацию по отдельным видам работ, например, по производству анкерных систем для сборного железобетона или стеновых кронштейнов.

Многие фирмы являются мировыми лидерами в производстве инновационных решений. Они заново определили понятия производительность, гибкость, эффективность, надёжный партнёр, сотрудничество с другими компаниями.

Некоторые компании являются ведущими производителями тестового оборудования неразрушающего контроля, например, влажности, прочности, местоположения арматуры, пустот, оценки параметров коррозии, температуры (см. Б.Ж. 2011. № 3).

Ведущие предприятия рынка всегда находятся в поиске новейших разработок, обнаруживают новые тенденции, используют преимущества эффективных материалов, конструкций и технологий. Такими конструктивными решениями являются монолитные сборные железобетонные конструкции и сборные железобетонные конструкции для модульного строительства зданий. Основными требованиями являются высокое качество продукции, эстетичный внешний вид, высокая точность изготовления.

Строгие требования к качеству стимулируют производство высокоточных приборов измерения.

Разрабатывают, испытывают и внедряют конструкции, узлы их соединений для сейсмических зон. Ставится задача обеспечить максимальную эффективность, способность ограничивать повреждения и обеспечить простоту восстановления.

Примером могут служить подготовительные работы к осуществлению грандиозного проекта – расширение Панамского канала. Это будет один из крупнейших и сложнейших инженерных проектов, реализованный человеком. Для шлюзов и бассейнов требуется 250 тыс. тонн стальной арматуры. Требуется особо точное оборудование, в том числе, испытательное.

Научное сопровождение проекта будет реализовано на всех этапах.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Абуханов, А. З.** Механика грунтов : учебное пособие / А. З. Абуханов. – Ростов-на-Дону : Феникс, 2006. – 352 с.
2. **Алешин, Н. Н.** Электросейсмоакустические методы обследования зданий : монография / Н. Н. Алешин. – Москва : Стройиздат, 1982. – 158 с.
3. **Антонов, В. М.** Экспериментальные исследования армированных оснований : монография / В. М. Антонов. – Тамбов : Изд-во ТООУ ВПО «ТГТУ», 2011. – 80 с.
4. **Аронов, Р. И.** Испытания сооружений : учебное пособие / Р. И. Аронов. – Москва : Высшая школа, 1974. – 187 с.
5. **Белл, Дж. Ф.** Экспериментальные основы механики деформируемых твёрдых тел: В 2 ч. Ч. 1. Малые деформации. – 600 с. Ч. 2. Конечные деформации. – 432 с. / пер. с англ. ; под ред. А. П. Филина. – Москва : Наука, 1984.
6. **Болдырев, Г. Г.** Определение деформационных характеристик грунтов различными лабораторными методами / Г. Г. Болдырев, Д. В. Арефьев, А. В. Гордеев // Инженерные изыскания. Август, 2010. – С. 16 – 23.
7. **Болдырев, Г. Г.** Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса : монография / Г. Г. Болдырев. – Пенза : ПГУАС, 2008. – 696 с.
8. **Бугров, А. К.** Исследование грунтов в условиях трёхосного сжатия : монография / А. К. Бугров, Р. М. Нарбут, В. П. Синидин. – Ленинград : Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1987. – 184 с.
9. **Боровских, А. В.** Силовое сопротивление пространственных железобетонных конструкций в условиях эксплуатации : монография / А. В. Боровских. – Москва : АСВ, 2011. – 280 с.
10. **Волченко, В. Н.** Контроль качества сварных конструкций : учебное пособие / В. Н. Волченко. – Москва : Машиностроение, 1986. – 152 с.
11. **Горачек, Е.** Прочность и жёсткость стыковых соединений панельных конструкций: опыт СССР и ЧССР / Е. Горачек и др.; под ред. В. И. Лишака. – Москва : Стройиздат, 1980. – 192 с.
12. **ГОСТ 10180–90.** Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
13. **ГОСТ 12004–81***. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. – Введ. 01.07.1983.

14. **ГОСТ 12248–2011.** Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – Москва : Изд-во стандартов, 1996. – 63 с.

15. **ГОСТ 12536–79.** Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава.

16. **ГОСТ 12730.0–78.** Бетоны. Общие требования к методам определения плотности, влажности, водопоглощения, пористости и водонепроницаемости.

17. **ГОСТ 18405–86.** Бетоны. Правила определения прочности.

18. **ГОСТ 19912–2001.** Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. – Введ. 01.01.2001. – Москва : Госстрой России: Изд-во стандартов, 2001. – 25 с.

19. **ГОСТ 19912–81 (1987).** Грунты. Метод полевого испытания динамическим зондированием.

20. **ГОСТ 20069–81.** Грунты. Метод полевого испытания статическим зондированием. – Введ. 31.12.1980. – Москва : Изд-во стандартов, 1982. – 20 с.

21. **ГОСТ 20276–2001.** Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. – Введ. 01.07.2000. – Москва : Госстрой России: Изд-во стандартов, 1999. – 32 с.

22. **ГОСТ 20276–99.** Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. – Москва : Изд-во стандартов, 2000. – 28 с.

23. **ГОСТ 20522–96.** Грунты. Методы статической обработки результатов испытаний. – Введ. 08.01.1996. – Москва : Минстрой России: Изд-во стандартов, 1996. – 25 с.

24. **ГОСТ 21719–80.** Грунты. Методы полевых испытаний на срез в скважинах и в массиве.

25. **ГОСТ 22690–90.** Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.

26. **ГОСТ 22904–93.** Конструкции железобетонные. Магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры.

27. **ГОСТ 22960–88.** Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.

28. **ГОСТ 23061–90.** Грунты. Методы радиоизотопных измерений плотности и влажности. – Введ. 11.06.1990. – Москва : Изд-во стандартов, 1991. – 49 с.

29. **ГОСТ 24332–88.** Кирпич и камни силикатные. Ультразвуковой метод определения прочности при сжатии.

30. **ГОСТ 24846–81.** Грунты. Методы измерений деформаций оснований зданий и сооружений. – Введ. 01.01.1982. – Москва : Изд-во стандартов, 1986. – 26 с.

31. **ГОСТ 24992–81.** Конструкции каменные. Методы определения прочности сцепления в каменной кладке.

32. **ГОСТ 27751–88.** Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчёту. – Введ. 25.03.1988. – Москва : Изд-во стандартов, 1999. – 7 с.

33. **ГОСТ 28570–90.** Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобраным из конструкции.

34. **ГОСТ 30672–99.** Грунты. Полевые испытания. Общие положения. – Введ. 1999.12.23. – Москва : Госстрой России: Изд-во стандартов, 1999. – 13 с.

35. **ГОСТ 5180–84.** Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.

36. **ГОСТ 5686–78.** Сваи. Методы полевых испытаний.

37. **ГОСТ 5686–94.** Грунты. Методы полевых испытаний сваями.

38. **ГОСТ 5802–86.** Растворы строительные. Методы испытаний.

39. **ГОСТ 6996–66.** Сварные соединения. Методы определения механических свойств. – Москва : Изд-во стандартов, 1967.

40. **ГОСТ 8462–85.** Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе.

41. **ГОСТ 8829–94.** Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жёсткости и трещиностойкости. – Введ. 17.07.97.

42. **ГОСТ Р 53778–2010.** Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинг технического состояния. – Москва : Стандартинформ, 2010. – 66 с.

43. **ГОСТ Р ИСО/МЭК 17025–2006.** Общие требования к компетентности испытательных и калибровочных лабораторий.

44. **Долидзе, Д. Е.** Испытание конструкций и сооружений : учебное пособие / Д. Е. Долидзе. – Москва : Высшая школа, 1975. – 252 с.

45. **Дудлер, И. В.** Комплексные исследования грунтов полевыми методами : монография / И. В. Дудлер. – Москва : Стройиздат, 1979. – 132 с.

46. **Еременок, П. Л.** Каменные и армокаменные конструкции : учебное пособие / П. Л. Еременок, И. П. Еременок. – Киев : Вища школа. Головное изд-во, 1981. – 224 с.

47. **Зайцев, Ю. В.** Механика разрушения для строителей : учебное пособие / Ю. В. Зайцев. – Москва : Высшая школа, 1991. – 288 с.
48. **Зайцев, Ю. В.** Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения : монография / Ю. В. Зайцев. – Москва : Стройиздат, 1982. – 196 с.
49. **Золотухин, Ю. Д.** Испытание строительных конструкций : учебное пособие / Ю. Д. Золотухин. – Минск : Высшая школа, 1983. – 208 с.
50. **Ильичев, В. А.** Особенности геомониторинга при возведении подземных сооружений в условиях тесной городской застройки / В. А. Ильичев, П. А. Коновалов, Н. С. Никифорова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – № 4. – С. 20 – 26.
51. **Инструкция** по наблюдению за движением земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений // Госгортехнадзор России. – Москва, 1997. – 73 с.
52. **Обследования** и испытания зданий и сооружений / В. Г. Казачек, Н. В. Нечаев, С. Н. Хотенко и др. ; под ред. В. И. Римшина. – Москва : Высшая школа, 2007. – 655 с.
53. **Калинин, В. М.** Обследование и испытания конструкций зданий и сооружений / В. М. Калинин, С. Д. Сокова, А. Н. Топилин. – М. : ИНФРА-М, 2005. – 336 с.
54. **Экспериментальные** методы исследования деформаций и напряжений : справочное пособие / Б. С. Касаткин и др. – Киев : Наук. думка, 1981. – 583 с.
55. **Испытание** сборных железобетонных конструкций : учебное пособие / А. Г. Комар, Е. Н. Дубровин, В. С. Кержнерелко, В. С. Зеленский. – Москва : Высшая школа, 1980. – 269 с.
56. **Коновалов, П. А.** Основания и фундаменты реконструируемых зданий : монография / П. А. Коновалов, В. П. Коновалов. – Москва : АСВ, 2011. – 384 с.
57. **Коревицкая, М. Г.** Неразрушающие методы контроля качества железобетонных конструкций : монография / М. Г. Коревицкая. – Москва : Высшая школа, 1989. – 79 с.
58. **Костин, П. П.** Физико-механические испытания сплавов и неметаллических материалов : монография / П. П. Костин. – Москва : Машиностроение, 1990. – 256 с.
59. **Леденёв, В. В.** Основные определения и принципы механики : терминологический словарь / В. В. Леденёв, А. В. Худяков. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2012. – 96 с.

60. **Леденёв, В. В.** Современные проблемы науки, техники и технологии : методические указания / В. В. Леденёв, А. В. Худяков. – Тамбов : Изд-во ТГТУ, 2010. – 32 с.

61. **Леденёв, В. В.** Теоретические основы механики деформирования и разрушения : монография / В. В. Леденёв, В. Г. Однолько, З. Х. Нгуен. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2013. – 312 с.

62. **Лещинский, М. Ю.** Испытания бетона : справочное пособие / М. Ю. Лещинский. – Москва : Стройиздат, 1980. – 360 с.

63. **Неразрушающие** методы испытания бетона: Совр. изд. СССР–ГДР : монография / О. В. Лужин и др. – Москва : Стройиздат, 1985. – 236 с.

64. **Обследование** и испытание сооружений / О. В. Лужин, А. Б. Злочевский, И. А. Горбунов, В. А. Волхов. – Москва : Стройиздат, 1987. – 263 с.

65. **Мариупольский, Л. Г.** Исследования грунтов для проектирования и строительства свайных фундаментов : монография / Л. Г. Мариупольский. – Москва : Стройиздат, 1989. – 199 с.

66. **Марчук, А. Н.** Статическая работа бетонных плотин : монография / А. Н. Марчук. – Москва : Энергоиздат, 1983. – 208 с.

67. **Техническая** эксплуатация жилых зданий / С. Н. Нотенко, В. И. Римшин, А. Г. Ройтман и др. ; под ред. В. И. Римшина и А. М. Стражникова. – Москва : Высшая школа, 2008. – 638 с.

68. **Оборудование** лабораторий строительно-монтажных организаций и предприятий стройиндустрии: справочник строителя // Госстрой СССР. ЦНИИОМТП. – Москва : Стройиздат, 1984. – 76 с.

69. **Плевков, В. С.** Лабораторные работы по курсу «Железобетонные и каменные конструкции» : учебное пособие / В. С. Плевков, А. И. Мальганов, И. В. Балдин. – Томск : Изд-во Том. гос. архит.-строит. ун-та, 2008. – 189 с.

70. **Поляков, С. В.** Сейсмостойкие конструкции зданий : монография / С. В. Поляков. – Москва : Высшая школа, 1983. – 304 с.

71. **Попов, Л. Н.** Лабораторный контроль строительных материалов и изделий : справочник / Л. Н. Попов. – Москва : Стройиздат, 1986. – 349 с.

72. **Потапова, Л. Б.** Механика материалов при сложном напряжённом состоянии. Как прогнозируют предельные напряжения : монография / Л. Б. Потапова, В. П. Ярцев. – Москва : Машиностроение-1, 2005. – 244 с.

73. **Пригоровский, Н. И.** Методы и средства определения полей деформаций и напряжений : справочник / Н. И. Пригоровский. – Москва : Машиностроение, 1983. – 248 с.

74. **Разоренов, В. Ф.** Пенетрационные испытания грунтов: (Теория и практика применения) : монография / В. Ф. Разоренов. – Москва : Стройиздат, 1980. – 248 с.

75. **Руководство** по инженерным изысканиям для строительства // ПНИИС Госстроя СССР. – Москва : Стройиздат, 1982. – 144 с.

76. **Саламахин, П. М.** Проектирование мостовых и строительных конструкций : монография / П. М. Саламахин. – Москва: КНОРУС, 2011. – 408 с.

77. **Испытания** фрагментов сборных железобетонных колонн каркаса ЭАСС КАСКАД / А. С. Семченков и др. // Бетон и железобетон. – 2011. – № 3. – С. 9 – 13.

78. **СНиП 2.05.03–84***. Мосты и трубы / Минстрой России. – Москва : ГП ЦПП, 1996. – 214 с.

79. **СП 11-104-97**. Инженерно-геодезические изыскания для строительства. – Введ. 14. 10.1997. – Москва : Госстрой России: Изд-во стандартов, 1997. – 71 с.

80. **СП 13-102-2003**. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – Москва : Госстрой РФГУ ЦПП. – 2003. – 28 с.

81. **СП 24.13330.2011**. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85.

82. **Справочник** по инженерной геологии – 3-е изд., перераб. и доп. / под ред. М. В. Чурикова. – Москва : Нера, 1981. – 325 с.

83. **Тетиор, А. Н.** Обследование и испытание сооружений : учебное пособие / А. Н. Тетиор, В. Н. Померанец. – Киев : Вища школа. Головное изд-во, 1988. – 207 с.

84. **Трофименков, Ю. Г.** Полевые методы исследования строительных свойств грунтов : монография / Ю. Г. Трофименков, Л. Н. Воробков. – Москва : Стройиздат, 1981. – 215 с.

85. **Ушаков, И. И.** Основы диагностики строительных конструкций : учебное пособие / И. И. Ушаков, Б. А. Бондарев. – Ростов-на-Дону : Феникс, 2008. – 204 с.

86. Об обеспечении единства измерений : федер. закон РФ № 102 от 26 июня 2008 г.

87. **Физдель, И. А.** Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы устранения : учебное пособие / И. А. Физдель. – Москва : Стройиздат, 1987. – 336 с.

88. **Фокин, М. Н.** Методы коррозионных испытаний металлов : учебное пособие / М. Н. Фокин, К. А. Жигалова. – Москва : Металлургия, 1986. – 80 с.

В пособии использованы материалы, опубликованные в последние 10 лет в журналах: «Известия вузов», «Строительство», «Бетон и железобетон», «Основания, фундаменты и механика грунтов», «Инженерная геология», «Строительство в США», «Международное бетонное производство». Ссылок на них в тексте не приводится. Так, журнал «Бетон и железобетон» в тексте обозначен – Б.Ж., «Основания, фундаменты и механика грунтов» – ОФимГ, «Инженерная геология» – И.Г.

При организации и проведении научно-исследовательских экспериментальных работ рекомендуем обратиться к следующей литературе: [5, 6, 7, 32, 43, 58 – 61, 72, 73, 86].

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. ГРУНТЫ ОСНОВАНИЯ	4
1.1. Лабораторные исследования	4
1.2. Полевые методы испытания	16
2. ИСПЫТАНИЕ МЕТАЛЛОВ	50
2.1. Контрольно-измерительная аппаратура	50
2.1.1. Измерение линейных и угловых перемещений	50
2.1.2. Приборы для измерения условий	57
2.2. Механические способы определения прочности бетона	61
2.2.1. Прямые способы	61
2.2.2. Механические методы испытаний	68
2.3. Определение трещиностойкости и реологических свойств	85
2.4. Испытания металла	88
2.5. Испытание кирпича, раствора и кладки	92
3. ИСПЫТАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ	98
3.1. Способы создания нагрузок	98
3.2. Схема загрузки конструкций	103
3.3. Требования к установке приборов	107
3.4. Примеры испытания конструкций	109
3.5. Схемы испытания свай и фундаментов	136
4. ИСПЫТАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОКРАТНО ПОВТОРНОЙ СТАТИЧЕСКОЙ И ДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКАМИ	140
4.1. Способы создания нагрузок	140
4.2. Автоматизация механических испытаний	155
4.3. Испытание конструкций импульсной нагрузкой	157
4.4. Натурные динамические испытания	161

5. НЕРАЗРУШАЮЩИЕ МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЙ БЕТОНА	164
5.1. Методы, основанные на использовании механических колебаний	164
5.2. Радиационные методы	175
5.3. Магнитные и электромагнитные методы	176
5.4. Электрические методы	178
5.5. Термодефектоскопия строительных конструкций	179
5.6. Комплексные методы испытаний	180
6. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ЗДАНИЯМИ И СООРУЖЕНИЯМИ. СТАТИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ	183
6.1. Приборы и приспособления	183
6.2. Наблюдения за зданиями и сооружениями	189
6.3. Натурные испытания зданий и сооружений	196
7. МЕТРОЛОГИЯ И КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА	203
7.1. Стандартизация и метрология	203
7.2. Контроль качества строительных конструкций	204
7.3. Организация контроля качества изделий на предприятиях ..	212
ПРИМЕРНЫЕ ТЕМЫ МАГИСТЕРСКИХ ДИССЕРТАЦИЙ, ДИПЛОМНЫХ РАБОТ ВЫПУСКНИКОВ И НАУЧНЫХ РАБОТ БАКАЛАВРОВ	226
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	229
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	231

Учебное издание

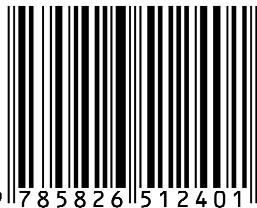
ЛЕДЕНЁВ Виктор Васильевич
ЯРЦЕВ Виктор Петрович
ОДНОЛЬКО Валерий Григорьевич

ИСПЫТАНИЕ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ, МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие

Редактор И. В. К а л и с т р а т о в а
Инженер по компьютерному макетированию М. Н. Р ы ж к о в а

ISBN 978-5-8265-1240-1



9 785826 512401

Подписано в печать 20.01.2014.
Формат 60×84/16. 13,95 усл. печ. л.
Тираж 100 экз. Заказ № 20

Издательско-полиграфический центр
ФГБОУ ВПО «ТГТУ»
392000, Тамбов, ул. Советская, 106, к. 14.
Тел./факс (4752) 63-81-08, 63-81-33.
E-mail: izdatelstvo@admin.tstu.ru