ОГЛАВЛЕНИЕ

1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.....4

1.1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ УЗЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ НАГРУЗОК.....4

1.1.1. ПРИБОРЫ ДЛЯ ВИЗУАЛЬНОГО И ИЗМЕРИТЕЛЬНОГО КОНТРОЛЯ (ВИК). 4

1.2. ВЛИЯНИЕ РАЗЛИЧНЫХ УСЛОВИЙ НА РЕЗУЛЬТАТ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.....27

2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....40

2.1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ УЗЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ НАГРУЗОК. 40

2.2. ВЛИЯНИЕ РАЗЛИЧНЫХ УСЛОВИЙ НА РЕЗУЛЬТАТ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ 60

2.2.1. ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПОВЫШЕННЫХ И ПОНИЖЕННЫХ ТЕМПЕРАТУРАХ (НА СТАДИИ ВОЗВЕДЕНИЯ И НА СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ). 60

2.2.2. ОСОБЕННОСТИ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ УЗЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....67

2.2.3. ВЛИЯНИЕ ПОВТОРНЫХ СТАТИЧЕСКИХ И ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЖЕНИЙ НА РАБОТУ УЗЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ УЗЛОВ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....72

2.2.4. ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ИХ НАГРУЖЕНИИ 74

2.2.5. ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ УДАРНО-ИМПУЛЬСНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА РАЗЛИЧНЫЕ ТИПЫ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ 77

2.2.6. ПРОВЕРКА ЭФФЕКТИВНОСТИ СПОСОБОВ ВОССТАНОВЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. 85

2.2.7. ВЛИЯНИЕ СТЕПЕНИ ИЗНОСА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА СНИЖЕНИЕ ПРЕДЕЛА ОГНЕСТОЙКОСТИ.....88

3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ 91

3.1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ УЗЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ НАГРУЗОК. 91

3.1.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. 91

3.1.2. ИЗМЕРИТЕЛЬНЫЕ ПРИБОРЫ И МЕТОДЫ РЕГИСТРАЦИИ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЯХ.....96

3.1.2. ОСОБЕННОСТИ ИССЛЕДОВАНИЯ УЗЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....97

3.1.3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ И УЗЛОВ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ. 98

3.2. ВЛИЯНИЕ РАЗЛИЧНЫХ УСЛОВИЙ НА РЕЗУЛЬТАТ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ 102

3.2.1. ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ КОМБИНИРОВАННЫХ СИСТЕМ. 102

3.2.2. ОСОБЕННОСТИ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ УЗЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....104

3.2.3. ВЛИЯНИЕ ПОВТОРНЫХ СТАТИЧЕСКИХ И ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЖЕНИЙ НА РАБОТУ УЗЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ УЗЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ.....107

3.2.4. ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ НАГРУЖЕНИИ. 109

3.2.5. ПРОВЕРКА ЭФФЕКТИВНОСТИ СПОСОБОВ ВОССТАНОВЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. 113

4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ И КОМБИНИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ 117

4.1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ УЗЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ НАГРУЗОК. 117

4.1.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СВОЙСТВ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ И КОМБИНИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. 117

4.1.2. ИЗМЕРИТЕЛЬНЫЕ ПРИБОРЫ И МЕТОДЫ РЕГИСТРАЦИИ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЯХ. 118

4.1.3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ И КОМБИНИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИХ УЗЛОВ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ. 121

4.1.4. ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ И КОМБИНИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПОВЫШЕННЫХ И ПОНИЖЕННЫХ ТЕМПЕРАТУРАХ. ... .125

4.1.5. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ И КОМБИНИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИХ УЗЛОВ ДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ 127

4.2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТРУБОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕРЕВЯННО-КОМПОЗИЦИОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ..132

4.2.1. ИССЛЕДОВАНИЯ КОМБИНИРОВАННЫХ СТАЛЕБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ВИДЫ СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. 132

4.2.2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОМБИНИРОВАННЫХ СТАЛЕБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. 137

4.2.3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОМБИНИРОВАННЫХ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. 140

4.2.4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕРЕВЯННО-КОМПОЗИЦИОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. 142

АННОТАЦИЯ

Целью освоения дисциплины «Экспериментальные исследования работы конструкций, зданий и сооружений» является углубление уровня освоения компетенций обучающегося в области изучения действительной работы строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений, применяемых при экспериментальных исследованиях строительных конструкций методах и технологиях.

1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. Экспериментальные исследования работы узлов и соединений металлических конструкций при действии различных видов нагрузок.

1.1.1. Приборы для визуального и измерительного контроля (ВИК).

Первым шагом в экспериментальных исследованиях узлов и соединений металлических конструкций является визуальный и экспериментальный контроль. Визуальный контроль соединений проводится невооруженным глазом. Разрешается применение луп с увеличением до 7 кратного.

Для измерительного контроля следует применять приборы и инструменты, класс точности которых обеспечивает надежное определение измеренных величин с погрешностью, не более, указанной в таблице 1.

Измерительные инструменты и приборы должны периодически проходить проверку в метрологических службах в сроки установленные НТД на соответствующие приборы и инструменты, погрешность измерений при измерительном контроле не должна превышать указанную в ца 1.1, если конструкторской документацией не предусмотрены более жесткие требования.

Таблица 1.1

Допустимая погрешность измерений при измерительном контроле

Диапазон измеряемой величины, мм		Погрешность измерений, мм
	до 0,5	0,1
Свыше 0,5	до 1,0	0,2
Свыше 1,0	до 1,5	0,3
Свыше 1,5	до 2,5	0,4
Свыше 2,5	До 4,0	0,5
Свыше 4,0	до 6,0	0,6
Свыше 6,0	до 10	0,8

Свыше 10		1,0

Визуальный и измерительный контроль соединений проводится в соответствии с требованиями конструкторской документацией ПБД.

Визуальный контроль производится невооруженным глазом с расстояния до контролируемой поверхности 250 - 600 мм, а в сомнительных местах при помощи лупы с оптическим увеличением до 7-кратного,

Измерительный контроль размеров углублений между валиками и чешуйчатости поверхности, ширины и выпуклости (вогнутости) поверхности шва, выпуклости и вогнутости шва, смещения кромок сваренных деталей на выполненных сварных соединениях следует проводить в соответствии с нормативной документацией.

Измерительный контроль конструкционных элементов следует проводить для проверки:

- толщины деталей;
- овальности трубопроводов;
- угла разделки кромок;
- глубины разделки кромок;
- размера притупления кромок;
- положения вершины разделки;
- размеров остающихся подкладных колец и расплавляемых вставок;
- перпендикулярности подготовленных под сварку цилиндрических изделий к их осям;
- размеров расточки (калибровки, раздачи) концов труб (патрубков, штуцеров);
- минимальной фактической толщины стенки на концах подготовленных под сварку деталей после расточки (раздачи) и зачистки.

Для измерения толщины стенок деталей допускается применять физические методы контроля (ультразвуковые дефектоскопы, толщиномеры и другие средства измерений).

Детали трубопроводов следует измерять не менее чем в трех местах, расположенных равномерно по периметру стыка.

Собранная под сварку сборочная единица (узел) подлежит маркировке (при необходимости) и приемке отделом технического контроля (или другими выделенными этой службой для этой цели, специалистами), о чем проводится запись в специальном журнале или Маршрутном (технологическом) паспорте, и должна проводиться в следующей последовательности.

Результаты визуального послойного контроля сварных соединений, контроль которых радиографическим или ультразвуковым методами невозможен, считаются удовлетворительными, если выдержаны требования по нормам на поверхностные дефекты.

При визуальном контроле необходимо проверять также качество подготовки сварных соединений изделий для проведения последующих контрольных операций неразрушающими методами. Измеренные характеристики геометрического положения осей и поверхностей сваренных деталей (излома, перпендикулярности) должны соответствовать требованиям конструкторской документации.

Заварка дефектов в одном и том же месте допускается не более двух раз.

Резьбовые соединения, в том числе крепеж, должны выполняться по соответствующим государственным стандартам.

На Рисунок 1.1 показан стандартный комплект для ВИК.

Рисунок 1.1 Комплект ВИК

Твёрдость - свойство материала не испытывать пластической деформации вследствие местного контактного воздействия. Измерение твердости – неразрушающий метод, позволяющий с некоей долей вероятности провести пересчет полученных экспериментально значений в другие механические характеристики стали, необходимые для определения несущей способности металлоконструкции. Все основные методы определения твердости основаны на внедрении в поверхность металлоконструкции или в поверхность образца, вырезанного из металлоконструкции, контрольного тела – индентора под воздействием приложенной нагрузки Р (квазистатической или ударной). После снятия нагрузки и удаления индентора измеряют величину отпечатка. Методы измерения твердости разделяют на лабораторные (в условиях специализированных лабораторий) и натурные. лабораторные методы определения твердости классифицируют по способам измерения величины отпечатка:

- методы, в которых о величине твердости судят по площади поверхности отпечатка: методы измерения твердости по Бринеллю и Виккерсу;
- методы, в которых о величине твердости судят по глубине отпечатка. Среди них самый распространенный – метод измерения твердости по Роквеллу.

Для натурных методов наряду с методами, оставляющими отпечаток на поверхности металлоконструкции, применяют методы, основанные на упругом отскоке ударника (динамические) и ультразвуковые.

Испытательные машины. Испытания на растяжение.

Испытания на растяжение проводятся на разрывных или универсальных испытательных машинах, которые должны соответствовать требованиям ГОСТ 28840. Внешний вид одной из испытательных машин представлен на Рисунок 1.2.

Измерение размеров образцов проводится штангенциркулями и микрометрами. Штангенциркули должны соответствовать требованиям ГОСТ 166-89, а микрометры должны соответствовать требованиям ГОСТ 6507.

Допускается применение и других измерительных средств, обеспечивающих измерение с погрешностью, не превышающей указанную в п. 3.1. ГОСТ 1497-84. Испытательные машины должны обеспечить скорость относительной деформации рабочей части образца на стадии текучести в пределах от 0,00025 до 0,0025 с-1. Скорость относительной деформации должна поддерживаться по возможности постоянной.

Рисунок 1.2. Универсальная испытательная машина МР-100

Определение свойств материалов металлических конструкций.

При экспериментальном исследовании металлических конструкций в первую очередь необходимо определить характеристики стали, из которой изготовлены конструкции, то есть установить марку стали, соответствие свойств стали стандарту на сталь этой марки и ее расчетным характеристикам. Для этого, по мере необходимости, определяют ее следующие характеристики:

- марку стали или ее аналог в соответствии с действующими ГОСТ и ТУ на поставку металла;
- прочностные характеристики — предел текучести, временное сопротивление;
- пластичность — относительное удлинение и относительное сужение;

- склонность к хрупкому разрушению — величину ударной вязкости при различных температурах и в результате старения;
- свариваемость (в необходимых случаях).

Регламентируемый комплекс свойств стали, требуемый для группы конструкций и условий их эксплуатации, устанавливается согласно СП 16.13330.2017.

Исходными материалами для оценки качества стали являются рабочие чертежи и сертификаты на металл, электроды, сварочную проволоку, метизы, а также нормативные документы, действовавшие в период возведения объекта. При отсутствии рабочих чертежей или сертификатов, а также при недостаточности содержащихся в них сведений при обнаружении в конструкции повреждений, которые могли быть вызваны низким качеством стали (расслой, хрупкие трещины и т.д.), а также при изыскании резервов несущей способности конструкций определение качества стали производят путем лабораторного исследования образцов, изготовленных из проб, отобранных из обследуемых конструкций. При лабораторном исследовании образцов стали, при необходимости, определяют химический состав, механические характеристики и другие показатели, необходимые для оценки состояния металла обследуемых конструкций.

Из элементов конструкций пробы отбирают в местах с наименьшим напряжением — из неприкрепленных полок уголков, полок на концевых участках балок и т.п. При отборе пробы должна быть обеспечена прочность данного элемента конструкции, в необходимых случаях места отбора должны быть усилены или устроены страхующие приспособления. Отбор проб металла из металлических конструкций, изготовление и испытание образцов стали с целью определения их характеристик производят в соответствии с техническим заданием или программой работ и с учетом требований стандартов.

Порядок отбора проб для механических испытаний образцов производят в соответствии с ГОСТ 7564. Изготовление образцов и их испытание на

растяжение производят по ГОСТ 1497. Нормативные значения предела текучести или временного сопротивления стали определяют на основании образцов, отобранных из конструкций и испытанных в соответствии с ГОСТ 1497, или назначают в соответствии с марками стали обследуемых конструкций в соответствии с нормами, действующими в период выплавки исследуемой стали.

Марку стали устанавливают на основании химического или спектрального анализа путем сопоставления с нормами действующих стандартов. Расчетные сопротивления стали не должны превышать значений, установленных ГОСТами, действовавшими в период выплавки исследуемой стали по табл. В.3 Приложения В СП 13-102-2003.

Для элементов конструкций, имеющих коррозионный износ с потерей более 25 % площади поперечного сечения или остаточную после коррозии толщину 5 мм и менее, расчетные сопротивления должны умножаться на коэффициент γ_α, принимаемый равным 0,95 для слабоагрессивных, 0,9 — для среднеагрессивных и 0,85 — для сильноагрессивных сред.

Для определения качества стали заклепок в заклепочных соединениях определяют химический состав металла заклепок и его временное сопротивление срезу. Химический состав стали заклепок определяют по ГОСТ 22536.0. Временное сопротивление срезу материала заклепок допускается определять по результатам испытаний на растяжение по ГОСТ 1497 стандартных цилиндрических образцов диаметром 10 мм, вырезанных из этих заклепок. При этом значение временного сопротивления срезу принимают равным произведению временного сопротивления разрыву на коэффициент 0,58.

При определении механических свойств стали болтов производят испытание болтов на разрыв, испытание образцов на растяжение, измерение твердости, а в необходимых случаях определяют ударную вязкость. Для гаек измеряют твердость. Испытание болтов на разрыв производят с навинченной гайкой по ГОСТ 1759.0.

Химический состав стали болтов определяют по ГОСТ 22536.0.

Расчетное сопротивление срезу $R_{вs}$ и растяжению $R_{вt}$ болтов, а также сжатию элементов, соединенных болтами, $R_{ер}$ принимают по СП16.13330.2017. Если класс прочности болтов установить невозможно, то расчетное сопротивление принимают как для болтов класса прочности 4,6 при расчете на срез и класса прочности 4,8 при расчете на растяжение.

Контроль качества сварных соединений металлических конструкций необходимо осуществлять методами, указанными в таблице 40 СНиП 3.03.01.

При оценке качества стали сварных соединений, по мере необходимости, определяют механические свойства металла шва испытанием на растяжение цилиндрических образцов из сварного шва, ударную вязкость металла шва и околошовной зоны при одной из отрицательных температур: минус 20 °С или минус 40 °С; прочность и пластичность стыковых сварных соединений — испытанием на растяжение и изгиб в холодном состоянии плоских образцов сварных соединений, твердость металла шва и околошовной зоны. Требования к образцам, к их отбору и к методам испытаний должны соответствовать ГОСТ 6996.

Расчетные сопротивления сварных соединений назначают с учетом марки стали, сварочных материалов, видов сварки, положения швов и способов контроля, используя указания СНиП II-23. При необходимости усиления конструкций с применением электросварки определяют свариваемость стали усиливаемых элементов путем сравнения их углеродных эквивалентов.

Приборы для статических и динамических испытаний строительных конструкций. В зависимости от характера внешнего воздействия различают испытания строительных конструкций статической и динамической нагрузками. При статических испытаниях величина нагрузки на этапе загружения остается неизменной, при динамических – нагрузка изменяет свою величину по определенному закону. Во время статических испытаний растяжение, сжатие, изгиб, кручение и срез сопровождаются линейными деформациями, прогибами, углами поворотов и сдвигами. Эти деформации

измеряются приборами как с непосредственным снятием отсчетов по их шкалам, так и с помощью измерительных преобразователей, работающих дистанционно. Линейные деформации, перемещения и прогибы измеряют прогибомерами и индикаторами часового типа, углы поворота – клинометрами, смещение параллельных волокон при сдвиге – сдвигомерами, фибровые деформации – тензометрами и тензорезисторами. Прогибомер Н. Н. Аистова (

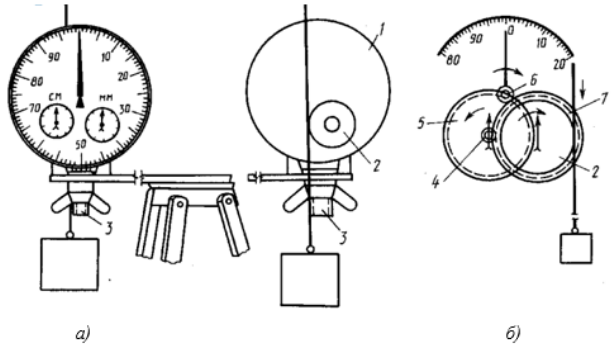


Рисунок 1.3) имеет металлический корпус, внутри которого расположен механизм, позволяющий выполнять отсчеты по трем шкалам (две малые дают перемещения в миллиметрах и сантиметрах, большая – в долях миллиметра.

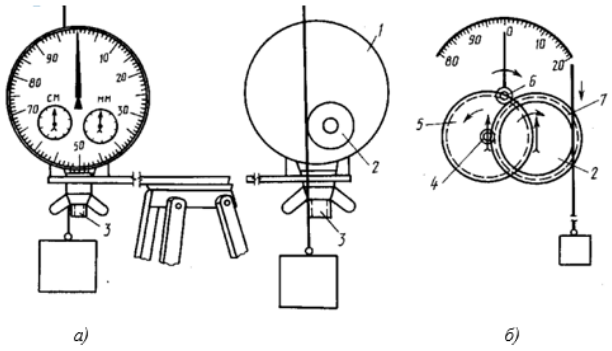


Рисунок 1.3. – Прогибомер ПАО-6 системы Н. Н. Аистова: а – общий вид; б – кинематическая схема; 1 – корпус; 2 – ролик; 3 – винты для крепления прибора; 4, 5 – соответственно трибка и шестеренка миллиметровой шкалы; 6 – трибка большой шкалы; 7 – шестеренка сантиметровой шкалы.

Индикаторы используют для измерения небольших перемещений в диапазоне от 0,001 до 10 мм. В зависимости от цены деления шкалы их можно разделить на две группы:

1) рычажно-зубчатые измерительные головки типа ИГ-10, многооборотные индикаторы типа МИГ с ценой деления 0,001–0,002 мм;

2) индикаторы часового типа модели ИЧ10М с ценой деления 0,01 мм (

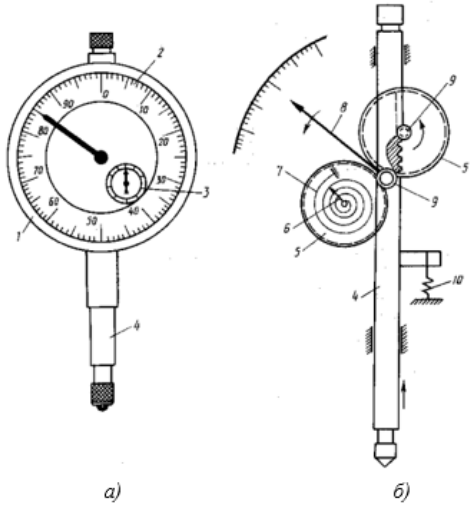


Рисунок 1.4)

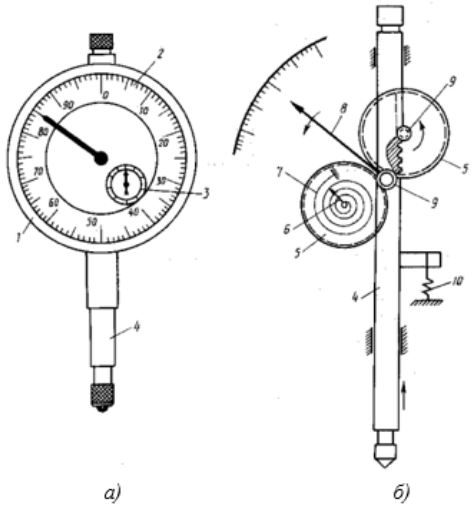


Рисунок 1.4. Индикатор часового типа 6 модели ИЧ10М: а – общий вид; б – кинематическая схема; 1 – корпус; 2 – большая шкала; 3 – малая шкала; 4 – штифт с зубчатой кремальерой; 5 – шестеренки; 6 – малая стрелка; 7 – волосок; 8 – большая стрелка; 9 – трубки; 10 – пружина.

Индикаторы часового типа устанавливают на штатив или струбцину с непосредственным упором штифта в испытуемую конструкцию или крепят к самой конструкции с упором штифта в неподвижной точке, не связанной с конструкцией.

Наибольшее распространение в практике испытания строительных конструкций получили струнные, механические, электромеханические и оптико-механические тензометры. Струнные тензометры – дистанционно работающие приборы, их применяют, главным образом, при проведении

длительных испытаний. По конструктивному исполнению они делятся на накладные и закладные (Рисунок 1.5). Работа струнных тензометров основана на зависимости частоты собственных колебаний натянутой струны от напряжений в ней.

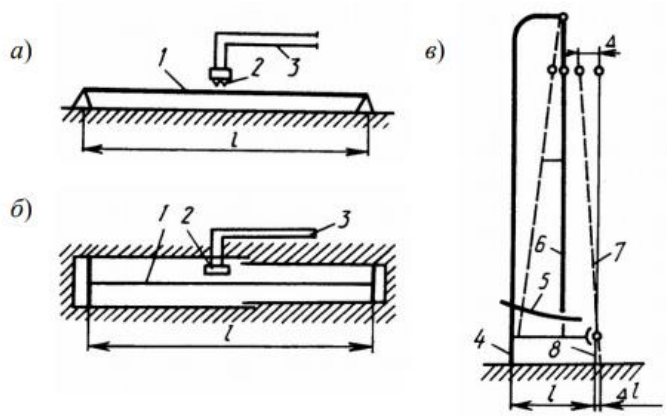


Рисунок 1.5 Схемы тензометров: а – накладного струнного; б – закладного струнного; в – Гугенбергера; 1 – натянутая струна; 2 – электромагнит и регистрирующее устройство; 3 – провода; 4 – неподвижная опора; 5 – шкала; 6 – стрелка; 7 – рычаг; 8 – подвижная опора

Процесс измерения динамических характеристик испытываемой конструкции обычно состоит в преобразовании измеряемой величины в другую физическую величину, более удобную для измерения; регистрации вторичной физической величины и обработки полученных результатов. Динамические характеристики измеряют виброизмерительными приборами, которые разделяются на контактные и дистанционные. К контактным относятся амплитудоизмерители, частотомеры, ручной виброграф, виброграф Гейгера, вибромарки, зеркальные и другие приборы, к дистанционно работающим – первичные вибропреобразователи, вторичные приборы и регистрирующие устройства. Амплитуды колебаний конструкций определяют с помощью индикаторов часового типа и амплитудоизмерителей систем А. М. Емельянова и В. Ф. Смотрова. Индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм можно определять размах колебаний в пределах большой шкалы прибора до 1 мм при частоте колебаний 7 Гц и до 0,25 мм при частоте 7–40 Гц. Если частота колебаний исследуемой конструкции достигает 400 Гц, их размах определяют с помощью амплитудоизмерителя Емельянова–Смотрова. К простейшим приборам для определения частот гармонических колебаний

относятся частотомеры. Многолепестковый частотомер (

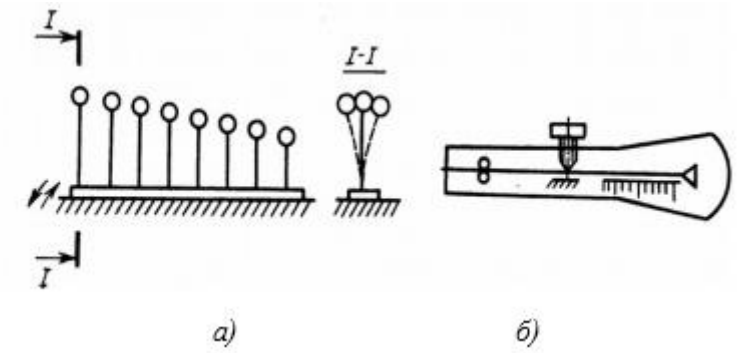


Рисунок 1.6, *а*) состоит из набора металлических консольных пластинок-лепестков различной длины, к свободным концам которых прикреплены наконечники. Частоты собственных колебаний лепестков различны и заранее определены. Прибор закрепляют на конструкции в таком положении, чтобы колебания происходили из плоскости лепестков. Лепесток, попавший в резонанс, будет иметь наибольший размах колебаний. Частотные характеристики лепестков нанесены на корпусе частотомера. Погрешность определения частоты колебаний конструкции не превышает половины разности частот собственных колебаний соседних лепестков.

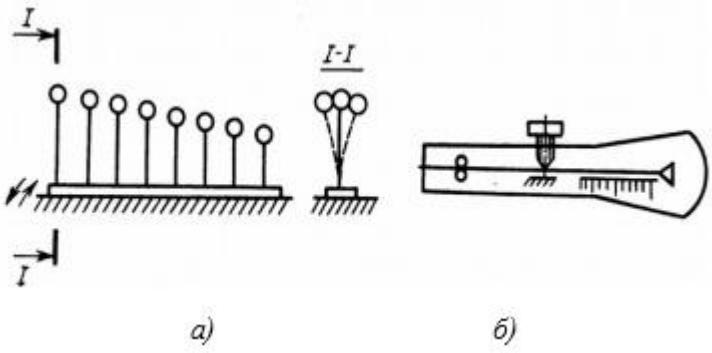


Рисунок 1.6. Многолепестковый (а) и однолепестковый (б) частотомеры

Однолепестковый частотомер (

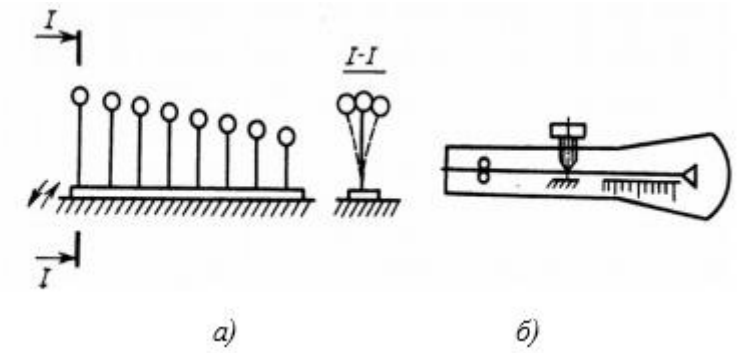


Рисунок 1.6, *б*) позволяет определять частоту вынужденных колебаний конструкции по изменению длины лепестка при значительных колебаниях (резонансе).

Особенности исследования узлов и соединений конструкций из горячекатаных профилей, а также специфика исследований узлов и соединений из тонкостенных холодногнутых профилей.

Для изготовления массовых строительных конструкций чаще всего применяют стальные прокатные (горячекатаные) профили. В настоящее время металлические конструкции изготавливают так же из сварных профилей, создаваемых из отдельных элементов по специальным техническим условиям. Крупные изделия горячего проката применяются в конструкциях, где важно выдерживать большие несущие нагрузки, и в армировании, для усиления бетонных сооружений.

Важными условия обеспечения надежности стальных конструкций из горячекатанной стали являются размер и однородность зерна и обеспечение технология изготовления и монтажа (качество сварки и др.).

Необходимо обратить внимание на узлы и детали с высокими местными напряжениями от сосредоточенных нагрузок, с резкими концентраторами напряжений при сочетании с высокими местными напряжениями, ориентированными поперек направления действующих растягивающих напряжений, на сближение (примыкание и пересечение в узлах) и резкое изменение направлений сварных швов в элементах конструкций, на резкие перепады сечений элементов, а также их соединение с эксцентриситетом относительно центра тяжести сварных швов и др.

Во всех случаях должно быть тщательно обследовано состояние сварных заклепочных и болтовых соединений. Сварные соединения встречаются наиболее часто. Обследование начинают с визуального осмотра сварных швов, с помощью которого можно обнаружить трещины, поверхностную пористость, незаполненные кратеры, несплавления по кромкам, подрезы, наплывы, прожоги и др. Степень провара сварных швов устанавливают:

угловых — методом засверливания, стыковых — физическими методами контроля. Засверливание производят по оси шва обычным сверлом диаметром на 6 мм больше ширины наружной поверхности шва. Осмотр высверленного места выполняют через лупу дважды — сразу после сверления и после обработки 20 %-ным раствором азотной кислоты для определения границ сварного шва. Физические методы контроля в ответственных сварных соединениях осуществляют при наличии соответствующего оборудования и специалистов. К этим методам относятся: просвечивание рентгеновскими и γ-лучами, магнитная и порошковая дефектоскопия (ГОСТ 21105—87), магнитографический и радиографический (ГОСТ 7512—82), электромагнитный и ультразвуковой (ГОСТ 23858—79).

При обследовании отдельных видов конструкций можно выделить наиболее ответственные элементы и присущие им дефекты. Так, в конструкциях стальных покрытий следует обратить внимание на трещины в стыковых накладках и узловых фасонках поясов стропильных и подстропильных ферм, особенно растянутых, на опорные узлы ферм, где проверить состояние опорных столиков и плотность опирания опорных фланцев, на узлы опирания панелей покрытия и прогонов, которые должны иметь требуемые площади опирания и сварные соединения закладных деталей железобетонных плит со стропильной конструкцией.

В стальных колоннах необходимо прежде всего проверить, не имеют ли конструкции механических повреждений в местах технологических проездов и на участках складирования материалов, состояние анкерных закреплений колонн в фундаментах, а также узлов опирания подкрановых балок на консоли, убедиться в сохранности узлов крепления связей.

В подкрановых балках особо опасными дефектами считаются трещины в верхних поясных швах, в стенке под короткими ребрами жесткости и в швах крепления ребер к верхнему поясу, прогибы и поперечные трещины верхнего пояса балки. При этом следует обратить внимание на состояние крепления тормозного листа или фасонок тормозной фермы и в целом на крепление

тормозной конструкции к колонне, крановых рельсов, стыков рельсов и узлов крепления рельсов к балке.

Для холодногнутых профилей при применении технологии склеивания необходимо прочность клеевых соединений оценивают на основании следующих принципов: 1) прочность на сдвиг стыка должна быть пропорциональна величине склеиваемой поверхности; 2) удельная прочность определяется на основании испытаний соединений, выполненных в лаборатории или на заводе легких конструкций, на образцах из того же металла, какие используются для конструкции. Запрещается склеивать все элементы жесткости, обеспечивающие устойчивость конструкции в зданиях, в которых существует опасность.

Самонарезающие винты, применяемые в существующих конструктивных решениях узлов для соединения элементов из холодногнутых профилей, представляют собой болты небольшого диаметра с резьбой специального профиля по всей длине стержня для завинчивания. Винтами осуществляется крепление профилей каркаса между собой, соединение узлов стропильных ферм,крепление к каркасу стеновых панелей, кровельных покрытий (Рисунок 1.7).

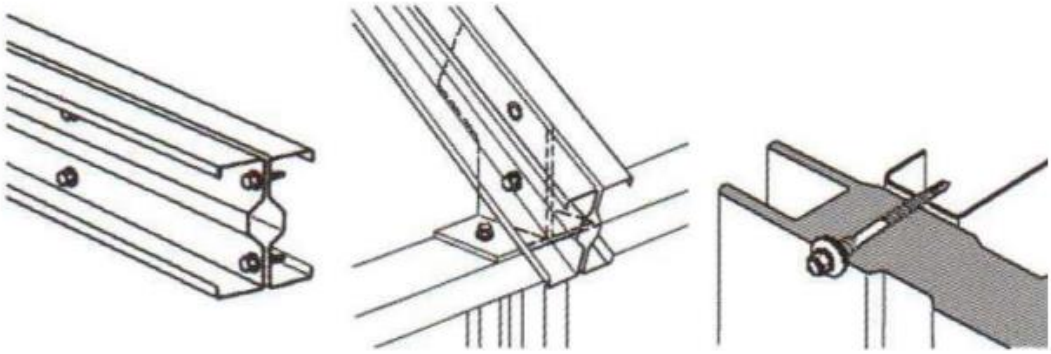


Рисунок 1.7. Винтовое соединение холодногнутых профилей

Винты обеспечивают в основном неразборное соединение. Самонарезающие винты устанавливаются либо в заранее выполненные отверстия, либо без предварительного выполнения отверстий (самосверлящие саморезы).

Испытания конструкций производятся, как правило, в следующих случаях:

- при необходимости уточнения расчетной схемы конструкции, когда результаты расчета по первоначальной расчетной схеме не согласуются с действительным состоянием конструкции, а выявление возможных резервов несущей способности позволит избежать больших расходов на восстановление и усиление конструкций;

- при необходимости получения данных о фактических динамических характеристиках конструкции для проведения ее динамического расчета;

- для уточнения несущей способности и запаса прочности конструкции.

Испытания подразделяются на:

- испытания натурных конструкций в натурных условиях;

- испытания натурных конструкций, элементов, узлов или фрагментов в лабораторных условиях;

- испытание моделей конструкции в лабораторных условиях;

- испытание цифровых или аналоговых моделей на ЭВМ.

При испытаниях решаются следующие задачи:

- изучение напряженно-деформированного состояния конструкции, в том числе зависимости «нагрузка - прогиб» при действии на нее пробной нагрузки;

- изучение в натурных условиях участия в работе нагружаемой конструкции других конструкций, не расположенных в ее плоскости

Экспериментальные исследования металлических конструкций и узлов статической нагрузкой.

Испытания статической нагрузкой следует выполнять в таких случаях:

- при приемке объекта в эксплуатацию или на определенных этапах строительства для проверки состояния сооружения или здания на соответствие технических параметров действующим требованиям и нормативам;

- для проверки эксплуатируемых объектов для установления возможности продолжения нормальной эксплуатации в условиях действующих нагрузок;

- для проверки эксплуатируемых объектов на надежность при образовании больших повреждений, способных изменить технические характеристики сооружения, например, в результате пожара;
- для проверки эксплуатируемых объектов на предмет несущей способности строительных конструкций при планируемом повышении нагрузок, например, перед реконструкцией или переменах технологии производства;
- обследование строительных конструкций также может проводиться для определения рыночной оценки, на основании результатов устанавливается физический износ конструкций и степень снижения первоначальной цены здания, рассчитывается стоимость ликвидации дефектов и ремонта.

Если экспертиза проводится вследствие аварии, устанавливаются причины, анализируется рентабельность и возможность восстановления объекта в целом и его отдельных частей.

Выбор рабочей схемы статической нагрузки для испытаний.

Схема распределения нагрузок должна обеспечить в исследуемых объектах появление деформаций и напряжений, которые разрешат установить определяемые технические параметры. Но для проведения оценки нужно учитывать имеющиеся загрузочные инструменты и стоимость обследования. Цена максимально существенна – снижение нагрузки оптимизирует испытания при нагрузке и разгрузке по процедуре, времени и стоимости, удобны для контроля и автоматизации экспертизы.

Выбор элементов статической нагрузки для испытаний.

При воздействии нагрузки на сооружение все конструктивные элементы или отдельные части, примыкающие к месту загружения, вовлекаются в работу. Большинство гражданских и промышленных объектов состоят из однотипных элементов, при испытании таких сооружений необходимо определенное сочетание нагрузок с учетом места приложения и других аспектов:

• число элементов – минимально, чтобы снизить затраты средств и времени испытаний;

• проверке подлежат все основные несущие элементы объекта, особенно те, на которых выявлены дефекты и подвергающиеся наиболее интенсивным эксплуатационным нагрузкам;

• выбор элементов осуществляется с учетом четкой схемы крепления или опирания.

Выбор разновидности статической нагрузки для испытаний

Нагрузка при статических испытаниях прикладывается равномерно, постепенно, чтобы можно было не учитывать силы инерции. Условия проверки и устройства должны соответствовать таким требованиям:

• разрешать точно определять усилия в объекте;

• быть простыми в транспортировке, установке и снятии;

• обеспечивать стабильность нагрузки во времени и пространстве.

Статические испытания предполагают использования двух видов нагрузок: сосредоточенных и распределенных. Первый можно создавать и в полевых, и в лабораторных условиях. В них используют системы распределительных или натяжных устройств, домкраты, грузы. Распределенную нагрузку создают сыпучими материалами, водой, грузами, воздухом. В зависимости от задач проверки и вида строительных конструкции, величина нагрузки может быть: частью нормативной; полной временной; суммой нормативной временной; расчетной временной; больше расчетной; разрушающей. При воздействии нагрузки на сооружение все конструктивные элементы или отдельные части, примыкающие к месту загружения, вовлекаются в работу. Большинство гражданских и промышленных объектов состоят из однотипных элементов, при испытании таких сооружений необходимо определенное сочетание нагрузок с учетом места приложения и других аспектов:

• число элементов – минимально, чтобы снизить затраты средств и времени испытаний;

• проверке подлежат все основные несущие элементы объекта, особенно те, на которых выявлены дефекты и подвергающиеся наиболее интенсивным эксплуатационным нагрузкам;

• выбор элементов осуществляется с учетом четкой схемы крепления или опирания.

Выбор разновидности статической нагрузки для испытаний

Нагрузка при статических испытаниях прикладывается равномерно, постепенно, чтобы можно было не учитывать силы инерции. Условия проверки и устройства должны соответствовать таким требованиям:

• разрешать точно определять усилия в объекте;

• быть простыми в транспортировке, установке и снятии;

• обеспечивать стабильность нагрузки во времени и пространстве.

Статические испытания предполагают использования двух видов нагрузок: сосредоточенных и распределенных. Первый можно создавать и в полевых, и в лабораторных условиях. В них используют системы распределительных или натяжных устройств, домкраты, грузы. Распределенную нагрузку создают сыпучими материалами, водой, грузами, воздухом. В зависимости от задач проверки и вида строительных конструкции, величина нагрузки может быть: частью нормативной; полной временной; суммой нормативной временной; расчетной временной; больше расчетной; разрушающей.

Порядок проведения испытаний. Этапы работ

Для проведения исследований строительных конструкций формируется рабочая программа, в которой определяются цели, задачи, методики, типы, порядок и величины нагрузок, схемы и другие необходимые положения. В ней содержится и схема испытаний. Если объект не ремонтировался и не подвергался реконструкции, она тождественна проекту сооружения. Сначала проводятся подготовительные работы: отбор конструкций; анализ документации; освидетельствование; установка нагрузочных устройств и приборов. Далее в течение полусуток конструкция отстаивается, выявляется

влияние на нее температуры. По истечении установленного времени выполняются непосредственно статические испытания:

- на конструкцию дается пробная нагрузка – не более 30% от программной;
- затем поэтапно осуществляется разгрузка;
- после полной разгрузки, на конструкцию снова дается нагрузка с постепенным, равномерным увеличением – до программных значений;
- конструкция выдерживается под нагрузкой от 12 часов до 2 суток.

Все выполняемые действия заносятся в журнал, там же фиксируются полученная в результате проверки информация. После завершения испытаний данные анализируются и заносятся в отчет. В нем же указываются необходимые мероприятия по укреплению сооружения или иные рекомендации или требования. На основании проверки составляется Акт испытания статической нагрузкой, который включает в себя базовые сведения о здании или сооружении, выявленные в ходе экспертизы параметры, определение категории технического состояния: техническое нормативное, работоспособное, работоспособное ограниченно или аварийное. Две первые категории не требуют выполнения дополнительных работ, они разрешают эксплуатацию объекта без ограничений. Определение «работоспособное ограничено» требует принятия соответствующих мер для устранения проблем. Присвоение объекту 4 категории сообщает о строгом запрете его дальнейшей эксплуатации.

Оценка начальных (остаточных) напряжений в элементах металлоконструкций.

Остаточные напряжения, возникающие в элементах металлических конструкций в процессе их правки, вальцовки и особенно сварки, могут оказать существенное влияние на хрупкую и усталостную прочность конструкций. Контроль уровня остаточных напряжений в процессе изготовления конструкций вызывает большие трудности, а их расчетная оценка может оказаться весьма недостоверной из-за перераспределения

усилий в элементах реального сооружения, представляющего собой многократно статически неопределимую систему.

Поэтому в процессе обследования сооружений остаточные напряжений определяют, экспериментально. Методы измерения начальных /остаточных/ напряжений можно условно разделить на две группы. К первой относятся методы, связанные с прямым или косвенным измерением расстояния между кристаллографическими плоскостями /или параметрами кристаллической решетки/. При этом измерение расстояния между кристаллографическими плоскостями вызывается действием механических напряжений или изменением температуры металла. К первой группе относятся рентгеновский метод, метод поляризации ультразвука и методы, измеряющие эффекты изменения магнитной анизотропии металла при действии механических напряжений. Достоинства этих методов прежде всего в том, что они не повреждают конструкцию. Но, как будет отме¬чено ниже, точность измерения с помощью этих методов в большинстве случаев оказывается недостаточной. Методы второй группы основаны на аффекте освобождения небольшой части изделия или создания условий для перераспределения напряжений э некоторой локальной области элемента конструкции. Измерение деформаций разгрузки освобождаемого участка или перераспределения деформаций в процессе сверления отверстий /при неизменных внешних воздействиях/ позволяет вычислить оста¬точные напряжения. Методы локальной разгрузки обеспечивают более высокую точность измерения остаточных напряжений, однако в общем случае повреждают поверхность исследуемых объектов.

Рентгеновский метод. Параметр кристаллической решетки d - определяется при помощи эффекта интерференции монохроматических рентгеновских лучей при прохождении ими регулярной системы кристаллитных плоскостей. Действие механических напряжений вызывает соответствующее изменение размера кристаллической решетки, т.е. параметра d. Компоненты напряжений вычисляют по формулам Гука с использованием обычных упругих констант - модуля упругости и коэффициента Пуассона.

Следует, однако, иметь в виду, что значения упругих констант отдельных кристаллитов стали (феррита, цемента) существенно различны. Поэтому использование интегральных значений приводит к погрешности определения напряжений.

Метод магнитной анизотропии. Под действием механических напряжений металлы становятся магнитноаниэотропными; при этом эллипсоид значений коэффициенте магнитной проницаемости в каждой точке объекта подобен эллипсоиду напряжений. Принцип регистрации изменения магнитной проницаемости следующий: катушка среднего керна образного трансформатора питается от генератора переменного тока. ЭДС в катушках зависит от магнитной проницаемости сердечника. В датчике использованы четыре переферийных керна, а замыкающей пластиной служит исследуемый металлический объект. Обмотки переферийных катушек соединены последовательно попарно и образуют два перпендикулярно ориентированных трансформатора. Датчик помещен в пластмассовый корпус диаметром 20 мм и высотой 15 мм. Торец центрального керна выступает из корпуса на 0,5- 1,0 мм служит упором при повороте датчика вокруг вертикальной оси для установления положения главных осей напряжений.

Перед снятием показания прибора датчик поворачивают вокруг вертикальной оси и находят такое его положение, при котором наблюдается максимальное отклонение стрелки. Грацуировка шкалы микроамперметра может быть выполнена на обычных консольных балках или установках, реализующих заданную схему плоского напряженного состояния. По значениям суммы и разности главных напряжений вычисляются их величины.

Ультразвуковой метод основан на измерении параметров (скорости, фазы) поляризованных ультразвуковых колебаний в процессе сквозного прозвучивания стального листа. Действующие в листе механические напряжения вызывают микроструктурные изменения металла и соответствующие им изменения параметров ультразвуковых колебаний.

Таким образом, рассмотренные неразрушающие методы определения остаточных напряжений при всех отмеченных достоинствах имеют ограниченную область применения и далеко не всегда достаточную чувствительность. Ниже описываются четыре способа реализации метода локальной разгрузки участков исследуемых металлических конструкций. Применение современных миниатюрных тензорезисторов с базой 0,5-1,0 мм позволяет рассматривать этот метод как практически не уменьшающий сечение элемента, если речь идет об испытании конструкции, толщина проката которой более 12-16 мм. Способы реализации метода локальной разгрузки:

1- фрезеровка кольцевой канавки;

2- сверление отверстий вдоль окружности, являющейся границей разгружаемого участка;

3- сверление центрального отверстия с целью локального перераспределения остаточных напряжений;

4- поверхностный надрез прямоугольного участка тонкими дисковыми фрезами.

Фрезеровку кольцевой канавки выполняют торцевой фрезой, в которой проточено центральное отверстие. В процессе резки такая фреза создает на контуре освобождаемого участка значительный наклеп и существенно повреждает испытываемые элементы конструкции.

Экспериментальные исследования металлических конструкций и узлов динамической нагрузкой.

Динамические испытания отличаются от статических тем, что величина и направление нагрузки не остаются постоянными на этапах загружения, сравнительно быстро изменяются во времени и вызывают линейные и угловые перемещения. К параметрам линейной вибрации относятся переме-щения, скорость, ускорения и резкость (первая производная от ускорения), к па¬раметрам угловой - угол поворота, угловая скорость, угловое ускорение, угловая резкость. Параметрами обоих видов вибрации служат: фаза, частота и коэффициент нелинейных искажений. Для измерения параметров линейной и

угловой вибрации используется внешняя неподвижная система координат, относительно которой крепятся виброизмерительные приборы, фиксирующие абсолютные перемещения. При обследовании эксплуатируемых зданий и сооружений, на конструкции которых действует динамическая нагрузка, экспериментальные исследования в основном проводятся в условиях действия этой нагрузки. Динамические колебания строительных конструкций оказывают неблагоприятное влияние не только на прочностные характеристики конструкции, но и на людей и технологические процессы. Нормативные документы устанавливают предельно допустимые значения параметров динамических колебаний (вибраций) вредных для человека. К типичным нагрузкам, при которых проводятся динамические испытания эксплуатационной нагрузкой, относятся:

- вибрационная нагрузка, создаваемая работой механизмов с неуравновешенными массами, например, от компрессоров, вибростолов, грохотов, станков и др.;

- динамическая составляющая ветровой нагрузки, которая оказывает существенное воздействие на высотные сооружения (мачты, дымовые трубы и др.) и многоэтажные здания высотой более 40 м;

- ударная нагрузка от действия копров, молотов и др.;

- подвижная нагрузка от транспорта, кранов и др.

В процессе вибрационных испытаний деформации и перемещения в различных точках конструкции изменяются во времени по гармоническому закону. Различают испытания в режиме собственных и вынужденных колебаний. Испытания в режиме собственных колебаний в натурных условиях воспроизводится значительно проще. Однако использование результатов таких испытаний ограничивается возможностью создания и исследования одной, в лучшем случае, двух форм собственных колебаний, хотя для решения многих практических задач эта информация является вполне достаточной. Испытания в режиме вынужденных колебаний сложнее в исполнении, но ценнее, информативнее по своим результатам. Вынужденные колебания

создаются в околорезонансных режимах и обеспечивают исследование различных форм колебаний, в том числе пространственных. Характерной особенностью резонансных испытаний является возможность создания больших динамических деформаций и перемещений в элементах конструкции.

При натурных вибрационных испытаниях определяют следующие основные параметры: форму, частоту и декремент колебаний конструкции. При исследовании влияния вибраций на прочностные свойства материалов, элементов и соединений в качестве исходных параметров динамической нагрузки используют коэффициент асимметрии цикла, среднее и амплитудное значение цикла, выраженное в терминах номинальных напряжений или реальных с учётом их концентрации. Поведение конструкции характеризуется большим числом форм колебаний, так как реальные системы обладают бесконечно большим числом степеней свободы. Однако практическое значение имеют первые две, три формы, отвечающие по своим частотам характеристикам действующих нагрузок.

1.2. Влияние различных условий на результат экспериментальных исследований металлических конструкций

Исследование работы металлических конструкций при повышенных и пониженных температурах

Оценка технического состояния строительных конструкций в условиях воздействия высоких или повышенных температур должна включать наблюдение за состоянием конструкций теплоизоляции и экранов, выявление трещин, коробления, деформаций и прожогов металла в стальных конструкциях и т.п. В частности, выявляют:

− деформации стальных элементов вследствие нагрева в условиях недостаточной теплоизоляции или наличие конструкций креплений, стыков или швов, не обеспечивающих компенсацию температурных деформаций;

− коробление, разрывы стальных швов, падение элементов стальных экранов вследствие температурных деформаций, не компенсируемых имеющимися конструкциями креплений, стыков или швов;

− прожоги или другие повреждения стали экранов вследствие несоответствия материала экрана температурным условиям эксплуатации;

− разрушение креплений, падение экранов вследствие температурных деформаций, не компенсируемых конструкциями креплений.

Наиболее существенную и специфичную их разновидность представляет нагрев конструкций от тепловыделений технологического процесса в горячих цехах металлургических заводов, достигающий 150...200°С и выше. Такой уровень температурных воздействий вызывает значительные изменения в напряженном и деформированном состоянии стального каркаса здания. Особенно чувствительной к изменению температуры оказывается система продольной рамы одноэтажного промышленного здания, в которой отмечаются характерные повреждения некоторых элементов и узлов. В основном такие повреждения наблюдаются в современных горячих цехах с наиболее мощными тепловыделениями и большими длинами температурных блоков.

Статические расчёты стальных каркасов промышленных зданий на температурные воздействия, отражающие действительную работу сооружения, в нас¬тоящее время не практикуется по причине отсутствия для них необходи¬мых экспериментальных данных и нормативных требований. Вместе с тем необходимость таких расчётов возникает в связи с задачей обоснованного нормирования размеров температурных блоков и ограничения предельных температурных деформаций конструктивных элементов здании. Анализ немногочисленных исследований температурных воздействий в производственных зданиях показывает, что главным основанием для нор¬мативного назначения длин температурных блоков были практические, интуитивные соображения, основанные на опыте эксплуатации сооружений.

Натурные измерения показали, что традиционная расчётная предпосылка о том, что температурные деформации элементов равны свободным, приводят к значительному завышению параметров термонапряженного состояния. Получаемая разница фактических и свободных температурных деформаций,

колеблющаяся от 10 до 75, объясняется влиянием податливости узлов каркаса, а также обжатием подкрановых балок в системе стальных конструкций здания.

В продольных конструкциях одноэтажных промышленных зданий главным фактором, определяющим напряжения элементов каркаса, является температурное перемещение подкрановой балки на длине температурного блока. Подкрановые балки, как наиболее мощные продольные элементы каркаса, испытывают максимальный нагрев от технологических температурных воздействий. Поэтому правильное определение горизонтальных /продольных/ перемещений подкрановых балок является наиболее важной задачей расчёта на температурные воздействия. Такой расчёт будет наиболее достоверным только при учёте следующих факторов: влияния на величину и смещений вспомогательных элементов /стен, оборудования и т.д./ и конструктивных защемлений в узлах, вызывающих обжатие подкрановой балки и снижающих её перемещения, а также податливости соединений разрезных балок между собой и балок с колоннами.

Необходимость изучения температурных воздействий вызвана также и тем, что натурные обследования конструкций, проведенные на металлургических заводах, показывают, что главные виды повреждений конструкций /разрывы и выпучивание связей по колоннам, расстройство болтовых соединений, разрывы сварных швов и взаимные смещения элементов в узлах сопряжения балок, колонн и связей, нарушения геометрической формы колонн и повреждения вспомогательных и ограждающих конструкций являются следствием как собственного нагрева элемента, так и, главным образом, температурных удлинений подкрановых балок. Специальные исследования температурного режима рассматриваемых конструкций как нагрузки выполняются для оценки и напряженно-деформированного состояния в летний и в зимний периоды в различных климатических районах. Измерение температуры стальных элементов производится с помощью поверхностных электротермооопротивлений из чувствительных сплавов, а в качестве вторичной аппаратуры используются

самопишущие приборы, работающие по принципу мостовой схемы измерения. Методика этих измерений позволяет достаточно оперативно контролировать температуру конструкций с точностью 1-2°С на расстоянии до 100 м. Для объективной оценки тепловых воздействий температуру контролируют одновременно в 40...60 точках: в подкрановых балках по длине всего температурного блока и в нескольких местах по высоте сечения, в колоннах и фермах, в створах поперечных рам на участках, где установлено технологическое оборудование, создающее тепловыделения. В зависимости от высоты надкрановой части колонн и условий аэрации температура подстропильных ферм составляет 30..60 % от температуры подкрановых балок. При изучении температурного режима конструкций экспериментально проверяют влияние на него цвета окраски конструкций. По крайним рядам здания-, где главную роль играет лучистый нагрев, применение отражательной /алюминиевой/ краски вместо обычной снижает максимальную температуру подкрановых балок на 25...35 %. По средним рядам здания существенную роль играет их конвективный -нагрев горячим воздухом, задерживающимся под горизонтальным тормозным листом. В этих условиях эффективным средством снижения температурных воздействий является экранирование снизу блока подкрановых балок. При экспериментальных исследованиях температурных воздействий кроме определения тепловых полей и уровня нагрева конструкций ставится задача оценки перемещений концов подкрановых балок, взаимных смещений конструкций в узлах, а также температурных напряжений в ко¬лоннах, связях и балках.

Для снижения уровня неблагоприятных проявлений температурных воздействий при проектировании конструкций, эксплуатирующихся в зонах с высокоагрессивной температурной средой, следует стремиться к выполнению следующих требований:

1. Обеспечивать сдвигоустойчивость узлов соединения подкрановых балок с колоннами /для снижения температурных перемещений балок за счёт отпора колонн/. В разрезных балках такое соединение рекомендуется

создавать только на одном конце каждой балки, чтобы одновременно обеспечить податливость сопряжения балок между собой. В этих же балках следует укреплять их соединения с колонкой в нижней части сечения и обеспечивать податливость в верхней.

2. Желательно по возможности уменьшать высоту подкрановых балок, а также разность толщин их стенок и поясов.

3. На участках с высокими тепловыделениями в разрезных подкрановых балках увеличивать минусовый выпуск по длине до 15 мм с каждого конца балки.

4. Для снижения уровня температурных воздействий применять отражательную окраску или защитное экранирование.

Для металлических конструкций также неблагоприятны низкие температуры. К сожалению, были случаи, когда металлические конструкции, выполненные для южных районов, завозились на север и там разрушались еще до монтажа.

Эксплуатационная надежность стальных конструкций в климатических районах с низкими температурами в значительной степени определяется сварными соединениями, являющимися наиболее распространенным конструктивным элементом трубчатых соединений и, кроме того, составной частью узловых сопряжений. Конструктивное оформление стыковых соединений трубчатых профилей весьма разнообразно. Анализ конструктивного оформления стыковых соединений показывает, что наиболее простыми по исполнению и достаточно распространенными в практике строительства являются соединения встык и фланцевые (сварные и на болтах). Характерная особенность этих соединений - наличие кольцевых сварных швов, которые выполняются с помощью односторонней сварки. Аналогичное конструктивное решение, с кольцевым односторонним сварным швом, имеет ряд других узлов конструкций из трубчатых профилей.

Работоспособность большого класса металлических конструкций (МК) из трубчатых профилей в значительной степени определяется несущей

способностью узловых сопряжений, в том числе сварных соединений.

Строительные МК изготавливаются из малоуглеродистых и низколегированных сталей, обладающих высокой вязкостью и пластичностью. Эти свойства обеспечивают достаточную эксплуатационную надежность стальных конструкций под действием разнообразных статических и динамических нагрузок.

Однако, в отдельных случаях в растянутых элементах происходит так называемое хрупкое разрушение элементов, связанное с отсутствием заметных (видимых) пластических деформаций стали, возможностью снижения прочности элементов до весьма низкого уровня и, соответственно, с внезапностью разрушения.

Хрупкие разрушения происходят при одновременном воздействии ряда неблагоприятных факторов, среди которых основными являются: скорость нагружения; о характер напряженного состояния, которое, в отдельных случаях, оказывает сковывающее влияние на развитие пластических деформаций материала; охрупчивание материала в результате технологических операций, сопровождающихся явлением наклепа, старения и т.п.; а наличие сварки, термодеформационный цикл которой и сопровождающие его процессы диффузии приводят к развитию существенной неоднородности механических свойств различных участков шва и околошовной зоны; наряду с этим, возникающие при сварке остаточные напряжения усиливают сковывающее влияние на развитие пластических деформаций; наличие низких отрицательных температур под воздействием которых малоуглеродистые и низколегированные стали значительно теряют свои пластические свойства и утрачивают способность сопротивляться хрупкому (квазихрупкому) разрушению.

В связи с тем, что среди факторов, вызывающих хрупкое (квазихрупкое) разрушение, доминирующим является снижение температуры, сопротивление элементов стальных конструкций хрупкому разрушению отождествляется зачастую с понятием их хладостойкости. Сварные соединения также обладают

перечисленными выше свойствами, способствующими хрупкому разрушению.

Поэтому важно строгое выполнение требований СНиП по назначению соответствующих марок сталей в зависимости от типов конструкций и температуры эксплуатации. Также важно выполнять конструктивные мероприятия, которые препятствовали бы хрупкому разрушению конструкций при низких температурах.

Влияние повторных статических и циклических нагруженный на работу узлов и соединений узлов и конструкций.

При работе материала в упругой стадии повторное нагружение не отражается на работе материала, поскольку упругие деформации обратимы. При работе материала в упругопластической стадии повторная нагрузка ведет к увеличению пластических деформаций в результате необратимых искажений структуры металла предыдущим нагружением и увеличением числа дислокаций. При достаточно большом перерыве (отдыхе) упругие свойства материала восстанавливаются и достигают пределов предыдущего цикла. Это повышение упругих свойств называется наклепом. Наклеп связан со старением и искажением атомной решетки кристаллов и закреплением ее в новом деформационном положении. При повторных нагружениях в пределах наклепа материал работает как упругий, но полное удлинение уменьшается в результате необратимых остаточных деформаций, полученных при первых нагружениях, т.е. металл становится менее пластичным. Повышение прочности благодаря наклепу используется в алюминиевых сплавах и арматуре железобетонных конструкций; в стальных конструкциях оно не используется, поскольку наклепанная сталь получается более склонной к хрупкому разрушению.

При многократном непрерывном нагружении возникает явление усталости металла, выражающееся в понижении его прочности, приближающейся к некоторой величине, ниже которой разрушения стали не происходит. Эта величина называется пределом усталостной прочности

(выносливости). Пределу выносливости стали отвечает 10 млн. циклов нагрузки (Рисунок 1.8).

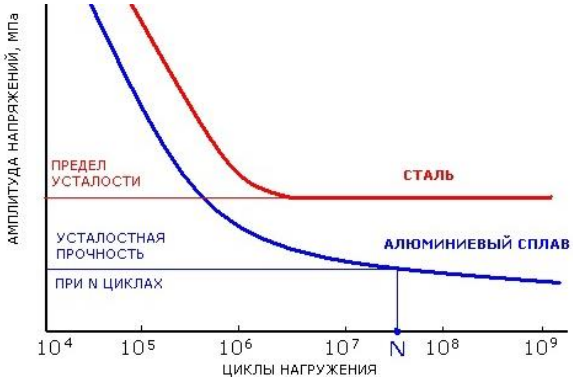


Рисунок 1.8. Зависимость между числом нагружений N и разрушающим напряжением.

Таким образом, поверхность излома при усталостном разрушении имеет две характерные области — гладкую истертую при образовании трещины и зернистую при окончательном отрыве.

Хрупкое разрушение. Несущая способность элементов металлических конструкций, изготавливаемых из малоуглеродистых сталей, зависит от условий нагружения и температуры эксплуатации. Вязкое разрушение, как было сказано, определяется развитием пластических деформаций по части или всему сечению, а несущая способность элементов металлических конструкций — развитием больших перемещений (прогибов). Квазихрупкое (кажущееся хрупкое) разрушение находится как бы в промежутке между вязким и хрупким. Хрупкое разрушение определяется разрушением при малых деформациях, без ярко выраженного развития пластичности. На хрупкость стали оказывают существенное влияние в основном качество стали, старение, концентрация напряжений, температура эксплуатации, характер силового воздействия. Загрязнение стали, включение серы и фосфора, избыточное содержание углерода способствуют увеличению ее хрупкости.

Особенности исследований действительной работы узлов и соединений алюминиевых конструкций (сварные соединения, болтовые соединения).

Алюминий — серебристо-белый металл, растворимый в некоторых кислотах и едких щелочах. На воздухе алюминий быстро покрывается плотной окисной пленкой, предохраняющей поверхность изделия от дальнейшего

окисления. Временное сопротивление легированного алюминия (алюминиевых сплавов) в зависимости от состава легирующих добавок в 2—5 раз выше, чем у технически чистого, однако относительное удлинение при этом снижается в 2—3 раза. Но следует учитывать, что у алюминия почти в 3 раза меньшие, чем у стали, значения моду¬ля упругости и модуля сдвига; более низкий, чем у стали, предел выносливости; понижение показателей прочности при температуре выше 100—150 °С. В нормах приведены рекомендации по использованию марок алюминия и полуфабрикатов из них в зависимости от назначения конструкций, которые разбиты на четыре группы применения: группа I — ограждающие и другие конструкции типа оконных и дверных заполнений, подвесных потолков, перегородок, витражей и т. п.; группа II — конструкции, выполняющие одновременно несущие и ограждающие функции: блоки покрытий, кровельные и стеновые панели и т. п.; группа III — несущие сварные конструкции: фермы, колонны, прогоны, пространственные решетчатые покрытия, сборно-разборные конструкции каркасов зданий, покрытия больших пролетов и др.; группа IV — клепаные конструкции, а также элементы конструкций, не имеющие сварных соединений. На прочность конструкции рассчитывают по упругой стадии работы материала. Исключение составляют некоторые виды листовых конструкций, эксплуатация которых допускается в стадии развития пластических деформаций. В этих случаях расчетное сопротивление алюминия марки АМг2М на растяжение принимается увеличенным против основного на 20 %, а для марок АД1Ми АМцМ — на 40 %. Значения коэффициентов условий работы γс для элементов алюминиевых конструкций приняты немного сниженными по сравнению с коэффициентами для стальных конструкций. Например, для сжатых элементов решетки плоских ферм γ_c = 0,75 при λ>50 и γс = 0,9 при λ >=50, вместо γс = 0,8 при λ >=60 для стальных элементов; в пространственных конструкциях для раскосов из одиночных уголков при креплении их к поясам одной заклепкой или болтом γс=0,6 вместо γ_c = 0,75.

Способы сварки. Алюминиевые конструкции можно сваривать практически всеми известными способами сварки: газовой, электродуговой, электроконтактной и др. Тепловое воздействие при сварке приводит к изменению механических свойств алюминия в околошовной зоне, нередко более значительному, чем при сварке стали. В полуфабрикатах, упрочненных холодной деформацией (нагартованных или полунагартованных), прочность при сварке снижается в результате отжига. Значительное влияние на качество металла шва оказывают оксиды алюминия. Следует заметить, что сварка возможна лишь при условии чистоты свариваемых поверхностей. Изделия должны быть тщательно очищены от грязи, жира и непосредственно перед сваркой от оксидной пленки, поскольку образование ее происходит очень быстро. В процессе сварки под действием высоких температур окисление происходит особенно интенсивно, поэтому очень важно обеспечить защиту металла от кислорода воздуха. Наибольшее распространение получил способ электродуговой сварки в среде защитного газа. Этот способ обеспечивает более высокое качество сварных соединений. Защитным газом служит аргон (аргонно-дуговая сварка).

Расчет сварных соединений. Расчет соединений стыковыми швами производится по формулам расчета для целого сечения. При этом значения расчетных сопротивлений стыковых швов, работающих на растяжение, качество которых не контролируется физическими методами, принимаются пониженными на 20 %. В качестве расчетных характеристик принимаются: — расчетная длина шва, равная его полной длине за вычетом 3t (при сварке встык) или $3k_f$ (при сварке угловыми швами); при выводе стыкового шва за пределы соединения (на подкладки и т. п.) — принимается полная длина шва; t — наименьшая толщина соединяемых элементов; k_f — катет углового шва, равный катету вписанного равнобедренного треугольника; β_f — коэффициент при автоматической одно- и двухпроходной сварке, равный 0,9, во всех других случаях — 0,7.

Контроль сварных соединений производится с помощью следующих методов: внешним осмотром, металлографическим анализом, химическим анализом, с помощью механических испытаний, просвечиванием рентгеновскими, или гамма-лучами, ультразвуковой дефектоскопии, магнитную дефектоскопию.

Соединения на болтах или заклепках хотя и связаны с некоторым ослаблением сечения элементов конструкций, тем не менее они имеют некоторые преимущества перед сварными соединениями, так как не вызывают структурных изменении материала.

Болтовые соединения. В монтажных соединениях алюминиевых конструкций используют как алюминиевые, так и стальные болты. Алюминиевые болты, так же как и стальные, изготовляют нормальной и повышенной точности. Во избежание электрохимической коррозии стальные болты и шайбы оцинковывают и ли кадмируют. Кроме обычных болтов достаточно широко используются самонарезающие болты и винты, а также болты с обжимными кольцами, служащие для крепления тонколистовых элементов на монтаже. Самонарезающие болты изготовляют из калиброванной стали марки 30 с фосфатированным покрытием. Эти болты выпускают с диаметром резьбы М6, длиной 20 и 25 мм и шестигранной головкой. Болты с обжимными кольцами, так называемые локболты, установка которых в соединениях производится специальным пневматическим инструментом, повышают производительность труда на монтаже в 1,5—2 раза.

Методы испытаний болтовых соединений.

- Испытание на растяжение.
- Определение твердости болтовых соединений.
- Испытание пробной нагрузкой.
- Испытание на разрыв по косой шайбе.
- Определение ударной вязкости.
- Определение прочности соединения головки и стержня.

- Определение коэффициента закручивания.

Заклепочные соединения. Чтобы исключить вредное влияние местного нагрева при клепке, заклепки из алюминиевых сплавов ставят в холодном состоянии. Материалом для заклепок служат сплавы повышенной пластичности. Перед постановкой в конструкцию заклепки из термоупрочняемых сплавов подвергают закаливанию при температуре около 500 °С. Работа заклепки, поставленной в холодном состоянии, отличается от работы заклепки, поставленной после нагрева до соответствующей температуры. Как известно, стержень заклепки, поставленной в горячем состоянии, при остывании, сокращаясь в длине, стягивает соединяемые элементы, что и определяет работу заклепочного соединения в первой стадии вследствие сил трения. При холодной клепке такого стягивания листов не происходит и соединение сразу работает в стадии упругопластических деформаций — смятия и среза. Такая работа заклепок, установленных в холодном состоянии, аналогична второй стадии работы соединения на заклепках, поставленных в горячем состоянии. Чтобы заклепка, поставленная в холодном состоянии, хорошо работала, необходимо полное заполнение отверстия се стержнем. При обследовании заклепочных соединений нужно обращать особое внимание на рабочие заклепки в ответственных местах, непосредственно воспринимающих динамические воздействия. Причем тщательно осматривают заклепки с оторванными головками; дрожащие заклепки и заклепки, проворачивающиеся от руки или перемещающиеся от удара молотком весом 300 г; отверстия, незаполненные заклепками. Качество заклепок проверяют путем наружного осмотра и простукивания.

Особенности применения стальных высокопрочных болтов в узловых соединениях алюминиевых конструкций.

Болтовые соединения, применяемые в крановых металлоконструкциях из алюминиевых сплавов, могут осуществляться на обычных или высокопрочных болтах. Для изготовления высокопрочных болтов применяются термически обработанные в готовом изделии углеродистые и

легированные стали. После термической обработки временное сопротивление углеродистых сталей должно быть не ниже 100 МПа и легированных сталей— 130 МПа. Надежность соединений на высокопрочных болтах в значительной мере зависит от правильного назначения расчетной величины коэффициента трения и от учета значительных колебаний температуры, если они имеют место в период эксплуатации конструкции. В конструкциях из алюминиевых сплавов с монтажными соединениями на высокопрочных стальных болтах большие колебания температуры могут привести к существенному снижению прочности сопряжений в связи с резким различием коэффициентов линейного расширения примененных материалов. Значительное повышение температуры приводит к появлению дополнительных напряжений в соединительных болтах, снижение температуры связано с уменьшением натяжения, а следовательно, и прочности всего соединения.

2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Экспериментальные исследования работы узлов и соединений железобетонных конструкций при действии различных видов нагрузок.

Для повышения надежности возводимых зданий и сооружений, эффективности применяемых материалов и конструкций проводится большой объем экспериментальных исследований. Основной задачей таких исследований является получение реальной картины напряженно - деформированного состояния конструкции и сооружения в целом при различных внешних воздействиях. По своему назначению испытания подразделяются на несколько групп.

Контрольные испытания проводятся при серийном изготовлении сборных конструкций на заводах строительной индустрии для массового строительства с целью контроля качества выпускаемой продукции.

Испытания опытных конструкций осуществляют для проверки соответствия этих конструкций проектным и нормативным требованиям по несущей способности, жесткости и трещиностойкости перед внедрением их в массовое производство. Такие конструкции испытывают до разрушения, что дает возможность выявить наиболее слабые места, фактические запасы прочности и внести необходимые коррективы.

Испытания построенных сооружений производят с целью проверки соответствия их нормативным требованиям. Такие испытания проводятся перед вводом в эксплуатацию ответственных конструкций (пространственных большепролетных покрытий, пролетных строений мостов, спортивных сооружений и других объектов).

Испытания эксплуатируемых конструкций и сооружений проводятся для определения их фактической несущей способности, жесткости и трещино-стойкости с целью увеличения нагрузки, действующей на конструкции, или выяснения действительного состояния и возможности их дальнейшей эксплуатации.

Испытания железобетонных конструкций в научных целях осуществляют для изучения влияния прочностных характеристик материалов на несущую способность, деформативность и трещиностойкость конструкции, получения реальной картины работы конструкций и проверки принятых расчетных гипотез. Такие испытания проводят, как правило, в лабораторных условиях на физических моделях, которые имеют размеры меньше, чем оригинал, но сохраняют при этом геометрическое и физическое подобие.

Измерительные приборы и методы регистрации, используемые при экспериментальных исследованиях.

При проведении статических испытаний загружение исследуемых конструкций внешней нагрузкой должно осуществляться постепенно, без рывков и ударов, чтобы исключить влияние сил инерции. Необходимо также обеспечивать стабильность нагрузок, их постоянство во времени на протяжении всего периода проведения испытаний.

При испытании конструкций вводится понятие испытательной и контрольной нагрузки. Испытательная нагрузка – это нагрузка, включая собственный вес, которая прикладывается к конструкции в процессе испытания. Контрольной нагрузкой называют предельное значение испытательной нагрузки, по результатам воздействия которой производят оценку качества конструкций. При проверке жесткости и трещиностойкости конструкций контрольная нагрузка принимается равной нормативной нагрузке, при проверке прочности

– контрольной разрушающей нагрузке.

Величина нагрузки и скорость ее приложения при проведении лабораторных и научно-исследовательских работ назначается в соответствии с поставленными целями. По характеру расположения на конструкциях статические нагрузки делятся на сосредоточенные, распределенные по линии и распределенные по площади. В качестве нагрузок при статических испытаниях используют штучные грузы, сыпучие материалы, наполняемые

водой емкости, пневматические подушки, гидравлические и винтовые домкраты. Лучшей нагрузкой в отношении простоты определения веса, равномерности распределения ее по горизонтальной плоскости и дешевизны является вода (Рисунок 2.1), но загружение испытываемых конструкций водой требует дополнительных устройств. Равномерно распределенная нагрузка при статических испытаниях строительных конструкций может создаваться давлением воздуха, с помощью плоских воздухонепроницаемых мешков («камер») из клеенки или тонкой резины (Рисунок 2.2). Необходимое давление в камерах создается с помощью компрессора или баллонов со сжатым воздухом.

Для создания сосредоточенных усилий применяются подвесной груз, натяжные приспособления, домкраты. Подвешивание грузов является самым простым способом создания сосредоточенных нагрузок. Преимуществом такого способа является то, что при подвеске грузов действующие усилия не меняются при деформировании строительных конструкций.

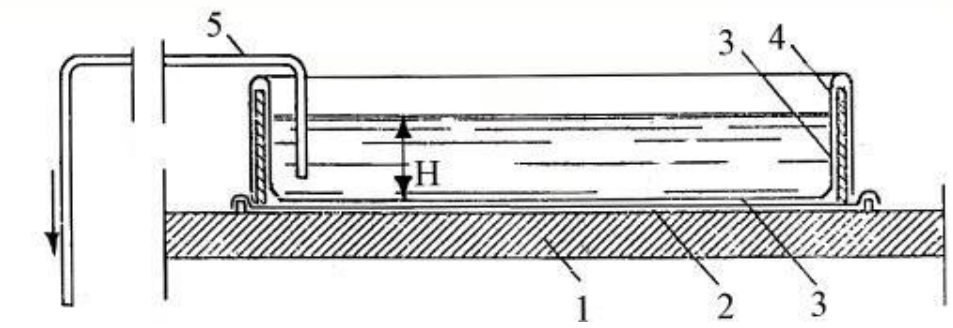


Рисунок 2.1 Загружение водой: 1 – испытываемое перекрытие; 2 – подстилающий брезент;3 – водонепроницаемая ткань; 4 – ограждения; 5 – сифон

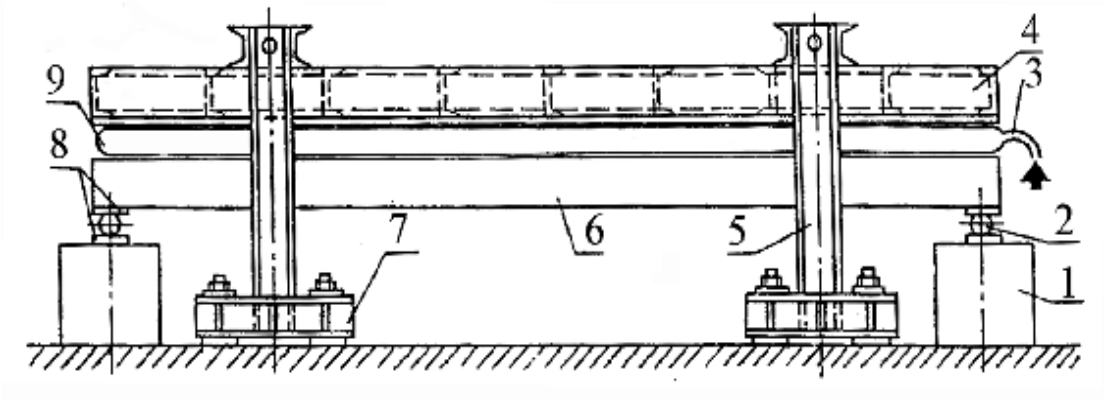


Рисунок 2.2 Стенд для испытаний плит сжатым воздухом.: 1 - – опора; 2 – каток; 3 – подача сжатого воздуха; 4 – верхний ростверк;5 – поперечная рама; 6 – испытываемая конструкция; 7 – анкерная траверса; 8 – стальные пластинки; 9 – воздухонепроницаемая камера

Наиболее удачным средством приложения сосредоточенных сил являются домкраты. Их преимущества: небольшие габариты, простота создания и регулирования нагрузки, возможность приложения ее по любым требуемым направлениям. В лабораторных условиях при испытании небольших фрагментов, моделей и образцов материалов применяются стандартное прессовое оборудование, испытательные машины и специальные стенды (Рисунок 2.3).

Испытательные прессы и машины являются основным оборудованием испытательных лабораторий железобетонных конструкций. Для испытания строительных конструкций используют машины и прессы, обеспечивающие максимальные усилия от 5 до 80 МН. Если габариты испытываемых конструкций и требуемая величина нагрузки соответствуют возможностям имеющихся машин, то испытания следует проводить именно на этих машинах, а не на менее точных испытательных стендах.

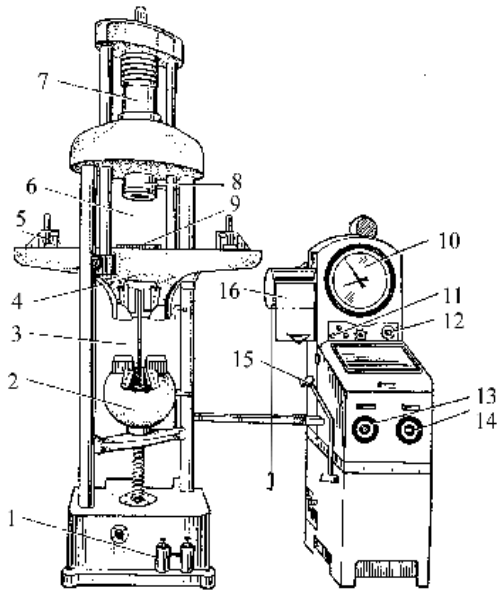


Рисунок 2.3 *Испытательная машина.*

1 – выключатель для подъема и опускания нижнего захвата; 2 – нижний захват; 3 – пространство для проведения испытаний на растяжение; 4 – гибочный стол, являющийся одновременно верхним захватом; 5 –передвижная опора для испытания на изгиб; 6 - пространство для проведения испытаний на сжатие, продольный изгиб, поперечный изгиб, а также других испытаний; 7 – рабочий цилиндр; 8 – узел крепления гибочного штампа у верхней опорной плиты; 9 – нижняя опорная плита; 10 – шкала визуального наблюдения за показаниями маятникового манометра; 11 – шкала приспособления для поддержания постоянства заданной нагрузки; 12 – кнопки для включения двигателя насоса; 13 – ручной маховичок для включения приспособления для поддержания постоянства заданной нагрузки; 14 – ручной маховичок для точного управления; 15 – рычаг для нагрузки и разгрузки; 16 – самопишущий прибор для записи диаграммы "сила – путь" или "сила – время"

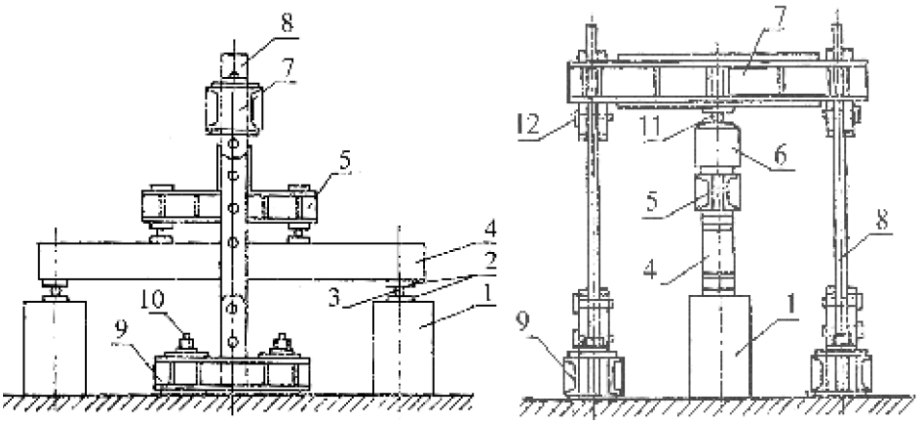


Рисунок 2.4 Стенд для испытаний балочных элементов двумя сосредоточенными силами: 1 - опоры стенда; 2 – стальные пластинки; 3 – каток; 4 – испытываемая конструкция; 5 – распределительная траверса; 6 – гидравлический домкрат; 7 – поперечная траверса; 8 – заанкеренная стойка; 9 – анкерные траверсы; 10 – анкерные болты; 11 - стальной шар; 12 - штырь

Если размеры конструкции и требуемые усилия превышают возможности прессового оборудования, испытания приводят на специально изготовленных стендах. для испытания балок, ферм, стеновых панелей, рамных и других конструкций. Такие стенды монтируются на отдельном фундаменте или силовой плите. На Рисунок 2.4показан стенд для испытания балочных элементов. При испытании конструкций на стендах используют гидравлические домкраты серий ДГ -100м, ДГ -200м и облегченные гидравлические домкраты ЦНИИСКа грузоподъемностью от 5 до 50кН. Давление, развиваемое гидравлическими домкратами, измеряют манометрами. При испытаниях применяют манометры с трубчатой пружиной. Эти манометры выпускаются двух классов точности: «2,5» или «4» с предельной ошибкой при измерении не более 2,5% или 4% (Рисунок 2.5).

Рисунок 2.5 Манометр с трубчатой пружиной.

Приборы и измерительная аппаратура.

Испытания строительных конструкций, материалов и моделей связаны с определением большого числа параметров, характеризующих процесс загружения и поведения их под нагрузкой. К таким параметрам относятся: силовые и температурные воздействия, перемещения, деформации, углы поворота и другие. Для измерения перечисленных параметров используются приборы и преобразователи, основанные на различных принципах действия. При проведении натурных испытаний предпочтение отдается приборам, которые быстро устанавливаются на конструкцию, имеют достаточно широкий измерительный диапазон и автономное электрическое питание. Это приборы с механическим принципом действия и визуальным считыванием показаний.

Определение свойств материалов железобетонных конструкций (бетон и арматура).

Определение фактических характеристик материалов основных несущих конструкций и их элементов производится методами неразрушающего контроля, а также методами определения прочности по образцам, отобранным из конструкций.

Определение прочности бетона.

Все методы определения прочности бетонов можно разделить на разрушающие и неразрушающие (Рисунок 2.6).

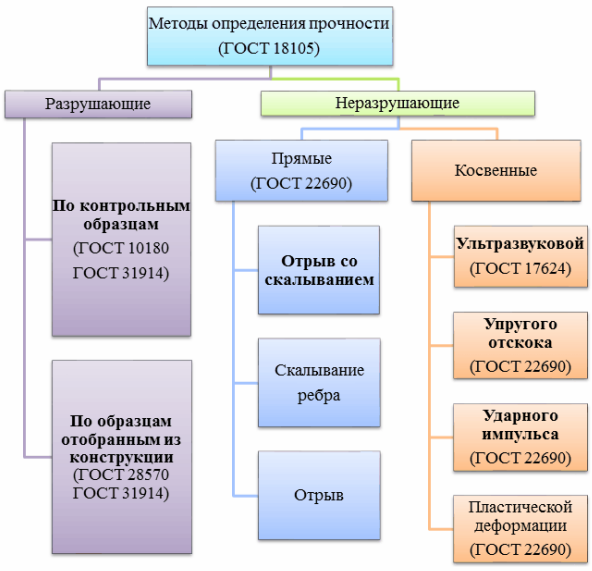


Рисунок 2.6. Классификация методов определения прочности бетона

Метод пластической деформации.

Самым старым методом определения прочности бетона является пластической деформации. Данное испытание определяет твердость поверхности бетона посредством измерения следа.

Эталонный молоток НИИМосстроя конструкции К. П. Кашкарова.

Эталонным молотком наносят не менее 10 ударов в различных точках по длине или площади конструкции. Молоток имеет эталонный стержень из Ст3. Во время испытания необходимо следить за тем, чтобы ось головки молотка была перпендикулярна поверхности испытываемой конструкции. После каждого удара эталонный стержень передвигают таким образом, чтобы расстояние между центрами соседних отпечатков было не менее 10 мм (

а)

б)

Рисунок 2.7, а). Удары по поверхности испытываемой конструкции наносят так, чтобы расстояние между отпечатками не превышало 30 мм. Диаметр лунок на бетонной поверхности в эталонном стержне измеряют с точностью до 0,1 мм угловым масштабом (

а)

б)

Рисунок 2.7, б), состоящим из двух стальных измерительных линеек, склепанных под углом. Градуировочная зависимость показана на Рисунок 2.8.

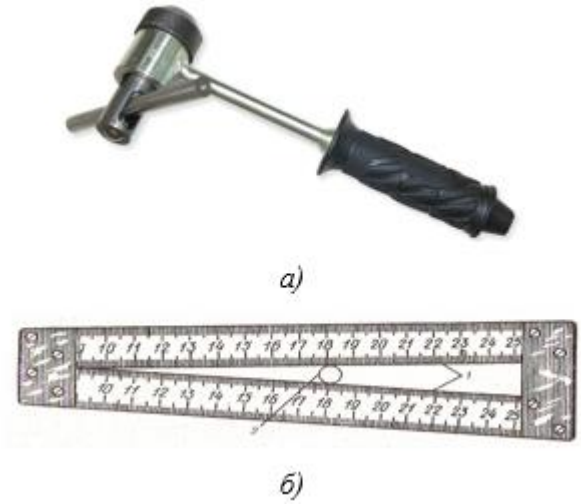


Рисунок 2.7. Молоток конструкции К. П. Кашкарова – а), определение диаметра отпечатка на бетоне угловым масштабом - б): 1 – угловой масштаб; 2 – измеряемая лунка

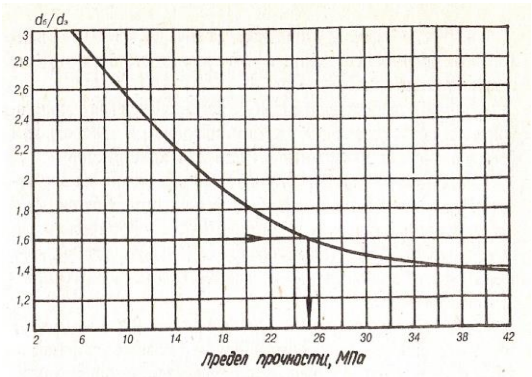


Рисунок 2.8. Градуировочная зависимость для определения прочности бетона молотком К. П. Кашкарова

Метод упругого отскока

Склерометр – это прибор для замера показаний прочности бетона и бетонного раствора с посредством методики упругого отскока в соответствии с требованиями ГОСТ 22690. Границы замеров для данной методики составляют от 5 до 50 МПа (для марок М50 - М500). Прибор состоит из ударного механизма и стрелки-индикатора, помещенных в корпус цилиндрической формы. Замер проводится приведением в действие ударного механизма (Рисунок 2.9). Гградуировочная зависимость прилагается каждому типу склерометра.

Рисунок 2.9. Измерение прочности бетона склерометром

Метод ударного импульса

Принцип заключается в проверке показателей прочности строительной конструкции с помощью ударного импульса (Рисунок 2.10). Для этого проводится серия ударов (15 шт.) в одно место поверхности. Далее прибор производит пересчет полученных значений и определяет средний показатель. На основании полученного показателя и определяется фактическая марка бетона строительной конструкции.

Рисунок 2.10. Измерение прочности бетона методом ударного импульса

Ультразвуковой метод определения прочности бетона

Ультразвуковое исследование бетона позволяет определять действительную прочность бетона с максимальной точностью. Данный метод по точности может уступить разве что разрушающему методу, но он гораздо более удобный и предоставляет более полную картину того, что происходит внутри бетона. Как уже говорилось ранее, некоторые приборы ультразвукового контроля прочности бетона имеют расширение в виде дефектоскопов, которые собирают данные обо всем объеме материала, т.е. они покажут внутренние трещины и пустоты в бетоне, о которых вы даже не подозревали, а они влияют на эксплуатационные характеристики здания. Эти

приборы способны оценить не только однородность, но и пористость материала, а также зрелость бетона и наличие минеральных отложений внутри. Иначе говоря, вы знаете все, что происходит внутри бетона. Огромным преимуществом ультразвукового метода является то, что он совершенно не повреждает бетонную конструкцию, что позволяет отнести его к неразрушающим методам контроля бетона, о которых мы уже рассказывали вам ранее. Однако его отличие от прочих методов видно невооруженным глазом. Вам не надо бить, скалывать и отрывать бетон от поверхности. Да, прочностные характеристики от этого страдают минимально, поэтому существенных проблем при эксплуатации здания не возникает, однако некоторые эстетические повреждения все-таки имеются. Ультразвуковой же метод неразрушающего контроля бетона не оставляет никаких повреждений на поверхности исследуемого участка конструкции, тем самым становясь приоритетным для современных строителей. Принцип работы прибора и весь процесс ультразвукового исследования бетона состоит в следующем: в приборе генерируется импульс, который преобразовывается в волну и предается по бетону вплоть до приемника сигнала, который принимает, а затем усиливает сигнал, передавая данные на развертку, которая фактически отображает все данные исследования. При ультразвуковом обследовании необходимо учитывать следующие моменты:

1) Измерять конструкцию нужно таким образом, чтобы импульс был направлен перпендикулярно рабочей арматуре.
2) Если производится поверхностное прозвучивание бетона, то необходимо провести 2 испытания, результаты должны отклоняться друг от друга не более чем на 1 %.
3) Необходимо получить градуировочные зависимости для исследуемого типа бетона, а для этого необходимо дополнительно провести испытания или разрушающим методом, или методом отрыва со скалыванием.
4) Согласно ГОСТ 17624-2012, необходимо производить вычисления по формуле $R=aH+b$, где R – это прочность, Н – скорость или время

ультразвука, a и b – коэффициенты вычисляемой градуировочной зависимости.

Неразрушающие прямые методы

Прямые неразрушаюшие методы контроля прочности бетона часто называют методами локального разрушения. Отрыв со скалыванием – метод определения прочности бетона непосредственно в конструкции при локальном механическом воздействии на бетон (Рисунок 2.11)

Рисунок 2.11. Подготовка к определению прочности бетона методом отрыва со скалыванием

Главное достоинство исследований на отрыв – это высокая точность в большом диапазоне измерений. Этот способ – единственный, который позволяет выстроить градуировочную зависимость, не разрушая бетонную конструкцию.

К этой же группе методов относят метод скалывания ребра.

Арматура. Поиск арматурных стержней и определение толщины защитного слоя. Параметры армирования определяются с помощью электромагнитного метода. Метод определения защитного слоя бетона и диаметра арматуры основан на измерении магнитного сопротивления магнитной цепи (Рисунок 2.12). Для этого используются приборы ИЗС-10Н, Поиск-2.5 или аналогичные.

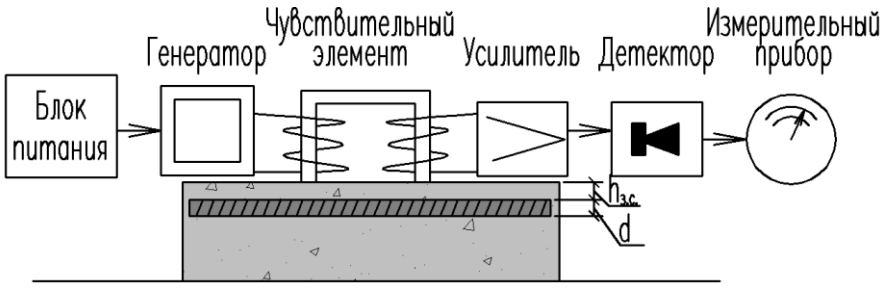


Рисунок 2.12 Блок-схема прибора для определения толщины защитного слоя и диаметра арматуры

Металлический предмет, попадая в магнитное поле индуктивного датчика прибора, вызывает отклонение стрелки прибора, проградуированного в единицах толщины защитного слоя, в зависимости от диаметра арматуры (мм). Для определения величины защитного слоя бетона $h_{ЗС}$ и диаметра арматуры используется следующий прием: вначале датчик прибора устанавливается на поверхность конструкции строго над арматурным стержнем (наибольшее отклонение стрелки прибора от начального положения). Затем производится измерение величины защитного слоя при различных, уставленных на приборе, диаметрах арматуры. Далее на поверхность конструкции устанавливается пластина из оргстекла известной толщины Δ. Так как расстояние от датчика до арматурного стержня увеличивается, то соответственно возрастает измеряемое значение толщин защитного слоя для каждого диаметра арматуры. Там, где разница между толщиной защитного слоя с пластиной и без нее будет равна или максимально близка к толщине пластины, там показания прибора без пластины соответствуют диаметру арматуры в исследуемой железобетонной балке. Соответственно будет найдена и толщина защитного слоя арматуры для этого диаметра (Рисунок 2.13).

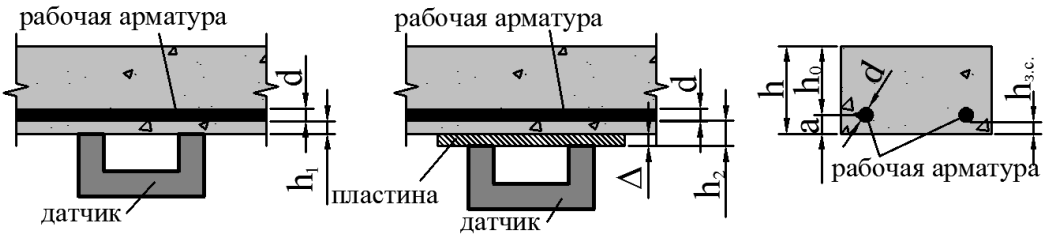


Рисунок 2.13 Схема определения диаметра арматуры и величины защитного слоя бетона железобетонной балки

Физико-механические свойства арматуры зависят от химического состава, способа производства и обработки. Основными прочностными характеристиками для мягких сталей является физический предел текучести σ_y. Для низколегированных сталей и высокопрочной проволоки – условный предел текучести $\sigma_{0,2}$, принимаемый равным напряжению, при котором остаточные деформации составляют 0,2 %, и условный предел упругости $\sigma_{0,02}$,

при котором остаточные деформации равны 0,02 %. К основным физико-механическим характеристикам арматуры также относятся: σ_u - напряжение, соответствующее временному сопротивлению; E_s - модуль упругости арматуры; $\delta\%$ - полное относительное удлинение после разрыва арматуры. Определение физико-механических характеристик производится в соответствии с требованиями ГОСТ 12004 "Сталь арматурная. Методы испытанияна растяжение". Для испытания используются образцы арматуры с необработанной поверхностью диаметром от 3 до 80 мм. Горячекатаную стержневую арматуру диаметром более 20 мм допускается испытывать на обточенных образцах с сохранением поверхности проката на головках образца.

При проведении испытаний арматуры должны соблюдаться следующие требования:

- надежное центрирование образца;
- плавное загружение;
- средняя скорость загружения при испытании до предела текучести не должна быть более 10 МПа в секунду, за пределом текучести скорость нагружения может быть увеличена.

Физический предел текучести стали, устанавливается по диаграмме растяжения стержней и равен напряжению, соответствующему площадке текучести.

Абсолютное удлинение образца определяется по шкале, закрепленной на станине разрывной машины.

Начальный модуль упругости вычисляется с погрешностью не более 1% по формуле

$$Es = (\sigma_{0,35} - \sigma_{0,1})/(\varepsilon_{0,35} - \varepsilon_{0,1});$$

где $\sigma_{0,35}$, $\sigma_{0,1}$ - напряжения в образце равные $0{,}1\sigma_u$ и $0{,}35\,\sigma_u$; $\varepsilon_{0,35}$ и $\varepsilon_{0,1}$ - относительные деформации, соответствующие этим напряжениям.

Особенности исследования узлов и соединений сборных и монолитных конструкций.

Перед исследованиями проводят оценку технического состояния конструкций по внешним признакам производится на основе определения следующих факторов:

- геометрических размеров конструкций и их сечений;
- наличия трещин, отколов и разрушений;
- состояния защитных покрытий (лакокрасочных, штукатурок, защитных экранов и др.);
- прогибов и деформаций конструкций;
- нарушения сцепления арматуры с бетоном;
- наличия разрыва арматуры;
- состояния анкеровки продольной и поперечной арматуры;
- степени коррозии бетона и арматуры.

Определение и оценку состояния лакокрасочных покрытий железобетонных конструкций следует производить по методике, изложенной в ГОСТ 9.602-2016. При этом фиксируются следующие основные виды повреждений: растрескивания и отслоения, которые характеризуются глубиной разрушения верхнего слоя (до грунтовки), пузыри и коррозионные очаги, характеризуемые размером очага (диаметром), мм. Площадь отдельных видов повреждений покрытия выражают ориентировочно в процентах по отношению ко всей окрашенной поверхности конструкции (элемента). Эффективность защитных покрытий при воздействии на них агрессивной производственной среды определяется по состоянию бетона конструкций после удаления защитных покрытий. В процессе визуальных обследований производится ориентировочная оценка прочности бетона. При наличии увлажненных участков и поверхностных высолов на бетоне конструкций определяют величину этих участков и причину их появления. Результаты визуального осмотра железобетонных конструкций фиксируют в виде карты дефектов, нанесенных на схематические планы или разрезы здания, или составляют таблицы дефектов с рекомендациями по классификации дефектов и повреждений с оценкой категории состояния конструкций. Внешние

признаки, характеризующие состояния железобетонных конструкций по четырем категориям состояний, приводятся в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Оценка технического состояния железобетонных конструкций по внешним признакам

Категория состояния конструкций	Признаки состояния конструкций
I - нормальное	На поверхности бетона незащищенных конструкций видимых дефектов и повреждения нет или имеются небольшие отдельные выбоины, сколы, волосяные трещины (не более 0,1 мм). Антикоррозионная защита конструкций и закладных деталей не имеет нарушений. Поверхность арматуры при вскрытии чистая, коррозии арматуры нет, глубина нейтрализации бетона не превышает половины толщины защитного слоя. Ориентировочная прочность бетона не ниже проектной. Цвет бетона не изменен. Величина прогибов и ширина раскрытия трещин не превышают допустимую по нормам
II - удовлетворительное	Антикоррозионная защита железобетонных элементов имеет частичные повреждения. На отдельных участках в местах малой величиной защитного слоя проступают следы коррозии распределительной арматуры или хомутов, коррозия рабочей арматуры отдельными точками и пятнами; потери сечения рабочей арматуры не более 5 %; глубоких язв и пластинок ржавчины нет. Антикоррозионная защита закладных деталей не обнаружена. Глубина нейтрализации бетона не превышает толщины защитного слоя. Изменен цвет бетона вследствие пересушивания, местами отслоение защитного слоя бетона при простукивании. Шелушение граней и ребер конструкций, подвергшихся замораживанию. Ориентировочная прочность бетона в пределах защитного слоя ниже проектной не более 10 %. Удовлетворяются требования действующих норм, относящихся к предельным состояниям I группы; требование норм по предельным состояниям II группы могут быть частично нарушены, но

Категория состояния конструкций	Признаки состояния конструкций
	обеспечиваются нормальные условия эксплуатации
III - неудовлетворительное	Трещины в растянутой зоне бетона, превышающие их допустимое раскрытие. Трещины в сжатой зоне и в зоне главных растягивающих напряжений, прогибы элементов, вызванные эксплуатационными воздействиями, превышают допустимые более чем на 30 %. Бетон в растянутой зоне на глубине защитного слоя между стержнями арматуры легко крошится. Пластинчатая ржавчина или язвы на стержнях оголенной рабочей арматуры в зоне продольных трещин или на закладных деталях, вызывающие уменьшение площади сечения стержней от 5 до 15 %. Снижение ориентировочной прочности бетона в сжатой зоне изгибаемых элементов до 30 и в остальных участках - до 20 %. Провисание отдельных стержней распределительной арматуры, выпучивание хомутов, разрыв отдельных из них, за исключением хомутов сжатых элементов ферм вследствие коррозии стали (при отсутствии в этой зоне трещин). Уменьшенная против требований норм и проекта площадь опирания сборных элементов при коэффициенте заноса К=1,6 (см. примечание). Высокая водо- и воздухопроницаемость стыков стеновых панелей
IV - предаварийное или аварийное	Трещины в конструкциях, испытывающих знакопеременные воздействия, трещины, в том числе пересекающие опорную зону анкеровки растянутой арматуры; разрыв хомутов в зоне наклонной трещины в средних пролетах многопролетных балок и плит, а также слоистая ржавчина или язвы, вызывающие уменьшение площади сечения арматуры более 15 %; выпучивание арматуры сжатой зоны конструкций; деформация закладных и соединительных элементов; отходы анкеров от пластин закладных деталей из-за коррозии стали в сварных швах, расстройство стыков сборных элементов с

Категория состояния конструкций	Признаки состояния конструкций
	взаимным смещением последних; смещение опор; значительные (более 1/50 пролета) прогибы изгибаемых элементов при наличии трещин в растянутой зоне с раскрытием более 0,5 мм; разрыв хомутов сжатых элементов ферм; разрыв хомутов в зоне наклонной трещины; разрыв отдельных стержней рабочей арматуры в растянутой зоне; раздробление бетона и выкрошивание заполнителя в сжатой зоне. Снижение прочности бетона в сжатой зоне изгибаемых элементов и в остальных участках более 30 %. Уменьшенная против требований норм и проекта площадь опирания сборных элементов. Существующие трещины, прогибы и другие повреждения свидетельствуют об опасности разрушения конструкций и возможности их обрушения

Для отнесения конструкции к перечисленным в таблице категориям состояния достаточно наличие хотя бы одного признака, характеризующего эту категорию. Преднапряженные железобетонные конструкции с высокопрочной арматурой, имеющие признаки II категории состояния, относятся к III категории, а имеющие признаки III категории - соответственно к IV или V категориям в зависимости от опасности обрушения. При уменьшенной против требований норм и проекта площади опирания сборных элементов необходимо провести ориентировочный расчет опорного элемента на срез и смятие бетона. В расчете учитываются фактические нагрузки и прочность бетона. Отнесение обследуемой конструкции к той или иной категории состояния при наличии признаков, не отмеченных в таблице, в сложных и ответственных случаях должно производиться на основе анализа напряженно-деформированного состояния конструкций, выполняемых специализированными организациями.

Экспериментальные исследования железобетонных конструкций и узлов статической нагрузкой.

Для испытания в полевых условиях применяют простейшие и сборно-разборные инвентарные стенды, в заводских и лабораторных условиях — стенды с использованием сжатого воздуха, домкратные установки, стационарные, механизированные и автоматизированные стенды.

Простейшие стенды имеют две или четыре опоры, выполненные из кирпича, бетона или сборных железобетонных элементов (Рисунок 2.14). Между несущими опорами устраиваются страховочные для фиксации конструкции в случае внезапного обрушения. К числу простейших можно отнести стенды для испытания конструкций в горизонтальном положении.

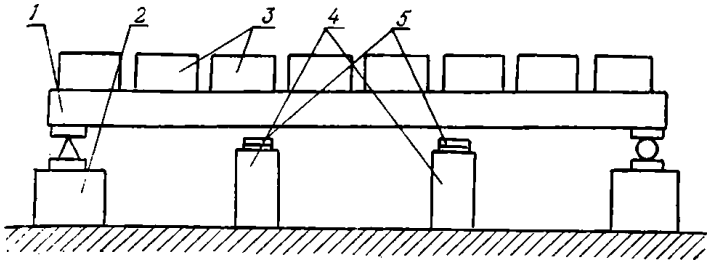


Рисунок 2.14 Простейший стенд: у — испытываемая конструкция; 2 —опора; 5 — грузы; 4 — страховочные опоры; 5 — подкладки

Плиты, панели, настилы и другие плоские конструкции можно испытывать на стендах с использованием сжатого воздуха. Для испытания балок, ферм и других конструкций пролетом до 18 м используют сборно-разборные инвентарные стенды, собираемые из набора элементов различной длины, в виде двух ферм, между которыми помещают испытываемую конструкцию. Раскосы крепят к фасонкам нижнего пояса стенда в зависимости от пролета испытываемой конструкции. Нагрузочными устройствами служат гидравлические домкраты. В качестве стенда для испытания стеновых панелей или объемных элементов крупнопанельных зданий служат металлические опорные балки, соединенные тягами.

При необходимости передачи на испытываемую конструкцию вертикальной и горизонтальной нагрузок применяют домкратные установки.

Плиты, панели, настилы и другие плоские конструкции можно испытывать на стендах с использованием сжатого воздуха (Рисунок 2.15).

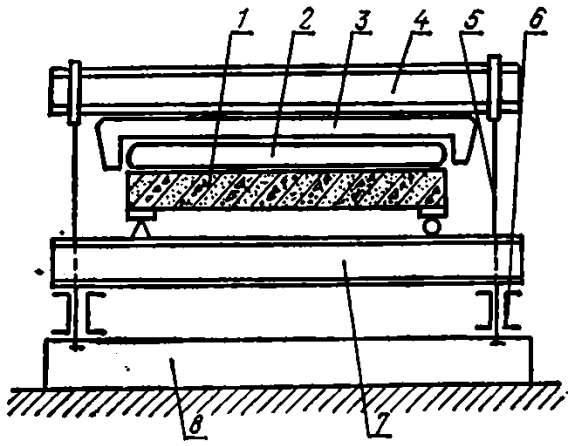


Рисунок 2.15 Схема испытания плиты сжатым воздухом:
/ — испытываемая конструкция; 2 — пневматический баллон; 3 — упорный щит с ограничителями; 4 — поперечина; 5 — тяги; 6 — продольные балки; 7 — поперечные опорные балки; 8 — фундамент

Экспериментальные исследования железобетонных конструкций и узлов динамической нагрузкой.

Контроль качества монолитного бетона и бетонных работ должен заключаться в проверке:

- качества материалов, составляющих бетон, условий их хранения;
- работы дозировочных устройств и бетонного хозяйства в целом;
- готовности конструктивных элементов здания к бетонированию;
- качества бетонной смеси при ее приготовлении, транспортировании, укладке;
- правильности ухода за бетоном и сроков распалубливания, скорости подъема скользящей опалубки в случае ее применения;
- качества бетона (прочность, водонепроницаемость и морозостойкость),
- правильности формы и размеров выполненных конструктивных элементов.

Контроль качества бетона в конструкциях зданий осуществляется по требованию проекта или специальных нормативных документов, либо когда качество бетона не соответствует требованиям проекта, а также для принятия решения о возможности применения конструкции или сооружения в тех случаях, когда определенные по специально изготовленным контрольным образцам физико-механические свойства бетона оказываются ниже проектных.

Цементы разрешается применять только после получения заводского паспорта и лабораторных испытаний. Определять качество цемента - нормальную густоту, сроки схватывания и наличие признаков ложного схватывания необходимо при отборе проб из каждой партии. Контроль качества бетонной смеси и отбор проб производится строительной лабораторией. Дозировку составляющих бетонной смеси необходимо проверять 2 раза в смену. Подвижность бетонной смеси следует проверять у места приготовления и перед укладкой в опалубку. При приготовлении бетонной смеси в зимних условиях необходимо осуществлять контроль за температурой нагрева воды, заполнителей и температурой бетонной смеси на выгрузке из бетоносмесителя через каждые 2 часа.

Контроль приготовления бетонной смеси с химическими добавками заключается в систематической проверке:

- плотности раствора добавок рабочей смеси или повышенной концентрации и соответствия ее заданной (производится после приготовления новой порции раствора в каждой емкости);

-правильности дозирования раствора добавок повышенной концентрации и воды (не реже двух раз в смену);

-соответствия заданным значениям подвижности, жесткости, количества вовлеченного воздуха или газа и объемной массы бетонной смеси с пластифицирующими, воздухововлекающими и газообразующими добавками (не реже двух раз в смену);

-соответствия времени перемешивания бетонной смеси с воздухововлекающими и газообразующими добавками, установленному опытным путем и производственной бетономешалке.

При транспортировании бетонной смеси при отрицательных температурах воздуха осуществляется контроль за укрытием, утеплением и обогревом транспортной и приемной тары (один раз в смену).

Перед бетонированием должны быть проверены состояние рабочего шва, правильность установки опалубки и арматуры.

Отбор проб для определения удобоперекачиваемости и удобоукладываемости бетонной смеси производиться при загрузке ее в приемный бункер бетононасоса и этой же смеси при выходе ее из бетоновода. Отбор осуществляется 2 раза в смену.

Продолжительность взятия пробы не должна превышать 10 с. Бетонная смесь подвергается испытаниям не позднее, чем через 5 мин после взятия пробы.

При перекачивании бетонной смеси в жаркую погоду необходимо осуществлять контроль за температурой смеси, поступающей в бункер насоса и выходящей из конечного участка бетоновода не менее 3-х раз в смену; температура смеси при этом не должна превышать 35°С.

Все показатели по контролю бетонной смеси заносятся в журнал производства работ.

При выдерживании уложенного бетона в начальный период его твердения необходимо поддерживать благоприятный температурно-влажностный режим, предотвращать значительные температурно-усадочные деформации и предохранять от механических повреждений.

Пробы для контроля подвижности и связности бетонной смеси должны отбираться каждые два часа, а также при всех изменениях состава бетонной смеси или ее составляющих. Пробы для изготовления контрольных образцов следует отбирать для каждого состава бетонной смеси не реже двух раз в смену независимо от продолжительности бетонирования и объема укладываемой смеси.

Из каждой пробы следует изготовить две серии контрольных образцов-кубов, состоящих каждая из трех образцов. Одна серия образцов предназначается для проверки соответствия фактической прочности бетона проектной, вторая — для определения сроков распалубки и загружения конструкции.

Для малогабаритных конструкций, доступных с двух сторон, качество бетона может контролироваться импульсно-акустическим (ультразвуковым) методом.

2.2. Влияние различных условий на результат экспериментальных исследований железобетонных конструкций

2.2.1. Исследование работы железобетонных конструкций при повышенных и пониженных температурах (на стадии возведения и на стадии эксплуатации).

В СП 27.13330.2017 «Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур» принята следующая терминология в отношении уровня и периода времени температурного воздействия:

- ***высокая температура:*** эксплуатационная температура воздействия на конструкции в диапазоне от 200 °С до 1400 °С;
- ***повышенная температура:*** эксплуатационная температура воздействия на бетонные и железобетонные конструкции в интервале от 50 °С до 200 °С включительно.
- ***кратковременный нагрев:*** первый разогрев конструкции до расчетной температуры при ее изготовлении;
- ***циклический нагрев:*** Длительный температурный режим, при котором в процессе эксплуатации конструкция периодически подвергается повторяющемуся нагреву с колебаниями температуры более 30 % от расчетной величины при длительности циклов от 3 часов до 30 дней;
- ***длительный нагрев:*** воздействие расчетной температуры в период эксплуатации (различают постоянный и циклический длительный нагрев);
- ***постоянный нагрев:*** длительный температурный режим, при котором в процессе эксплуатации конструкция подвергается нагреву с колебаниями температуры до 30 % расчетного значения.

Терминология в отношении применяемых в таких случаях материалов конструкций (наименования бетонов):

- ***обычный*** - по ГОСТ 25192,
- ***жаростойкий*** - по ГОСТ 20910.

Классы жаростойкого бетона по предельно допустимой температуре применения в соответствии с ГОСТ 20910 в зависимости от вида вяжущего, заполнителей, тонкомолотых добавок и отвердителя. При проектировании конструкций из жаростойких бетонов по ГОСТ 20910 необходимо учитывать дополнительные требования к исходным материалам для жаростойких бетонов, подбору состава и технологии их изготовления, а также специфику производства работ по возведению конструкций из жаростойких бетонов.

При проектировании зданий, сооружений и тепловых агрегатов должны приниматься конструктивные схемы, обеспечивающие необходимую прочность, устойчивость и пространственную неизменяемость конструкции на всех стадиях возведения и при эксплуатации.

Выбор конструктивных решений следует проводить, исходя из технико-экономической целесообразности их применения в конкретных условиях строительства с учетом максимального снижения материалоемкости, трудоемкости и стоимости строительства, за счет:

- применения эффективных строительных материалов и конструкций;
- снижения веса конструкций;
- наиболее полного использования физико-механических свойств материалов;
- использования местных строительных материалов;
- соблюдения требований по экономному расходованию основных строительных материалов.

В сборных конструкциях, предназначенных для работы в условиях повышенных и высоких температур, особое внимание следует уделять прочности и долговечности соединений элементов. Конструкции узлов и соединений элементов должны обеспечивать надежную передачу усилий,

прочность самих элементов в зоне стыка, а также связь дополнительно уложенного бетона в стыке с бетоном конструкции.

Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур, следует рассчитывать на основе положений СП 63.13330 по двум группам предельных состояний (по несущей способности и по пригодности к нормальной эксплуатации) с учетом дополнительных требований, изложенных в СП 27.13330.2017. Расчеты должны обеспечивать надежность бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур, как на стадии их изготовления, так и в течение всего срока их службы в соответствии с предъявляемыми к ним требованиями.

Работа и разрушение бетона в условиях высоких температур

Неблагоприятными условиями работы бетона в процессе эксплуатации железобетонных конструкций являются высокие температуры.

Температурные воздействия на бетон высоких температур могут быть обусловлены:

- технологическими процессами
- или огневым воздействием в условиях пожара.

Поскольку бетонные и железобетонные конструкции, подвергающиеся воздействиям высоких температур вследствие технологических процессов, обычно, имеют какую-либо защиту от таких воздействий, их рассмотрение имеет свои особенности.

Ниже рассматривается температурное воздействие в условиях пожара на бетон незащищенных конструкций, что хоть и является аварийным воздействие, однако имеет большее распространение, чем высокотемпературные воздействия от технологических процессов.

В процессе пожара температура в помещении может подниматься до

1000-1200˚С при продолжительности пожара 1-2 часа.

В условиях пожара в железобетонных конструкциях происходит снижение прочности бетона и арматуры и при достижении определенной температуры это снижение становиться необратимым. Так при нагреве до 400˚С, бетон начинает резко терять прочность и при достижении температуры 800˚С и выше (температура разрушения бетона) бетон теряет 90% и более своей прочности.

При этом, если температура бетона не достигла 500˚С, то его прочность может восстановиться до 90% начального значения в течении года.

При больших температурах прочность бетона снижается необратимо, а при остывании и выдерживании в нормальных условиях продолжает снижаться. Данное снижение прочности происходит вследствие нарушения структуры затвердевшего портландцемента из-за усиливающейся разнозначности деформации гелеобразной части цементного камня неразложившихся зерен клинкера, а также из-за дегидратации $Ca(OH)_2$. Также бетон получает дополнительное снижение прочности при тушении пожара, т.е. при охлаждении бетона водой после нагрева в условиях пожара.

Кроме изменения прочности при нагревании бетона происходит изменение его упругопластических свойств, модуль упругости снижается и при этом происходит рост пластических деформаций бетона под нагрузкой . Так при нагреве до 500˚С происходит снижение модуля упругости до 43%, а при 700˚С до 18% от начального значения. При этом при достижении бетоном температуры 400˚С начинается резкий рост пластических деформаций, что также обуславливается нарушением и изменением структуры бетона.

Кроме того, при нагреве бетона до высоких температур происходит его необратимая усадка. Также при нагреве бетона в условиях пожара может наблюдаться его взрывообразное разрушение в виде отколов бетона на глубину 5-10см вследствие возникновения высокого давления пара в замкнутых порах.

Однако, следует отметить, что бетонные и железобетонные конструкции обладают значительными размерами сечений, а сам бетон обладает некоторым сопротивлением теплопередаче, в силу чего для его прогрева до высоких температур на всю толщину требуется значительное время и при быстрой ликвидации пожара часто необратимые повреждения получают только поверхностные слои бетона конструкций. Поэтому, поврежденные в результате пожара железобетонные и бетонные конструкции не всегда оказываются непригодными к дальнейшей эксплуатации или последующему восстановлению.

Возможность дальнейшей эксплуатации или последующего восстановления бетонных и железобетонных конструкций, получивших повреждения от воздействия низких или высоких температур, определяют по результатам инженерно-технического обследования, в ходе которого определяется и оценивается:

- глубина
- и степень поражения бетона,
- его прочность,
- состояние арматуры и, при необходимости, производится отбор и испытания ее образцов на предмет прочности.

По итогам выполненного технического обследования зданий и сооружений разрабатываются рекомендации по дальнейшей надежной и безопасной эксплуатации, выбираются методы и средства восстановления и усиления конструкций.

Работа и разрушение бетона в условиях низких температур

Неблагоприятными условиями работы бетона в процессе эксплуатации железобетонных конструкций также являются низкие температуры, в том числе циклическое замораживание-оттаивание бетона, в холодный период года.

Наиболее частая причина разрушения бетона - воздействие низких

температур, а именно попеременное замораживание-оттаивание влажного бетона незащищенных от атмосферных воздействий бетонных и железобетонных конструкций.

Отрицательное воздействие низких температур на бетон в первую очередь связано с процессом замерзания химически несвязанной воды, находящейся в теле бетона (в порах и капиллярах цементного каркаса). При этом разрушение бетона при действии отрицательных температур может происходить под действие одного или нескольких факторов одновременно:

- гидростатическое давление жидкости на стенки пор и капилляров цементного камня в процессе льдообразования;
- гидравлическое давление незамерзшей жидкости при ее отжатии от фронта промерзания растущими кристаллами льда в незаполненные водой поры и капилляры;
- непосредственное давление растущих кристаллов льда на стенки пор и капилляров, а также макро- и микроскопическая сегрегация льда;
- осмотическое давление, возникающее в капиллярах и порах цементного камня в процессе массо- теплопереноса при замораживании и оттаивании бетона;
- температурные напряжения, возникающие в бетоне из-за различных коэффициентов температурных деформаций жесткого скелета и льда.

Кроме того, дополнительные напряжения в бетоне под воздействием низких температур создаются благодаря различию деформаций по температуре различных составляющих железобетонных конструкций.

Под действие отрицательных температур, т.е. попеременного замораживания-оттаивания, можно наблюдать четыре основных типа разрушения бетона:

- возникновение трещин в бетоне по всем направлениям по поверхности изделия;

- отслаивание защитного слоя бетона конструкций;
- коррозия арматуры;
- поверхностные сколы бетона конструкций.

Защита бетона от разрушения на улице и способность сопротивляться воздействию низких температур характеризуется маркой по морозостойкости F, количественно выраженной в циклах попеременного замораживания-оттаивания до появления видимых признаков разрушения и до определенной потери бетоном ряда нормируемых показателей:

- плотность,
- прочность,
- динамическая упругость.

Марка по морозостойкости определяется по результатам лабораторных испытаний образцов бетона, замораживанием и оттаиванием:

- с визуальным контролем их состояния,
- контролем веса образцов,
- скорости прохождения ультразвука через образцы,
- определением динамического модуля упругости бетона образцов
- и сравнения их с начальными значениями по ГОСТ 10060-2012 «Бетоны. Методы определения морозостойкости».

Научная работа в области изучения работы бетона в сложных и экстремальных условиях продолжается, в т.ч. активно:

- ведутся работы в области температуро-стойких бетонов,
- разрабатываются методы повышения сопротивляемости бетонов воздействиям как низких, так и высоких температур,
- совершенствуются методы расчета конструкций, подвергающихся температурным воздействиям,
- разрабатываются методы защиты, покрытие бетона от разрушения.

Таким образом, работа бетона в сложных условиях представляет собой

обширное поле деятельности для ученых и значительное количество научных проблематик для дальнейшего разрешения.

2.2.2. Особенности исследований действительной работы узлов и соединений железобетонных конструкций

В качестве примера рассмотрим экспериментальные исследования работы узла соединения плиты перекрытия и колонны из железобетона на основании материала статьи.

Рассмотрим конструктивные схемы зданий с применением железобетонных монолитных безбалочных каркасов. Популярность этого конструктивного решения обусловлена, в частности, высокой технологичностью возведения, оптимизацией технико-экономических показателей. Степень соответствия расчетных моделей фактической работе конструктивных элементов здания, оказывает существенное влияние на достоверность результатов расчета программного комплекса и их корректную интерпретацию.

Одним из сложных расчетных случаев является реализация в программном комплексе расчета на действие перерезывающих сил, поскольку расчетная модель наклонных сечений в нормах проектирования СП 63.13330.2018 (СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения) имеет сугубо эмпирическую основу, как для балочных элементов, так и для плит, в том числе при расчете на продавливание.

Расчёт на продавливание железобетонных плит производят при действии на них сосредоточенной силы и изгибающего момента. При расчёте на продавливание в соответствии с СП 63.13330.2018 рассматривают расчётное поперечное сечение, расположенное по периметру зоны передачи усилий на элемент на расстоянии $\frac{h_0}{2}$ нормально к его продольной оси, по поверхности которого действуют касательные усилия от сосредоточенной силы и изгибающего момента.

Действующие касательные усилия по площади расчётного поперечного сечения должны восприниматься бетоном с сопротивлением растяжению R_{bt} и расположенной по обе стороны от расчётного поперечного сечения на расстоянии $h_0/2$ поперечной арматурой с сопротивлением растяжению R_{sw}.

Расчёт элементов без поперечной арматуры на продавливание при действии сосредоточенной силы производят из условия:

$$F \leq R_{bt} \times u \times h_0$$

где:

F - усилие продавливания;

u - периметр контура расчётного поперечного сечения, расположенного на расстоянии $h_0/2$ от границы площадки нагружения силой F;

h_0 - рабочая высота элемента, равная среднеарифметическому значению рабочих высот для продольной арматуры;

R_{bt} - расчётное значение сопротивления бетона осевому растяжению.

При размерах прямоугольной площадки опирания $a \times b$ и рабочей высоте h_0 , периметр расчётного контура поперечного сечения определяют по формуле:

$$u = 2(a + b + 2h0).$$

В соответствии с ACI-318 усилие при продавливании определяется, исходя из рассмотрения трёх условий:

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \times \sqrt{f_c'} \times b_0 \times d$$

$$V_c = \left(2 + \alpha_s \times \frac{d}{b_0}\right) \times \sqrt{f_c'} \times b_0 \times d$$

$$V_c = 4 \times \sqrt{f_c'} \times b_0 \times d$$

где:

β - отношение длинной и короткой сторон колонны;

$\sqrt{f_c'}$ - *прочностная характеристика бетона;*

b_0 - периметр расчётного контура;

d - расстояние от сжатой грани бетона до центра тяжести растянутой арматуры;

α_s - коэффициент, учитывающий расположение колонны на плане перекрытия.

После расчёта из трёх значений выбирается минимальное, которое и определяет максимально допустимое усилие продавливания.

Экспериментальное исследование работы плоской железобетонной плиты перекрытия при продавливании выполнялось на опытных образцах с квадратной и прямоугольной колонной. Прямоугольная колонна имела соотношение сторон сечения 1 к 4. Испытание образцов проводилось на базе лаборатории кафедры «Строительные конструкции» Академии строительства и архитектуры СамГТУ.

Нагружение образца производилось ступенями, с выдержкой на каждой ступени нагружения и осуществлялось 50-тонным гидравлическим домкратом, который был установлен на силовом полу через распределительные стальные пластины. Домкрат предварительно тарировался для получения зависимости «давление – усилие». Затем на домкрат через центрирующую шайбу и стальную пластину устанавливался образец. Образец удерживался траверсами, которые устанавливались на плиту образца через шарниры. Стальные пластины шарниров устанавливалась на плиту через цементно-песчаный раствор. Траверсы фиксировались с помощью гаек на стальных тягах. Второй конец стальных тяг проходил через распределительные балки под плитой образца. Распределительные балки шпильками закреплялись в силовом полу.

Вид образца перед испытанием представлен на (Рисунок 2.16 а). Для измерения деформаций бетона были установлены тензорезисторы на сжатой грани плиты (Рисунок 2.16, б), также фиксировались деформации растянутой арматуры.

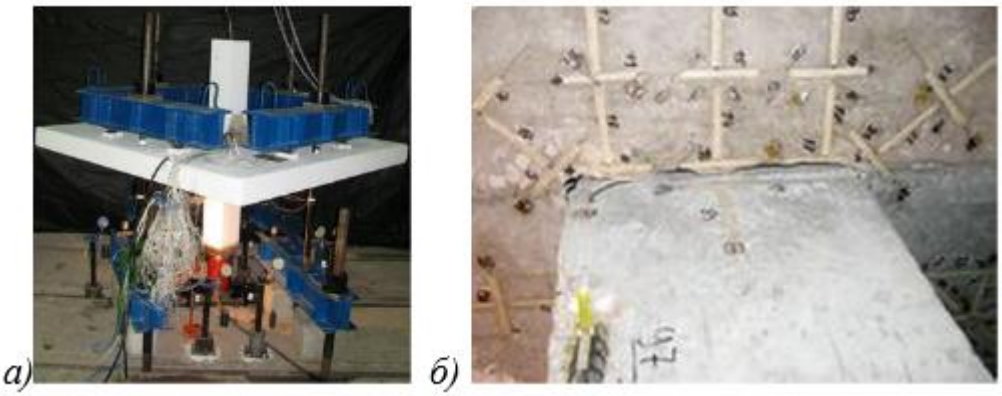


Рисунок 2.16 а) Образец перед испытанием б) Тензорезисторы на бетоне сжатой грани плиты

Были испытаны образцы рабочей арматуры диаметром 14 мм, использовавшейся при армировании плиты образца. Испытания были проведены в соответствии с требованиями ГОСТ 12004-81 «Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение». По результатам испытаний построена диаграмма «σ-ε» для арматуры; среднее значение временного сопротивления испытанной арматуры составило $\boldsymbol{\sigma_в}$ = 708 МПа. По полученным результатам испытанная арматура относится к классу А500С в соответствии с требованиями ГОСТ Р 2544-2006 «Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия».

Фактическая разрушающая нагрузка, полученная по результатам испытаний образцов, составила:

- для образца с квадратной колонной $\boldsymbol{P_{ult}}$ = 272 кН,

- для образца с прямоугольной колонной $\boldsymbol{P_{ult}}$ = 328 кН.

На Рисунок 2.17 показана характерная пирамида продавливания на растянутой грани плиты испытанных образцов.

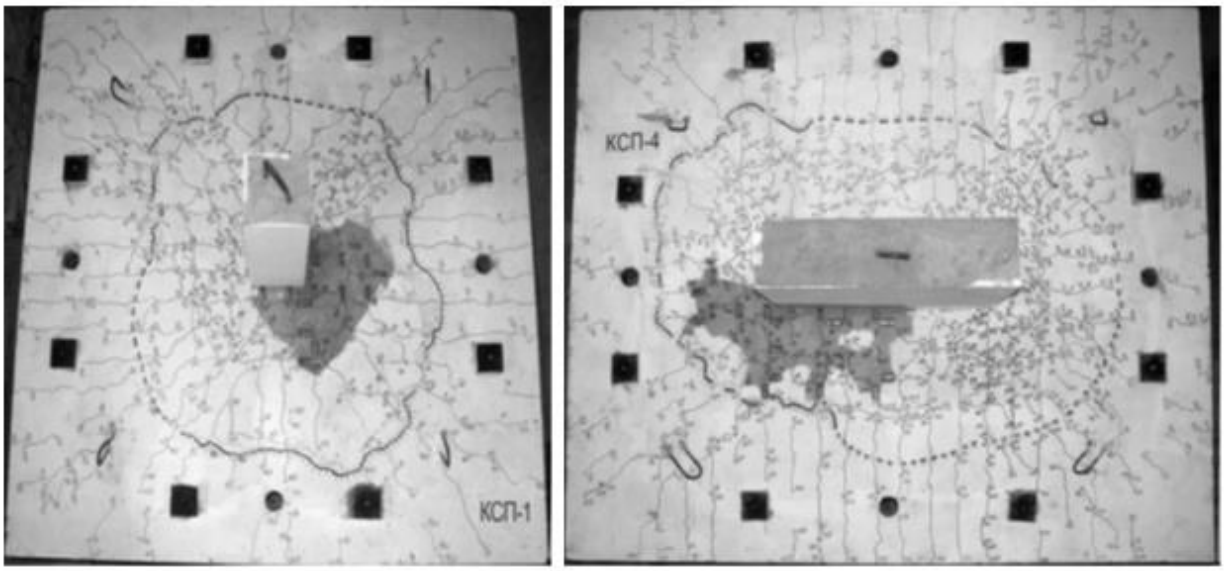


Рисунок 2.17 Образец после испытаний

Расчетное значение разрушающей нагрузки согласно СП 63.13330.2018 составило:

- для образца с квадратной колонной P_{calc} = 255 кН;

$$\frac{P_{ult}}{P_{calc}} = \frac{272}{255} = 1{,}07$$

- для образца с прямоугольной колонной P_{calc} = 457 кН;

$$\frac{P_{ult}}{P_{calc}} = \frac{328}{457} = 0{,}72$$

Расчетное значение разрушающей нагрузки согласно соответствии с ACI-318

- для образца с прямоугольной колонной составило: P_{calc} = 332 кН,

$$\frac{P_{ult}}{P_{calc}} = \frac{328}{332} = 0{,}99$$

Анализ результатов испытаний показывает, что расчетная модель работы железобетонной плиты на продавливание, реализованная в СП 63.13330.2018, дает хорошее соответствие с опытными результатами, когда площадка нагружения имеет квадратную или близкую к ней форму сечения. Для прямоугольной колонны с соотношением сторон поперечного сечения равным 4 экспериментальные значения прочности при продавливании меньше расчетных на 28%.

2.2.3. Влияние повторных статических и циклических нагружений на работу узлов и соединений узлов и железобетонных конструкций.

Во многих случаях железобетонные конструкции при эксплуатации испытывают наряду со статическим нагружением также и многократно повторяющиеся динамические воздействия. К числу источников, вызывающих динамические нагрузки, относятся многие производственные агрегаты, транспортные средства и т.п. При этом в зависимости от параметров внешней нагрузки и времени ее действия разрушение наступает при напряжениях значительно меньших статически разрушающих.

Задача определения выносливости требует знания тех пределов напряжений, которые тот или иной материал может выдержать без разрушения. Вопрос обеспечения совместной работы составляющих бетонов сборно-монолитных конструкций при циклическом нагружении является малоизученным. В действующих нормах проектирования расчет выносливости контакта производится, как при статическом нагружении, путем уменьшения расчетных сопротивлений материалов. Поэтому возникает необходимость в разработке новых усовершенствованных методов расчета прочности и выносливости контактных швов, наиболее правильно отражающих работу контактного шва и сборно-монолитной конструкции в целом при статических и циклических нагружениях.

В работе получены аналитические зависимости для описания изменения

сдвигающих усилий в плоскости контактных швов изгибаемых сборно-монолитных конструкций в зоне совместного действия изгибающих моментов и поперечных сил в условиях циклического нагружения.

Установлено, что на величину сдвигающих усилий и несущей способности контакта влияют:

- силы прижатия одной части балки к другой, возникающие в местах приложения внешних нагрузок и опорных реакций, способствующие повышению прочности контактного шва на сдвиг, как за счет улучшения

условий работы сил сцепления между бетонами, так и за счет вызываемых ими сил трения, которые сосредотачиваются в местах приложения нагрузки и постепенно уменьшаются с удалением от этих точек;

•степень совместного деформирования сборного и монолитного бетонов в едином сечении, т.е. степень податливости соединения двух бетонов на уровне плоскости сопряжения, при увеличении которой увеличиваются напряжения в сборном и монолитном бетонах, причем сдвигающее усилие в контактном шве наоборот уменьшается;

•неравномерность распределения погонных усилий сдвига и сил трения по контактному шву изгибаемых конструкций, что особенно важно для неармированнъгх контактных швов, т.к. в таких контактах после образования трещины в каком-нибудь участке шва несущая способность этого участка резко снижается (сдвигающие усилия уже воспринимаются только за счет сил трения), что в свою очередь приводит к увеличению погонных усилий сдвига в остальных участках.

2.2.4. Исследование работы железобетонных конструкций при длительном их нагружении

Деформации бетона при длительном действии нагрузки. Ползучесть бетона. Опыты показывают, что, если сжимающая нагрузка действует на бетонный образец длительное время, его деформация возрастает, стремясь при достаточно продолжительном нагружении (в течение нескольких лет) к некоторому пределу. Такую медленно нарастающую деформацию при неизменном (постоянном) уровне напряжений принято называть ползучестью.

Изменение величины деформаций ползучести в зависимости от скорости начального нагружения показано на Рисунок 2.18 В общем случае величина деформации ползучести бетона зависит от целого ряда факторов, главными из которых принято считать:

- возраст бетона в момент нагружения;
- относительный уровень напряжений, действующих на бетонный образец;

- температура и влажность окружающей среды;
- технологические параметры бетонной смеси (объемное содержание цементного камня, водоцементное отношение, активность и вид цемента, вид заполнителей, способ уплотнения и тепловой обработки);
- геометрические размеры поперечного сечения элемента.

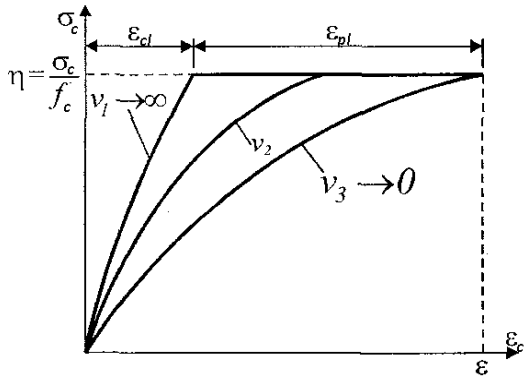
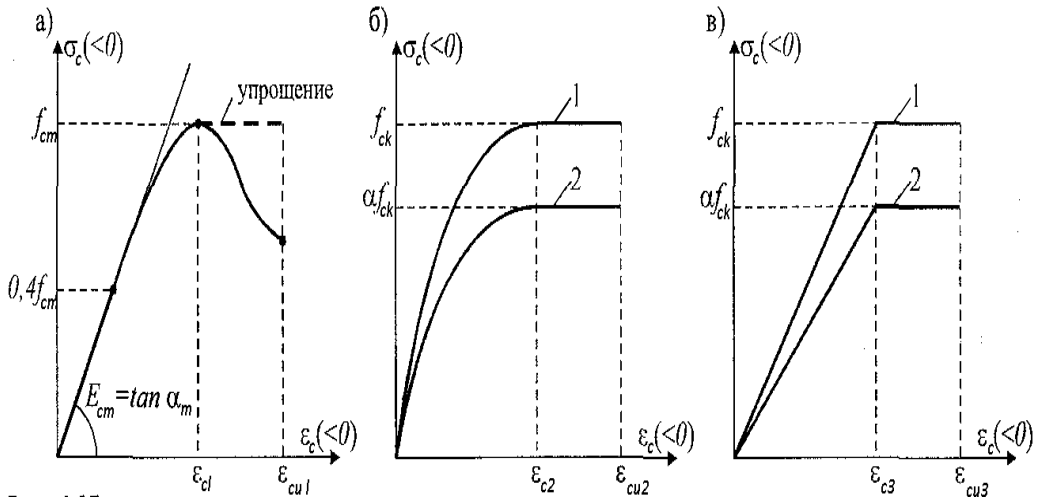


Рисунок 2.18 Изменение деформаций ползучести бетона от скорости начального загружения образца

В общем случае в качестве нормативной диаграммы деформирования бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций принято рассматривать полную идеализированную диаграмму с нисходящей ветвью, для которой значения в пиковой точке принимают равными нормативному сопротивлению бетона соответствующего класса по прочности при осевом сжатии. Переход от нормативной к расчетной диаграмме деформирования производят путем замены нормативных сопротивлений расчетными. При расчетах элементов, имеющих сечение простой геометрической формы, при усилиях, действующих в плоскости симметрии, используют упрощенные расчетные диаграммы деформирования для бетона (Рисунок 2.19).



1 – нормативная; 2 – расчетная.

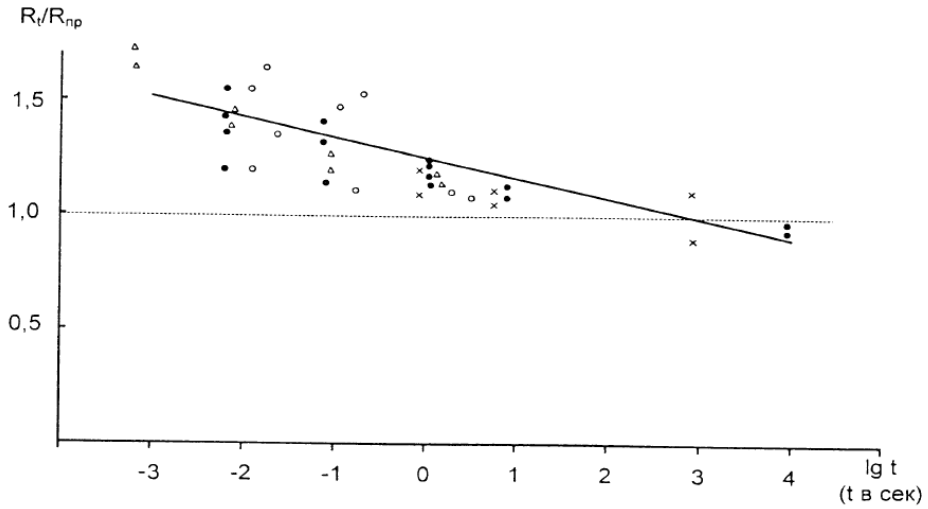
Рисунок 2.19 Идеализированные диаграммы деформирования бетона а) полная идеализированная; б) упрощенная линейно-параболическая

Научно-обоснованная методика определения предела длительной прочности бетона и его прочности при различных скоростях приложения нагрузки (из научной статьи по специальности «Технологии материалов» Сулейманова Л.А., Погорелова И.А., Кириленко С.В.)

Для обеспечения долговечности железобетонных конструкций очень важно уметь достоверно определять, осуществлять систематический контроль и надежно использовать прочность бетона в конструкциях, эксплуатирующих при воздействии различных режимов нагрузки и условиях окружающей среды. Предлагается сравнительно простая методика определения прочности бетона, отражающая влияние режима и условий испытания его на прочность. В основу методики положен энергетический подход к оценке потенциальных возможностей бетона, когда его несущая способность определяется количеством работы, которая необходима для разрушения материала единичного объема (предел технических возможностей бетона).

Правильность такого подхода к определению прочности бетона при различной длительности испытания образцов продемонстрирована на Рисунок 2.20, из которого видно, что результаты расчета R_t хорошо подтверждаются опытными данными разных исследователей, в их числе

авторов статьи.



Результаты испытания керамзитобетонных призм при различной продолжительности приложения нагрузки

Длительность испытаний, мин	$R_{пр}$, МПа	$\varepsilon_p \times 10^5$	$A_p = R_{пр}\varepsilon_p$, Дж	Максимальная разница, %
15	17,1	244	0,042	
60	16	240	0,038	5
150	15,6	264	0,041	

Рисунок 2.20 Расчетная зависимость относительной прочности керамзитобетона от продолжительности испытания образцов

2.2.5. Исследование динамических ударно-импульсных воздействий на различные типы элементов железобетонных конструкций

В соответствии СП 26.13330.2012 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками» фундаменты машин с динамическими нагрузками должны проектироваться на основе и с учетом:

а) результатов инженерных изысканий для строительства;

б) данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности машин с динамическими нагрузками, а также условия их эксплуатации;

в) нагрузок, действующих на фундаменты машин;

г) окружающей застройки и влияния на нее вновь строящихся и реконструируемых фундаментов машин;

д) экологических и санитарно-эпидемиологических требований.

При проектировании фундаментов машин с динамическими нагрузками должны быть предусмотрены решения, обеспечивающие надежность, долговечность и экономичность на всех стадиях строительства и эксплуатации этих фундаментов.

Необходимо проводить технико-экономическое сравнение возможных вариантов проектных решений для выбора наиболее экономичного и надежного проектного решения, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико-механических свойств материалов фундаментов и других конструкций.

При проектировании следует учитывать уровень ответственности зданий и сооружений. Инженерные изыскания для строительства должны проводиться в соответствии с СП 47.13330.2018 «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения», стандартами и другими нормативными документами по инженерным изысканиям и исследованиям грунтов для строительства.

Наименование грунтов оснований в отчетной документации по результатам инженерных изысканий и в проектной документации следует принимать по ГОСТ 25100.

Результаты инженерных изысканий должны содержать данные, необходимые для выбора конструктивных решений фундаментов машин с динамическими нагрузками и проведения их расчетов по предельным состояниям с учетом прогноза возможных изменений (в процессе строительства и эксплуатации) инженерно-геологических условий площадки

строительства и свойств грунтов, а также вида и объема инженерных мероприятий, необходимых для ее освоения.

Проектирование без соответствующих результатов инженерных изысканий или при их недостаточности не допускается.

В необходимых случаях инженерные изыскания следует предусматривать не только для вновь строящихся или реконструируемых фундаментов машин, но и для окружающей застройки, попадающей в зону их влияния.

При возведении нового объекта или реконструкции существующего необходимо выполнять прогноз распространения колебаний в грунте от фундаментов машин с целью предотвращения недопустимых колебаний зданий и сооружений.

Исходные данные для проектирования фундаментов.

В состав исходных данных для проектирования фундаментов машин с динамическими нагрузками должны входить:

- техническая характеристика машины (наименование, тип, число оборотов в минуту, мощность, общая масса и масса движущихся частей, кинематическая схема оборудования с привязкой движущихся масс, скорость ударяющих частей и т.п.);
- данные о значениях, местах приложения и направлениях действия статическихнагрузок, а также об амплитудах, частотах, фазах, законе изменения во времени, местах приложения и направлениях действия динамических нагрузок (в режиме нормальной эксплуатации, а также в аварийных режимах),
    - в том числе нагрузок, действующих на фундаментные болты;
    - размеры площадок передачи нагрузок;
- сведения о наличии заводской виброизоляции у машин с указанием динамических нагрузок, передаваемых на фундаменты с учетом этой виброизоляции;

- данные о предельных значениях деформаций фундаментов и их оснований (осадка, крен, прогиб фундамента и его элементов, амплитуда, скорость или ускорение колебаний и др.), если такие ограничения вызываются условиями технологии производства, работы машины или рядом расположенного высокоточного и чувствительного к вибрациям оборудования;
- требования по ограничению взаимных деформаций отдельных частей машины;
- данные об условиях размещения машины (оборудования) на фундаментах:
- отдельные фундаменты под каждую машину (агрегат) или групповая их установка на
- общем фундаменте; данные о характеристиках опорных плит (рам) агрегированного оборудования,
- данные о типе их соединения с фундаментом;
- чертежи габаритов фундамента в пределах расположения машины, элементов ее крепления, а также вспомогательного оборудования и коммуникаций с указанием расположения и размеров выемок, каналов и отверстий, размеров подливки и пр.,
- чертежи расположения фундаментных болтов с указанием их типа и диаметра, закладных деталей, обортовок и т.п.;
- данные о привязке проектируемого фундамента к конструкциям здания (сооружения), в частности, к его фундаментам, данные об особенностях здания (сооружения), в том числе о виде и расположении имеющегося в нем оборудования и коммуникаций;
- данные об инженерно-геологических условиях участка строительства и физико-механических свойствах грунтов основания на глубину сжимаемой толщи, определяемой в соответствии с требованиями СП 22.13330; данные о характеристиках виброползучести грунтов в случаях ограничения деформаций фундамента;
- данные о скоростях продольных и поперечных упругих волн;

- данные о коэффициентах жесткости грунтов оснований и несущей способности свай при статических и динамических нагрузках;
- специальные требования к защите фундамента и его приямков от подземных вод, воздействия агрессивных сред и промышленных стоков, температурных воздействий;
- данные об использовании машин во времени для фундаментов, строящихся на многолетнемерзлых грунтах.

Кроме перечисленных выше данных, в соответствующих разделах СП 26.13330.2012 приведены дополнительные исходные данные для проектирования, вытекающие из специфики каждого вида машин.

Например, при проектировании фундаментов турбоагрегатов мощностью 25 тыс. кВт и более показатели физико-механических свойств грунтов должны определяться на основе непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях.

Методика статических и динамических испытаний

Программа экспериментальных исследований податливых опор включала статические и динамические испытания металлических вставок кольцевого профиля . Внутренний диаметр кольца для всех элементов был одинаков и равен 25.4 мм. Толщина стенки трубчатого профиля составляла 3.2 мм. Жесткость опор варьировалась путем изменения длины сминаемой вставки. Геометрические и физические параметры опытных образцов должны обеспечить их работу в упругой стадии, упругопластической и стадии отвердения. Длина испытываемых образцов принималась с учетом жесткости опытных моделей железобетонных балок и составляла 20, 40, 60, 80, 100, 120 мм (см. Рисунок 2.21).

Рисунок 2.21 Опытные образцы податливых опор для динамических испытаний

Высота падения груза составляла 150 мм. Масса сбрасываемого груза – 450 кг. Высота падения и масса груза определялись исходя из обеспечения деформирования податливых опор различной длины в упругопластической стадии и стадии отвердения (Рисунок 2.22).

Рисунок 2.22 Деформации податливых опор после испытаний

В процессе испытаний производилось измерение и анализ показаний силоизмерительных датчиков тензорезисторного типа ДСТ4126 (поз. 1 и 2) и датчиков для регистрации перемещений марки RL150-G-SR (поз. 3). Показания приборов фиксировали изменение величины динамического воздействия, опорной реакции и перемещений. Показания датчиков регистрировались и обрабатывались при помощи электронновычислительных комплексов MIC-300M и MIC-036R (Рисунок 2.23).

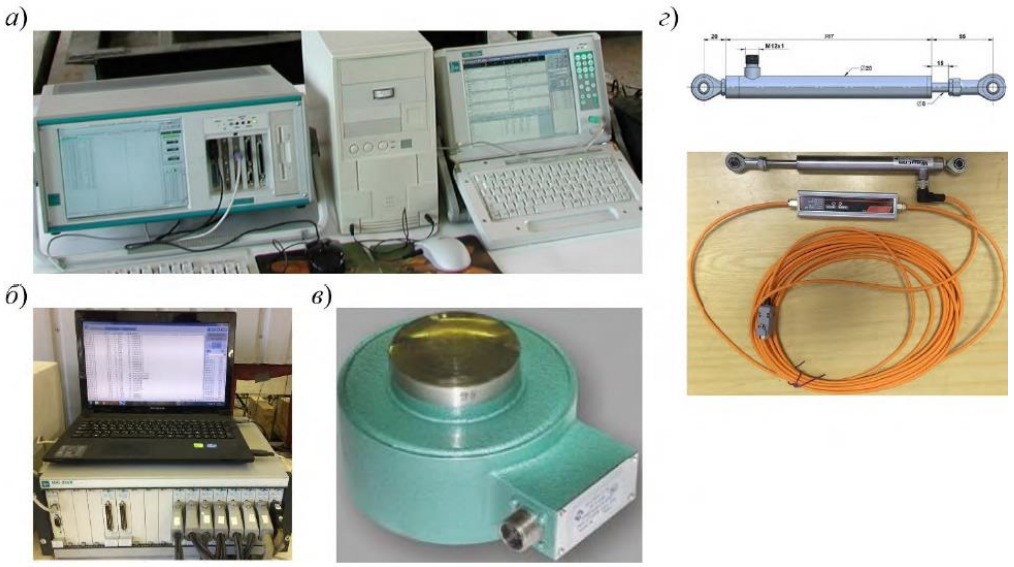


Рисунок 2.23 Измерительно-вычислительное оборудование: а–электронно-вычислительных комплексов MIC-300M; б – электронно-вычислительных комплексов MIC-036R; в – силоизмерительный датчик тензорезисторного типа ДСТ4126; г – датчиков перемещений марки RL150-G-SR

При динамических испытаниях, производилось измерение и анализ данных от силоизмерителя ДСТ 4126, который фиксировал величину и время динамического воздействия.

По результатам статических испытаний получены диаграммы деформирования податливых опор. Полученные диаграммы описываются линейными зависимостями в пределах упругой и упругопластической стадии деформирования сминаемых вставок не зависимо от их жесткости. Наибольшими деформациями характеризуется упругопластическая стадия работы опорных устройств. На данной стадии выбираются неупругие деформации опорной вставки и по их окончании наблюдается незначительный рост деформаций при значительном повышении нагрузки (стадия отвердения). На данном завершающем этапе деформирования опорного кольца нагрузка увеличивается в два и более раза в сравнении с упругопластической стадией деформирования. При чём, чем меньше жесткость исследуемой опоры, тем значительней увеличивается нагрузка (Рисунок 2.24).

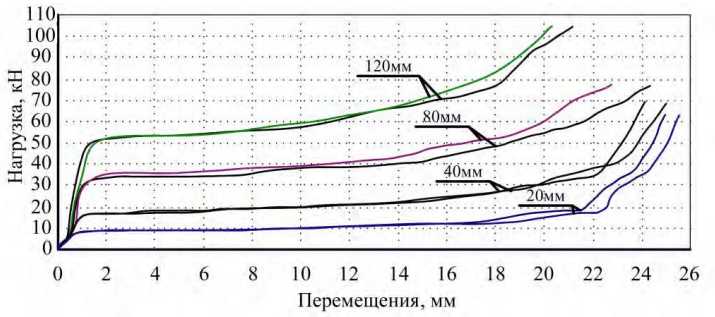


Рисунок 2.24 Диаграмма деформирования податливых опор при статическом нагружении

Для оценки деформирования опоры при динамическом воздействии (снижение пика динамической реакции и изменение времени её развития) с учетом результатов статических исследований проведены испытания податливых опор при динамическом нагружении.

Анализируя диаграмму динамического деформирования податливой опоры (Рисунок 2.24) можно отметить ее принципиальное соответствие диаграмме деформирования при статическом нагружении (Рисунок 2.25). На диаграмме выделяются упругая, пластическая стадии и стадия отвердения. Однако, отметим, что переход из упругой в пластическую стадию и достижение реакцией величины, соответствующей пластической стадии, происходит постепенно, при этом перемещения опоры достигают 5…10 мм в зависимости от длины податливой опоры.

Рассматривая податливые опоры длиной 20 мм и 40 мм можно отметить, что при переходе в стадию отвердения максимальная реакция опоры ниже, чем для жесткой опоры, что обусловлено рассеянием части энергии динамического воздействия при деформировании опоры в упругой и пластической стадиях. Для других, рассмотренных в исследовании, опор, переход в стадию отвердения не происходит. Величина реакции снижается с увеличением длины опоры, т.е. энергоемкость опор в упругой и пластической стадиях увеличивается с ростом их длины, и внешнего динамического воздействия недостаточно для перевода опоры в стадию отвердения.

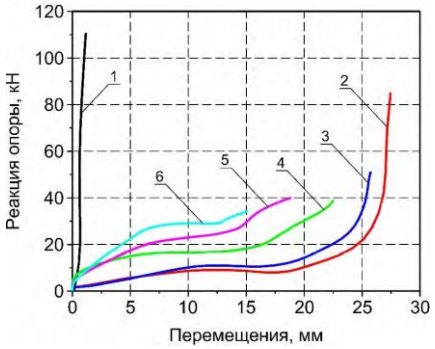


Рисунок 2.25 Реакции опор при динамическом деформировании: 1 –жесткая опора; 2 – податливая опора длиной 20 мм; 3 – податливая опора длиной 40 мм; 4 – податливая опора длиной 60 мм; 5 – податливая опора длиной 80 мм; 6 – податливая опора длиной 100 мм

Из экспериментальных исследований при статическом и кратковременном динамическом нагружении видно, что переход податливых опор в стадию отвердения происходит не мгновенно, существует некоторая переходная стадия, обеспечивающая постепенный переход из пластической стадии в стадию отвердения. Наличие переходной стадии возможно объяснить, разобрав подробно механизм деформирования податливых опор в процессе приложения нагрузки. Процесс деформирования опоры в упругопластической стадии сопровождается появлением и последующим увеличением числа шарниров пластичности (Рисунок 2.26).

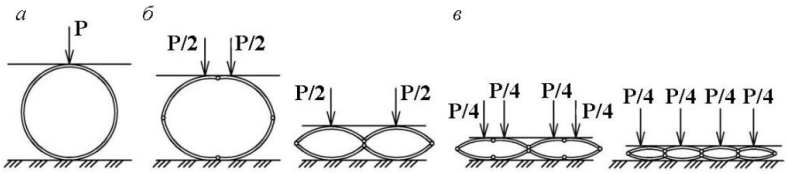


Рисунок 2.26 Механизм деформирования сминаемой вставки кольцевого сечения в упругой (а) и упругопластической (б) стадиях и в стадии отвердения (в): –пластический шарнир

Наибольшая энергоемкость податливых опор реализуется в упругопластической стадии деформирования, что обусловлено геометрическими особенностями профиля кольцевого сечения. После образования первых 4-х пластических шарниров (Рисунок 2.26, б) опора превращается в механизм с максимальным потенциалом деформирования при незначительном уровне нагружения. Переход опор в стадию отвердения начинается с момента соприкосновения шарниров пластичности,

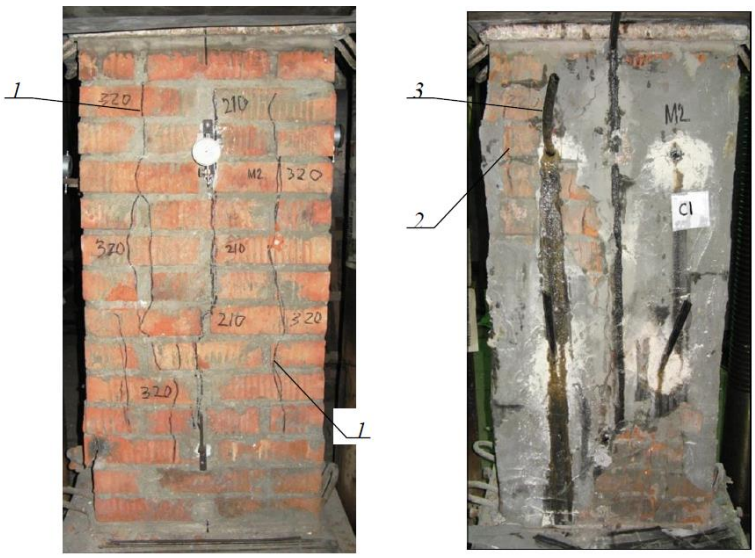
расположенных на вертикальной оси опоры (Рисунок 2.26, в). При дальнейшем деформировании увеличивается количество пластических шарниров, вновь образовавшиеся шарниры смыкаются, что сопровождается ростом жесткости опоры, и происходит окончательный их переход в стадию «отвердения».

2.2.6. Проверка эффективности способов восстановления несущей способности каменных конструкций.

Восстановление и усиление каменных конструкций следует производить на основе результатов обследования их технического состояния. В «Методических указаниях по усилению каменной кладки, в том числе исторических зданий, инъекцией раствором» приведен в Приложении «А» Составы инъекционных растворов, прошедшие экспериментальную проверку при испытании кладки на сжатие, а также рекомендуемые для восстановления монолитности исторической кладки

Экспериментальная проверка инъекционных растворов проводилась в разное время различными исследователями на стандартных образцах кладки (столбах с габаритами 0,4 × 5 × 1,2 м) на сжатие равномерно распределенной и местной нагрузками, а также на внецентренное сжатие (приложение «Б» того же документа). В Приложении «Б» приведена методика экспериментальной проверки прочности на сжатие кладки, усиленной инъекцией раствора.

Определение коэффициентов условий работы m, показывающих величину увеличения прочности на сжатие кладки, имевшей множественные силовые трещины и усиленной инъекцией раствора под давлением, проводят путем испытания на сжатие образцов кладки, выполненных в соответствии с ГОСТ 32047 в виде столбов габаритами 0,4 × 0,5 × 1,2 м. После первого этапа испытаний образцы кладки, получившей множественные силовые трещины, усиливают инъекцией раствора под давлением и вновь подвергают сжатию (Рисунок 2.27).



а – испытанный на сжатие образец (первый этап испытаний); *б* – усиленный инъекцией образец после испытаний на сжатие (второй этап испытаний);
1 – множественные силовые трещины; *2* – трещина, образовавшаяся на втором этапе испытаний после усиления инъекцией;
3 – нераскрывшаяся трещина, усиленная после первого этапа испытаний

Рисунок 2.27 Образец кладки до и после усиления инъекцией эпоксидной смолы

Сравнив несущую способность образцов, полученную на первом и втором этапах испытаний, определяют коэффициент увеличения несущей способности кладки m, усиленной инъекцией раствора.

Пример. Оценка распространения инъекционного раствора по кладке Метилметакрилат распространился по кладке без трещин на незначи-тельное расстояние (Рисунок 2.28).

Рисунок 2.28 Пробная инъекция метилметакрилата в кладку без трещин

В лабораторных условиях были испытаны образцы кладки из полнотелого керамического кирпича (

Рисунок 2.29 а, б). Усиление образцов было проведено с кладкой без трещин.

Несущая способность усиленных инъекцией образцов практически равна испытанным эталонным образцам без усиления кладки, поскольку

распространение метилметакрилата в кладке незначительно (

Рисунок 2.29, в). Коэффициент усиления кладки без трещин m принят равным 1,0.

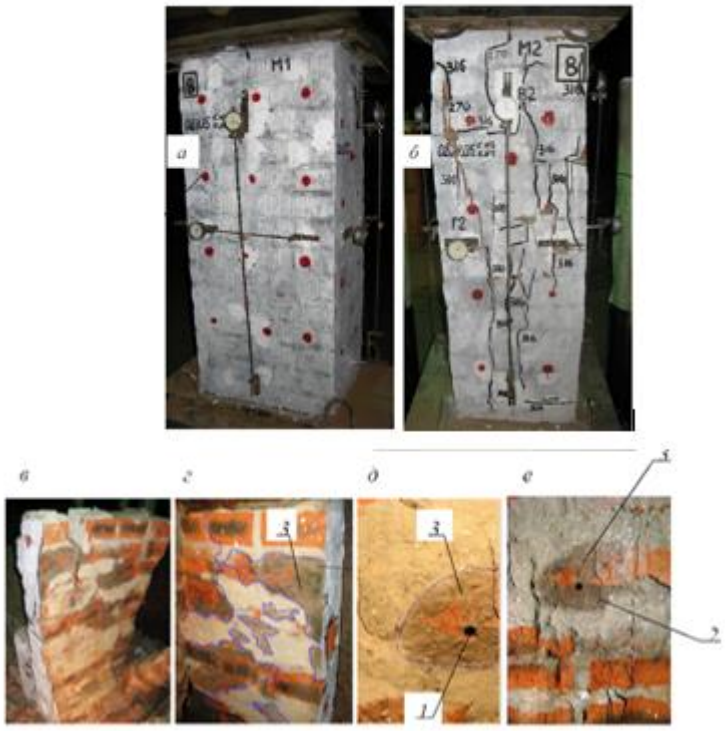


Рисунок 2.29 Образец кладки после инъекции метилметакрилата *а – подготовленный к испытанию на сжатие образец; б – образец после испытаний; в, г, д, е – вскрытия образца в целях исследования зоны распространения метилметакрилата; 1 – места закачки метилметакрилата; 2 – трещины в усиленной кладке; 3 – зона распространения метилметакрилата*

2.2.7. Влияние степени износа железобетонных конструкций на снижение предела огнестойкости.

Для зданий, долгое время находящихся в эксплуатации, износ строительных конструкций влияет на степень их огнестойкости. Наиболее достоверный метод для оценки пределов огнестойкости железобетонных конструкций – огневые испытания, но они сложны и дорогостоящи.

В настоящее время существенное развитие получило применение компьютерного моделирования, в том числе при исследовании огнестойкости железобетонных конструкций, которое позволяет варьировать больший спектр различных параметров, сохраняя высокую точность полученных результатов.

Оценка влияния изменения несущей способности железобетонных конструкций при воздействии пожара на их пределы огнестойкости в условиях эксплуатации проводилась путем численного эксперимента с помощью конечно-элементного анализа при использовании вычислительного комплекса Ansys Mechanical, модуль Transient Thermal (ПК Ansys).

В математическое описание нагрева произвольных конструкций входит дифференциальное уравнение, описывающее распространение тепла в твердом теле с известными теплофизическими свойствами, а также начальные и граничные условия.

Для обеспечения достоверности результатов, получаемых с помощью ПК Ansys, необходимо проведение верификации разрабатываемых численных моделей на основе результатов огневых испытаний. В качестве таковых использовались результаты натурных огневых испытаний, полученные профессором А.И. Яковлевым. В качестве эталонных были выбраны железобетонные балки с различными техническими параметрами. Время огневого воздействия составило 120 мин; материал всех конструкций – тяжелый бетон на известняковом заполнителе, плотностью ρ = 2250 кг/м^3 и влажностью 2 %. Зависимости теплофизических параметров бетона были приняты согласно работе А.И. Яковлева.

Для проведения вычислительных операций были разработаны конечно-элементные модели сечений конструкций. В результате воссоздания огневых испытаний, в процессе численного эксперимента получены поля температур по сечениям конструкции, построен график изменения температуры конструкции в точке замера термопар на опытном образце от времени огневого воздействия. Результаты сравнения полученных данных для железобетонных конструкций с результатами огневых испытаний на примере температуры растянутой арматуры балок в опорном и пролетных сечениях представлены на Рисунок 2.30 - Рисунок 2.31.

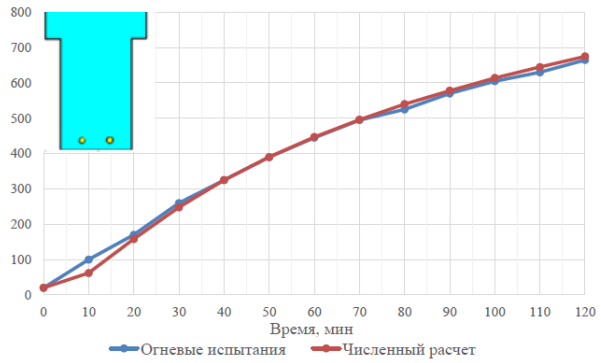


Рисунок 2.30 Средняя температура арматуры в пролетном сечении балки

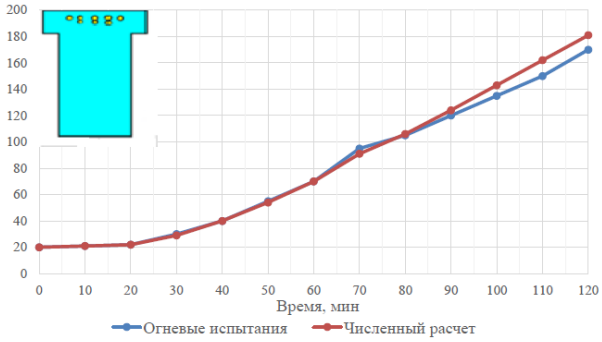


Рисунок 2.31 Средняя температура растянутой арматуры в опорном сечении балки

Анализ полученных данных показывает, что результаты численного моделирования имеют отклонения от результатов огневых испытаний не более чем на 10 %. Таким образом, разработанная расчетная модель может быть использована для получения достоверных результатов на дальнейших этапах исследования огнестойкости железобетонных конструкций.

Результаты исследования несущей способности ригелей при пожаре в зависимости от категории технического состояния представлены на Рисунок 2.32 иРисунок 2.33.

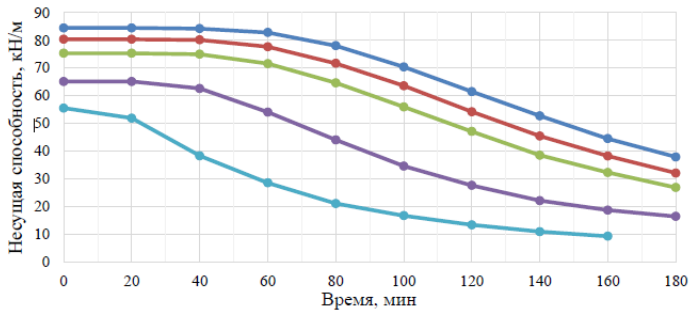


Рисунок 2.32 Несущая способность ригеля 1 при пожаре в зависимости от категории технического состояния

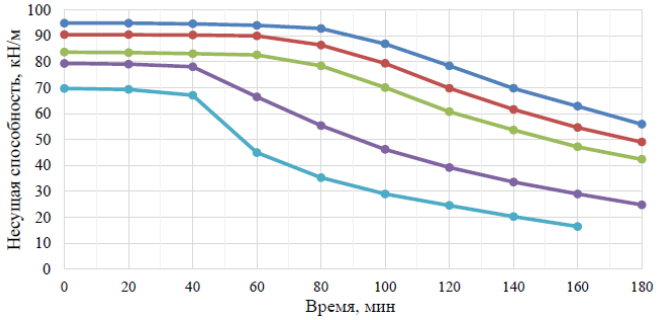


Рисунок 2.33 Несущая способность ригеля 2 при пожаре в зависимости от категории технического состояния

Полученные результаты показывают, что, действительно, изменение категории технического состояния приводит к снижению потенциальной несущей способности ЖБК при пожаре, следовательно, следствием износа и коррозии железобетонных конструкций является утрата их огнестойкости.

Основная опасность для зданий и сооружений при комбинированных особых воздействиях с участием пожара – это резкое уменьшение пределов огнестойкости объектов вплоть до их прогрессирующего обрушения. Одним из таких особых воздействий на конструкции до возникновения пожара является эксплуатационный износ.

Огнестойкость железобетонных элементов зависит больше от технического состояния конструкции, чем от их конструктивных особенностей. В условиях растущего возраста и износа зданий проблема утраты огнестойкости железобетонных конструкций требует дальнейшего изучения.

3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Экспериментальные исследования работы узлов и соединений деревянных конструкций при действии различных видов нагрузок.

3.1.1. Определение свойств материалов деревянных конструкций.

В соответствиис ГОСТ р 58459-2019 «Конструкции деревянные. Определение нормативных и расчетных значений механических свойств древесины и материалов на ее основе»

Механические свойства, определяемые при испытании образцов. Отбор образцов для испытаний.

Образцы для определения механических свойств и плотности древесины, а также материалов на ее основе, следует отбирать в соответствии со следующими требованиями:

- для древесины по ГОСТ 16483.0;
- пиломатериалов по ГОСТ 8486 и ГОСТ 2695;
- древесины клееной по ГОСТ 33081;
- древесины слоистой клееной по ГОСТ 9620 и ГОСТ 9621;
- бруса многослойного клееного из шпона по ГОСТ 33124;
- плит древесностружечных, древесноволокнистых и плит с ориентированной стружкой по ГОСТ 10633.

Минимальное количество n_{min} испытываемых образцов вычисляют по формуле:

$$n_{min} = \frac{c_v^2 t_\gamma^2}{P_\gamma^2}$$

где c_v — коэффициент вариации свойства древесины, %;

γ — требуемая доверительная вероятность;

t_γ — квантиль распределения Стьюдента;

P_γ — относительная точность определения выборочного среднего с доверительной вероятностью γ.

Относительную точность определения выборочного среднего принимают 5 % при доверительной вероятности 0,95. Для ориентировочных испытаний доверительную вероятность принимают равной 0,68.

В расчетах t_γ принимают с учетом предполагаемого количества единиц отбора согласно приложению «А» ГОСТ р 58459-2019. При отличии расчетной величины n от предполагаемой расчет повторяют до тех пор, пока различие между ними будет не более 1.

При неизвестном c_v количество образцов n в каждой выборке не должно

быть меньше 40.

Качество материала, размер поперечного сечения, форма образцов должны быть одинаковыми во всей выборке и приниматься в зависимости от определяемой характеристики материала.

При определении нормативных значений механических свойств (прочностных и упругих) по результатам испытаний образцов натуральной величины допускается количество образцов в выборке принимать менее 40 шт., но не менее 5 шт., при этом нормативные значения следует определять согласно приложению «Б».

Проведение испытаний по ГОСТ 16483.0 «Древесина. общие требования к физико-механическим испытаниям».

Основными нормативными документами по определению физико-механических свойств древесины является ГОСТ 16483.0-89, содержащий все основные требования к методикам проведения испытаний.

Прочность древесины в значительно степени зависит от направления действия относительно волокон. При направлении действия усилий вдоль волокон оболочки клеток древесины работают в самом благоприятном варианте и получают наибольшую величину прочности. При этом прочность для древесины без пороков может составлять на сжатие – 40 МПа, на изгиб – 75 МПа, а на осевое растяжение – 100 МПа. При действии усилий поперек волокон происходит расслоение и сплющивание структуры материала, в результате показатели прочности значительно снижаются.

Длительное действие нагрузки также влияет на показатели прочностидревесины. Так при неограниченно длительном действии нагрузки прочность, характеризуемая пределом длительного сопротивления, снижается до 0,5 от прочности при кратковременном нагружении. При воздействии динамической (ударной, взрывной нагрузки) прочность может повыситься до 50%. При циклическом воздействии с переходом через нулевые нагрузки также наблюдается снижение прочности древесины. Установлено, что предел выносливости, при котором материал может выдержать более 2 миллионов

циклов нагружения составляет около 0,2.

Следует отметить значительное влияние влажности древесины на физико-механические показатели. При этом влажность (W) характеризует процентное содержание свободной воды в полостях и гигроскопической воды в порах. Влажность может достигать до 200% для сплавной древесины. Для свежевырубленной древесины влажность находится в пределах 100%. В процессе складирования и сушки влажность может снижаться до 10%.

Выделяют следующие основные типы испытаний древесины:

- плотность;
- нормальная влажность;
- усушка (линейная и объемная);
- предел прочности на сжатие вдоль волокон;
- предел прочности на сжатие поперек волокон;
- предел прочности на скалывании поперек волокон;
- предел прочности при статическом изгибе;
- условный предел прочности (предел пропорциональности при сжатии поперек волокон);
- предел прочности при растяжении (вдоль и поперек волокон);
- ударная вязкость;
- твердость.

Основные формы образцов для проведения механических лабораторных испытаний представлены на Рисунок 3.1:

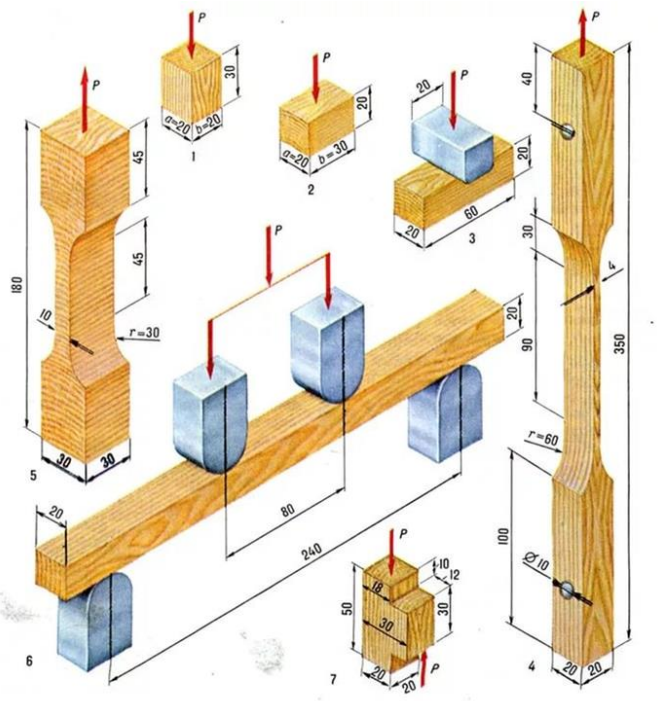


Рисунок 3.1 Образцы из древесины для проведения испытаний (1-сжатие вдоль волокон, 2-сжатие поперек волокон, 3-смятие, 4-осевое растяжение вдоль волокон, 5-осевое растяжение поперек волокон, 6-статический изгиб, 7-скалывание)

Отбор образцов древесины производят из ненагруженных или слабонагруженных частей деревянных конструкций. При этом высверливают керны или выпиливают бруски длиной 150-350 мм. Сразу после взятия вырезанные заготовки древесины должны быть залиты слоем парафина или помещены в герметически закрытые сосуды или пакеты, исключающие возможность их высыхания (для определения фактической плотности и влажности). Места вырезки образцов должны быть надежно заделаны вставками на клею и накладками и, при необходимости, антисептированы.

Представление о несущей способности конструкции или ее элемента может быть получено из результатов их испытаний до разрушения, а значение расчетной нагрузки, полученное из расчетов по несущей способности и деформациям, должно быть подтверждено опытом с выяснением характера разрушения конструкции или элемента.

Значение несущей способности и обеспечение надежной работы конструкции под нагрузкой определяются на основе комплексного анализа

деформационных и прочностных свойств конструкции и наблюдений за ее поведением до момента разрушения.

Оценка прочности и жесткости конструкции осуществляется по результатам испытаний на основании сопоставления фактических значений несущей способности и прогиба под контрольной нагрузкой с соответствующими контрольными значениями, установленными в нормативных документах и в технической документации на конструкцию.

При испытаниях следует точно соблюдать временной режим приложения нагрузки, т.к. сопротивление и деформации древесины значительно изменяются в зависимости от продолжительности силового воздействия, а контрольная разрушающая нагрузка должна быть обязательно определена с учетом продолжительности действия всех видов нагрузок и срока эксплуатации конструкций.

При проведении испытаний металлодеревянных конструкций необходимо усилить рабочие металлические элементы, учитывая, что испытуемая конструкция должна выдержать кратковременную нагрузку, в 2 раза превышающую расчетную.

Испытания следует проводить по составленной программе испытаний с установлением полного значения испытательной нагрузки, выбором схемы, способа нагружения и испытательной установки, составлением схемы расположения точек для установки приборов замера деформаций, подготовкой журнала испытаний.

Отбор конструкций для испытаний следует проводить в соответствии с требованиями стандартов или проектной документации, но не менее:

- для испытаний, проводимых перед началом массового изготовления конструкций и в дальнейшем при внесении в них конструктивных изменений или при изменении технологии изготовления, — 1 шт.;

- для периодических испытаний (если их проведение предусмотрено нормативными документами и технической документацией на конструкции)

Следует провести детальный осмотр испытуемой конструкции для оценки ее соответствия рабочим чертежам и требованиям качества материала и изготовления. Качество материала ответственных элементов конструкции устанавливают их обмером и фиксацией пороков древесины. Результаты должны быть занесены в журнал испытаний. Должно быть произведено сравнение с требованиями норм и чертежей. Качество изготовления конструкции оценивают с точностью изготовления элементов и соединений, записями в актах на проведение скрытых работ и в паспорте конструкции. Результаты ознакомления с испытуемой конструкцией заносят в журнал испытаний, а в случае обнаружения отклонений от требований норм и чертежей должны быть приняты меры по их исправлению (усилению) или недопущению конструкции к испытаниям.

3.1.2. Измерительные приборы и методы регистрации, используемые при экспериментальных исследованиях.

Средства для проведения испытаний

При проведении испытаний для нагружения следует использовать оборудование (стенд), обеспечивающее возможность опирания конструкции и приложения к ней нагрузки по заданной схеме и позволяющее проводить нагружение с погрешностью не более ± 2 % контрольной нагрузки. Оборудование должно обеспечить раскрепление сжатого пояса конструкции, препятствие выхода узлов конструкции из плоскости, не мешая их свободному перемещению в направлении нагрузки, свободный доступ к измерительным приборам.

Рекомендуется использовать гидравлические прессы или стенды с гидравлическими домкратами и насосными станциями, механические рычажные установки и др.

Испытательные установки должны обеспечивать:

- опирание конструкции в соответствии с проектом, устранение разгружающего влияния сил трения на опорах балочных конструкций и арок с затяжками;
- горизонтальных перемещений точек системы в ее плоскости путем раскрепления сжатого контура конструкции;
- распределение прикладываемой к испытуемой конструкции нагрузки таким образом, чтобы действующие силы на отдельные точки конструкции можно было точно вычислить;
- нагружение таким образом, чтобы значение нагрузки на конструкцию при неизменной схеме во все время испытания было известно на любой ступени нагружения;
- расположение средств измерений для возможности контроля за деформациями конструкции на всем протяжении испытаний и исключения их выхода из работы или повреждения.

При измерении деформаций следует обеспечить замеры:

- основных общих деформаций (прогибов) конструкции;
- деформаций материала элемента конструкции (удлинение, сжатие волокон древесины);
- смещений в податливых соединениях и на опорах конструкции.

Для измерения прогибов и перемещений следует применить приборы и инструмент ценой деления не более 0,1 мм.

Для измерения усилий следует применять манометры по ГОСТ 2405 или динамометры по ГОСТ 13837.

3.1.2. Особенности исследования узлов и соединений деревянных конструкций.

Соединения элементов представляют собой важнейшую часть несущих деревянных конструкций, от прочности которой непосредственно зависит надежная служба конструкций. Этим обусловливается существенное значение

испытания с целью определения несущей способности соединений, особенно новых видов, и назначение расчетных усилий, необходимых при проектировании конструкций.

Соединения деревянных конструкций подразделяются на две группы по виду зависимости упругой деформации от прилагаемого усилия (в диапазоне расчетной несущей способности) и характеру работы под нагрузкой:

в I группу входят соединения с линейной зависимостью упругой деформации от усилия,

во II группу — с нелинейной.

К I группе относятся соединения на врубках, на различных шпонках (в том числе гладких кольцевых), тарельчатых вкладышах и т. п. во фрезерованных гнездах; на деревянных (дубовых и т, п.) цилиндрических и пластинчатых * нагелях в сверленых и фрезерованных гнездах, а также клеевые соединения различных видов (зубчатые, усовые, пластевые, кромочные и др.).

Ко II группе относятся соединения на нагелях металлических и пластмассовых, гвоздях металлических и пластмассовых; зубчатых, ногтевых вдавливаемых в древесину креплениях (шайбах, пластинках,

кольцах и др.).

3.1.3. Экспериментальные исследования деревянных конструкций и узлов статической нагрузкой.

В качестве примера рассмотрим исследования, описанные в статье (А.А. Клюкин «Инновации и инвестиции» 2020, №2), в которой рассмотрены испытаний узлов элементов из цельной древесины, используемых для строительства купольных и шатровых покрытий большепролетных зданий. Были испытаны образцы узлов из цельной древесины в натуральную величину. Образцы треугольного очертания с жестким узлом в коньке с поперечным сечением 150х450мм. Стык коротких элементов выполнен при помощи металлического футляра. Ввинченные стержни в качестве основных

связей между элементами. Поменялось направление стержней. Готовый образец показан на Рисунок 3.2. В данных испытаниях изучалась работа трех образцов.

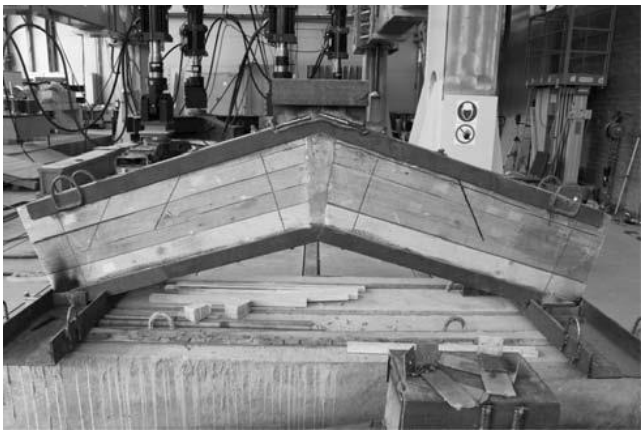


Рисунок 3.2 Общий вид образца

Задачи исследований:

1) оценить несущую способность узлов элементов без привязки к целой конструкции

2) оценить повторяемость результатов испытаний для создания статистики по данному типу узла

3) дать рекомендации по усовершенствованию методики испытаний, и мерам защиты элементов от воздействия окружающей среды.

Для испытаний было выполнено три образца длиной 2 метра с перегибом в середине пролета, отклонение от центральной оси составило 150.

Угол перегиба в узлах подобран таким образом, чтобы при большем пролете арка из прямолинейных цельнодеревянных элементов была вписана в окружность. Размеры образцов были ограничены длиной стальных футляров.

В качестве измерительных приборов были использованы индикаторы часового типа, электронные прогибомеры и тензодатчики Рисунок 3.3. Требуемая точности измерения приборов обеспечена.

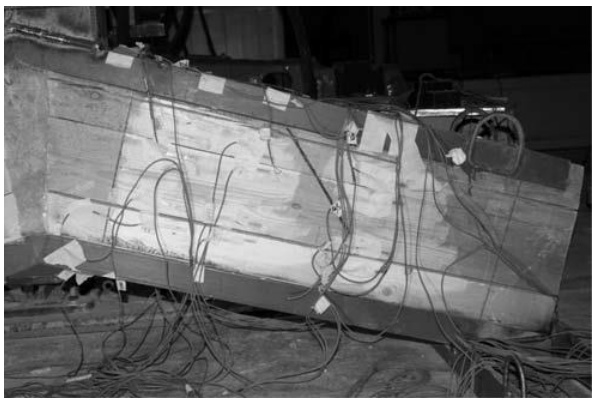


Рисунок 3.3 Расположение тензодатчиков с длинной базой

Для нагружения использовалась установка NTS, с применением гидропресса (Рисунок 3.4).

Рисунок 3.4 Испытательный стенд NTS

До начала основного цикла нагружения выполнялся пригруз конструкции пока не выровнялись все показания приборов. На данном этапе был получен условный ноль, точка отсчета для дальнейших этапов нагружения.

Узлы нагружались циклично с разгрузкой до условного нуля. Шаг нагружения был получен в результате предварительного ручного расчета и расчета в ПК LIRA. Нагружение и разгрузка выполнялись с постоянной скоростью. Передача нагрузки от испытательного стенда через гидропресс к узлу (расчетная схема передачи усилий на узел) - сосредоточенная. Нагрузка прикладывалась к коньку в середине пролета. Чтобы избежать реакции распора от силы трения опорные участки узла закреплялись на металлических салазках, а стальное основание силового пола покрывалось специальным составом. Таким образом сцепление между поверхностями сводилось к минимуму. Основными показаниями при испытаниях были деформации сдвига между элементами, ширина раскрытия трещин и прогибы в середине пролета

(Рисунок 3.4) На последних этапах при критичных значениях нагрузки сдвиг между деревянными брусьями был в несколько раз меньше, чем в середине пролета полноразмерных образцов (эти другие образцы испытывались автором статьи ранее). Это является первым признаком жесткости узла. Главным на данном этапе были деформации в металле и образование трещин в полимерцементе от сжимающих и растягивающих усилий по кромкам (Рисунок 3.5).

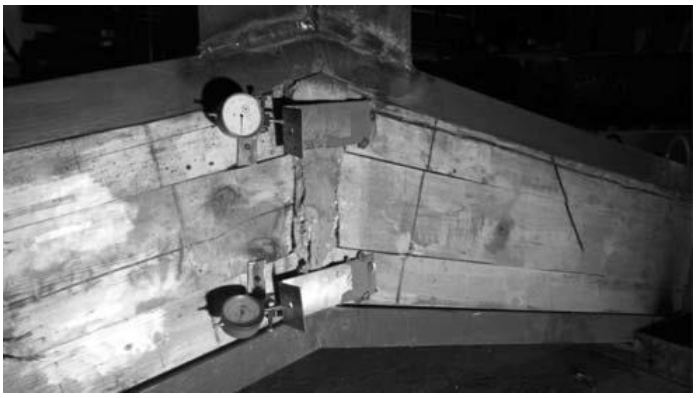


Рисунок 3.5. Сдвиг и образование трещин в узле перегиба

По нижнему и верхнему поясам футляра началось образование складок. Ввинченные стержни вышли из своих отверстий наружу, но без срыва по резьбе. Это было достигнуто сменой направления стержней и схемой раскладки по узлу. Разрушение всех узлов проходило по одинаковому сценарию. По растянутой зоне. В верхней (сжатой) зоне узла не было критичного смятия древесины и разрушение полимерной части. В нижней (растянутой) зоне происходил разрыв стального футляра и частичное разрушение полимерного заполнителя (Рисунок 3.6).

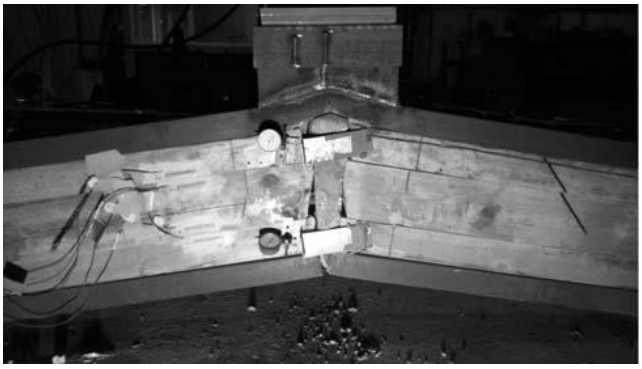


Рисунок 3.6 Вид образца после разрушения

3.2. Влияние различных условий на результат экспериментальных исследований деревянных конструкций

3.2.1. Исследование работы комбинированных систем.

Простейшим комбинированными деревянными конструкциями называются такие стержневые системы, в которых основная работа бревенчатых или брусчатых стержней на сжатие и растяжение сочетается с работой их на изгиб. К числу наиболее простых и эффективных конструкций подобного рода относятся шпренгельные балки.

Рассмотрим некоторые особенности простейших комбинированных деревянных конструкций на примере треугольной шпренгельной балки. Верхний пояс этой металлодеревянной конструкции, сделанный из цельного бревна или бруса, работает как неразрезной двухпролетный прогон на упруго-податливых опорах.

При недостаточной длине бревен или брусьев верхний пояс стыкуется над стойкой; в этом варианте стык, перекрываемый деревянными накладками на болтах, считается шарнирным.

Устойчивость системы из ее плоскости обеспечивают пространственными связями в плоскости верхнего пояса. Кроме того, необходима постановка вертикальных поперечных связей, располагаемых в плоскости стоек и обеспечивающих пространственное крепление нижнего узла.

Расчет комбинированных деревянных конструкций производится обычными методами строительной механики. При этом рекомендуется расчленять комбинированные системы на две простые: местную систему, состоящую из элементов, непосредственно воспринимающих внешнюю нагрузку и опертых на узлы основной стержневой системы, и стержневую систему.

На величину изгибающего момента и нормальных сил, возникающих в отдельных элементах системы при неразрезном решении пояса, существенно влияет просадка среднего узла.

Эта просадка является следствием упругих деформаций:

- удлинения нижнего пояса,
- укорочения верхнего пояса и стойки,

и в значительной мере — неупругих усушечных и рыхлых деформаций соединений.

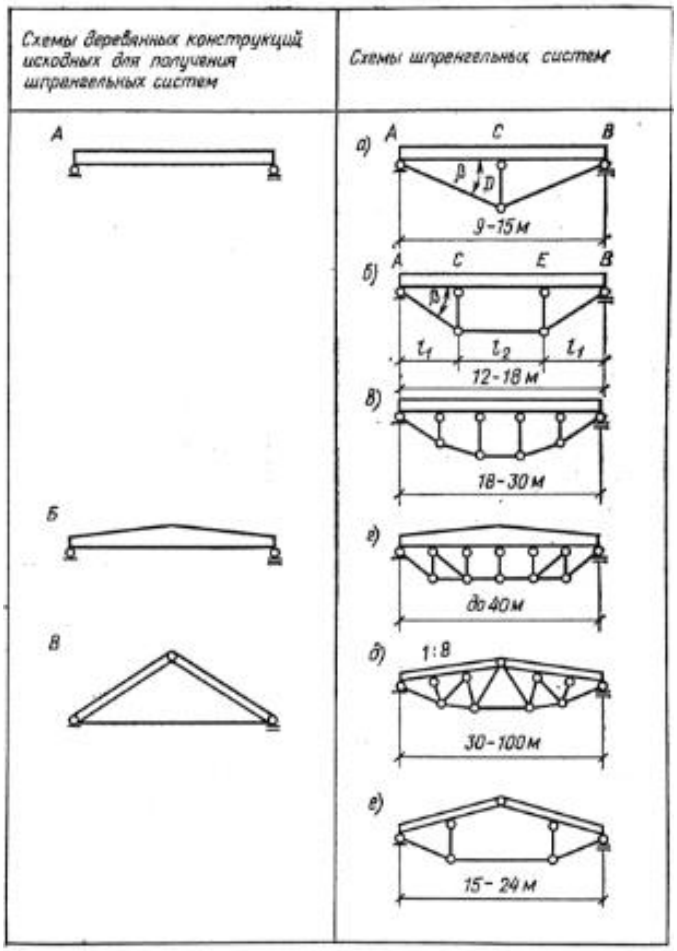


Рисунок 3.7 Простейшие формы шпренгельных систем

Для обеспечения этих допусков в работе шпренгельной балки в предельном состоянии необходимо в процессе изготовления придать строительный подъем неразрезному поясу на величину ожидаемой просадки узла в условиях нормальной эксплуатации балки (без перегрузки). Найти эту

величину можно построением диаграммы перемещений при нормативном загружении с учетом возможных неупругих деформаций в узлах балки.

Натяжение затяжки для создания строительного подъема или для его восстановления во время эксплуатации может быть выполнено завинчиванием гаек в опорных узлах или же в «серьге» нижнего узла балки. Последний способ дает возможность приложения меньшего усилия для получения необходимого натяжения, но при этом усложняется конструкция балки.

Экономия металла и повышение транспортабельности деталей нередко оправдывают применение разрезной схемы, несмотря на осложнение, связанное с устройством стыка.

Трапециевидные шпренгельные балки мало отличаются от треугольных шпренгельных балок. Ими можно перекрывать при той же нагрузке несколько большие пролеты, чем треугольными балками. При устройстве шарнирных стыков в обоих узлах трапециевидной шпренгельной балки система превращается в статически изменяемую. Неизменяемость системы может быть обеспечена устройством неразрезного верхнего пояса или постановкой в средней панели одного или двух раскосов. В этом случае шпренгельная балка превращается в ферму. В балках этого типа также обязательно крепление из плоскости системы узлов верхнего и нижнего поясов.

3.2.2. Особенности исследований действительной работы узлов и соединений деревянных конструкций.

Испытание образцов соединений деревянных конструкций необходимо для выяснения основных характеристик его работы под нагрузкой путем:

- определения максимальной несущей способности соединения разрушающего усилия) N_t и характера деформации разрушения;
- оценки длительной несущей способности испытанного соединения по найденной из испытания величине N_t и временной характеристике t;

- установления верхней границы $N_{I\text{-}II}$ области упругой работы соединения под нагрузкой по диаграммам измеренных при испытании деформаций;
- определения величин деформаций соединения (взаимных смещений соединяемых элементов) при различной величине действующего усилия.

Испытание соединений может преследовать разные цели (экспериментальная проверка соединения нового вида, установление расчетной несущей способности, выяснение влияния на нее различных эксплуатационных условий и т. п,), в зависимости от которых та или другая из указанных характеристик работы соединения под нагрузкой привлекает большее внимание. Но правильная оценка испытанного соединения должна основываться на всей совокупности его характеристик.

Особенности испытания соединении деревянных конструкции.

Прочность соединений и их деформативность непосредственно пределяют работу под нагрузкой деревянной конструкции и ее элементов. Рациональное проектирование конструкций с высоким уровнем использования ресурсов материала и учетом специфических свойств соединений различных видов требует подробных сведений о максимальной и длительной несущей способности соединений, характере и величине их деформаций, области упругой работы, виде деформации разрушения и др. Получение этих данных (в основном из кратковременных испытаний) возможно при соблюдении определенных правил, предусматривающих временной режим нагружения, измерение деформаций соединения и ряд других требований.

На основании многочисленных испытаний соединений различных видов установлено подразделение их на две группы — с линейной зависимостью упругой деформации от величины усилия (I группа) и с нелинейной зависимостью (II группа).

Как уже было сказано выше (в разделе 3.1.3) Соединения деревянных конструкций подразделяются на две группы по виду зависимости упругой

деформации от прилагаемого усилия (в диапазоне расчетной несущей способности) и характеру работы под нагрузкой:

- в I группу входят соединения с линейной зависимостью упругой деформации от усилия,
- во II группу — с нелинейной.

К I группе относятся соединения на врубках, на различных шпонках (в том числе гладких кольцевых), тарельчатых вкладышах и т. п. во фрезерованных гнездах; на деревянных (дубовых и т, п.) цилиндрических и пластинчатых * нагелях в сверленых и фрезерованных гнездах, а также клеевые соединения различных видов (зубчатые, усовые, пластевые, кромочные и др.).

Ко II группе относятся соединения на нагелях металлических и пластмассовых, гвоздях металлических и пластмассовых; зубчатых, ногтевых вдавливаемых в древесину креплениях (шайбах, пластинках, кольцах и др.).

Для уяснения различий в работе под нагрузкой соединений этих групп следует подробнее ознакомиться с данными о деформациях древесины, отличающих ее от других конструкционных материалов, таких, как металл, бетон.

Если сопоставить изменение по мере нагружения упругой деформации древесины при небольших напряжениях $\sigma < \sigma_{I-II}$ с изменением ее при больших напряжениях, то обнаружим, что в I области диапазона изменения напряжения ($0 < \sigma < \sigma_{I-II}$) имеет место линейная зависимость упругой деформации от напряжения, а во II области ($\sigma > \sigma_{I-II}$) — нелинейная.

Таким образом, величина напряжения σ_{I-II} разграничивает области I и II линейной и нелинейной зависимости упругих деформаций древесины от напряжения. Микроскопические наблюдения за строением древесины в процессе нагружения свидетельствуют о том, что до момента разрушения, происходящего, например, при сжатии вдоль волокон с образованием местной складки, никаких изменений строения древесины не происходит, т.е.

указанные деформации являются деформациями самого вещества клеточных стенок древесины (высокоориентированной природной целлюлозы). Опыты с действием постоянного напряжения показали при $\sigma < \sigma_{I-II}$ затухающие (при постоянной температуре и влажности) деформации упругого последействия, а при $\sigma < \sigma_{I-II}$ — незатухающие непрерывно возрастающие деформации.

Скорость последних, постепенно стабилизирующаяся во времени (Рисунок 3.8, б) — образец древесины бука сечением 20 х 20 мм, высотой 40 мм, база измерения деформаций тысячным индикатором 26 мм, влажность 9%), находится в экспоненциальной зависимости от напряжения, т.е. быстро растет при увеличении последнего.

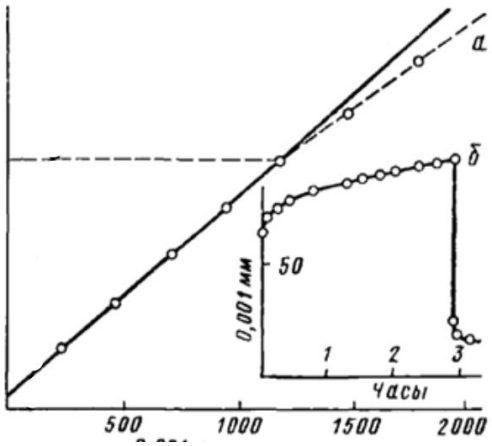


Рисунок 3.8 а),б) Деформации древесины а),б) – при сжатии вдоль волокон; а) – упругая, б) – ввэл деформация при σ=const

Возникающая при этом остаточная деформация исчезает при набухании древесины, т.е. является по природе обратимой.

По совокупности характерных черт — интенсивное развитие во времени при напряжении, превышающем определенную величину σ_{I-II}, нелинейная зависимость от напряжения, обратимость при набухания — эти деформации отождествляются с вынужденными высокоэластическими (ввэл) деформациями полимеров в стеклообразном состоянии, а верхняя граница I области деформирования σ_{I-II} (ранее названная пределом пластического течения) — с пределом вынужденной высокоэластичности древесины.

3.2.3. Влияние повторных статических и циклических нагружений на

работу узлов и соединений узлов и конструкций.

Как уже говорилось выше в разделе 3.1.1, при циклическом воздействии с переходом через нулевые нагрузки наблюдается снижение прочности древесины. Установлено, что предел выносливости, при котором материал может выдержать более 2 миллионов циклов нагружения составляет около 0,2.

Развитие средств соединения элементов деревянных конструкций в нашей стране и за рубежом происходит, в основном, в направлении совершенствования соединений нагельного типа. По существу нагели являются основным средством механического соединения элементов деревянных конструкций. На нагелях решаются узлы и стыки решетчатых клееных ферм, в том числе и большепролетных, рамных конструкций, конструкций пространственного типа, башенных конструкций, монтажные соединения клееных элементов, имеющих большие размеры поперечных сечений и работающих на изгибающий момент и продольную силу.

Как известно, строительные конструкции во многих случаях наряду со статической постоянной нагрузкой подвержены значительным циклическим нагрузкам. Это приводит к явлению «усталости» материалов, и к преждевременному его разрушению. При этом разрушение произойдет при нагрузке, значительно меньше той, которую выдерживают конструкции при статических испытаниях.

Несмотря на широкое распространение и совершенствование нагельных соединений в деревянных конструкциях до настоящего времени далеко не достаточно исследованы вопросы деформации нагельных соединений при сочетании статической и динамической нагрузок. Изучение этого вопроса особенно важно так, как разрушение носит хрупкий характер. Фактически отсутствует достаточно подробная нормативная литература и инструкции по расчету. Существующий инженерный расчет не отражает действительной картины работы соединений при многократно-повторном нагружении, поскольку этот метод основан на данных экспериментальных и теоретических исследований, проведенных в условиях кратковременного и длительного

статического нагружений.

В работе исследуются несущей способности и деформативности нагельных соединений при кратковременном, длительном и циклическом нагружениях, разрабатывается методика их расчета с получением эффективных расчетных формул.

- Исследовано влияние влажности и угла между направлением усилия и направлением волокон на прочность и деформативность древесины на смятие в отверстии при кратковременном, длительном и циклическом нагружениях;

- предложены расчетные формулы для определения прочности, коэффициента постели древесины на смятие в отверстии с учетом влияния влажности и угла между сминающей силой и направлением волокон;

- получено экспериментальное подтверждение теоретических расчетов выносливости и ползучести древесины на смятие в отверстии при циклическом нагружении;

- предложена методика расчета нагельных соединений с учетом работы материала основания нагельного гнезда при длительном действии нагрузки. Для решения задачи использован метод сплайновой аппроксимации функций прогиба нагеля с помощью обобщенных функций.

3.2.4. Исследование работы деревянных конструкций при длительном нагружении.

Главной особенностью деревянных конструкций, в отличие от стальных и железобетонных, являются ярко выраженные реологические свойства древесины, которые характеризуются изменением во времени деформаций и неоднозначным соответствием между ними и напряжениями при действии внешних сил. Этот фактор требует строго регламентировать во времени режим испытаний конструкций.

В связи с этим возникает необходимость обоснования состава и значения коэффициента безопасности, который должен быть получен по результатам испытаний. В его состав должен входить ряд факторов, учитывающих, длительную прочность древесины, приведение временных нагрузок к

постоянной, статистическую изменчивость качества материала конструкций и вид разрушения материала (пластический или хрупкий).

Учет длительности действия нагрузки.

Многочисленные экспериментальные данные испытаний элементов и соединений деревянных конструкций позволили установить зависимость их прочности о от продолжительности действия постоянной нагрузки t. Эта приемлемая для практического применения зависимость описывается уравнением прямой линии в логарифмических координатах.

Многочисленные экспериментальные исследования показали, что вариация изменения прочности при испытаниях для пластического вида разрушения составляет от 13 % до 15 %. а для хрупкого — от 20 % до 25 %.

Как уже говорилось выше в разделе 3.1.1, длительное действие нагрузки влияет на показатели прочности древесины. Так при неограниченно длительном действии нагрузки прочность, характеризуемая пределом длительного сопротивления, снижается до 0,5 от прочности при кратковременном нагружении.

Несущая способность деревянных элементов, выдерживающих нагрузку непрерывно в течение длительных периодов, как, например, балок, опор и т.д., значительно ниже той, которая приведена в стандартах. Деревянный элемент, непрерывно несущий нагрузку, способен выдерживать только часть нагрузки, которая требуется, чтобы при стандартном испытании вызывать полное разрушение образца. Эксплуатационное качество древесины, с учетом фактора времени, определяется прочностью при длительных нагрузках. Это свойство необходимо исследовать в связи с применением древесины в строительных конструкциях.

Исследования посвящены установлению величины предела прочности при длительном действии нагрузок. Установлено, что характер изменения прочности древесины в зависимости от времени действия нагрузки отражает

кривая, асимптотически приближающаяся к прямой, соответствующей напряжению, называемому пределом долговременного сопротивления.

В среднем для всех видов напряженного состояния предел долговременного сопротивления составляет примерно 0,5-0,6 от ($\sigma_{ст}$). Кроме прочности очень важным фактором является и деформативность. Общие законы деформирования под действием нагрузки с учетом фактора времени рассматривает наука реология.

Носителем реологических свойств в древесине является длинная цепная макромолекула целлюлозы – гибкая цепная макромолекула. Древесина – это биополимер частично кристаллический (70-80 %), в результате биосинтеза находится в стеклообразном состоянии (при t~20 ºС и $W_{др}$<30 %). В этом твердом агрегатном состоянии при воздействии мгновенной нагрузки у древесины проявляются упругие деформации (связанные с преодолением упругих сил притяжения или отталкивания частиц вещества – движением атомов в макромолекуле целлюлозы). Эти деформации мгновенные, обратимые и у древесины незначительные.

При длительных нагрузках (фактор времени) в древесине кроме упругих деформаций возникают высокоэластические и остаточные деформации. Высокоэластические деформации обусловлены перегруппировкой звеньев макромолекулы целлюлозы без разрыва связей. Эти деформации обратимые с течением времени и значительно больше упругих. Остаточные деформации (вязкотекучие) обусловлены разрывом межмолекулярных связей и образованием новых связей. Это деформации необратимые.

Снижение прочности древесины при длительном действии нагрузки объясняется накоплением повреждений, происходящих на молекулярном уровне из-за развития упругих высокоэластических и вязкотекучих деформаций.

Здесь исследуется качество и прочность древесины после длительного срока эксплуатации (80 лет) деревянного сооружения.

Методика проведения исследований.

Образцы представляли собой сколы из бревен и пиломатериалов конструкции элеватора. Породы образцов – береза и сосна. Из сколов были изготовлены стандартные образцы для определения влажности, плотности и прочности древесины. Определение влажности древесины выполнено по методике ГОСТ16483.7, плотности – ГОСТ 16483.1 и прочности – ГОСТ 16483.10. Определение предела прочности при любой заданной продолжительности действия нагрузки было выполнено по формуле:

$$\sigma_\tau = \sigma_{\text{ст}} + \alpha(lg\tau_c - \lg_\tau)$$

где

σ_τ – предел прочности при заданной продолжительности нагрузки, МПа;

σ_{cm} – предел прочности при стандартных испытаниях, МПа;

τ_{cm} – время, потребное для разрушения образца при стандартных испытаниях, с;

α – поправочное число, МПа.

Значение σ_{cm} и α – для различных пород и видов действия силы приведены в РТМ «Древесина. Показатели физико-механических свойств».

Результаты. Внешний осмотра установил наличие химической окраски на поверхности скола из древесины березы. На сколе древесины сосны установлено поражение деревоокрашивающей гнилью (синева) на площади 40-45 %. Эта гниль незначительно (не более 5 %) понижает прочность древесины. Влажность образцов в сооружении у древесины сосны 11,2 %, у берёзы - 7,8 %. При такой влажности дальнейшее развитие гнили невозможно. Подтверждением незначительного влияния указанных поражений на качество древесины является её плотность. У древесины берёзы плотность образцов 564 кг/м^3 (стандартная плотность 614кг/м^3), у древесины сосны плотность

образцов 504 кг/м^3 (стандартная плотность 505 кг/м^3), т.е. качество древесины из сооружения соответствует качеству натуральной древесины, т.к. плотность изменилась незначительно.

Экспериментально определенная прочность древесины по стандартным образцам составила у березы 32,4 МПа, у сосны 30 МПа. Согласно рекомендациям РТМ: предел долговременного сопротивления примерно равен 0,5-0,6 от стандартного. Пределы прочности на сжатие вдоль волокон для древесины Центральной европейской части равны: у берёзы – 52,5 МПа, у сосны – 48,2 МПа.

В работе были также рассчитаны пределы долговременного сопротивления по указанной выше формуле. Для чего определялись логарифмы времени испытания стандартных образцов ($\tau_{ст}$) и времени эксплуатации сооружения (τ).

Результаты исследования приведены в Таблица 3.1

Таблица 3.1

Результаты исследования

Показатель предела прочности долговременного сопротивления древесины			
Вид показателя	Единица измерения	Береза	Сосна
Предельные значения (РТМ)	МПа	28.76	26.5
Расчетные предельные значения	МПа	31.5	29.4
Экспериментальные значения	МПа	32.4	30.0

3.2.5. Проверка эффективности способов восстановления несущей способности деревянных конструкций.

В качестве примера представлены экспериментальные исследования из диссертации В.О. Стоянова «Прочность и деформативность изгибаемых деревянных элементов, усиленных полимерными композитами».

Для оценки корректности теоретических исследований несущей

способности и деформативности конструкций, усиленных полимерными композитными материалами, была проведена серия испытаний армированных балок из клееной древесины. По результатам испытаний был проведен сравнительный анализ результатов теоретических и экспериментальных исследований.\

Цель экспериментальных исследований – подтверждение корректности теоретических предпосылок и численных исследований в программных комплексах для определения возможности использования полимерных композитов при проектировании и конструировании усиления деревянных конструкций.

Задачи экспериментальных исследований:

а) применение стандартизованных методик для определения физико-механических свойств древесины и испытания деревянных конструкций;

б) определить влияние наклонного армирования стеклопластиковой арматурой на распределение нормальных напряжений в составных деревянных элементах, на их прочность и деформативность;

в) оценить эффективность продольного армирования деревянных конструкций полимерными композитными материалами;

г) установить целесообразность применения полимерных композитов при усилении на части длины конструкции, на наиболее напряженных участках;

д) подтвердить необходимость армирования приопорных зон конструкции, для предотвращения ее раннего разрушения от касательных напряжений;

е) оценить эффективность восстановления полимерными композитами прочности и жесткости деревянной конструкции на участках с дефектами.

Испытание балок проводилось по схеме чистого изгиба с нагрузками в третях или четвертях пролета, обеспечивающей требуемое соотношение максимальных касательных и нормальных напряжений и простоту их

контроля. В зависимости от задач опытная оснастка состояла из мощной силовой платформы, закрепленной на ней П-образной рамы в середине пролета, под которой располагался гидравлический домкрат. Усилия от домкрата через стальную траверсу распределялись на две точки приложения нагрузки на балку. Схема испытаний приведена на Рисунок 3.9 Контроль прикладываемой нагрузки производили при помощи электронного манометра. Расчет и испытание оснастки выполнены на действие максимально возможных усилий – 1000 кН.

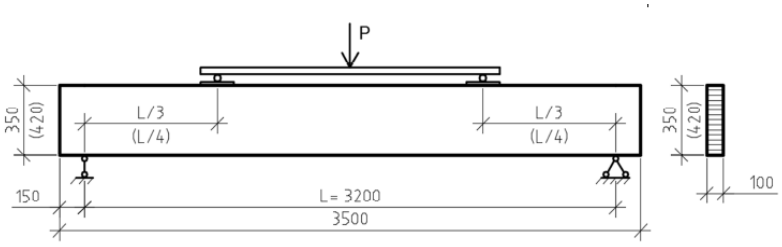


Рисунок 3.9 Схема нагружения испытуемой балки

Согласно рекомендациям по испытанию деревянных конструкций нагружение балки производилось ступенями. Нагрузку повышали равномерно в течение одной минуты, после чего конструкцию выдерживали на протяжении трех-четырех минут и снимали показания с измерительных приборов. Ступень нагрузки была принята равной ~20% от расчетной. Продолжительность каждого этапа нагружения фиксировалась в протоколе испытаний.

После разрушения конструкции проводился осмотр и фиксация разрушения, выявлялся характер и развитие процесса. Разрушенные элементы подвергали распиловке для фотофиксации характера разрушения внутри сечения, измерения влажности древесины. Из разных зон конструкции отбирались образцы для определения плотности древесины.

Полученные данные измерений, фотографии и другая информация систематизировались для дальнейшего анализа и построения графиков зависимости деформаций и напряжений от нагрузки. На Рисунок 3.10 приведен пример разрушения образца.

Рисунок 3.10 пример разрушения образца

4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ И КОМБИНИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1. Экспериментальные исследования работы узлов и соединений конструкций из композитных материалов при действии различных видов нагрузок.

4.1.1. Определение свойств композитных материалов и комбинированных конструкций.

ГОСТ 25.601-80 «Расчеты и испытания на прочность. Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов). Метод испытания плоских образцов на растяжение при нормальной, повышенной и пониженной температурах» имеет статус «действующий» на май 2023г.

Стандарт распространяется на полимерные композиционные материалы, армированные непрерывными высокомодульными углеродными, борными органическими и другими волокнами, структура которых симметрична относительно их срединной плоскости, и устанавливает метод испытания этих материалов на растяжение при нормальной (20 град. С), повышенной (до 180 град. С) и пониженной (минус 60 град. С) температурах. Этот ГОСТ присутствует первым в списке нормативных ссылок в СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования». Метод испытания на растяжение стеклопластиков установлен в ГОСТ 11262-2017.

Согласно ГОСТ 25.601-80. Метод состоит в кратковременном испытании образцов из композиционного материала на растяжение с постоянной скоростью деформирования, при котором определяют:

- предел прочности при растяжении $\sigma_в$, — отношение максимальной нагрузки F_{max}, предшествующей разрушению — образца, к начальной площади его поперечного сечения, МПа;

- предел пропорциональности $\sigma_{пц}$ — отношение нагрузки, при которой происходит отклонение от линейной зависимости между напряжением и деформацией, к площади начального поперечного сечения образца, МПа;
- относительное удлинение 6 при разрушении — отношение приращения длины мерной базы в момент разрушения к начальной длине мерной базы, %;
- модуль упругости E — отношение напряжения к соответствующей относительной деформации при нагружении материала в пределах начального линейного участка диаграммы деформирования, МПа; коэффициент Пуассона — □ — отношение поперечного относительного укорочения к продольному относительному — удлинению образца при растяжении в пределах начального линейного участка диаграммы деформирования.

4.1.2. Измерительные приборы и методы регистрации, используемые при экспериментальных исследованиях.

Испытания проводят на разрывных и универсальных испытательных машинах, обеспечивающих растяжение образца с заданной постоянной скоростью перемещения активного захвата и измерение нагрузки с погрешностью не более 1% от измеряемой величины.

Захваты испытательной машины должны обеспечивать надежное крепление и точное центрирование образца (продольная ось образца должна совпадать с направлением действия растягивающей нагрузки). Для надежного крепления образца при испытании высокомодульных, — высокопрочных композиционных материалов рекомендуется применять захваты с насечкой на рабочих поверхностях под углом +45” с шагом 1-2 мм на длине 100-105 мм.

Для проверки соосности приложения нагрузки необходимо установить и испытать один специальный образец с, как минимум, тремя — наклеенными тензорезисторами (Рисунок 4.1).

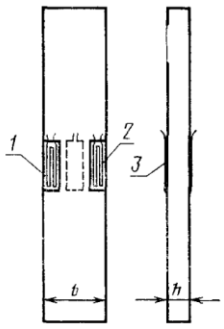


Рисунок 4.1 Специальный образец

1 и 2 - параллельно оси образца на одной его стороне, 3 — по оси образца

С противоположной стороны. Разность показаний тензорезисторов на линейном участке диаграммы растяжения не должна превышать:

$$\frac{\varepsilon_3 - \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2}}{\varepsilon_3} \leq 0{,}02;$$

$$\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\varepsilon_1} \leq 0{,}02$$

Для регистрации деформаций должны использоваться приборы, обеспечивающие измерение деформаций с погрешностью не более 1% от предельного значения измеряемой величины. Могут быть использованы механические тензометры, тензопреобразователи сопротивления или другие приборы, прикрепление которых не создает дополнительных напряжений или деформаций и не оказывает влияние на определяемые характеристики.

Приборы для измерения геометрических размеров образца должны обеспечивать измерение с погрешностью — не более $\pm$0,05 мм, если измеряемые размеры меньше 10 мм, и $\pm$0,1 мм, если измеряемые размеры больше или равны 10 мм.

Согласно ГОСТ 11262-2017 требуется следующая аппаратура.

Испытательная машина, которая при растяжении образца обеспечивает измерение нагрузки с погрешностью не более 1 % измеряемой величины и постоянную скорость раздвижения зажимов в требуемых пределах.

Испытания проводят при скоростях раздвижения зажимов испытательной

машины, указанных в нормативном документе или технической документации на материал, выбранных в соответствии Таблица 4.1

Рекомендуемые скорости испытания.

Таблица 4.1

Рекомендуемые скорости испытания

Скорость испытания v, мм/мин	Допускаемое отклонеине, %
0,125	± 20
0,250	
0,500	
1,000	
2,000(2,500)	

Зажимы для закрепления образца должны быть присоединены к испытательной машине так, чтобы продольная ось образца совпадала с направлением растяжения. Образец закрепляют так, чтобы предотвратить его скольжение относительно губок зажимов. Зажимы не должны вызывать преждевременное разрушение образца в местах крепления или проскальзывание образца в зажимах. При определении модуля упругости при растяжении важно, чтобы скорость деформирования была постоянной и не изменялась, например, за счет движения губок зажимов. Это особенно важно при использовании клиновых зажимов.

Экстензометр Прибор для измерения удлинения в процессе испытания должен иметь погрешность измерения не более 1 %, если в нормативном документе или технической документации на материал нет других указаний.

Для измерения удлинения допускается использовать:

- приборы, закрепляемые непосредственно на образце, при этом масса прибора и способ его крепления не должны оказывать существенного влияния на величины определяемых показателей и поведение образца при испытании;

- приборы, не закрепляемые на образце и позволяющие производить измерение изменения расчетной длины образца, ограниченной метками, с помощью оптических или других систем измерения.

При удлинении свыше 25 мм допускается измерение удлинения по меткам с помощью масштабной линейки с ценой деления не более 1 мм.

В случае использования многоцелевого образца для испытания рекомендуемая расчетная длина — 75 мм. При контроле качества, а также, если это указано в нормативном документе или технической документации на материал, используют расчетную длину 50 мм. Если удлинение (относительное удлинение) регистрируется только с одной стороны образца, необходимо обеспечить, чтобы при небольших удлинениях не было ошибки из-за изгиба образца, который может произойти даже при незначительном несовпадении осей и первоначальном искривлении образца. В результате этого может возникнуть разность деформаций между противоположными сторонами образца.

4.1.3. Экспериментальные исследования конструкций из композитных материалов и комбинированных конструкций и их узлов статической нагрузкой.

Рассмотрим применение композитных материалов при усилении строительных конструкций из разных материалов.

Согласно СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования» ниже используются следующие термины:

- ***усиление*** железобетонной конструкции: комплекс конструктивных мероприятий и технологических работ, направленных на повышение несущей способности и эксплуатационных свойств конструкции.
- ***восстановление*** (ремонт) железобетонной конструкции: Комплекс конструктивных мероприятий и технологических работ, направленных на восстановление несущей способности и эксплуатационных свойств

конструкции, нарушенных вследствие дефектов изготовления или в процессе ее эксплуатации.

- ***внешнее армирование*** (железобетонной конструкции) композитными материалами: Установка наклеиванием на железобетонную конструкцию изделий заводского изготовления из композитных материалов (ламинатов) или послойное наклеивание термореактивными адгезивами изделий из непрерывного углеродного или стеклянного волокна (холстов, сеток и других тканых материалов) с последующим отверждением и образованием однослойного или многослойного композитного материала.
- ***система внешнего армирования композитными материалами***: Система, состоящая из клеевого слоя, образованного отвержденным термореактивным адгезивом, однослойного или многослойного композитного материала и, при необходимости, защитного слоя, обеспечивающего защиту системы от воздействия повышенных температур, открытого пламени, ультрафиолетового излучения и механических повреждений;
- ***ламинаты:*** Готовые для устройства внешнего армирования конструкций многослойные полосы различной толщины и ширины, изготовленные в заводских условиях путем пропитки и горячего прессования (в технической документации иногда вместо термина «ламинат» употребляют термин «ламель»).
- ***адгезив (термореактивный)***: Клеящий состав из термореактивной смолы для наклейки ламинатов или пропитки и наклейки изделий из непрерывного углеродного или стеклянного волокна (холсты, сетки и другие тканые материалы) на основание железобетонной конструкции.

Требования к составным частям системы внешнего армирования из композитных материалов.

Материалы, применяемые для усиления или восстановления железобетонных конструкций, должны соответствовать требованиям действующих нормативных документов, иметь сопроводительную

документацию, подтверждающую их соответствие нормативным требованиям, включая паспорта качества и (или) протоколы испытаний, и должны подвергаться входному контролю по ГОСТ 24297.

В диссертационной работе «Прочность и деформативность железобетонных балок, усиленных углепластиком на стадии, близкой к исчерпанию несущей способности» Я.Е. Григорьева проводила изучение эффективности применения внешнего армирования железобетонных балок с трещинами. Испытывались 20 железобетонных балок длиной 1290 мм, сечением 190х120 мм, армированные тремя стальными стержнями класса А400, ∅ 8 мм, по нейтральной оси балки (Рисунок 4.2, Рисунок 4.3). На первом этапе образцы-балки статически нагружали по схеме четырехточечный изгиб до появления трещин с большим раскрытием, затем проводилось усиление углепластиковым волокном, и повторное нагружение усиленных конструкций.

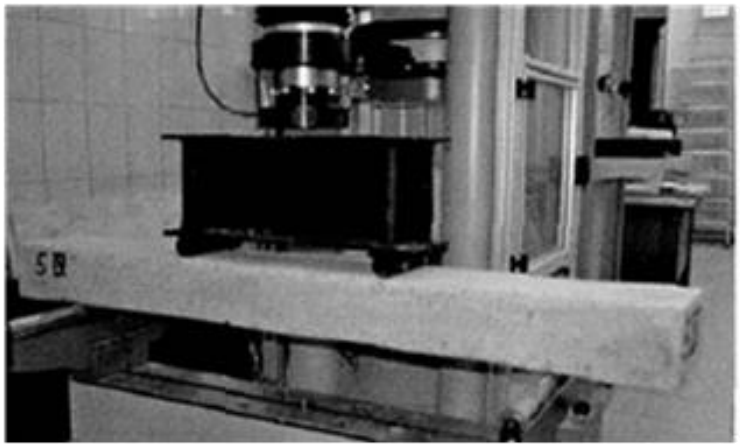


Рисунок 4.2 Испытательная установка

Рисунок 4.3 Представлен характер разрушения образцов-балок, при разных вариантах усиления

Композитные материалы и деревянные конструкции.

Композитные материалы применяются не только для усиления деревянных конструкций, но и в качестве соединительных элементов их узлов.

В настоящее время расчет нагельных соединений в соответствии с общей теорией предельных состояний выполняется по первой группе предельных состояний (несущая способность) на прочность и по второй группе предельных состояний (по деформациям).

Дефицит несущей способности по условию смятия нагельного гнезда принимается в момент, при котором напряжения смятия достигают предельных величин $R_{см.вр}$ и $R_{см.дл.}$ При действии временных нагрузок за критическую величину напряжения смятия принимается временное сопротивление $R_{см.вр}$, а при длительном воздействии – длительное сопротивление смятию $R_{см.дл}$ соответственно не (Рисунок 4.4).

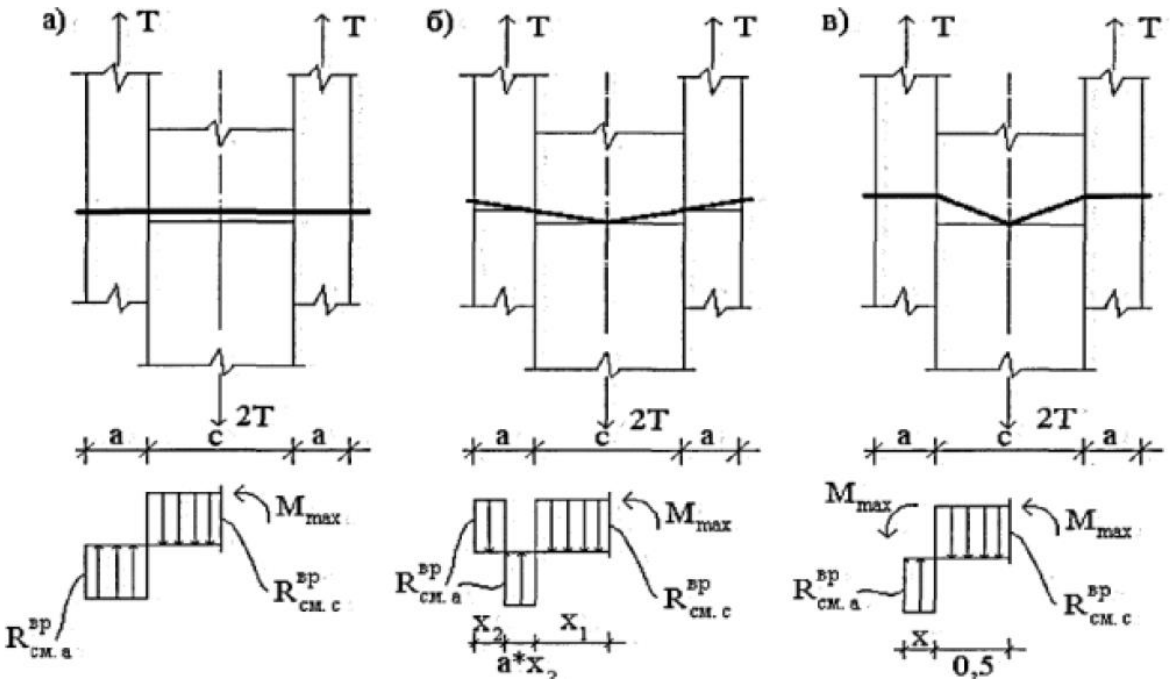


Рисунок 4.4 Эпюры напряжений нагельных соединений и соответствующие схемы деформирования

Расчетная несущая способность соединения определяется с учетом так называемых пороков древесины, зависящих от качества пиломатериала, изменчивости нагрузок и материала нагеля.

Для проведения лабораторных испытаний нагелей были использованы стержни из углеродного композита Monsterod АСК-6 диаметром 5 мм.

Стержни испытывались на растяжение до разрыва по ГОСТ 31938-2012 «Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций» на испытательной машине Instron 5582; с преобразователем перемещений Instron 2630-105. Скорость движения траверсы при испытаниях принята 5 мм/мин. В качестве контрольных образцов использованы стальные нагели аналогичного диаметра.

Для определения НДС цилиндрических нагелей из углеродного композита и стали на действие поперечных сил изготовлены две группы образцов из древесины с различной толщиной соединяемых элементов 25 и 50 мм. Выполнен предварительный расчет, расчетная несущая способность нагеля T_{min} определялась из условия смятия древесины среднего элемента и равна 5 и 10 кН для образцов с толщиной соединяемых элементов 25 и 50 мм,

соответственно. Фактическая разрушающая нагрузка N_u, как правило, превышает расчетную в 1,5…2 раза и принята 10 и 20 кН соответственно.

Проведены две серии испытаний до полного разрушения образцов: 1 - пошагово возрастающей нагрузкой; 2 - непрерывно возрастающей нагрузкой через постоянно движущуюся траверсу. По данным, полученным в каждой серии испытаний для каждого материала нагелей, типоразмера образцов и характера приложения нагрузки построены графики зависимости сдвиговых перемещений от приложенной нагрузки.

4.1.4. Исследование работы конструкций из композитных материалов и комбинированных конструкций при повышенных и пониженных температурах.

Были проведены испытания железобетонных образцов, усиленных композиционными материалами, при воздействии на них отрицательных и положительных температур. Цель исследования - нормирование прочностных характеристик конструктивных материалов изгибаемых железобетонных элементов, усиленных холстами и ламелями на основе углеродного волокна в зависимости от экстремальных температурных условий их работы.

Для испытания были изготовлены железобетонные образцы полной длиной 1550 мм, прямоугольного поперечного сечения шириной 120 и высотой 220 мм. Проектный класс бетона всех балок по прочности В30, морозостойкости F300, водонепроницаемости W6.

При усилении балок использовали ткань (холст) из углеродных волокон BASF MBrace Fib CF 230/4900.530g и углепластиковые ламели BASF MBrace LAM CF210/2400.50x1,4. Для испытания балок было подготовлено две группы образцов. В первую группу вошли не усиленные железобетонные балки. Во вторую – балки, усиленные по нижним граням. Схема испытаний на Рисунок 4.5.

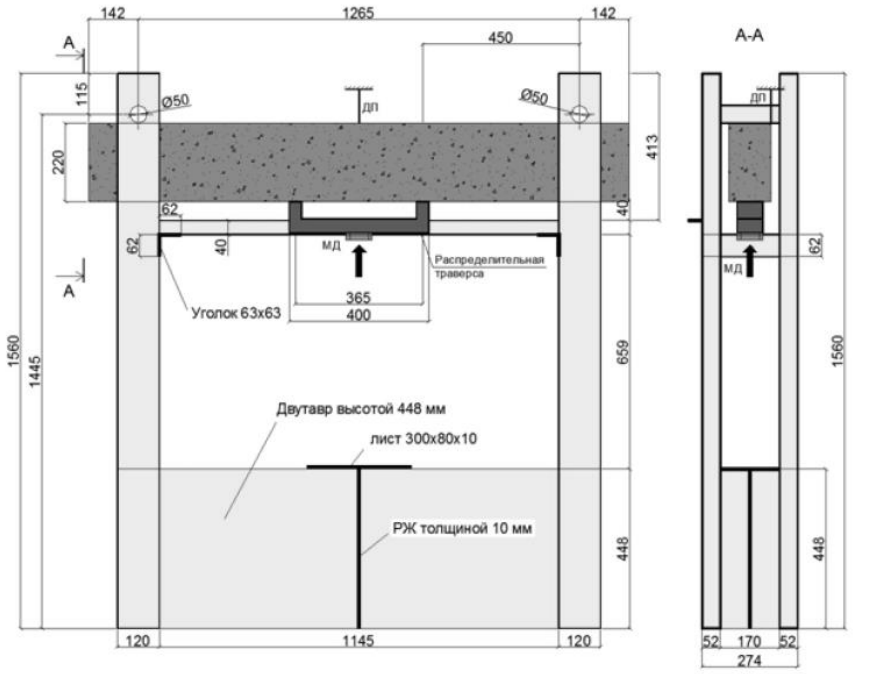


Рисунок 4.5 Схема нагрузения образца и размещение приборов

Испытания показали следующие результаты

При температуре +50 °С разрушение усиленных образцов произошло в результате разрыва композиционного материала в середине пролета балок от действия изгибающего момента. При отрицательных температурах усиленные балки разрушались вследствие отслоения композитного материала по контакту «клей-бетон» в месте образования вертикальных трещин от действия изгибающего момента. Разрушение образцов серии «В» контрольных, «холод» и «тепло», усиленных ламелями, всегда происходило вследствие разрушения бетона по защитному слою арматуры в месте образования наклонных трещин от совместного действия изгибающего момента и поперечной силы. Из шести испытанных образцов серий «Б» и «В» при повышенных температурах по одному в каждой подгруппе имели сомнительные значения несущей способности и были исключены из обработки. Возможно, это свидетельствует о нестабильной работе конструкции в таких высоких температурах.

Проведенные испытания показали, что усиление изгибаемых железобетонных конструкций композиционными материалами приводит к значительному увеличению их несущей способности (от 60 до 120 %) по

сравнению с не усиленными образцами. Жесткость усиленных образцов по сравнению с не усиленными также существенно увеличивается, что находит свое отражение в уменьшении прогибов балки в момент предшествующий их разрушению. Уровень напряжений, возникающий в момент, предшествующий разрушению образца, зависит от характера его разрушения и вида материала усиления.

Уменьшения прочности адгезивов и полимерных композиционных материалов (в сравнении с их прочностью при нормальной температуре) не происходит при отрицательных температурах, вплоть до -50 °С.

4.1.5. Экспериментальные исследования конструкций из композитных материалов и комбинированных конструкций и их узлов динамической нагрузкой.

Применение композиционных материалов для повышения несущей способности пролетных строений мостов и путепроводов - системы внешнего ар мирования (холсты, ламели). На Рисунок 4.6 приведен пример усиления железобетонных балок наклейкой цельных полосок (горизонтальных – в зоне действия максимальных изгибающих моментов и U-образных – в зоне действия поперечных сил), изготовленных из композитного материала FibArm Tape.

Рисунок 4.6 Усиление железобетонных балок из композитного материала FibArm Tape

В 2013г. принят нормативный документ, регламентирующий применение композиционных материалов, также с 2013 года существует дорожный методический документ ОДМ 218.3.027-2013. Оба документа говорят об усилении железобетоннвх мостов композитными материалами.

На сегодняшний день композитные материалы также нашли применение при строительстве пешеходных мостов. В частности, в настоящее время они нашли применение в Новосибирске и Москве.

Пешеходный мост из композитных материалов был возведен в микрорайоне города Москвы в 2004 году (Рисунок 4.7). Этот мост зарекомендовал себя с положительной стороны в сфере эксплуатации (затраты в 10 раз меньше по сравнению со стальными мостами).

Рисунок 4.7 Композитный мост в Москве

В настоящее время уже насчитывается около 40 пешеходных композитных мостов.

Автомобильный мост из полимерного композита открылся в Новосибирской области.

Композитные материалы обладают целым рядом достоинств, таких как:

- высокая прочность;
- легкость;
- долговечность;
- отсутствие коррозии.

Существуют и недостатки:

- высокая стоимость – в несколько раз превышающая традиционные материалы/технологии, применяемые при строительстве и ремонте железнодорожных мостов и недостаточное количество подготовленных

специалистов, сдерживают рост применения композиционных материалов в железнодорожных мостах;

- порезы, проколы конструктивных элементов значительно снижают уровень безопасности эксплуатируемого сооружения;
- при механической обработке, ввиду большой твердости материала, различных наполнителей по составу и качеству материала при механической обработке возможно выкрашивание связующего;
- при механической обработке/резке композиционных материалов разрезаются армирующие волокна, вследствие чего возможно снижение прочностных характеристик.

Все это в зависимости от процесса монтажных работ и материалов необходимо учитывать при проектировании, монтаже и последующей эксплуатации объектов.

Ведутся соответствующие экспериментальные исследования как на усиленных сооружениях, так и объектах нового строительства.

СП 79.13330.2012 «Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний» составлен с целью повышения уровня безопасности в соответствии с ФЗ от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», повышения уровня нормативных требований, применения единых методов определения эксплуатационных характеристик и методов оценки; распространяется на обследования, статические и динамические испытания и обкатку мостовых сооружений (мостов, путепроводов, виадуков, эстакад и т.д.)

Испытания мостов проводить по предварительно разработанным программам, где должны быть должны быть отражены общая цель и основные задачи работ, приведены содержание и объемы работ по обследованию, намечены конструкции и их элементы (сечения), подвергаемые исследованию при испытаниях, указаны нагрузки для статических и динамических испытаний, определены виды и состав отчетных технических документов.

Различают следующие виды испытаний: статические, динамические и

обкатка.

Динамические испытания

Динамические испытания проводят в следующих целях:

- выявление величин динамических воздействий, создаваемых реальными подвижными нагрузками;
- определение основных динамических характеристик сооружения - периодов и форм собственных колебаний, характеристик затухания колебаний.

Для испытаний с целью выявления величин динамических воздействий, создаваемых подвижными нагрузками, следует использовать тяжелые нагрузки, которые могут реально обращаться по сооружению и способны при имеющихся неровностях пути или проезжей части вызывать появление в конструкциях колебаний, ударных воздействий, местных перегрузок и др.

Для определения динамических характеристик сооружений следует использовать подвижные, ударные, вибрационные, ветровые и другие нагрузки, способные вызвать появление устойчивых колебаний (в том числе свободных).

При динамических испытаниях пешеходных мостов возбуждение собственных колебаний конструкций следует производить посредством раскачки, сбрасывания грузов, движения (ходьбы и бега) по мосту отдельных пешеходов или групп их и т.д.

Места приложения возмущающих нагрузок, а также места измерения следует выбирать с учетом ожидаемых видов и форм колебаний.

При возбуждении колебаний конструкции посредством ударов падающих грузов должны быть приняты меры, предохраняющие конструкцию от местных повреждений (устройство песчаных подушек, распределительного настила и т.п.).

При испытаниях автодорожных и городских мостов в необходимых случаях (например, для выявления динамических характеристик сооружения, для оценки влияния неровностей, возможных на проезжей части, и др.)

динамическое воздействие подвижной нагрузки может быть усилено применением искусственных неровностей - порожков (досок, уложенных поперек проезда) с высотой, как правило, не более 5 см.

При динамических испытаниях сооружения временной подвижной нагрузкой заезды следует выполнять с различными скоростями, что позволяет выявить характер работы сооружения в диапазоне возможных скоростей движения нагрузки. Скорости движения нагрузки во время заездов, а также количество заездов с той или иной скоростью в каждом конкретном случае устанавливает руководитель работ.

Динамические испытания следует проводить с использованием компьютерных измерительных систем с записью показаний электронных измерительных приборов в течение времени, достаточного для получения устойчивых диаграмм колебаний и возможности их анализа.

Обкатка

Обкатку моста производят с целью оценки поведения конструкций под воздействием наиболее тяжелых эксплуатационных нагрузок, обращающихся на данной линии или дороге, взамен подробных статических и динамических испытаний. Обкатку железнодорожных мостов и мостов под пути метрополитена производят тяжелыми поездами, а обкатку мостов, запроектированных под автомобильную нагрузку - тяжелыми автомобилями.

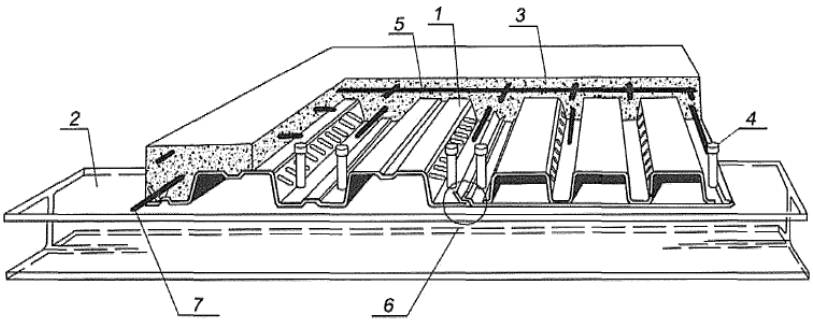
При обкатке проводят визуальные наблюдения за состоянием конструкции, а также, при необходимости, выполняют измерения прогибов в серединах пролетов, в том числе, простейшими средствами (например, нивелированием).

4.2. Экспериментальные исследования трубобетонных конструкций. Экспериментальные исследования металлодеревянных конструкций. Экспериментальные исследования деревянно-композиционных конструкций.

4.2.1. Исследования комбинированных сталебетонных конструкций. Виды сталефибробетонных конструкций.

<u>Типы сталежелезобетонных конструкций.</u>

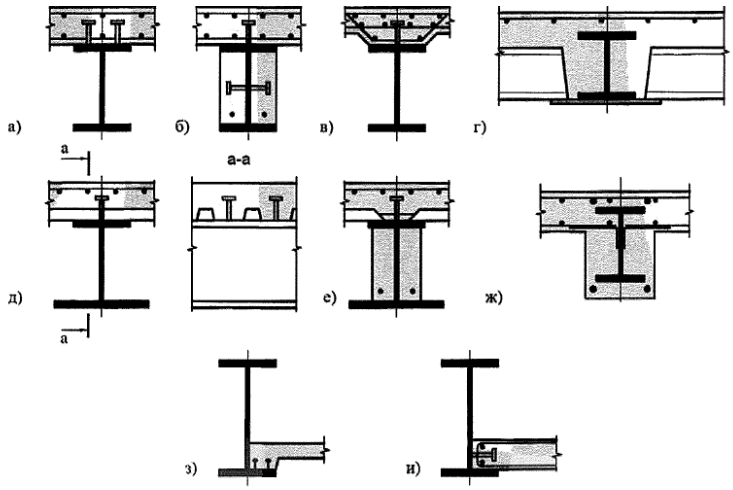
1. Сталежелезобетонные плиты с профилированным настилом, конструкция плиты с профилированным настилом показана на Рисунок 4.8.



1 — стальной профилированный настил с рифлеными стенками гофров;
2 — элемент балочной клетки; *3* — монолитный бетон плиты;
4 — стержневой анкер; *5* — сетка противоусадочного армирования;
6 — соединение гофрированных профилей между собой; *7* – рабочая арматура

Рисунок 4.8 конструкция плиты с профилированным

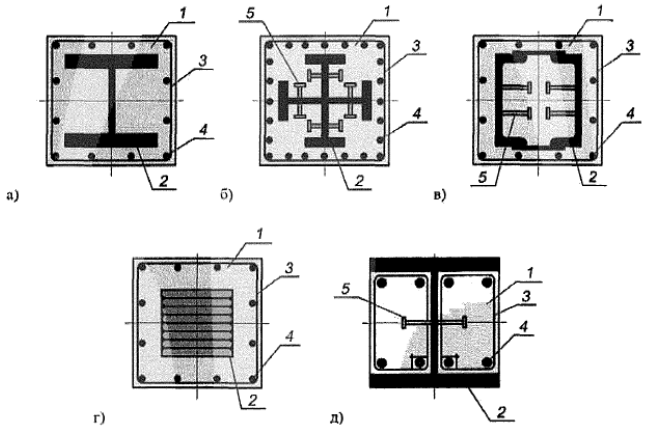
2. Комбинированные балки, основные типы поперечных сечений приведены на Рисунок 4.9.



а) стальная балка и плита объединены с помощью анкерных упоров; б) стальная балка частично обетонирована и объединена с плитой с помощью анкерных упоров; в) стальная балка и плита с вутами объединены с помощью анкерных упоров; г) стальная балка частично обетонирована, сборные железобетонные плиты опираются на нижний пояс балки через лист; д) опирание плиты по профилированному настилу на стальную балку (промежуточная опора настила), е) опирание плиты по профилированному настилу на частично обетонированную стальную балку (крайняя опора настила); ж) полное обетонирование стальной балки; з) опирание железобетонной плиты на нижний пояс балки, анкерные упоры на полке балки; и) опирание железобетонной плиты на нижний пояс балки, анкерные упоры на стенке балки

Рисунок 4.9 сталежелехобетонные конструкции

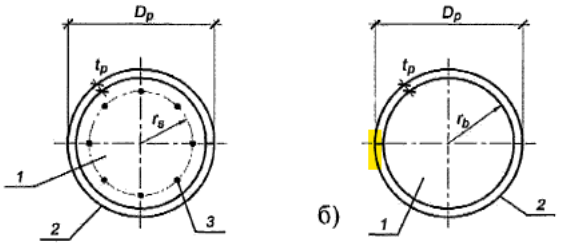
3. Железобетонные конструкции с жесткой арматурой, работающие на центральное или внецентренное сжатие, растяжение, типовые поперечные сечения показаны на Рисунок 4.10.



1 —бетон; *2* — жесткая арматура; *3* — поперечная гибкая арматура; *4* — продольная гибкая арматура; *5* – анкерный упор
а) жесткая арматура в форме двутавра; б) жесткая арматура в форме крестообразного сечения; в) жесткая арматура коробчатого сечения, образованого швеллерами, объединенными планками; г) жесткая арматура в виде «сердечника», «сляба» сплошного сечения; д) сечение с частичным обетонированием жесткой арматуры

Рисунок 4.10 сталежелезоетонные кострукции с жесткой арматурой

4. Трубобетонные конструкции с внешней стальной оболочкой в виде круглой трубы, с бетонным ядром без арматуры или с бетонным ядром, армированным продольной гибкой арматурой (с железобетонным ядром). Соответствующие типы сечений показаны на Рисунок 4.11.



1 – бетонное ядро; *2* – труба; *3* – продольная гибкая арматура
а) с бетонным ядром, армированным продольной гибкой арматурой (с железобетонным ядром); б) с бетонным ядром, неармированным продольной гибкой арматурой (с бетонным

Рисунок 4.11 трубобетонная конструкция

Трубобетонные конструкции

Для обеспечения безопасности и эксплуатационной пригодности трубобетонных конструкций помимо требований к расчету следует выполнять конструктивные требования к их размерам и армированию.

Приведенные в этом своде правил формулы для расчетных сопротивлений бетона трубобетонных конструкций применимы для значений t_p/D_p в пределах от 0,0064 до 0,046. При других соотношениях толщины стенок трубы и ее диаметра, расчетные сопротивления бетона в составе

трубобетонной конструкции должны определяться на основе испытаний опытных образцов.

Размеры трубобетонных конструкций долж

ны быть не менее значений, обеспечивающих:

- возможность размещения арматуры, ее анкеровки и совместной работы с бетоном;

- ограничение гибкости сжатых элементов.

Размеры сечений внецентренно сжатых элементов для обеспечения их жесткости следует принимать такими, чтобы гибкость их приведенного к металлу трубы сечения l_0/i_{red} не превышала:

120 - для колонн и поясов ферм,

150 - для остальных элементов.

Требования к узлам примыкания окружающих конструкций

В местах передачи нагрузок на трубу от примыкающих конструкций в трубобетонной конструкции должны быть установлены анкерные устройства для перераспределения усилий между трубой и бетонным (железобетонным) ядром.

В качестве анкерных устройств следует использовать приваренные к внутренней поверхности трубы стержни или пластины, или следует устанавливать болты, пропущенные сквозь стенки трубы. Анкерные устройства пропускаются внутрь трубы на 1/4 ее внутреннего диаметра Анкерные устройства должны быть установлены вдоль оси трубобетонного элемента на участке длиной равной двум диаметрам трубы в каждую сторону от узла передачи нагрузки.

Анкерные устройства следует распределять равномерно по сечению трубы и ее длине. В одном сечении следует устанавливать не более четырех болтов, расположенных равномерно по окружности трубы. Вдоль оси трубы места расстановки болтов следует сдвигать так, чтобы ряды болтов образовывали спирали. Сечения, в которых устанавливаются болты, рассчитываются на прочность с учетом ослаблений стенок трубы. При

недостаточной прочности, толщину стенок вокруг отверстий под болты необходимо увеличивать за счет приварки накладок. Число приваренных анкерных конструкций с внутренней стороны трубы не ограничивается. Для равномерной передачи усилий с трубы на бетон, с каждой стороны от узла передачи нагрузки должно быть установлено не менее восьми анкерных устройств.

Требуемое по расчету число анкерных устройств определяется передающейся на них нагрузкой, их прочностью на срез и прочностью бетона на смятие под анкерным устройством. Нагрузка на анкер вычисляется, исходя из следующих предпосылок:

- усилия, передаваемые в узле примыкания конструкций на трубу, перераспределяются между бетонным (железобетонным) ядром и трубой как между упругими телами - пропорционально их жесткостям. Изгибающие моменты перераспределяются пропорционально изгибным жесткостям. Силы, направленные вдоль продольной оси трубы, перераспределяются пропорционально жесткостям на растяжение-сжатие. При разных длинах (L_1, L_1) трубобетонных элементов, расположенных с обеих сторон от узла передачи нагрузки, или при разных размерах сечений этих элементов (при $E_1 I_1, E_2 I_2,$ и $E_1 A_1, E_2 A_2,$), передающееся усилие распределяется между этими элементами пропорционально их погонным жесткостям.

- анкерные устройства рассчитываются на срез от действия усилий, передающихся на бетон;

- бетон ядра рассчитывается на смятие в соответствии с СП 63.13330. В том случае, если анкерное устройство жесткое, при расчете на смятие принимается, что давление анкера на бетон распределено равномерно по площади проекций анкера на нормальное сечение элемента. В случае, если анкеры гибкие (типа стад-болтов), то давление анкера на бетон принимается по треугольной эпюре по длине анкера (от края бетонного ядра - по радиусу).

Поперек оси анкера нагрузка на бетон распределена равномерно по проекции анкера. При этом принимается, что вдоль оси анкера (от края

бетонного ядра - по радиусу) вся нагрузка приложена в пределах трех наименьших поперечных размеров анкера;

- при вычислении жесткостей бетонного ядра принимается начальный модуль упругости бетона при кратковременных нагрузках E_{b0}. При наличии продольной стержневой арматуры в ядре, в расчете используется приведенный модуль упругости материала. Приведение выполняется как при растяжении-сжатии;

- усилия, приложенные в узле, направленные вдоль продольной оси трубы и приходящиеся на элемент с каждой стороны узла, должны быть восприняты всеми анкерами, установленными на этом элементе. При этом, усилия распределяются между анкерами поровну;

- суммарный изгибающий момент, приложенный в узле и приходящийся на элемент с каждой стороны узла, должен быть воспринят анкерами, установленными на этом элементе. При этом, усилия распределяются между двумя парами диаметрально противоположных рядов анкеров, расположенных наиболее близко к плоскости действия суммарного момента. Все анкеры в 1указанных рядах нагружены поровну;

- расчет для наиболее нагруженных анкеров выполняется в соответствии с СП 16.13330.

Допускается не устанавливать анкерные устройства в случаях, когда применяется особо жесткая конструкция узла, обеспечивающая передачу усилий от примыкающих конструкций на бетонное ядро и трубу как от жесткого тела.

В узлах примыкания окружающих конструкций должны быть выполнены необходимые расчеты прочности трубы и дополнительных элементов узла в соответствии с СП 16.13330. При действии продольной силы с изгибом, расчетное сопротивление металла трубы принимается пониженным.

4.2.2. Экспериментальные исследования комбинированных сталебетонных конструкций.

Профилированный настил: Соединенные между собой гофрированные

листы из оцинкованной стали, выполняющие функции несъемной опалубки и внешней рабочей арматуры монолитной плиты.

Экспериментальная оценка характеристик сцепления стального профилированного настила с бетоном плиты.

Модельные натурные испытания на сдвиг и прочность сцепления настила. Испытания на сдвиг следует проводить по ГОСТ 8829 по условной схеме, в которой прямоугольные пластины, имитирующие стенки гофров настила связаны между собой монолитным бетонным блоком (Рисунок 4.12 а). Таким образом, моделируется совместная работа стенок гофров настила с бетоном при взаимном сдвиге.

Испытания образцов осуществляются путем сдвига бетонного блока относительно неподвижно закрепленных стальных пластин, материал и толщина которых аналогичны со стенками исследуемого профилированного настила.

Основные результаты испытаний должны быть представлены в виде зависимости сдвига Δ бетонного блока относительно стальных пластин от значения возрастающей нагрузки P (Рисунок 4.12 в). По результатам испытаний не менее трех одинаковых образцов определяют средние значения сдвигающей нагрузки P при Δ=0,3, характеризующие жесткость сцепления настила с бетоном. Среднее значение предельной нагрузки P при разрушении трех образцов характеризует прочность сцеплений настила с бетоном.

Испытания плит на поперечный изгиб

Испытания плит на поперечный изгиб следует проводить для оценки влияния анкерных упоров на совместную работу настила с бетоном. Испытания плит проводят по однопролетной схеме на чистый изгиб под действием линейно распределенной нагрузки, приложенной в четвертях пролета (Рисунок 4.13, а) и б). Нагрузка на плиту прикладывается с помощью гидравлического домкрата и распределительной балки. После приложения каждой ступени нагрузки измеряют прогибы середине пролета плиты и нагруженных сечениях, а также сдвиг настила относительно бетона по торцам

плиты. Нагружение продолжают до потери несущей способности плиты.

В результате испытаний получают зависимости «нагрузка-сдвиг» для изгибаемых плит (Рисунок 4.13 4.2.2.2, в) и г). Для сравнения несущей способности испытанных плит их расчетную прочность определяют по формуле:

$$P_u = \frac{4}{l}(R_b x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)b - W_{\min} \quad R_y)$$

где

P_u — максимальная испытательная нагрузка на плиту;

R_b - призменная прочность бетона на сжатие;

x - высота сжатой зоны бетона; определяется по формуле

$$x = \frac{\gamma_c R_y A_n}{R_b b}$$

где

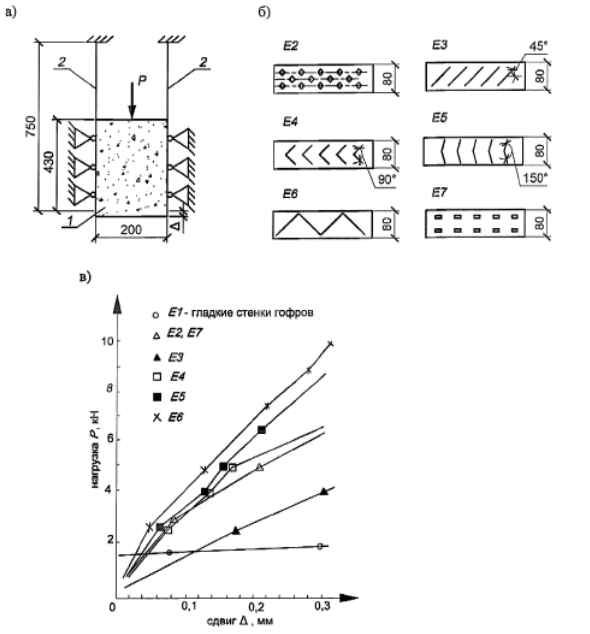
R_y, A_n- расчетное сопротивление и площадь сечения настила;

γ_c - коэффициент условия работы настила;

b и l - ширина и пролет плиты;

h_0 - расстояние от верха плиты до центра тяжести сечения настила.

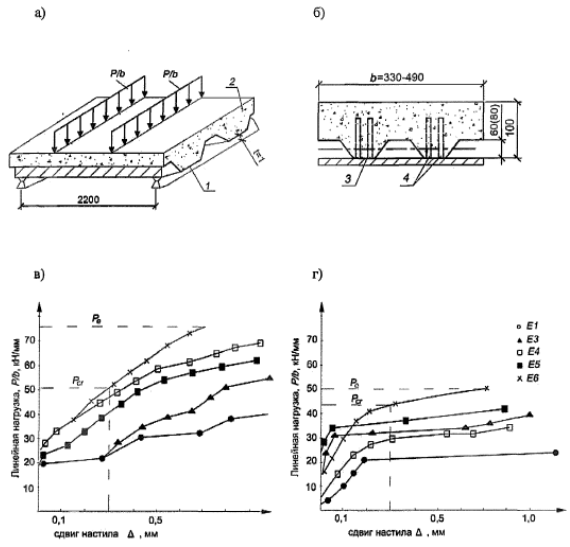
Коэффициент условия работы настила γ_c характеризует эффективность работы настила в качестве растянутой арматуры плиты. В расчете принимается максимальное значение коэффициента γ_c полученное методом сравнения расчетного и экспериментального изгибающих моментов. Подбор заканчивается при выполнении условия равенства расчетного изгибающего момента с экспериментальным моментом с точностью + 10%.



1 – бетонный блок; 2 – пластины с выштамповками;
а) схема испытаний; б) пластины с выштамповками ; в) графики зависимости сдвига от нагрузки

Рисунок В.1 – Модельные испытания на сдвиг

Рисунок 4.12 схема испытания на сдвиг



1 – профилированный настил; *2* – бетон плиты; *3* – опорная балка; *4* – стад-болт;
а) схема испытаний; б) опорное сечение образца; в) результаты испытаний образцов с стад-болтами на опорах; г) результаты испытаний образцов без стад-болтов на опорах

Рисунок 4.13 Испытание плит на поперечный изгиб

4.2.3. Экспериментальные исследования комбинированных металлодеревянных конструкций.

Исследуется модель пешеходного моста арочной конструкции, в которой арка и подвески – металлические, а затяжка – деревянная клееная балка.

При расчете варьировались геометрические и прочностные параметры

конструкции. Для каждой из комбинаций варьируемых параметров определялись наибольшие напряжения в каждом из элементов конструкции (арке, балке, подвесках) и коэффициенты загруженности.

Для каждого поперечного сечения арки и подвесок выделялся вариант конструкции с теми геометрическими параметрами, при которых несущая способность оказывалась наибольшей.

Для испытаний был спроектирован и изготовлен специальный стенд, обеспечивающий моделирование равнораспределенного нагружения конструкции.

Исследовалась модель пролетом 3 м, с поперечным сечением клееной деревянной балки 105 х 70 мм на трех металлических подвесках.

Расчетная нагрузка q=13,50 кН/м. Остальные параметры конструкции (высота и сечение арки, расположение и сечение подвесок, окончательная несущая способность конструкции) были определены численным линейным методом в программном комплексе LIRA 9.6 (расчетная схема представлена на Рисунок 4.14).

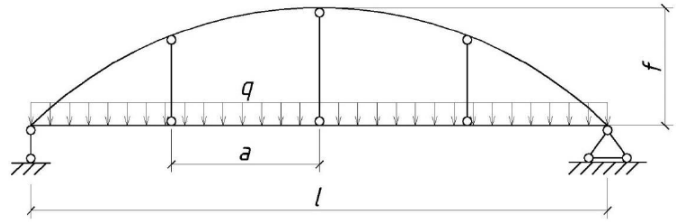


Рисунок 4.14 Расчетная схема

На основании проведенных расчетов для экспериментального исследования была принята конструкция со следующими геометрическими характеристиками: пролет конструкции – 3 м; высота арки – 630 мм; число подвесок – 3; расстояние от средней подвески до боковых – 780 мм; сечение деревянной балки нижнего пояса – 105х70мм; сечение арки – стальная труба диаметром 48 мм с толщиной стенки 3,5 мм; сечение подвесок – стальной стержень диаметром 8 мм.

Характер приложенной нагрузки (равнораспределенная по нижнему поясу) обусловлен работой конструкции в качестве несущего элемента

пешеходного перехода.

Рассматривались следующие варианты нагрузки конструкции:

по всему пролету,

на половине

и на его четверти.

Расчет показал, что наиболее опасна нагрузка, приложенная по всему пролету.

При этом приняты допущения, что соединения арки с балкой, арки и балки с подвесками шарнирные, что обеспечивалось их конструкцией.

При испытаниях краевые деформации определены с помощью датчиков сопротивления (тензорезисторов), вертикальные перемещения (прогибы) балки – индикаторов часового типа. Размещение тензодатчиков и индикаторов на конструкции показано на Рисунок 4.15.

Для испытаний изготовлен специальный стенд. На Рисунок 4.16 и Рисунок 4.17 представлен общий вид и схема нагружения модели.

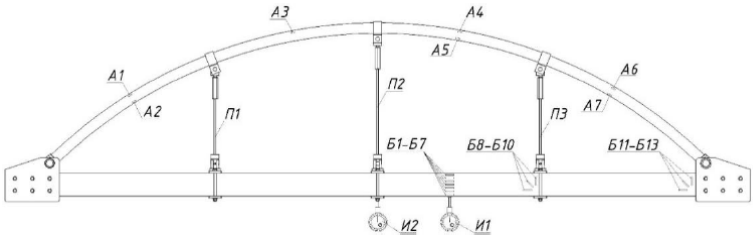


Рисунок 4.15 Схема размещения измерительных приборов на конструкции: А1–А7 тензорезисторы на арке; П1–П3 – тензорезисторы на подвесках; Б1–Б7 – тензорезисторы на балке; Б8–Б13 – тензорезисторы на балке; И1, И2 – индикаторы часового типа для измерения вертикальных перемещений балки жесткости

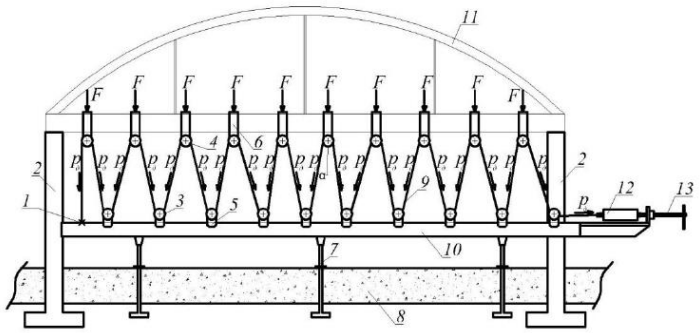


Рисунок 4.16 Схема работы стенда для испытания арочной конструкции: 1 – крепежное кольцо; 2 – опоры; 3, 4 – шкивы; 5, 6 – хомуты; 7 – анкерные болты; 8 – силовой пол; 9 – трос; 10 – вспомогательная балка; 11 – арочная конструкция; 12 – динамометр; 13 – винтовое устройство Схема работы стенда для испытания арочной конструкции: 1 – крепежное кольцо; 2 – опоры; 3,

4 – шкивы; 5, 6 – хомуты; 7 – анкерные болты; 8 – силовой пол; 9 – трос; 10 – вспомогательная балка; 11 – арочная конструкция; 12 – динамометр; 13 – винтовое устройство

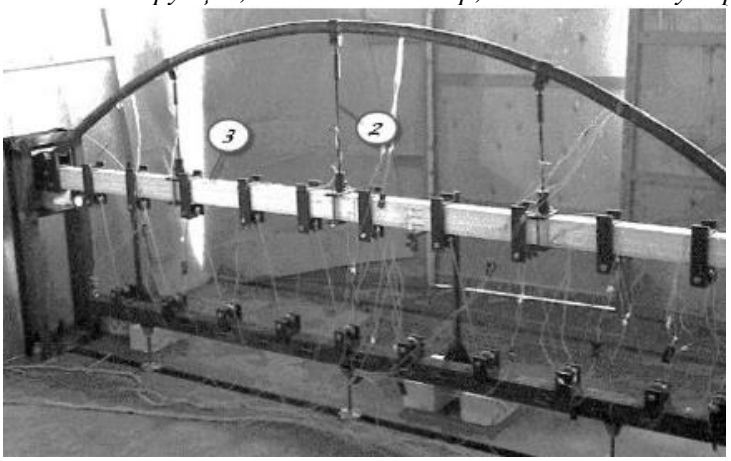


Рисунок 4.17 Общий вид стенда для испытаний с установленной арочной конструкцией: 1 – арка; 2 – подвески; 3 – балка

4.2.4. Экспериментальные исследования деревянно-композиционных конструкций.

Из раздела диссертации экспериментальные исследования усиленных деревянных конструкций. Для оценки корректности теоретических исследований несущей способности и деформативности конструкций, усиленных полимерными композитными материалами, была проведена серия испытаний армированных балок из клееной древесины. По результатам испытаний был проведен сравнительный анализ результатов теоретических и экспериментальных исследований.

Исследования включали в себя:

а) применение стандартизованных методик для определения физико-механических свойств древесины и испытания деревянных конструкций;

б) определение влияние\я наклонного армирования стеклопластиковой арматурой на распределение нормальных напряжений в составных деревянных элементах, на их прочность и деформативность;

в) оценику эффективности продольного армирования деревянных конструкций полимерными композитными материалами;

г) установить целесообразность применения полимерных композитов при усилении на части длины конструкции, на наиболее напряженных участках;

д) подтвердить необходимость армирования приопорных зон конструкции, для предотвращения ее раннего разрушения от касательных напряжений;

е) оценить эффективность восстановления полимерными композитами прочности и жесткости деревянной конструкции на участках с дефектами.

Здесь, в качестве примера, рассмотрим испытание балки Б4, которое проходило в два этапа. Вначале неусиленная балка нагружалась до 40 кН ступенями по 5 кН. Расчетная нагрузка для неусиленной балки составляла 48.8 кН. На втором этапе, после усиления, балка испытывалась до разрушения.

Учитывая опыт предыдущих испытаний, чтобы избежать разрушения конструкции от скалывания древесины, было принято решение усилить наклонным армированием приопорные участки с максимальной поперечной силой.

В качестве армирующего материала были использованы вклеенные под углом 45° к волокнам стержни из стеклопластиковой арматуры периодического профиля диаметром 20 мм. Стержни были установлены в наклонно просверленные отверстия диаметром 25мм, заполненные на четверть эпоксидным клеем на основе смолы ЭД-20. После вклеивания стержней, на верхней и нижней гранях балки на расчетную длину были выбраны продольные пазы сечением 6.40х60мм. По аналогии с вклеиванием продольных стеклопластиковых стержней пазы заполняли эпоксидным клеем, после чего в них погружали ламели из углепластика длиной 1730 мм и сечением 1.4х50мм. Требуемая расчетная длина углепластика, его расположение и длина анкеровки были определены расчетом. Схема усиления балки представлена на рРисунок 4.18.

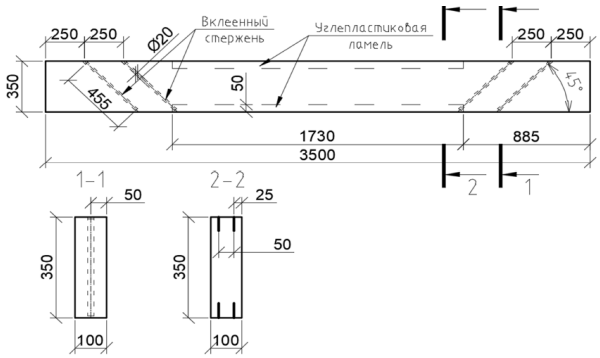


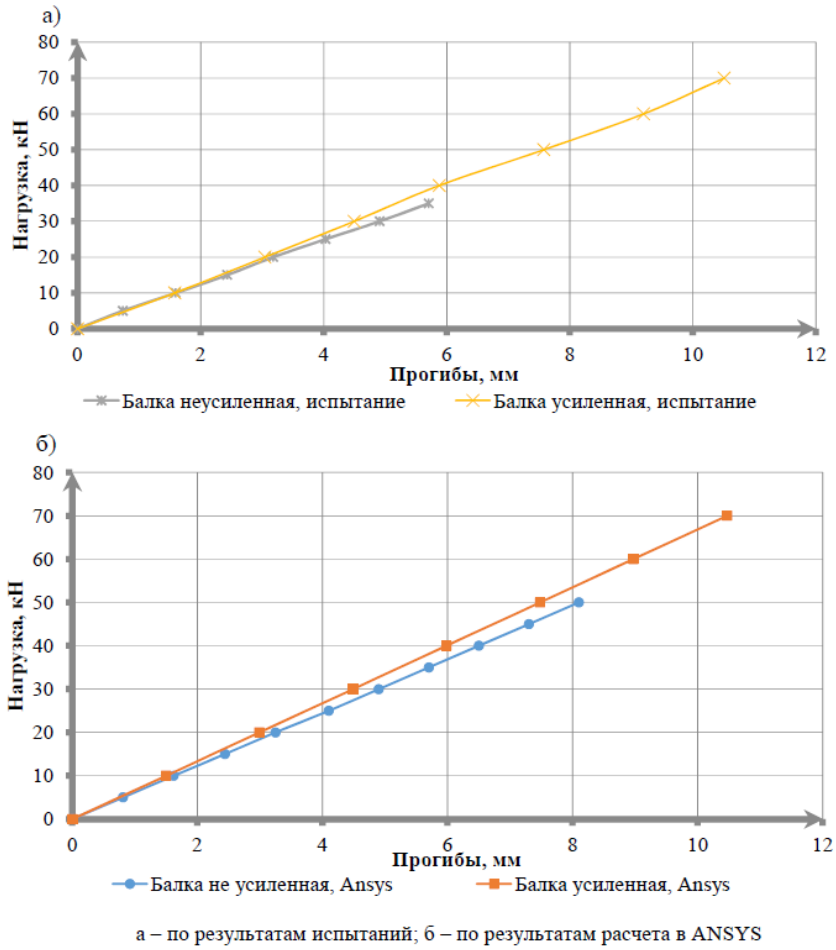
Рисунок 4.18 Схема наклонного и продольного армирования балки Б4

После усиления балки и набора прочности клеевого состава (в течении 14 суток) балка Б4 испытывалась до разрушения. Ступень нагружения составляла 10 кН. Вертикальные перемещения конструкции замерялись до нагрузки 180кН. На Рисунок 4.19 Схема представлены графики зависимости прогибов от нагрузки, построенные по результатам обработки данных экспериментальных и численных исследований, опытной балки Б4 без усиления и усиленной.

Из графиков следует, что армированием достигнуто снижение прогибовна 10% по сравнению с неусиленной балкой. Сравнение графиков, полученных экспериментальным и расчетным путем, показало практически полную сходимость. Последнее подтверждает корректность заданной расчетной модели в ПК «ANSYS».

Разрушение балки с армированием углепластиковыми ламелями на участках действия максимальных напряжений носило хрупкий характер и произошло при нагрузке 207.3 кН, расчетная нагрузка составляла 64.8 кН.

Разрушение характеризовалось скалыванием древесины по верху ламелей за пределами анкеровки с одновременным выдергиванием наклонных стержней и разрывом растянутых ламелей древесины за пределами зоны усиления. В зоне усиления признаков разрушения углепластиковых ламелей и клеевого соединения «ламель-древесина» не отмечено.



а – по результатам испытаний; б – по результатам расчета в ANSYS

Рисунок 4.19 Графики зависимости прогибов от нагрузки для балки Б4, армированной на участках с максимальными напряжениями