НИИЖБ Госстроя СССР

Рекомендации

по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций

Москва 1986

gost.e-ecolog.ru

Научно-исследовательский институт
бетона и железобетона
(НИИЖБ) Госстроя СССР

Рекомендации

по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций

Москва Стройиздат 1986

УДК 699.81.(614.841.33)

Рекомендовано к изданию решением секции теории железобетона и арматуры Научно-технического совета НИИЖБ Госстроя СССР.

Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1986. – 40 с.

Даны общие положения расчетов пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций, методы статического и теплотехнического расчета, указания по выбору нагрузок и расчетных характеристик материалов.

Приведены формулы для расчета температуры бетона и арматуры плоских конструкций сплошных сечений и конструкций прямоугольного и круглого сечений, а также для расчета толщины защитных слоев бетона, обеспечивающих прогрев арматуры до критических температур за заданное время.

Рекомендации дают возможность на стадии проектирования оценивать пределы огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций и проверять их соответствие требованиям СНиП 2.01.02–85.

Для инженерно-технических работников проектных и научно-исследовательских организаций, а также для работников пожарной охраны.

3202000000 – 496
Р ———————— Инструкт.-нормат., I вып.–1(
047 (01) – 86

©Стройиздат, 1986

ПРЕДИСЛОВИЕ

Рекомендации дополняют стандарт СЭВ 1000-78. Они дают возможность на стадии проектирования оценить пределы огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций, проверить их соответствие требованиям СНиП 2.01.02–85 и при необходимости повышения огнестойкости внести изменения в проект конструкции. Использование рекомендаций позволит сократить сроки разработки и внедрения в практику строительства новых эффективных бетонных и железобетонных конструкций и применять более экономичные их решения благодаря комплексному учету всех требований, предъявляемых к конструкции.

Рекомендации разработаны НИИЖБом Госстроя СССР (докт. техн. наук, проф. В.В. Жуковым, А.Ф. Миловановым, канд. физ.-мат. наук А.Е. Сегаловым, инж. И.С. Болонкиной) с участием ВНИИПО МВД СССР (докт. техн. наук А.И. Яковлев, канд. техн. наук В.Г. Олимпиев).

При составлении рекомендаций использованы результаты научно-исследовательских работ, выполненных НИИЖБом, ВНИИПО, а также материалы международных организаций: Европейского комитета по бетону (ЕКБ) и Международного Совета лабораторий по испытанию строительных материалов и конструкций (РИЛЕМ).

Замечания и предложения просьба направлять по адресу: Москва, 109389, 2-я Институтская ул., 6, НИИЖБ, лаборатория жаростойких бетонов, конструкций и огнестойкости железобетонных конструкций.

ОСНОВНЫЕ ТЕРМИНЫ И ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Огнестойкость конструкции – способность конструкции сохранять огнепреграждающую, теплоизолирующую и несущую способность при воздействии пожара.

Предельные состояния конструкций по огнестойкости:

по потере несущей способности конструкций и узлов – обрушение или прогиб в зависимости от типа конструкций;

по теплоизолирующей способности – повышение температуры на необогреваемой поверхности в среднем более чем на 160°С или в любой точке этой поверхности более чем на 190°С по сравнению с температурой конструкции до нагрева, или более чем до 220°С независимо от температуры конструкции до нагрева;

по огнепреграждающей способности (плотности) – образование в конструкциях или стыках сквозных трещин или сквозных отверстий, через которые проникают продукты горения или пламя.

Для наружных стен, покрытий, балок, ферм, колонн и столбов предельным состоянием является только такое, при котором происходит потеря несущей способности конструкций и узлов.

Стандартный температурный режим – изменение температуры среды во времени при проведении огневого испытания в соответствии с температурно-временной зависимостью: $t - t_0 = 345 \lg (480\tau + 1)$, где t – температура среды в камере печи в момент τ, t_0 – начальная температура среды, τ – время, ч, от начала испытания. (Значения t при $t_0 = 20$°С даны в табл. 1 прил. 1.)

Стандартное огневое испытание – экспериментальная оценка поведения конструкции при стандартном температурном режиме.

Предел огнестойкости конструкции – промежуток времени, ч, от начала нагревания конструкции по стандартному температурному режиму до потери ею огнестойкости, т.е. достижения одного из предельных состояний конструкции по огнестойкости.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Бетонные и железобетонные конструкции должны иметь предел огнестойкости не менее требуемого СНиП 2.01.02–85.

Пределы огнестойкости строительных конструкций определяются по стандарту СЭВ 1000-78 "Противопожарные нормы строительного проектирования. Метод испытания строительных конструкций на огнестойкость" как среднее арифметическое результатов испытаний двух одинаковых образцов. Пределы огнестойкости конструкций могут определяться и расчетным путем. Для того, чтобы как и в испытаниях получить средний результат, в расчетах следует использовать средние значения теплотехнических и механических характеристик материалов. Соответственно расчетные сопротивления бетона и арматуры для расчета огнестойкости принимаются выше нормативных сопротивлений, отвечающих наименьшим (контролируемым) значениям.

1.2. Предел огнестойкости бетонной или железобетонной конструкции определяют путем расчета несущей и теплоизолирующей способности при воздействии стандартного температурного режима. Полученные результаты допускается использовать на стадии проектирования конструкции.

1.3. Предел огнестойкости конструкции по несущей способности равен времени τ_u от начала огневого воздействия до момента, когда несущей способности конструкции становится недостаточно для восприятия приложенной к ней нормативной нагрузки.

1.4. При расчете предела огнестойкости строительной конструкции по несущей способности допускается рассматривать составляющие ее элементы как статически определимые.

Можно определять предел огнестойкости статически неопределимой конструкции в целом, используя для этой цели различные методы расчета. Полученные результаты в этом случае следует согласовать с НИИЖБом.

1.5. Для определения несущей способности конструкции вначале находят распределение температуры по сечению или в отдельных точках сечения конструкции в момент времени (разд. 4, 5, 6), и затем вычисляют несущую способность конструкции в тот же момент времени с учетом изменения механических свойств прогретых бетона и арматуры (разд. 2).

1.6. Оценка теплоизолирующей способности конструкции, т.е. температуры на ее необогреваемой поверхности в момент времени от начала огневого испытания, производится путем решения теплотехнической задачи прогрева сечения конструкции с учетом условий теплообмена на ее обогреваемых и необогреваемых поверхностях (разд. 3). Найденная величина температуры необогреваемой поверхности сопоставляется с предельно допустимой.

1.7. Допускается не определять точное значение предела огнестойкости конструкции, ограничиваясь проверкой сохранения конструкцией теплоизолирующей и несущей способности в момент времени τ_u (от начала огневого воздействия), равный требуемому пределу огнестойкости.

Если по несущей и теплоизолирующей способности предельное состояние не достигнуто, то допускается указывать, что предел огнестойкости конструкции не меньше значения τ_u, требуемого от данной конструкции при применении в зданиях определенной степени огнестойкости.

Если в момент времени τ_u несущая способность конструкции будет недостаточна для восприятия приложенной нагрузки или температура необогреваемой поверхности превысит допустимые значения, то предел огнестойкости конструкции меньше требуемого от данной конструкции СНиП 2.01.02–85 и необходимо внести изменения в проект конструкции для повышения ее огнестойкости.

1.8. Для определения точного значения предела огнестойкости конструкции следует выбрать моменты времени τ_1 и τ_2 ($\tau_1 < \tau_2$), в интервале которых находится ожидаемое значение предела огнестойкости. Ожидаемое значение предела огнестойкости конструкции может быть выбрано на основе известных пределов огнестойкости аналогичных конструкций, приведенных в "Пособии по определению пределов огнестойкости конструкции, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости ма-

териалов" (М., Стройиздат, 1985). Рекомендуется принимать τ_1 и τ_2 такими, чтобы меньшая из величин τ_1 отличалась от большей τ_2 не более чем на 35%.

Если расчет теплоизолирующей и несущей способности конструкции для моментов времени τ_1 и τ_2 подтвердит, что между ними достигается предельное состояние по несущей или теплоизолирующей способности, то значение предела огнестойкости конструкции допускается определить по линейной интерполяции.

1.9. Предел огнестойкости конструкии по несущей способности зависит от принятых нагрузок. В соответствии со СНиП 2.01.07–85 при расчете конструкций на огнестойкость допускается учитывать лишь нормативные значения постоянных и длительных нагрузок.

1.10. Нагрузки следует принимать в соответствии с конкретным проектом здания или сооружения, в котором будет применяться конструкция.

1.11. Для несущих конструкций, которые можно использовать в различных проектах (например, для типовых конструкций), следует рассчитывать пределы огнестойкости либо для различных уровней нагрузок, либо для нагрузки, которая приводит к гарантированному (наименьшему) пределу огнестойкости.

1.12. При указании в документах расчетного значения предела огнестойкости несущей конструкции следует привести также значение нагрузки, для которого он определен.

1.13. Если неизвестны нагрузки, под которые спроектирована конструкция, их следует определять следующим образом. Рассчитать несущую способность конструкции R в соответствии со СНиП 2.03.01–84 и, приняв недоиспользование несущей способности конструкции за 5%, взять в качестве расчетного значения нагрузки $0{,}95R$. В соответствии со СНиП 2.01.07–85 выбрать значение коэффициента надежности по нагрузке γ_f и долю постоянных и длительных нагрузок для ожидаемых для данной конструкции нагрузок. Делением расчетного значения нагрузки $0{,}95R$ на γ_f следует определить нормативное значение нагрузки, от которого взять долю, отвечающую постоянным и длительным нагрузкам. Полученную нагрузку необходимо принимать в качестве нормативной при расчетном определении гарантированного предела огнестойкости несущей конструкции.

1.14. Рекомендации нельзя применять к расчету пределов огнестойкости тех бетонных и железобетонных конструкций, в которых при огневом воздействии возникают отколы, уменьшающие размеры сечения или обнажающие арматуру. Как правило, отколы бетона наблюдаются для конструкции лишь непосредственно после изготовления или их эксплуатации в помещениях с высокой относительной влажностью воздуха.

Возможность появления отколов бетона в конструкции можно рассчитать по методике, приведенной в "Рекомендациях по защите бетонных и железобетонных конструкций от хрупкого разрушения" (М., Стройиздат, 1979).

2. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ОГНЕВОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

2.1. При расчете несущей способности бетонных и железобетонных конструкций следует учитывать изменение механических свойств бетона и арматуры в зависимости от их температуры, определенной теплотехническим расчетом; возможное изменение расчетной схемы предельного равновесия вследствие температурных деформаций самой конструкции.

Допускается не учитывать в расчете самоуравновешенные температурные напряжения в конструкции.

2.2. Расчетные сопротивления сжатию и растяжению бетона R_{bu} и R_{btu} и арматуры R_{scu} и R_{su} для расчета огнестойкости определяются делением нормативных сопротивлений, приведенных в СНиП 2.03.02–84, на соответствующие коэффициенты надежности – по бетону $\gamma_b = 0{,}83$, по арматуре $\gamma_s = 0{,}9$. При этом нормативные сопротивления арматуры сжатию при нали-

чии сцепления арматуры с бетоном принимаются равными соответствующим нормативным сопротивлениям арматуры растяжению, но не более 450 МПа.

Расчетные сопротивления бетона и арматуры для расчета огнестойкости снижаются путем умножения соответственно на коэффициенты условий работы бетона γ_{bt} (табл. 2 прил. 1) и арматуры γ_{st} (табл. 3, 4 прил. 1), при этом принимают приведенные в СНиП 2.03.01–84 коэффициенты условий работы бетона $\gamma_{bl} = 1{,}0$ и коэффициенты условий работы арматуры $\gamma_{si} = 1{,}0$.

Модули упругости бетона и арматуры принимаются по СНиП 2.03.01–84 и умножаются соответственно на коэффициенты β_{bt} (табл. 5 прил. 1) и β_{st} (табл. 6 прил. 1), учитывающие снижение модуля упругости при нагреве.

2.3. Наиболее точно несущую способность конструкции определяют конечно-элементным методом или послойным расчетом. В обоих случаях расчетные значения механических свойств материалов каждого элемента или слоя принимают с учетом его температуры.

Методика расчета несущей способности бетонных и железобетонных неравномерно прогретых конструкций путем разбиения сечения конструкции на части изложена в СНиП 2.03.01–84 и "Пособии по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур".

2.4. Допускается принимать для коэффициента условий работы бетона γ_{bt} упрощенную аппроксимацию: $\gamma_{bt} = 1$ при $t \leqslant t_{cr}$, $\gamma_{bt} = 0$ при $t > t_{cr}$ (значения t_{cr} даны в табл. 7 прил. 1), т.е. принимать, что бетон нагретый до температур не превышающих критическую не снижает своей прочности, а бетон, нагретый до температур выше критической теряет прочность и полностью выключается из работы.

Бетонные и железобетонные конструкции уменьшенного поперечного сечения (без выключенного из работы слоя бетона, прогретого до $t > t_{cr}$) с расчетными сопротивлениями бетона и арматуры для расчета огнестойкости рассчитываются в соответствии со СНиП 2.03.01–84.

2.5. Огневое воздействие кратковременно, поэтому следует принимать коэффициенты условий работы для кратковременного воздействия нагрузок, но не более 1. Например, при использовании формулы (21) СНиП 2.03.01–84 следует принимать значения коэффициентов, отвечающие случаю $M_l/M = 0$.

Предварительное напряжение арматуры полностью теряется при ее нагреве до 300°С; при вычислении условной критической силы в формулах (20) и (58) СНиП 2.03.01–84, вместо коэффициента 6, следует принимать 8.

2.6. Температурные поля в сечении конструкции можно определять теплотехническим расчетом (разд. 3) с использованием конечно-разностных или конечно-элементных методов, или принимать по опубликованным результатам теплотехнических расчетов прогрева бетонных сечений. Расчет температуры бетона и арматуры в сплошных сечениях бетонных и железобетонных конструкций приведен в разд. 4; для плоских конструкций также построены графики прогрева (рис. 1 прил. 1).

Толщину слоев бетона, нагретых до $t > t_{cr}$, можно для заданных моментов времени определять в соответствии с указаниями, приведенными в разд. 5.

2.7. Для изгибаемых свободно опирающихся железобетонных плит при огневом воздействии снизу обрушение происходит вследствие уменьшения с прогревом прочности растянутой арматуры. При расчете можно пренебречь прогревом сжатой зоны бетона и сжатой арматуры.

Для сплошной свободно опирающейся по двум противоположным сторонам плиты высоту сжатой зоны бетона при разрушении по нормальному сечению от момента M определяют по формуле

$$x = \frac{M - (h_0 - a')A_s R_{sc\,u}}{b h_0 R_{b\,u}}, \qquad (1)$$

проверив выполнение условия $x > 2a'$ (если оно не выполняется, расчет ведется без учета сжатой арматуры). Критическое значение коэффициента условий работы арматуры составит

$$\gamma_{st,\,cr} = \frac{M - (a' - 0,5x)A'_s R_{scu}}{(h_0 - 0,5x)A_s R_{su}}. \qquad (2)$$

При отсутствии сжатой арматуры значение $\gamma_{st,\,cr}$ будет

$$\gamma_{st,\,cr} = \frac{M}{h_0 A_s R_{su}} \Big/ \left(1 - \frac{M}{2bh_0^2 R_{bu}}\right). \qquad (3)$$

В зависимости от класса арматуры по табл. 3, 4 прил. 1 определяют температуру арматуры t_{cr}, при которой достигается полученное значение $\gamma_{st,\,cr}$. По критической температуре арматуры рассчитывают либо толщину защитного слоя бетона, обеспечивающую требуемый предел огнестойкости (разд. 6), либо при заданной толщине защитного слоя бетона определяют предел огнестойкости конструкции, равный времени достижения в арматуре критической температуры t_{cr} (разд. 7). Эти же значения могут быть определены по графикам прогрева сплошных бетонных плит (см. рис. 1 прил. 1). Допускается принимать температуру арматурного стержня равной температуре бетона на уровне его центра.

2.8. Предел огнестойкости по потере несущей способности многопустотных свободно опирающихся плит перекрытий и покрытий можно принимать как для аналогичных сплошных плит с коэффициентом 0,9.

3. РАСЧЕТ ТЕМПЕРАТУРЫ ПРОГРЕВА В СЕЧЕНИЯХ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ОБОГРЕВАЕМЫХ ПО СТАНДАРТНОМУ ТЕМПЕРАТУРНОМУ РЕЖИМУ

3.1. Наиболее точно прогрев конструкции определяется конечно-разностным или конечно-элементным расчетом. Эти методы целесообразно использовать при оценке теплоизолирующей способности конструкций, а также при определении предела огнестойкости по несущей способности, если статический расчет несущей способности прогретой конструкции осуществляется методом конечных элементов или послойным расчетом (п. 2.3). Подобные расчеты следует проводить с использованием ЭВМ.

3.2. При проведении расчетов следует принимать: начальную температуру конструкций 20°С; температуру обогревающей среды $t = 345\lg(480\tau + 1) + 20$, где τ – время, ч, от начала огневого воздействия. Значения t приведены в табл. 1 прил. 1; температура среды у необогреваемых поверхностей – 20°С.

В качестве обогреваемых следует принимать те поверхности конструкции, которые могут подвергаться воздействию огня при пожаре.

3.3. Полный тепловой поток к единице поверхности конструкции Q (кВт/м^2) включает в себя конвективный Q_c и лучистый Q_r тепловые потоки:

$$Q = Q_c + Q_r; \qquad (4)$$

Q_c определяется по формуле

$$Q_c = \alpha_c(t - t_e), \qquad (5)$$

где t_e – температура поверхности.

Допускается принимать независимо от их расположения: для обогреваемых поверхностей $\alpha_c = 29$ кВт/ (м² · °С) [25 ккал/ (ч · м · °С)]; для необогреваемых поверхностей

$$\alpha_c = -1{,}5 \cdot \sqrt[3]{t_e - 20}; \tag{6}$$

Q_r определяется по формуле

$$Q_r = 5{,}67 \cdot \varepsilon_{red} \left[\left(\frac{t + 231}{100} \right)^4 - \left(\frac{t_e + 273}{100} \right)^4 \right], \tag{7}$$

где ε_{red} – приведенная степень черноты системы "среда – поверхность конструкции", равная $1/(1/\varepsilon + 1/\varepsilon_e - 1)$.

Для обогревающей среды $\varepsilon = 0{,}85$, для воздушной среды у необогреваемых поверхностей – 1,0.

Для системы "обогревающая среда – бетонная поверхность конструкции" $\varepsilon_{red} = 0{,}56$; для системы "воздух – необогреваемая бетонная поверхность конструкции" – 0,63.

3.4. Для плоских конструкций допускается не учитывать теплообмен на торцах и принимать изменение температуры только по толщине конструкции, т.е. ограничиваться решением одномерной задачи теплопроводности.

3.5. Для плоских односторонне нагреваемых конструкций значения минимальных толщин, необходимых для обеспечения требуемых величин предела огнестойкости (по теплоизолирующей способности), приведены:

при свободном теплоотводе в окружающую среду с необогреваемой поверхности – в табл. 8; в прил. 1 даны также графики прогрева по толщине конструкций (см. рис. 1); при отсутствии теплоотвода с необогреваемой поверхности – в табл. 9.

Первый случай относится к перегородкам, стенам, плитам перекрытий без полов или с полами из несгораемых материалов; второй – к плоским конструкциям, необогреваемая поверхность которых покрыта сгораемыми материалами.

Штукатурка, стяжка, засыпка и пол из несгораемых материалов учитываются при определении толщины конструкции.

3.6. Для многопустотных панелей и плит перекрытий, у которых площадь пустот A_0 составляет не более 40% полной площади поперечного сечения A допускается принимать предел огнестойкости по теплоизолирующей способности, как для плит сплошного поперечного сечения с приведенной толщиной, равной

$$h_{red} = \frac{A - A_0}{b}, \tag{8}$$

где b – ширина плиты.

Если для плиты перекрытия известна нагрузка от собственного веса (кг/м²), то приведенная толщина может быть определена по формуле

$$h_{red} = p / \rho, \tag{9}$$

где ρ – плотность бетона (сухого) (кг/м³).

3.7. При расчете следует учитывать, что с изменением температуры изменяются теплотехнические характеристики бетона и арматуры, а также влияние на них влажности бетона.

Коэффициент теплопроводности [Вт/(м·°С)] бетонов и арматуры допускается определять по формуле

$$\lambda(t) = A + B \cdot t. \tag{10}$$

Значения коэффициентов A и B принимаются по табл. 10.

Для арматуры допускается принимать температуру одинаковой по ее сечению.

Удельную теплоемкость [кДж/(кг·°С)] бетонов и арматуры допускается принимать по формуле

$$C(t) = C + D \cdot t_o \qquad (11)$$

Значения коэффициентов C и D принимаются по табл. 10.

Допускается принимать, что механически связанная вода в бетоне испаряется при 100°С и при этом поглощается тепло в количестве $2{,}26 \cdot 10^3$ кДж/кг (539 ккал/кг), т.е. при достижении в точке (элементарном объеме) бетонного сечения температуры 100°С приток тепла полностью идет на испарение содержавшейся в бетоне воды и дальнейшее повышение температуры будет происходить лишь после полного испарения воды.

3.8. При теплотехнических расчетах, не использующих конечно-разностные или конечно-элементные методы (разд. 4–7), допускается использовать в расчетах приведенный (осредненный) коэффициент температуропроводности a_{red}, м²/ч, определяемый по формуле:

$$a_{red} = \frac{3{,}6 \cdot \lambda(450)}{[C(450) + 0{,}05w]\rho}, \qquad (12)$$

где $\lambda(450)$; $C(450)$ – коэффициент теплопроводности и удельная теплоемкость бетона, вычисляются по формулам (10), (11) при $t = 450$°С; эксплуатационная (массовая) влажность бетона, %, принимаемая по прил. 3 СНиП II-3-79* "Строительная теплотехника".

Допускается принимать значения w и соответствующие им значения a_{red} по табл. 10.

4. РАСЧЕТ ТЕМПЕРАТУРЫ БЕТОНА И АРМАТУРЫ В СПЛОШНЫХ СЕЧЕНИЯХ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1. Расчет применим для плоских конструкций и конструкций прямоугольного и круглого сечений. Начальная температура конструкций принята равной 20°С.

4.2. Для определения температуры в бетоне вычисляют

$$x_i^* = x_i + \varphi_1 \sqrt{a_{red}\tau}, \qquad (13)$$

где x_i – расстояние, м, от рассматриваемой точки сечения до i-й обогреваемой поверхности. Для точек i-й обогреваемой поверхности $x_i = 0$; φ_1 – коэффициент, $ч^{1/2}$, зависящий от плотности бетона; принимается по табл. 11 прил. 1.

4.3. Для арматуры величина x_i^* составит:

$$x_i^* = y_i + \varphi_1 \sqrt{a_{red}\tau} + \varphi_2 d_s, \qquad (14)$$

где y_i – расстояние, м, от i-й обогреваемой поверхности до ближайшего к ней края арматуры; φ_2 – коэффициент, зависящий от плотности бетона, принимаемый по табл. 12 прил. 1; d_s – диаметр арматуры, м.

4.4. Затем определяют относительные расстояния:

$$r_i = x_i^* / l \leqslant 1, \qquad (15)$$

где l – толщина, м, начавшего прогреваться слоя бетона;

$$l = \sqrt{12\, a_{red} \tau}; \qquad (16)$$

τ – время обогрева конструкции, ч.

4.5. Температуру бетона и арматуры в зависимости от количества обогреваемых поверхностей и их взаимного расположения определяют по формулам:

при одной обогреваемой поверхности

$$t = 20 + 1200\,(1 - r_1)^2. \qquad (17)$$

(Формула применима при $x_1 \leqslant 0{,}7h$, где h – расстояние от обогреваемой до противолежащей ей поверхности);

при двух параллельных обогреваемых поверхностях

$$t = 20 + 1200\,[(1 - r_1)^2 + (1 - r_2)^2]; \qquad (18)$$

при двух взаимно перпендикулярных обогреваемых поверхностях

$$t = 1220 - 1200\,[1 - (1 - r_1)^2]\,[1 - (1 - r_2)^2]; \qquad (19)$$

при трехстороннем огневом воздействии, когда первая и вторая обогреваемые поверхности параллельны, а третья им перпендикулярна

$$t = 1220 - 1200\,[1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_2)^2]\,[1 - (1 - r_3)^2]; \qquad (20)$$

при четырехстороннем огневом воздействии на конструкцию (взаимно параллельны первая и вторая, третья и четвертая обогреваемые поверхности)

$$t = 1220 - 1200\,[1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_2)^2]\,[1 - (1 - r_3)^2 - (1 - r_4)^2]. \qquad (21)$$

Если для рассматриваемой точки $x_i \geqslant l$, то $r_i = 1$, $[1 - (1 - r_i)^2] = 1$, т.е. i-я обогреваемая поверхность не оказывает влияния на температуру в рассматриваемой точке.

В конструкциях круглого сечения, обогреваемых по всему периметру:

$$t = 20 + 1200\,\sqrt{b/(b - x_1)}\,/(1 - r_1)^2, \qquad (22)$$

где b – радиус сечения (м), $x_i \leqslant 0{,}7b$.

5. РАСЧЕТ ТОЛЩИН СЛОЕВ БЕТОНА, ПРОГРЕВАЕМЫХ ДО КРИТИЧЕСКИХ ТЕМПЕРАТУР ЗА ЗАДАННОЕ ВРЕМЯ

5.1. При одной обогреваемой поверхности определяют относительное расстояние r_1:

$$r_1 = 1 - \sqrt{\frac{t_{cr} - 20}{1200}}; \qquad (23)$$

затем

$$x_1 = r_1 l - \varphi_1 \sqrt{a_{red}}, \qquad (24)$$

где l определяется по формуле (16). Толщину слоя бетона δ, прогретого до температуры t_{cr}, принимают равной x_1.

5.2. При двух параллельных обогреваемых поверхностях определяют r_1 по формуле (23) и x_1 по формуле (24). Затем по формуле (18) определяют температуру для точки, находящейся от обогреваемых поверхностей на расстояниях x_1 и $x_2 = h - x_1$, где h – расстояние между обогреваемыми поверхностями. Если $t > t_{cr}$, то рассчитывают температуру t' в точке $x_1' >$

$> x_1$, $x'_2 = h - x'_1$. Толщину слоя бетона, прогретого до температуры t_{cr}, принимают

$$\delta = x_1 + \frac{x'_1 - x_1}{t - t'}(t - t_{cr}). \qquad (25)$$

5.3. При двух взаимно перпендикулярных обогреваемых поверхностях вдоль этих поверхностей толщина прогретого слоя принимается как для одной обогреваемой поверхности, внутри же угла, образованного этими поверхностями, толщина прогретого слоя определяется по формулам:

$$r = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - t_{cr}}{1220}}} \qquad (26)$$

5.4. При трехстороннем обогреве конструкции прямоугольного сечения (первая и вторая обогреваемые поверхности взаимно параллельны, расстояние между ними b, и перпендикулярны третьей) толщина прогретого слоя у третьей обогреваемой поверхности определяется по формулам:

$$\begin{gathered} r = (b/2 + \varphi_1 \sqrt{a_{red}})/l \leqslant 1; \\ w = 1 - 2\cdot(1 - r^2)^2; \\ r_3 = 1 - \sqrt{\frac{1200w - 1220 + t_{cr}}{1220\,w}}; \\ \delta = r_3 l - \varphi_1 \sqrt{a_{red}}. \end{gathered} \qquad (27)$$

Толщина прогретого слоя у первой и второй обогреваемой поверхностей принимается как для одной обогреваемой поверхности.

5.5. При четырехстороннем обогреве толщина прогретого слоя у обогреваемых поверхностей принимается по формулам (27).

В углах конструкций прямоугольного сечения при трехстороннем или четырехстороннем обогреве толщина прогретого слоя определяется по формуле (26).

5.6. Для четырехсторонне обогреваемых конструкций квадратного сечения допускается определять площадь, ограниченную изотермой $t = t_{cr}$ по формуле

$$F = \Psi (2c)^2, \qquad (28)$$

где $c = h/2 - \delta_c$ [h – размер квадратного сечения; δ_c – толщина слоя, прогретого до $t > t_{cr}$ у середины боковой поверхности, вычисляется по формуле (27)];

$$\Psi = b/c - 0{,}2, \text{ но не более } 1;$$

$$b = (h/2 - \delta_9);$$

δ_9 – толщина слоя, прогретого до $t \geqslant t_{cr}$ в углу сечения, вычисляется по формуле (26).

5.7. Для конструкций круглого сечения толщину прогретого слоя определяют следующим образом. Находят r_1 по формуле (23) и x_1 по формуле (24). Затем по формуле (22) определяют температуру t для точки, находящейся на расстоянии x_1 от обогреваемой поверхности, и температуру t' для точки с $x'_1 = 1{,}2x_1$. Толщину прогретого до температуры t_{cr} бетона вычисляем по формуле (25).

6. РАСЧЕТ ТОЛЩИН ЗАЩИТНЫХ СЛОЕВ БЕТОНА, ОБЕСПЕЧИВАЮЩИХ ДОСТИЖЕНИЕ КРИТИЧЕСКИХ ТЕМПЕРАТУР В АРМАТУРЕ В ЗАДАННОЕ ВРЕМЯ

6.1. Толщина защитного слоя бетона δ_s принимается от обогреваемой поверхности до ближайшего к ней края арматуры.

Расчет заключается в определении относительных расстояний r_i и затем y_i

$$y_i = r_i l - \varphi_1 \sqrt{a_{red}} - \varphi_2 d_s, \tag{29}$$

где l вычисляют по формуле (16).

При одной обогреваемой поверхности определяют r_1 по формуле (23), y_1 – по формуле (29) и принимают $\delta_s = y_1$.

6.2. При двух параллельных обогреваемых поверхностях находят r_1 по формуле (24) и y_1 по формуле (29). Затем по формуле (18) определяют температуру t арматуры, находящейся от обогреваемых поверхностей на расстояниях y_1 и $y_2 = h - y_1 - d_s$. Если $t = t_{cr}$, то принимается $\delta_s = y_1$. Если $t > t_{cr}$, то рассчитывают температуру t' арматуры с $y_1' > y_1$, $y_2' = h - y_1 - d_s$ и принимают

$$\delta_s = y_1 + \frac{y_1' - y_1}{t - t'} (t - t_{cr}). \tag{30}$$

6.3. При двух взаимно перпендикулярных обогреваемых поверхностях и арматуре, расположенной на биссектрисе прямого угла, определяют r по формуле (26), y по формуле (29) и принимают $\delta_s = y$.

В остальных случаях, принимая определенное расположение арматуры, рассчитывают ее температуру и подбирают расположение, обеспечивающее достижение критической температуры в заданное время. Рекомендуется подбирать интерполяцией лишь толщину защитного слоя от ближайшей к арматуре обогреваемой поверхности, выбирая заранее и оставляя неизменным расположение арматуры относительно остальных обогреваемых поверхностей.

7. РАСЧЕТ ВРЕМЕНИ ДОСТИЖЕНИЯ КРИТИЧЕСКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ В РАСТЯНУТОЙ АРМАТУРЕ ПЛОСКОЙ ОДНОСТОРОННЕ ОБОГРЕВАЕМОЙ КОНСТРУКЦИИ ПРИ ЗАДАННОЙ ТОЛЩИНЕ ЗАЩИТНОГО СЛОЯ

Толщина защитного слоя бетона δ_s принимается от обогреваемой поверхности до ближайшего к ней края растянутой арматуры.

Для арматуры одного класса, расположенной на одном или нескольких уровнях, находят среднюю толщину защитного слоя бетона и средний диаметр арматуры по формулам:

$$\delta_s = \frac{\sum_{j=i}^{n} \delta_j A_{sj}}{A_s}, \tag{31}$$

$$d_s = \frac{\sum_{j=i}^{n} d_j A_{sj}}{A_s}, \tag{32}$$

где j – порядковый номер арматурного стержня или проволоки (j =

$= 1, \ldots n)$; δ_j – толщина защитного слоя бетона для j-го арматурного стержня; d_j, A_{sj} – диаметр и площадь поперечного сечения j-го арматурного стержня.

Площадь всей растянутой арматуры составит:

$$A_s = \sum_{j=i}^{n} A_{sj}. \tag{33}$$

Определим:

$$x^* = \delta_s + \varphi_1 \sqrt{a_{red}} + \varphi_2 d_s; \tag{34}$$

$$r = 1 - \sqrt{\frac{t_{cr} - 20}{1200}}. \tag{35}$$

Искомую величину времени, ч, достижения критической температуры в арматуре вычислим по формуле:

$$\tau = \frac{1}{12 a_{red}} \left(\frac{x^*}{r} \right)^2 \tag{36}$$

Приложение 1

ТАБЛИЦЫ И ГРАФИКИ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ РАСЧЕТЕ ПРЕДЕЛОВ ОГНЕСТОЙКОСТИ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В таблицах 2–6, 8, 9, 11, 12 допускается интерполяция.

Таблица 1

Время, ч–мин	t, °С	Время, ч–мин	t, °С	Время, ч–мин	t, °С
0–05	576	1–10	970	3–00	1110
0–10	679	1–20	990	3–15	1120
0–15	738	1–30	1006	3–30	1133
0–20	781	1–40	1025	3–45	1143
0–25	810	1–50	1035	4–00	1153
0–30	841	2–00	1049	4–15	1163
0–40	885	2–15	1067	4–30	1170
0–50	915	2–30	1082	4–45	1178
1–00	945	2–45	1097	5–00	1186

Таблица 2

Бетон	Средняя плотность бетона ρ, кг/м^3	Коэффициент условий работы бетона γ_{bt} при температуре бетона, °С								
		20	100	200	300	400	500	600	700	800
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород	2350	1,0	0,85	0,95	0,85	0,70	0,55	0,35	0,20	0,05
То же, из карбонатных пород	2350	1,0	0,90	1,00	0,90	0,75	0,60	0,40	0,25	0,06
Легкий бетон с крупным заполнителем из керамзита	1600	1,0	0,95	1,00	0,90	0,75	0,65	0,65	0,55	0,40
Керамзитоперлитобетон	1200	1,0	0,92	0,83	0,74	0,65	0,55	0,47	0,37	0,28

Таблица 3

Класс стержневой арматуры	Коэффициент условий работы стержневой арматуры γ_{st} при температуре арматуры, °С									
	⩽350	400	450	500	550	600	650	700	750	800
A-I	1,0	1,0	0,80	0,65	0,50	0,35	0,23	0,15	0,05	0
A-II	1,0	1,0	0,90	0,70	0,50	0,35	0,23	0,15	0,05	0
A-IIв	1,0	1,0	0,80	0,60	0,40	0,25	0,10	0,05	0,03	0
A-III	1,0	1,0	0,95	0,75	0,60	0,45	0,30	0,15	0,10	0,05
A-IIIв	1,0	1,0	0,90	0,65	0,45	0,35	0,20	0,10	0,05	0
A-IV	1,0	0,95	0,80	0,65	0,50	0,35	0,20	0,10	0,05	0
A-V	1,0	0,95	0,80	0,60	0,40	0,25	0,10	0,05	0,03	0
Ат-IV, Ат-V	1,0	0,9	0,70	0,50	0,30	0,20	0,10	0,05	0,03	0
Ат-VI, Ат-VII	1,0	0,8	0,55	0,40	0,30	0,20	0,10	0,05	0,03	0

Таблица 4

Класс арматуры	Коэффициент условий работы арматуры γ_{st} при температуре арматуры, °С					
	⩽150	200	250	300	350	400
B-I, Bp-I	1,0	1,00	1,00	0,95	0,85	0,65
B-II, Bp-II, K-7	1,0	0,95	0,85	0,75	0,65	0,53
A-VI	1,0	0,95	0,90	0,85	0,75	0,70

Продолжение табл. 4

Класс арматуры	Коэффициент условий работы арматуры γ_{st} при температуре арматуры, °С					
	450	500	550	600	650	700
B-I, Bp-I	0,50	0,30	0,15	0,05	0	0
B-II, Bp-II, K-7	0,40	0,30	0,20	0,10	0,05	0
A-VI	0,60	0,45	0,30	0,20	0,05	0

Таблица 5

Бетон	Коэффициент снижения модуля упругости бетона β_{bt} при температуре бетона, °С								
	50	100	200	300	400	500	600	700	800
Тяжелый	1,0	0,80	0,60	0,40	0,35	0,30	0,25	0,15	0,10
Легкий	1,0	1,0	0,90	0,75	0,62	0,50	0,41	0,32	0,27

Таблица 6

Арматура	Коэффициент снижения модуля упругости арматуры β_{st} при температуре арматуры, °С							
	100	200	300	400	500	600	700	800
Горячекатаная стержневая, проволочная	0,96	0,90	0,88	0,83	0,78	0,73	0,63	0,50
Термически и термомеханически упрочненная	1,0	0,96	0,92	0,85	0,71	0,40	–	–

Таблица 7

Бетон	Критическая температура нагрева сжатого бетона t_{cr}, °С
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород	500
То же, с крупным заполнителем из карбонатных пород	600

Таблица 11

Средняя плотность бетона ρ, кг/м^3	Коэффициент φ_1, ч$^{1/2}$
500	0,46
1000	0,55
1500	0,58
2000	0,60
2350	0,62
2450	0,65

Таблица 12

Средняя плотность бетона ρ, кг/м^3	Коэффициент φ_2
500	1,0
800	0,9
1100	0,8
1400	0,7
1700	0,6
2000	0,5

Таблица 8

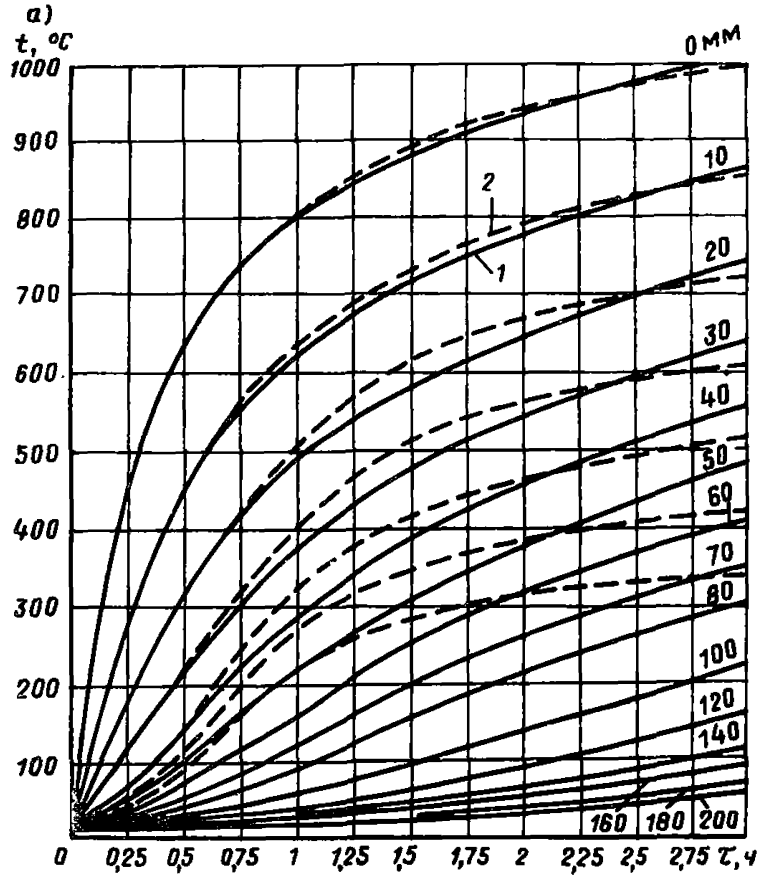
Бетон	Средняя плотность бетона ρ, кг/м³	Минимальная толщина сплошного бетонного сечения, мм, обеспечивающая по теплоизолирующей способности предел огнестойкости, ч							
		0,25	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород	2350	30	50	60	70	90	105	120	130
Мелкозернистый песчаный бетон	1900								
Тяжелый бетон с заполнителем из карбонатных пород	2350	27	45	55	65	85	100	110	120
Легкий бетон с крупным заполнителем из керамзита	1600	24	36	46	55	65	75	85	95
Керамзитоперлитобетон	1200	24	35	43	50	60	65	70	75
Легкий бетон с мелким и крупным заполнителем из керамзита	750								

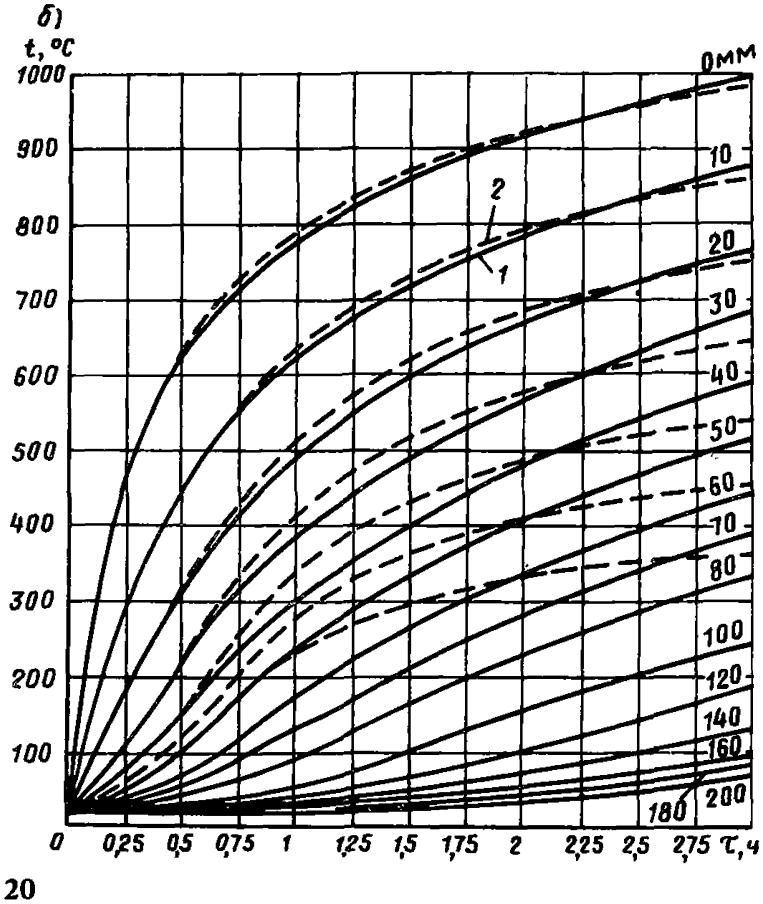
Таблица 9

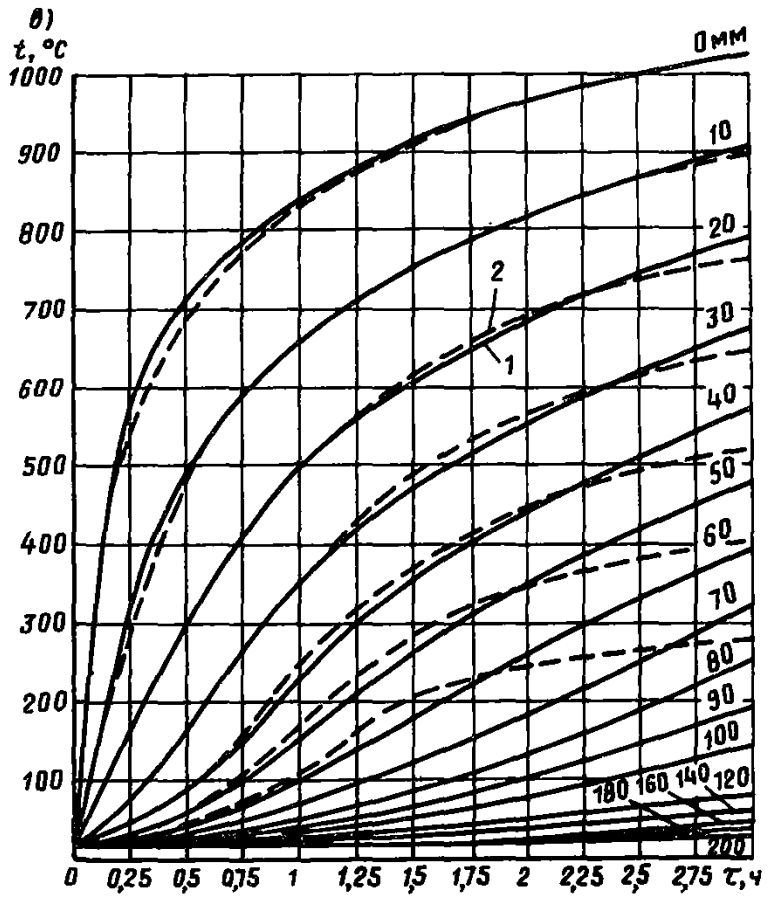
Бетон	Средняя плотность бетона ρ, кг/м^3	Минимальная толщина сплошного бетонного сечения, мм, обеспечивающая по теплоизолирующей способности предел огнестойкости, ч							
		0,25	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород	2350	30	50	65	80	100	120	140	155
Мелкозернистый песчаный бетон	1900								
Тяжелый бетон с заполнителем из карбонатных пород	2350	30	50	65	80	100	120	135	150
Легкий бетон с крупным заполнителем из керамзита	1600	25	40	53	65	80	95	105	115
Керамзитоперлитобетон	1200	25	40	50	60	75	90	110	105
Легкий бетон с мелким и крупным заполнителем из керамзита	750								

Таблица 10

Материалы	Средняя плотность бетона ρ, кг/м³	Значения параметров A, B, C, D для определения коэффициента теплопроводности, Вт/(м·°С) и удельной теплоемкости, кДж/(кг·°С)				Эксплуатационная массовая влажность, W, %	Приведенный коэффициент температуропроводности, a_{red}, м²/ч
		A	B	C	D		
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород	2350	1,20	−0,00035	0,71	0,00083	2,5	0,00133
Тяжелый бетон с заполнителем из карбонатных пород	2350	1,14	−0,00055	0,71	0,00083	3,0	0,00116
Легкий бетон с крупным заполнителем из керамзита	1600	0,36	0,00012	0,83	0,00042	5,0	0,00734
Керамзитоперлитобетон	1200	0,18	0,00008	0,92	0,00048	6,0	0,000722
Легкий бетон с крупным и мелким заполнителем из керамзита	750						
Арматурная сталь		65	−0,048	0,44	0,00063	–	–


а)
t, °C
0 мм
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
10
20
30
40
50
60
70
80
100
120
140
160
180
200
1
2
0
0,25
0,5
0,75
1
1,25
1,5
1,75
2
2,25
2,5
2,75
τ, ч


б)
t, °C
0 мм
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
10
20
30
40
50
60
70
80
100
120
140
160
180
200
1
2
0
0,25
0,5
0,75
1
1,25
1,5
1,75
2
2,25
2,5
2,75
τ, ч



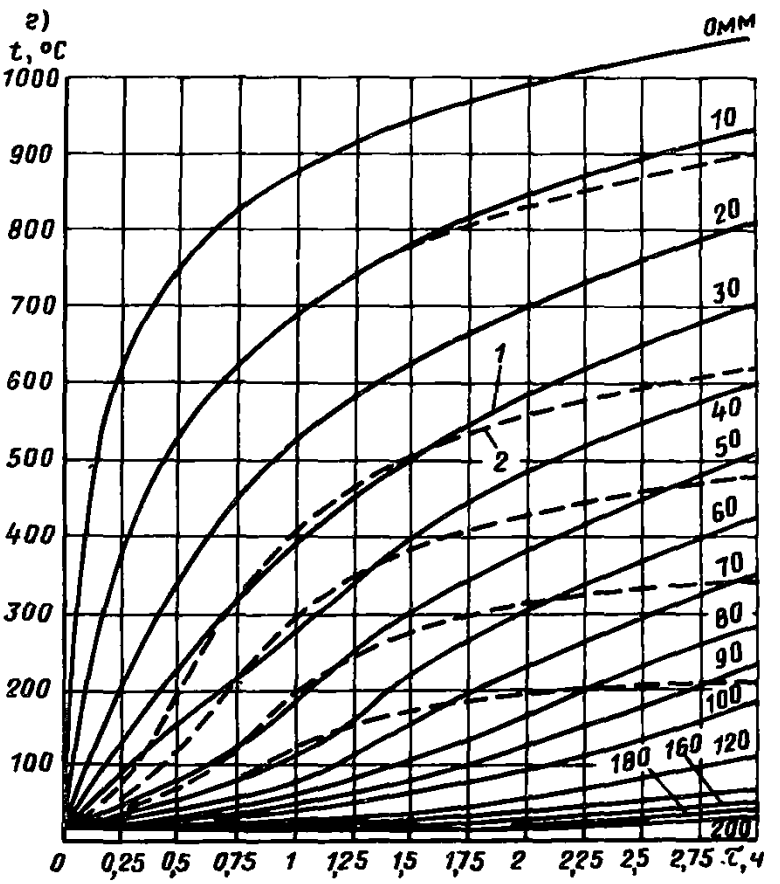


Рис. 1. График зависимости температуры t °С от времени τ в отдельных точках плиты
а – для плит из тяжелого бетона с крупным заполнителем из силикатных пород; *б* – для плит из тяжелого бетона с крупным заполнителем из карбонатных пород; *в* – для плит из легкого бетона с крупным заполнителем из керамзита ρ = = 1600 кг/м³; *г* – для плит из легкого бетона с мелким и крупным заполнителем из керамзита ρ = = 750 кг/м³; *1* – кривая для плит толщиной 200 мм; *2* – кривая для плит толщиной 60 мм

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 1. Многопустотная плита перекрытия, свободно опирающаяся по двум сторонам

Дано. Размеры сечения: $b = 1{,}2$ м (120 см), длина рабочего пролета $l = 5{,}9$ м (590 см), высота сечения $h = 0{,}24$ м (24 см), толщина защитного слоя до низа растянутой арматуры $\delta = 0{,}02$ м (2 см); растянутая арматура класса Ат-У [$R_{sn} = 785$ МПа (8000 кгс/см^2) $R_s = 785/0{,}9 = 872$ МПа (8900 кгс/см^2)] с площадью поперечного сечения $A_s^{su} = 5{,}34 \cdot 10^{-4}$ м^2 (2 стержня диаметром 12 мм и 2–14 мм); сжатая арматура отсутствует, тяжелый бетон класса В15 [$R_{bn} = 11$ МПа (112 кгс/см^2), $R_{bu} = 11/0{,}83 = 13{,}25$ МПа (135 кгс/см^2)]; нормативная нагрузка $g = 6700$ Па (684 кгс/м^2), кратковременные нагрузки от собственного веса $p = 3000$ Па (306 кгс/м^2).

Требуется определить. Предел огнестойкости плиты.

Расчет. Поскольку вид заполнителя не задан, то принимаем бетон с большей температуропроводностью: тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород ($\rho = 2350$ кг/м^2).

Предел огнестойкости по теплоизолирующей способности для многопустотных плит перекрытий (п. 3.5) определяем как для плиты сплошного поперечного сечения с приведенной толщиной [формула (9)] $h_{red} = 306/2350 = 0{,}13$ м (13 см). Из табл. 9 получаем: предел огнестойкости равен 2,25 ч.

Предел огнестойкости по несущей способности для многопустотной плиты перекрытия (п. 2.8) можно принимать как для аналогичной сплошной плиты с коэффициентом 0,9.

Для сплошной плиты перекрытия расчет проводится на основе п. 2.7. Ввиду отсутствия сжатой арматуры используем формулу (3).

Вычисляем входящие в нее величины:

максимальный изгибающий момент

$$M = b(p + g)l^2/8;$$

$$M = \frac{1{,}2\ (3000 + 6700) \cdot (5{,}9)^2}{8} = 5{,}07 \cdot 10^4\ \text{Н} \cdot \text{м}\ (5{,}17 \cdot 10^5\ \text{кг с} \cdot \text{см});$$

$$h_o = 0{,}24 - 0{,}02 - 0{,}006 = 0{,}214\ \text{м}\ (21{,}4\ \text{см}).$$

По формуле (3) найдем

$$\gamma_{st,cr} = \frac{5{,}07 \cdot 10^4}{0{,}214 \cdot 872 \cdot 10^6 \cdot 5{,}34 \cdot 10^4} \Big/ \left(1 - \frac{5{,}07 \cdot 10^4}{2 \cdot 1{,}2 \cdot (0{,}214)^2 \cdot 13{,}25 \cdot 10^6}\right) =$$

$$= 0514/(1 - 0{,}0345) = 0{,}532.$$

По табл. 3 для арматуры класса Ат-У используя интерполяцию, находим

$$t_{cr} = 450 + \frac{0{,}7 - 0{,}532}{0{,}7 - 0{,}5}\,50 = 492^{\circ}\text{C}.$$

Предел огнестойкости сплошной плиты будет равен времени достижения $t_{cr} = 492^{\circ}$C в растянутой арматуре, которое определим в соответствии с разд. 7.

$$\delta_s = \delta_1 = \delta_2 = 0{,}02\ \text{м}\ (2\ \text{см});$$

$$d_s = \frac{2d_1A_1 + 2d_2A_2}{A_s} = \frac{0{,}012 \cdot 2{,}26 \cdot 10^{-4} + 0{,}014 \cdot 3{,}08 \cdot 10^{-4}}{5{,}34 \cdot 10^{-4}} = 0{,}0132 \text{ м}$$

(13,2 см),

где $2A_{s1} = 2{,}26 \cdot 10^{-4}$ м^2, $2A_{s2} = 3{,}08 \cdot 10^{-4}$ м^2.

По формулам (34) и (35) вычисляем x^* и r.

Для тяжелого бетона с $\rho = 2350$ кг/м^3 по табл. 11 определим $\varphi_1 = 0{,}62$, по табл. 12 – $\varphi_2 = 0{,}5$, по табл. 10 – $a_{red} = 0{,}00133$ м^2/ч

$$x^* = 0{,}02 + 0{,}5 \cdot 0{,}0132 + 0{,}62 \cdot \sqrt{0{,}00133} = 0{,}0492 \text{ м};$$

$$r = 1 - \sqrt{472/1200} = 0{,}373.$$

Время достижения критической температуры

$$\tau = \frac{1}{12 \cdot 0{,}00133} \left(\frac{0{,}0492}{0{,}373}\right)^2 = 1{,}1 \text{ ч}.$$

Предел огнестойкости по несущей способности сплошной плиты равен 1,1 ч. В соответствии с п. 2.8 предел огнестойкости по несущей способности многопустотной плиты равен $\tau_u = 1{,}1 \cdot 0{,}9 = 1$ ч.

Предел огнестойкости плиты равен меньшему из пределов огнестойкости по отдельным признакам (1 ч и 2,25 ч), т.е. 1 ч.

Время достижения $t_{cr} = 492^\circ$С на глубине $X = \delta + 0{,}5d_s = 0{,}02 + 0{,}0066 = 0{,}0266$ м (2,66 см) в соответствии с п. 3.5 можно определить по графику для плиты с крупным заполнителем из силикатных пород (см. рис. 1, *а*). Получим $\tau = 1{,}2$ ч, что удовлетворительно совпадает с расчетным значением τ.

Пример. 2. Многопустотная плита перекрытия безопалубочного формования, свободно опертая по двум сторонам

Дано. Размеры сечения: ширина $b = 1{,}493$ м (149,3 см), длина рабочего пролета $l = 5{,}90$ м (590 см), высота сечения $h = 0{,}22$ м (22 см), расстояние от верхней грани до оси сжатой арматуры $a' = 0{,}025$ м (2,5 см), арматура класса Вр-II диаметром 5 мм [$R_{sn} = 1255$ МПа (12800 кгс/см^2), $R_{sf} = 1255/0{,}9 = 1394$ МПа (14230 кгс/см^2); $R_{sc\mu} = 450/0{,}9 = 500$ МПа (5100 кгс/см^2)], сжатая арматура: 4 – диаметром 5 мм, площадью поперечного сечения $A_s' = 0{,}785 \cdot 10^{-4}$ м^2, растянутая арматура: 18 – диаметром 5 мм; $A_s = 3{,}534 \times 10^{-4}$ м^2; тяжелый бетон с гранитным заполнителем класса В30 [$R_{bn} = 22$ МПа (22,4 кгс/см^2), $R_{bu} = 26{,}5$ МПа (270 кгс/см^2)]; расчетная нагрузка – равномерно распределенная: $g = 6000$ Па (612 кгс/м^2), нормативная 5000 Па (510 кгс/м^2), собственный вес плиты 26,6 кН (2,175 тс).

Требуется определить. Расстояние до оси растянутой арматуры, обеспечивающее предел огнестойкости по несущей способности в 1 ч.

Расчет: Площадь плиты $S = 1{,}493 \cdot 5{,}9 = 8{,}80$ м^2, нормативная нагрузка от собственного веса $p = 26600/8{,}8 = 3020$ Па (308 кгс/м^2). Максимальный изгибающий момент:

$$M = 1{,}5 \cdot (3020 + 6000) \cdot (5{,}9)^2/8 = 5{,}23 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{м} \ (5{,}34 \text{ тс} \cdot \text{м}).$$

Расчет проводится по п. 2.7 формуле (1). Вычислим входящие в нее величины.

При определении высоты сжатой зоны примем расстояние от нижней грани до оси растянутой арматуры $a = 0{,}03$ м (3 см), $h_0 = 0{,}22 - 0{,}03 = 0{,}19$ м (19 см).

По формуле (1) получим

$$x = (5{,}23 \cdot 10^4 - 5 \cdot 10^8 \cdot 0{,}785 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}165) / (1{,}493 \cdot 0{,}19 \cdot 26{,}5 \cdot 10^6) =$$

$$= 6{,}1 \cdot 10^{-3} \text{ м } (0{,}61 \text{ см}).$$

Так как $x = 0{,}0061 < 0{,}05 = 2a'$, то дальнейший расчет ведем без учета сжатой арматуры, используя формулу (3):

$$\gamma_{st,cr} = 5{,}23 \cdot 10^4 / (0{,}19 \cdot 3{,}534 \cdot 10^{-4} \cdot 1394 \cdot 10^6) / (1 - 5{,}23\ 10^4 / (2 \cdot 1{,}493 \text{x}$$

$$\text{x } 0{,}19^2 \cdot 26{,}5 \cdot 10^6)) = 0{,}5585 / (1 - 0{,}0174) - 0{,}568.$$

По табл. 4 для арматуры класса Вр-II находим, используя интерполяцию,

$$t = 350 + \frac{0{,}65 - 0{,}568}{0{,}65 - 0{,}53}\ 50 = 384^{\circ}\text{C}.$$

Подберем расстояние от нижней грани до оси растянутой арматуры в сплошной плите, обеспечивающее предел огнестойкости по несущей способности 1,1 ч, что обеспечит для многопустотной плиты с учетом коэффициента 0,9 (п. 2.8) предел огнестойкости 1 ч.

В соответствии с п. 3.5 используем график прогрева плиты из тяжелого бетона с крупным заполнителем из силикатных пород (рис. 1, *а*), чтобы определить, на какой глубине в сплошной плите $h = 0{,}22$ м (22 см) за время $\tau = 1{,}1$ ч достигается $t_{cr} = 384^{\circ}\text{C}$.

Получим $a = 0{,}034$ м (3,4 см), $\delta = a - d_s/2 = 0{,}0315$ м (3,15 см).

Для контроля определим необходимую толщину защитного слоя расчетом в соответствии с разд. 6. По формуле (23) находим r_1:

$$r_1 = 1 - \sqrt{\frac{384 - 20}{1200}} = 0{,}449.$$

Для тяжелого бетона с гранитным заполнителем по табл. 10 – $a_{red} = 0{,}00133$ м^2/ч; по табл. 11 – $\varphi_1 = 0{,}62$; по табл. 12 – $\varphi_2 = 0{,}5$.

По формуле (14) $l = \sqrt{12 \cdot 0{,}00133 \cdot 1{,}1} = 0{,}132$ м и по формуле (29) $y_1 = 0{,}449 \cdot 0{,}132 - 0{,}62\ \sqrt{0{,}00133} - 0{,}5 \cdot 0{,}005 = 0{,}0593 - 0{,}0226 - 0{,}0025 = 0{,}0342$ м.

Тогда $\delta = y_1 = 0{,}034$ м $= 3{,}4$ см.

Пример 3. Плиты перекрытий с продольными ребрами (типа "ТТ")

Дано. Размеры плиты (рис. 2, *а*): ширина $b = 1{,}49$ м (149 см), $l = 11{,}76$ м (1176 см), $h = 0{,}4$ м (40 см), толщина полки 0,05 м (5 см); сжатая арматура отсутствует, растянутая арматура из стержней диаметром 18 мм класса Ат-У [$R_{sn} = 785$ МПа (8000 кгс/см^2), $R_{su} = 785/0{,}9 = 872$ МПа (8900 кгс/см^2)], тяжелый бетон на гранитном щебне с заполнителем класса В30 [$R_{bn} = 22$ МПа (224 кгс/см^2), $R_{bu} = 22/0{,}83 = 26{,}5$ МПа (270 кгс/см^2)], расчетная равномерно распределенная нагрузка 8000 Па (816 кгс/м^2), кратковременные нагрузки отсутствуют, вес плиты 52,4 кН (5,35 тс).

Требуется определить. Имеет ли плита предел огнестойкости 1 ч, необходимый для применения в зданиях I степени огнестойкости.

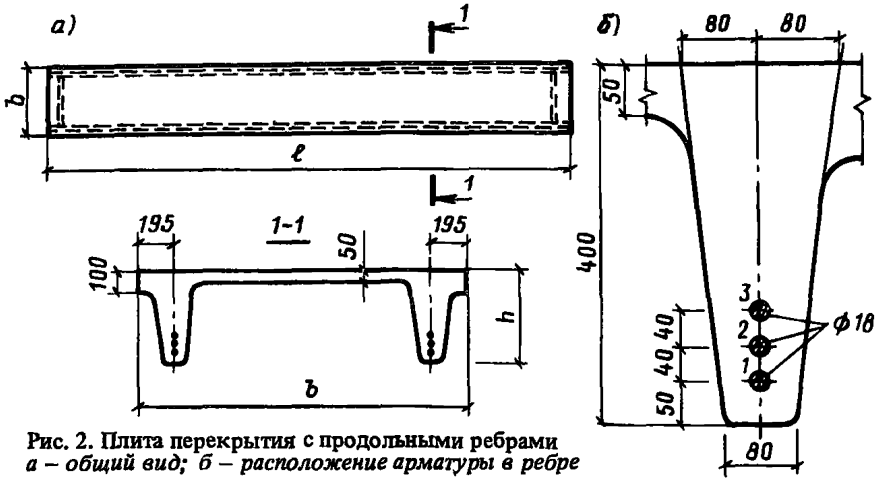


Рис. 2. Плита перекрытия с продольными ребрами
а – общий вид; б – расположение арматуры в ребре

Расчет. Площадь плиты 1,49 · 11,76 = 17,52 м^2, нормативная нагрузка от собственного веса p = 52400/17,52 = 2990 Па (305 кгс/м^2). При коэффициенте надежности по нагрузке γ_f = 1,15 нормативная нагрузка g = 8000/ /1,15 = 6956 Па (710 кгс/м^2). Максимальный изгибающий момент от нормативной нагрузки с учетом собственного веса $M = 1{,}50 \cdot (6956 + 2990) \times$ $\times (11{,}76)^2/8 = 2{,}58 \cdot 10^5$ Н·м (26,3 тс·м).

Определим несущую способность плиты после 1 ч воздействия стандартного температурного режима, вычисляя температуры бетона и арматуры в соответствии с разд. 4.

Рассчитываем по формуле (20) прогрев растянутой арматуры в ребре (рис. 2, *б*). Для тяжелого бетона на гранитном щебне по табл. 10 – a_{red} = = 0,00133 м^2/ч, по табл. 11 и 12: $\varphi_1 = 0{,}62$, $\varphi_2 = 0{,}5$. По формуле (14) l = = 0,1263 м (12,63 см), $\varphi_1\sqrt{a_{red}} = 0{,}0226$ м (2,26 см).

Определим температуру для стержня № 1:

$$x_1 + 0{,}5d_s = x_2 + 0{,}5d_s = 40 + \frac{80-40}{400}50 = 45 \text{ мм} = 0{,}045 \text{ м};$$

$x_3 + 0{,}5d_s = 50$ мм = 0,05 м; $r_1 = r_2 = 0{,}535$, $r_3 = 0{,}575$;

$$t_1 = 1220 - 1200 \cdot 0{,}568 \cdot 0{,}819 = 662^\circ\text{C}.$$

По табл. 3 для арматуры класса Ат-У определяем $\varphi_{st1} = 0{,}09$.

Для стержня № 2: $x_1 + 0{,}5d_s = x_2 + 0{,}5d_s = 90$ мм = 0,09 м; $r_1 = r_2 = 0{,}573$; $r_3 = 0{,}89$;

$t_2 = 1220 - 1200 \cdot 0{,}638 \cdot 0{,}63 = 463^\circ\text{C}$; $\gamma_{st2} = 0{,}65$.

Для стержня № 3: $x_1 + 0{,}5 \cdot d_s = x_2 + 0{,}5d_s = 40 + \frac{80-40}{400}130 = 53$ мм = = 0,053 м;

$x_3 + 0{,}5 d_s = 130$ мм $= 0{,}13$ м; $r_1 = r_2 = 0{,}598$; $r_3 = 1$;

$t_3 = 1220 - 1200 \cdot 0{,}678 \cdot 1 = 407^{\circ}$C; $\gamma_{st3} = 0{,}87$.

Определив коэффициенты условий работы арматуры, проводим расчет несущей способности плиты (п. 2.4) в соответствии со СНиП 2.03.01–84.

Сжатая зона находится в полке плиты. Определим ее высоту, предположив, что бетон в ней нагрет до температуры менее t_{cr}.

Составим уравнение равновесия

$$2A_{s1}(\gamma_{st1} + \gamma_{st2} + \gamma_{st3}) R_{sf} = bxRbf,$$

откуда высота сжатой зоны

$$x = \frac{2A_{s1}(\gamma_{st1} + \gamma_{st2} + \gamma_{st3}) R_{sf}}{bR_{bf}},$$

где $A_{s1} = 2{,}54 \cdot 10^{-4}$ м^2 $(2{,}54$ см$^2)$ – площадь поперечного сечения одного арматурного стержня; $x = (2 \cdot 2{,}54 \cdot 10^{-4}(0{,}09 + 0{,}65 + 0{,}87) \cdot 872 \cdot 10^6) / (1{,}49 \cdot 26{,}5 \cdot 10^6) = 0{,}0181$ м $(1{,}81$ см$)$.

Рассчитаем толщину слоя бетона в полке, прогретого до температуры более t_{cr} (см. разд. 5, п. 5.1). По табл. 7 имеем для тяжелого бетона на гранитном щебне $t_{cr} = 500^{\circ}$C;

$r_1 = 1 - \sqrt{(500 - 20)/1200} = 0{,}368$; $l = \sqrt{12 \cdot 0{,}00133 \cdot 1} = 0{,}1263$ (м).

Расположенный снизу слой бетона толщиной $x_1 = 0{,}368 \cdot 0{,}1263 - 0{,}62 \times \sqrt{0{,}00133} = 0{,}0465 - 0{,}0226 = 0{,}023$ м $(2{,}3$ см$)$ прогрет до $t > t_{cr}$. Остальной бетон полки толщиной $h - x_1 = 0{,}05 - 0{,}023 = 0{,}027$, содержащий сжатую зону $(x = 0{,}0181 < 0{,}027)$ прогрет до $t < t_{cr}$.

Определим расстояние a от равнодействующей усилий в растянутой арматуре до нижней грани

$$2A_{s1}a(\gamma_{st1} + \gamma_{st2} + \gamma_{st3}) R_{sf} = 2A_{s1}(a_1\gamma_{st1} + a_2\gamma_{st2} + a_3\gamma_{st3}) R_{sf},$$

где a_1, a_2, a_3 – расстояния от нижней грани до осей I, II, III арматурных стержней

$$a = \frac{a_1\gamma_{st1} + a_2\gamma_{st2} + a_3\gamma_{st3}}{\gamma_{st1} + \gamma_{st2} + \gamma_{st3}};$$

$a = (0{,}05 \cdot 0{,}09 + 0{,}09 \cdot 0{,}65 + 0{,}13 \cdot 0{,}87) / (0{,}09 + 0{,}65 + 0{,}87) = 0{,}109$ м $(10{,}9$ см$)$;

$h_0 = 0{,}4 - 0{,}109 = 0{,}291$ $(29{,}1$ см$)$.

Вследствие почти полного выключения из работы нижнего стержня равнодействующая усилий находится между стержнями № 2 и 3.

Определим момент, который может воспринимать сечение по формуле

$$M \leqslant R_{bf} bx (h_0 - 0{,}5x),$$

$M = 26{,}5 \cdot 10^6 \cdot 1{,}49 \cdot 0{,}0181 \cdot (0{,}291 - 0{,}009) = 2{,}01 \cdot 10^5$ Н·м $(20{,}5$ тс·м$)$.

Определенный ранее момент от нормативной нагрузки $2{,}58 \cdot 10^5$ Н·м $\geq$ $\geq 2{,}01 \cdot 10^5$ Н·м не может быть воспринят, следовательно, предел огнестойкости менее 1 ч.

Для обеспечения предела огнестойкости по несущей способности 1 ч следует увеличить толщину ребра или изменить класс растянутой арматуры.

Для обеспечения предела огнестойкости по теплоизолирующей способности в 1 ч (п. 3.6) при применении плит с несгораемыми полами или без подов необходима суммарная толщина сечения в 7 см (табл. 8), при полах из сгораемых материалов – 8 см (табл. 9). Такие суммарные толщины могут быть достигнуты при применении засыпки из несгораемых материалов слоем 2–3 см или цементной стяжки.

Рассмотрим вариант плиты под те же нагрузки с растянутой арматурой из 6 стержней диаметром 24 мм класса A-III [$R_{sn} = 390$ МПа (4000 кгс/см^2), $R_{sf} = 390/0{,}9 = 433$ МПа (4421 кгс/см^2)]. Расположение арматуры прежнее (см. рис. 2, *б*), поэтому температуры прогрева арматурных стержней примем по ранее выполненному расчету: при $\tau = 1$ ч, $t_1 = 662^\circ$С, $t_2 = 463^\circ$С, $t_3 = 407^\circ$С. По табл. 3 определим для арматуры класса A-III $\gamma_{st1} = 0{,}27$; $\gamma_{st2} = 0{,}90$; $\gamma_{st3} = 0{,}99$. Ранее было проверено, что бетон в сжатой зоне имеет $t < t_{cr}$. Высота сжатой зоны $x = 2 \cdot 4{,}52 \cdot 10^{-4} \cdot (0{,}27 + 0{,}9 + 0{,}99) \cdot 433 \cdot 10^6 / (1{,}49 \cdot 26{,}5 \cdot 10^6/0{,}83) = 0{,}0242$ м (2,42 см), расстояние от равнодействующей усилий в растянутой арматуре до нижней грани

$$a = \frac{0{,}05 \cdot 0{,}27 + 0{,}09 \cdot 0{,}90 + 0{,}13 \cdot 0{,}99}{0{,}27 + 0{,}90 + 0{,}99} = 0{,}103 \text{ м (10,3 см)};$$

$$a = 0{,}40 - 0{,}103 = 0{,}297 \text{ м (29,7 см)}.$$

Сечение может воспринимать момент

$$M = 26{,}5 \cdot 10^6 \cdot 1{,}49 \cdot 0{,}0242 \cdot (0{,}297 - 0{,}0121)/0{,}83 = 2{,}72 \cdot 10^5 \text{ Н·м (27,8 тс·м)}.$$

Момент от нормативной нагрузки $2{,}58 \cdot 10^5$ Н·м $< 2{,}72 \cdot 10^5$ Н·м может быть воспринят, поэтому предел огнестойкости плиты при применении арматуры класса A-III более 1 ч.

Пример 4. Железобетонная колонна под нагрузки, приложенные со случайным эксцентриситетом

Дано. Колонна сечением 0,3х0,3 м (30х30 см), расчетная длина колонны $l_0 = 3{,}60$ м (360 см), бетон класса В40 [$R_b = 22$ МПа (224 кгс/см^2), $R_{bn} = 29$ МПа (296 кгс/см^2), $R_{bu} = 29/0{,}83 = 34{,}9$ МПа (356 кгс/см^2)] на гранитном щебне, арматура класса A-III [$R_s = R_{sc} = 365$ МПа (3750 кгс/см^2), $R_{sn} = 390$ МПа (4000 кгс/см^2), $R_{su} = 390/0{,}9 = 433$ МПа (4422 кгс/см^2)] площадью сечения $A_{s,tot} = 4{,}52 \cdot 10^{-4}$ м (4,52 см^2) (4 стержня диаметром 12 мм), арматура расположена в углах сечения, расстояние от края арматуры до поверхности $y = 0{,}032$ м (3,2 см). Нагрузки постоянные и длительные.

Требуется определить. Гарантированный предел огнестойкости колонны.

Расчет. В соответствии с п. 1.13 определим величину нормативной нагрузки для этой колонны.

Определим расчетную несущую способность колонны, нагруженной со случайным эксцентриситетом, используя "Пособие по проектированию бе-

тонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения" (к СНиП 2.03 01–84), Стройиздат 1986.

При длительных нагрузках $\gamma_{b2} = 0{,}9$; $R_b = 0{,}9 \cdot 22 = 19{,}8$ МПа.

Имеем

$$\frac{l_o}{h} = \frac{3{,}60}{0{,}30} = 12 \text{ и } \frac{n_l}{n} \neq 1, \text{ получим } \varphi_b = 0{,}86;\ \varphi_{sb} = 0{,}89;$$

$$a = \frac{R_s A_{s,tot}}{R_b A} = \frac{365 \cdot 10^6 \cdot 4{,}52 \cdot 10^{-4}}{19{,}8 \cdot 10^6 \cdot 900 \cdot 10^{-4}} = \frac{0{,}165 \cdot 10^6}{1{,}782 \cdot 10^6} = 0{,}0926;$$

$$\varphi = \varphi_b + 2a\,(\varphi_{sb} - \varphi_b) = 0{,}86 + 0{,}1852 \cdot 0{,}03 = 0{,}8656;$$

$$N \leqslant \varphi(R_b A + R_s A_{s,tot}) = 0{,}8656 \cdot 1{,}782 + 0{,}165 \cdot 10^6 = 1{,}68 \cdot 10^6 \text{ Н} = 1680 \text{ кН}$$

(172 тс).

Принимаем расчетное значение нагрузки $0{,}95 \cdot 1680 = 1600$ кН (163 тс) и коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}15$; тогда нормативная нагрузка 1600/1,15 = 1390 кН (142 тс).

Определим несущую способность колонны после 2 ч огневого воздействия (п. 2.4, 2.5).

Рассчитаем в соответствии с разд. 4 температуру арматуры при четырехстороннем обогреве по формуле (20).

Для тяжелого бетона на гранитном щебне по табл. 10 $a_{red} = 0{,}00133$ м^2/ч, по табл. 11 и 12 $\varphi_1 = 0{,}62$; $\varphi_2 = 0{,}5$. Имеем $\varphi_1\sqrt{a_{red}} = 0{,}0226$ м (2,25 см); $l = \sqrt{12 \cdot 0{,}00133 \cdot 2} = 0{,}179$ м (17,9 см).

Рассмотрим стержень, расположенный в углу между I и III обогреваемыми поверхностями. Для него $r_1 = r_3$ и $r_2 = r_4$.

$$x_1^* = x_3^* = y + \varphi_2 d_s + \varphi_1\sqrt{a_{red}} = 0{,}032 + 0{,}006 + 0{,}0226 = 0{,}0606 \text{ м (6,06 см)}$$

$$r_1 = r_3 = 0{,}0606/0{,}179 = 0{,}3385;$$

$$x_2^* = x_4^* = (h - y - d_s) + \varphi_2 d_s + \varphi_1\sqrt{a_{red}} = (0{,}30 - 0{,}032 - 0{,}012) + 0{,}06 +$$

$$+ 0{,}0226 = 0{,}285 \text{ м (28,5 см)}.$$

Поскольку $x_2^* = x_4^* > l$, то принимаем $r_2 = r_4 = 1$.

$t = 1220 - 1200 \cdot (0{,}562)^2 = 1220 - 380 = 840^\circ$С, $\gamma_{st} = 0$, т.е. арматура полностью выключается из работы.

Для тяжелого бетона на гранитном щебне определяем по табл. 7 $t_{cr} = 500^\circ$С. Вычислим площадь, ограниченную изотермой 500°С, в соответствии с разд. 5 по 5.6.

Для этого найдем c по формуле (27):

$$r = (0{,}15 + 0{,}0226)/0{,}179 = 0{,}964;\ w = 1 - 2(1 - 0{,}964)^2 = 0{,}999;$$

$$r_3 = 1 - \sqrt{\frac{1200 \cdot 0{,}999 - 1220 + 500}{1200 \cdot 0{,}999}} = 1 - \sqrt{0{,}399} = 0{,}368;$$

$$\delta_c = 0{,}368 \cdot 0{,}179 - 0{,}0226 = 0{,}0433 \text{ м (4,33 см)};\ c = 0{,}1067 \text{ м (10,67 см)}.$$

Вычислим b по формуле (26):

$$r = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - 500}{1200}}} = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{0,6}} = 1 - \sqrt{0,225} = 0,525;$$

$$\delta_g = 0,525 \cdot 0,179 - 0,0226 = 0,0714 \text{ м } (7,14 \text{ см});$$

$$b = 0,1108 \text{ м } (11,08 \text{ см}).$$

Определяем площадь, ограниченную изотермой 500°С, по формуле (28)

$$\Psi = b/c - 0,2 = 0,1108/0,1067 - 0,2 = 0,838 < 1;$$

$$F = 0,838 \cdot (2 \cdot 0,1067)^2 = 0,0381 \text{ м}^2 \ (381 \text{ см}^2).$$

Внутри изотермы 500°С нет арматуры, поэтому площадь бетона, нагретого до $t \leqslant t_{cr}$ $A = F = 0,0381$ м^2 (381 см^2). Сторона эквивалентного по площади квадратного сечения 0,195 м (19,5 см).

При $\frac{l_0}{h} = \frac{3,60}{0,195} = 18,5$ и $\frac{N_l}{N} = 0$ найдем $\varphi_b = \varphi_{sb} = 0,855$.

Примем $\varphi = 0,855$.

$$N \leqslant \varphi(R_{bf}A);$$

$$N = 0,855 \cdot 34,9 \cdot 10^6 \cdot 0,0381 = 1,14 \cdot 10^6 \text{Н} = 1140 \text{ кН } (116 \text{ тс}).$$

Так как 1140 кН < 1390 кН, то предел огнестойкости колонны менее 2 ч.

Определим несущую способность колонны после $\tau = 1,5$ ч огневого воздействия. Величины, не зависящие от времени, будут приниматься по данным выполненного выше расчета.

Рассчитаем температуру арматуры: $l = 12 \cdot 0,00133 \cdot 1,5 = 0,155$ м (15,5 см).

Определим $r = r_з$;

$$x_2^* = x_3^* = 0,0606 \text{ м}, \qquad r_1 = r_3 = 0,0606/0,155 = 0,392.$$

Поскольку $x_2^* = x_4^* = 0,285 > 0,155 = l$, принимаем $r_2 = r_4 = 1$.

$$t = 1220 - 1200\ [1 - (1 - 0,392)^2]^2 = 1220 - 1200 \cdot 1 - 0,370^2 = 744^\circ\text{С};$$

$$\gamma_{st} = 0,105.$$

Определим площадь бетона ограниченную изотермой 500°С.

Вычислим C по формуле (27): $r = 0,1726/0,155 > 1$, принимаем $r = 1$, получаем $w = 1$,

$$r_з = 1 - \sqrt{(1200 - 1220 + 500)/1200} = 0,368;$$

$$\delta_c = 0,368 \cdot 0,155 - 0,0226 = 0,0343 \text{ м } (3,43 \text{ см});$$

$$c = 0,1157 \text{ м } (11,57 \text{ см}).$$

Вычислим l по формуле (26):

$$r_1 = r_2 = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - 500}{1220}}} = 0,525,$$

$$\delta_g = 0,525 \cdot 0,155 - 0,0226 = 0,0586 \text{ м } (5,86 \text{ см}); \ \beta = 0,129 \text{ м } (12,9 \text{ см}).$$

Определяем $\Psi = 0{,}129/0{,}1157 - 0{,}2 = 0{,}915 < 1$.

Тогда площадь бетона будет $A = F = 0{,}0489$ м^2 (489 см^2), сторона эквивалентного по площади квадратного сечения 0,221 м (22,1 см).

При $\frac{l_o}{h} = \frac{3{,}60}{0{,}221} = 16{,}3$ и $\frac{N}{N_l} = 0$ находим $\varphi_b = \varphi_{sb} = 0{,}877$, $\varphi = 0{,}877$.

$$N \leqslant \varphi (R_{bf} A + R_{scf} \gamma_{st} A_{s,tot});$$

$$N = 0{,}877\,(34{,}9 \cdot 0{,}0489 + 433 \cdot 0{,}105 \cdot 0{,}000452)\,10^6 = 0{,}877\,(1{,}708 + 0{,}0206) \times 10^6 = 1{,}52 \cdot 10^6 = 1520 \text{ кН (155 тс)}.$$

Определим интерполяцией момент времени, когда фактическая несущая способность колонны будет равна 1390 кН:

$$\tau = 1{,}5 + \frac{1520 - 1390}{1520 - 1140}\,0{,}5 = 1{,}67\tau.$$

Принимаем гарантированный предел огнестойкости 1,65 τ.

Пример 5. Железобетонная колонна под нагрузки, приложенные со случайным эксцентриситетом

Дано. Колонна сечение 0,4х0,4 м (40х40 см), расчетная длина колонны $l_o = 3{,}6$ м (350 см), бетона класса В25 [$R_b = 14{,}5$ МПа (148 кгс/см^2), $R_{bn} = 185$ МПа (189 кгс/см^2), $R_{bu} = 18{,}5/0{,}9 = 20{,}56$ МПа (209,8 кгс/см^2)], арматура класса А-III [$R_{sc} = 365$ МПа (37,50 кгс/см^2), $R_{sn} = 390$ МПа (4000 кгс/см^2), $R_{sc\,u} = 390/0{,}9 = 433$ МПа (4422 кгс/см^2)] площадь сечения $A_{s,tot} = 12{,}56 \cdot 10^{-4}$ м^2 (12,56 см^2) (4 стержня диаметром 20 мм): арматура расположена в углах сечения, расстояние от всей арматуры до ближайших боковых поверхностей колонны $a = 0{,}05$ м (5 см). Колонна рассчитана на восприятие центрально приложенной силы (от постоянных и длительных нагрузок).

Требуется определить. Гарантированный предел огнестойкости колонны.

Расчет. В соответствии с пунктом 1,13 вычислим величину нормативной нагрузки для этой колонны. Определим расчетную несущую способность конструкции, используя "Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без преднапряжения" (к СНиП 2.03.01–84), Стройиздат, 1986.

При длительных нагрузках $\gamma_{b2} = 0{,}9$; $R_b = 0{,}9 \cdot 14{,}5 = 13{,}05$ МПа (133 кгс/см^2). При $\frac{l_o}{h} = \frac{3{,}60}{0{,}40} = 9$ и $\frac{N_l}{N} = 1$ получим $\varphi_b = 0{,}9$, $\varphi_{sb} = 0{,}905$.

Вычислим

$$\alpha = 365 \cdot 12{,}56 \cdot 10^{-4}/(13{,}05 \cdot 1600 \cdot 10^{-4}) = 0{,}4584/2{,}088 = 0{,}22;$$

$$\varphi = 0{,}9 + 2 \cdot 0{,}22 \cdot 0{,}005 = 0{,}902.$$

Определим расчетную несущую способность колонны:

$$N \leqslant 0{,}902 \cdot (13{,}05 \cdot 0{,}1600 + 365 \cdot 0{,}001256) \cdot 10^6 = 0{,}902 \cdot (2{,}088 + 0{,}4584) \cdot 10^6 = 2{,}30 \cdot 10^6 \text{ Н} = 2300 \text{ кН (234 тс)}.$$

В качестве расчетного значения нагрузки примем $0,95 \cdot 2300 = 2185$ кН и коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$. Тогда нормативная нагрузка $2185/1,2 = 1820$ кН (186 тс).

Прогрев колонны принимаем по данным ЕКБ (Европейского комитета по бетону) для тяжелого бетона на гранитном щебне.

Рассчитаем несущую способность колонны после 2 ч огневого воздействия (п. 2.4, 2.5).

Для арматуры имеем $t = 645^{\circ}C$, $\gamma_{st} = 0,315$.

Критическая температура бетона на гранитном заполнителе по табл. 7 $t_{cr} = 500^{\circ}C$. Изотерма $500^{\circ}C$ ограничивает площадь 0,096 м^2 (960 см^2) и внутри нее нет арматуры, сторона эквивалентного по площади квадратного сечения 0,31 м.

При $\frac{l_o}{h} = \frac{3,6}{0,31} = 11,6$ и $\frac{N_l}{N} = 0$ находим $\varphi_b = \varphi_{sb} = 0,902$. Принимаем $\varphi = 0,902$.

$$N \leqslant 0,902\,(20,56 \cdot 0,0960 + 433 \cdot 0,001256 \cdot 0,315)\,10^6 = 0,902\,(2,14 + 0,171)\,\text{x}$$

$$\text{x}10^6 = 2,08 \cdot 10^6 \text{ Н} = 2080 \text{ кН (213 тс)}.$$

Так как 2080 кН $\geqslant$ 1820 кН, то предел огнестойкости колонны более 2 ч.

Рассчитаем несущую способность колонны после 3 ч огневого воздействия.

Температура арматуры $t = 800^{\circ}C$, $\gamma_{st} = 0,05$. Изотерма $500^{\circ}C$ ограничивает площадь 0,0712 м^2 (712 см^2) и внутри нее нет арматуры, сторона эквивалентного по площади квадратного сечения 0,267 м.

При $\frac{l_o}{h} = \frac{3,60}{0,267} = 13,48$ м $\frac{N_l}{N} = 0$ находим $\varphi_b = \varphi_{sb} = 0,8926$. Принимаем $\varphi = 0,8926$,

$$N \leqslant 0,8926\,(20,56 \cdot 0,0712 + 433 \cdot 0,001256 \cdot 0,05)\,10^6 = 0,8926\,(1,587 +$$

$$+ 0,0272)\,10^6 = 1,44 \cdot 10^6 \text{ Н} = 1440 \text{ кН (147 тс)}.$$

Так как 1440 кН $<$ 1820 кН, то предел огнестойкости колонны менее 3 ч.

Найдем предел огнестойкости колонны, интерполируя данные о несущей способности колонны после 2 и 3 ч огневого воздействия и определяя момент времени, когда несущая способность колонны будет равна 1820 кН

$$\tau = 2 + \frac{2080 - 1820}{2080 - 1440} 1 = 2,41 \text{ ч}.$$

Принимаем гарантированный предел огнестойкости колонны 2,4 ч.

Для обеспечения гарантированного предела огнестойкости 2,5 ч следует увеличить толщину защитного слоя для арматуры.

Проверим огнестойкость колонны при $a = 0,06$ м (6 см).

Рассчитаем несущую способность колонны после 2 ч огневого воздействия.

Для арматуры имеем $t = 550^{\circ}C$, $\gamma_{st} = 0,6$.

Для бетона можно использовать данные предыдущего расчета

$$N \leqslant 0,902\,(20,56 \cdot 0,0960 + 433 \cdot 0,001256 \cdot 0,60)\,10^6 = 0,902\,(2,14 + 0,3265)\,\text{x}$$

$$\text{x}10^6 = 2,22 \cdot 10^6 \text{ Н} = 2220 \text{ кН (226 тс)}.$$

После 3 ч огневого воздействия для арматуры имеем $t = 705^{\circ}C$, $\gamma_{st} = 0,145$.

$$N \leqslant 0,8926\,(20,56 \cdot 0,0712 + 433 \cdot 0,001256 \cdot 0,145)\,10^6 = 0,8926\,(1,587 + 0,0789)\,10^6 = 1,49 \cdot 10^6 \text{Н} = 1490 \text{ кН } (152 \text{ тс}).$$

Предел огнестойкости определяем по интерполяции

$$\tau = 2 + \frac{2220 - 1820}{2220 - 1490}\,1 = 2,55 \text{ ч}.$$

Гарантированный предел огнестойкости 2,5 ч позволяет использовать колонны в зданиях любой степени огнестойкости.

Пример 6. Железобетонная колонна под заданные нагрузки, приложенные со случайным эксцентриситетом

Дано. Колонна сечением 0,4х0,4 м (40х40 см), расчетная длина колонны $l_o = 4,20$ м (420 см), бетон класса В40 [$R_{bn} = 29$ МПа (296 кгс/см^2), $R_{b\mathit{ш}} = 29/0,83 = 34,9$ МПа (356 кгс/см^2)], арматура класса А-III [$R_{sn} = 390$ МПа (4000 кгс/см^2), $R_{sc\mathit{ш}} = 390/0,9 = 433$ МПа (4422 кгс/см^2)] площадью сечения $A_{s,tot} = 0,0201$ м^2 (201 см^2) (16 стержней диаметром 40 мм); площадь одного стержня $A_{s1} = 12,56 \cdot 10^{-4}$ м^2 (12,56 см^2); 12 стержней расположено по периметру колонны (из них 4 в углах) с расстоянием от боковой поверхности колонны до осей арматуры $a_1 = 0,05$ м (5 см), 4 стержня в центральной зоне $a_з = 0,15$ м (15 см) (рис. 3, *а*). Расчетное значение центрально приложенной силы (от постоянных и длительных нагрузок) 8000 кН.

Требуется определить. Предел огнестойкости колонны.

Расчет. Принимая коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,15$, получим нормативную нагрузку 6960 кН (710 тс).

Прогрев колонны принимаем по данным ЕКБ (Европейского комитета по бетону) для тяжелого бетона на гранитном щебне.

Рассчитаем несущую способность колонны после 2 ч огневого воздействия (пп. 2.4, 2.5).

Для угловых стержней арматуры имеем $t_1 = 645^{\circ}C$, $\gamma_{st1} = 0,315$, для стержней, расположенных у боковых поверхностей – $t_2 = 425^{\circ}C$, $\gamma_{st2} = 0,975$, для центральных стержней – $t_з = 85^{\circ}C$, $\gamma_{stз} = 1$;

$$\gamma_{st} = (4 \cdot 0,315 + 8 \cdot 0,975 + 4 \cdot 1)/16 = 0,816.$$

Критическая температура бетона на гранитном заполнителе по табл. 7 $t_{cr} = 500^{\circ}C$. Изотерма 500°С ограничивает площадь 0,096 м^2 и, вычитая площадь 12 арматурных стержней, расположенных внутри нее, получим площадь бетона, нагретого до $t \leqslant t_{cr} = 500^{\circ}C$

$$A = 0,0960 - 12 \cdot 0,001256 = 0,0809 \text{ м}^2 \ (809 \text{ см}^2),$$

сторона эквивалентного по площади квадратного сечения 0,284 м^2.

Расчет несущей способности колонны будем выполнять используя "Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без преднапряжения" (к СНиП 2.03.01–84), Стройиздат, 1986.

При $\frac{l_o}{h} = \frac{4,20}{0,284} = 14,8$ и $\frac{N_l}{N} = 0$ находим $\varphi_b = \varphi_{sb} = 0,886$.

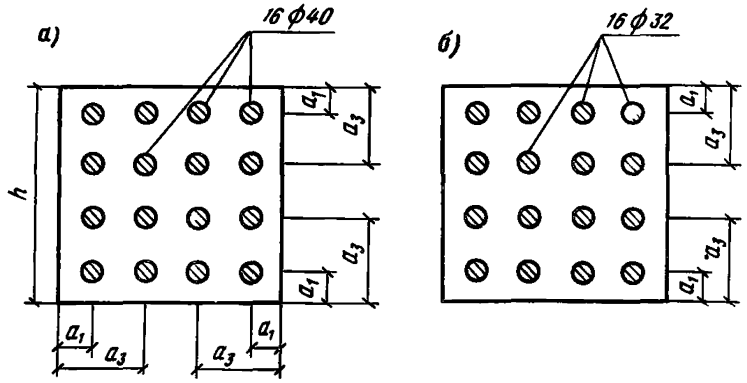


Рис. 3. Расположение арматуры в колонне
а – арматура из стали класса А-III; б – арматура из стали класса Ат-У

Принимаем $\varphi = 0{,}886$.

$$N \leqslant 0{,}886\,(34{,}9 \cdot 0{,}0809 + 433 \cdot 0{,}0201 \cdot 0{,}816)\,10^6 = 0{,}886\,(2{,}827 + 7{,}11) \cdot 10^6 =$$

$$= 8{,}80 \cdot 10^6 \text{ Н} = 8800 \text{ кН } (898 \text{ тс}).$$

Так как 8800 кН⩾ 6960 кН, то предел огнестойкости колонны более 2 ч. Рассчитаем несущую способность колонны после 3 ч огневого воздействия. Для угловых стержней арматуры имеем: $t_1 = 800^\circ\text{C}$, $\gamma_{st1} = 0{,}05$; для стержней, расположенных у боковых сторон – $t_2 = 570^\circ\text{C}$, $\gamma_{st2} = 0{,}54$; для центральных стержней – $t_3 = 170^\circ\text{C}$, $\gamma_{st3} = 1$.

$$\gamma_{st} = (4 \cdot 0{,}05 + 8 \cdot 0{,}54 + 4 \cdot 1)/16 = 0{,}5325.$$

Изотерма 500°С ограничивает площадь 0,0712 м^2 (712 см^2) и, вычитая площадь 4 арматурных стержней, получим

$$A = 0{,}0712 - 4 \cdot 0{,}001256 = 0{,}0662 \text{ м}^2 \text{ (662 см}^2),$$

сторона эквивалентного по площади квадратного сечения 0,257 м.

При $\frac{l_o}{h} = \frac{4{,}20}{0{,}257} = 16{,}3$ и $\frac{N_l}{N} = 0$, находим $\varphi_b = \varphi_{sb} = 0{,}8785$.

Принимаем $\varphi = 0{,}8785$.

$$N \leqslant 0{,}8785\,(34{,}9 \cdot 0{,}0662 + 433 \cdot 0{,}0201 \cdot 0{,}5325)\,10^6 = 0{,}8785\,(12{,}313 + 4{,}638) \times$$

$$\times 10^6 = 6{,}1 \cdot 10^6 \text{ Н} = 6100 \text{ кН } (622 \text{ тс}).$$

Интерполируя данные о несущей способности колонн после 2 и 3 ч огневого воздействия получим, что несущая способность 7500 кН достигается при

$$\tau = 2 + \frac{8800 - 6960}{8800 - 6100} - 1 = 2{,}68 \text{ ч}.$$

Предел огнестойкости колонн 2,65 ч позволяет применять их в зданиях любой степени огнестойкости.

Рассмотрим также вариант этой колонны с использованием арматуры класса Ат-У [R_{sn} = 450 МПа; R_{scf} = 450/0,9 = 500 МПа (5100 кгс/см^2)], площадью сечения $A_{s,tot}$ = 0,01287 м^2 (128,7 см^2) (16 стержней диаметром 32 мм), площадь сечения одного стержня $A_{s1} = 8{,}04 \cdot 10^{-4}$ м^2 (8,04 см^2); остальные показатели остаются неизменными. Расположение арматуры (рис. 3, *б*) a_1 = 0,05 м (5 см), a_3 = 0,15 м (15 см). Приложены постоянные и длительные нагрузки, расчетное значение которых 7800 кН. Принимая коэффициент надежности по нагрузке γ_f = 1,15, получим нормативную нагрузку 6780 кН.

Прогрев колонны принимаем по данным ЕКБ.

Рассчитаем несущую способность колонны после 2 ч огневого воздействия.

Для угловых стержней арматуры имеем t_1 = 645°С, γ_{st1} = 0,12; для стержней, расположенных у боковых поверхностей – t_2 = 425°С, γ_{st2} = 0,8; для центральных стержней t_3 = 85°С, γ_{st} = 1; γ_{st} = (4 · 0,12 + 8 · 0,8 + 4 · 1) / /16 = 0,68.

Критическая температура бетона на гранитном заполнителе по табл. 7 t_{cr} = 500°С. Изотерма 500°С ограничивает площадь 0,096 м^2 (960 см^2) и, вычитая площадь 12 арматурных стержней, расположенных внутри этой изотермы, получим площадь бетона, нагретого до $t \leq t_{cr}$ = 500°С;

A = 0,096 – 12 · 0,000804 = 0,08635 м^2 (863,5 см^2),

сторона эквивалентного по площади квадратного сечения h = 0,294 м.

При $\frac{l_0}{h} = \frac{4,20}{0,294} = 14,3$ и $\frac{N_l}{N} = 0$, находим $\varphi_b = \varphi_{sb}$ = 0,8885.

Принимаем φ = 0,8885.

$N \leqslant \varphi(R_{bf}A + R_{scf}A_{s,tot}\gamma_{st})$;

$N \leqslant$ 0,8885 (34,9 · 0,08635 + 500 · 0,01287 · 0,68) 10^6 = 0,8885 (3,017 + 4,376) x

x10^6 = 6,57 · 10^6 Н = 6570 кН (670 тс).

Так как 6570 кН < 6780 кН, то предел огнестойкости колонны менее 2 ч.

Для увеличения предела огнестойкости колонны целесообразно заглубить расположенную по периметру сечения колонны арматуру. Примем a_1 = 0,06 м (6 см), оставив неизменным расположение 4 центральных стержней a_3 = = 0,15 м (15 см).

После 2 ч огневого воздействия для угловых стержней арматуры имеем: t_1 = 550°С, γ_{st1} = 0,30; для стержней, расположенные у боковых поверхностей t_2 = 340°С, γ_{st2} = 1; для центральных стержней – t_3 = 85°С, γ_{st3} = = 1;

γ_{st} = (4 · 0,30 + 8 · 1 + 4 · 1) /16 = 0,825.

Изотерма 500°С ограничивает площадь 960 см площадь бетона с $t \leq t_{cr}$ = = 500°С A = 0,08635 м^2 (863,5 см^2), сторона эквивалентного по площади квадратного сечения 0,294 м.

При $\frac{l_0}{h} = \frac{4,20}{0,294} = 14,3$ и $\frac{N_l}{N} = 0$ находим $\varphi_b = \varphi_{sb}$ = 0,8885. Принимаем φ = 0,885.

$N \leqslant 0{,}8885\,(34{,}9 \cdot 0{,}08635 + 500 \cdot 0{,}01287 \cdot 0{,}825)\,10^6 = 0{,}8885\,(3{,}017 +$

$+ 5{,}308)\,10^6 = 7{,}4 \cdot 10^6$ Н $= 7400$ кН (755 тс).

Так как 7400 кН > 6780 кН, то предел огнестойкости колонны более 2 ч.

После 3 ч огневого воздействия для угловых стержней арматуры имеем: $t_1 = 705^{\circ}$С, $\gamma_{st1} = 0{,}048$; для стержней, расположенных у боковых поверхностей – $t_2 = 480^{\circ}$С; $\gamma_{st2} = 0{,}58$; для центральных стержней – $t_3 = 170^{\circ}$С, γ_{st3}

$$\gamma_{st} = (4 \cdot 0{,}048 + 8 \cdot 0{,}58 + 4 \cdot 1)/16 = 0{,}552.$$

Изотерма 500°С ограничивает площадь 0,0712 м^2 (712 см^2) и, вычитая площадь 12 арматурных стержней, расположенных внутри этой изотермы, получим площадь бетона с $t \leqslant t_{cr} = 500^{\circ}$С.

$$A = 0{,}0712 - 12\ 0{,}000804 = 0{,}06155 \text{ м}^2\ (615{,}5 \text{ см}^2),$$

сторона эквивалентного по площади квадратного сечения 0,248 м.

При $\frac{l_o}{h} = 16{,}9$ и $\frac{N_l}{N} = 0$, находим $\varphi_b = \varphi_{sb} = 0{,}871$.

Принимаем $\varphi = 0{,}871$.

$N \leqslant 0{,}871\,(34{,}9 \cdot 0{,}06155 + 500 \cdot 0{,}01287 \cdot 0{,}552)\,10^6 = 0{,}871\,(2{,}150 + 3{,}552) \times$

$\times 10^6 = 4{,}97 \cdot 10^6$ Н $= 4970$ кН (501 тс).

Интерполируя данные о несущей способности колонны после 2 и 3 ч огневого воздействия, получим, что несущая способность 6780 кН достигается при $\tau = 2 + \frac{7400 - 6780}{7400 - 4970} \cdot 1 = 2{,}25$ ч. Предел огнестойкости колонны 2,25 ч позволяет применять ее в зданиях II–У степеней огнестойкости.

Пример 7. Бетонная панель для несущей межкомнатной стены

Дано. Размеры сечения: толщина 0,12 м (12 см), высота 2,8 м (280 см), условная ширина 1 м (100 см), платформенное опирание и соответственно расчетная высота $l_o = 0{,}8 \cdot 2{,}8 = 2{,}24$ м (224 см); тяжелый бетон класса В15 [$R_b = 8{,}5$ МПа (86,7 кгс/см^2), $R_{bn} = 11$ МПа (112 кгс/см^2), $R_{bu} = 11/0{,}83 =$ $= 13{,}25$ МПа (135,2 кгс/см^2), $E_b = 23 \cdot 10^3$ МПа ($235 \cdot 10^3$ кгс/см^2)], армирование конструктивное. Нормативная величина постоянных и длительных нагрузок 260 кН/м (26,5 тс/м), суммарный эксцентриситет с учетом случайного 0,01 м (1 см) от оси симметрии панели.

Требуется определить. Предел огнестойкости панели.

Расчет. Предел огнестойкости по теплоизолирующей способности в соответствии с п. 3.5 определяем по табл. 8. Он равен 2,5 ч.

Гарантированный предел огнестойкости стен по несущей способности при условии расположения суммарной силы в средней трети толщины поперечного сечения стены равен 1 ч в соответствии с п. 2.24 "Пособия по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов", Стройиздат, 1985.

В рассматриваемом случае эксцентриситет меньше, что должно повысить предел огнестойкости. Определим несущую способность панели при $\tau = 1{,}5$ ч (пп. 2.4, 2.5)

Для расчета прогрева принимаем тяжелый бетон с большей температуропроводностью, т.е. на гранитном щебне: по табл. 10 – $a_{red} = 0{,}00133$ м^2/ч, по табл. 11 – $\varphi_1 = 0{,}62$; по табл. 7 – $t_{cr} = 500^{\circ}$С.

Поскольку СТ СЭВ 1000-78 при огневых испытаниях несущих стен предусматривает односторонний обогрев, то и расчет выполним для одностороннего обогрева.

В соответствии с разд. 6 определим толщину слоя бетона, прогретого до

$$t \geq t_{cr} = 500^{\circ}\text{C}: r = 1 - \sqrt{\frac{500 - 20}{1200}} = 0{,}0675; \; l = \sqrt{12 \cdot 0{,}00133 \cdot 1{,}5} = 0{,}155 \text{ м}$$

$$\delta = 0{,}3675 \cdot 0{,}155 - 0{,}62\sqrt{0{,}00133} = 0{,}05696 - 0{,}02261 = 0{,}0344 \approx 0{,}034 \text{ м}$$

(3,4 см).

Отбросив в соответствии с п. 2.4 этот слой бетона, определим несущую способность бетонной панели толщиной $h = 0{,}12 - 0{,}034 = 0{,}086$ м (8,6 см), приняв худший случай, что в панели нагрузка была смещена к обогреваемой стороне. Получим для рассчитываемой панели $l_o = 0{,}07 - 0{,}086/2 =$ $= 0{,}027$ м (2,7 см).

Расчет внецентренно сжатой бетонной панели выполним в соответствии с пп. 3.4, 3.5 СНиП 2.03.01–84: при $M_1/M = 0$ имеем $\varphi_l = 1$; $\delta_e = l_o/h = 0{,}027/0{,}086 = 0{,}314$, $\delta_{e,min} 0{,}5 - 0{,}01\, l_o/h - 0{,}01 R_b = 0{,}5 - 0{,}01 \cdot 2{,}24/0{,}086 - 0{,}01 \cdot 8{,}6 = 0{,}5 - 0{,}26 - 0{,}086 = 0{,}154$ и принимаем $\delta_e = 0{,}314$.

Определим условную критическую силу

$$N_{cr} = \frac{8 E_b J}{\varphi_l l_o^2}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + \delta_e} + 0{,}1\right) = \frac{8}{12} \cdot \frac{23 \cdot 10^3 \cdot 10^6 \cdot 1 (0{,}086)^3}{1 (2{,}24)^2} \times$$

$$\times \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}314} + 0{,}1\right) = 0{,}711 \cdot 10^6 \text{ Н} = 711 \text{ кН (72,5 тс)}.$$

Для нагрузки $N = 260$ кН имеем $\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1{,}576$; $A_b = bh(1 - 2e_o \eta/h) = 1 \cdot 0{,}086(1 - 2 \cdot 0{,}027 \cdot 1{,}576/0{,}086) = 0{,}086 \cdot 0{,}00996 = 8{,}57 \cdot 10^{-4}$ м^2 (8,57 см^2); $N \leqslant \alpha R_{bf} A_b = 1 \cdot 13{,}25 \cdot 10^6 \cdot 8{,}57 \cdot 10^{-4} = 1{,}114 \cdot 10^4$ Н $= 11{,}4$ кН (1,15 тс).

Таким образом, нагрузка в 260 кН не выдерживается.

Проверим выдерживается ли нагрузка в 180 кН $\eta = 1/(1 - 180/711) = 1{,}339$; $A_b = 1 \cdot 0{,}086(1 - 2 \cdot 0{,}027 \cdot 1{,}339/0{,}086) = 1{,}37 \cdot 10^{-2}$ м^2 (137 см^2); $N \leqslant 1 \cdot 13{,}25 \cdot 10^6 \cdot 1{,}37 \cdot 10^{-2} = 181$ кН (18,5 тс).

Таким образом, после 1,5 ч огневого воздействия несущая способность панели 180 кН < 260 кН.

Определим несущую способность панели при $\tau = 1{,}15$ ч.

Толщина слоя бетона, прогретого до $t \geq t_{cr} = 500^{\circ}$С: $r = 0{,}3675$; $l = \sqrt{12 \times 0{,}00133 \cdot 1{,}15} = 0{,}1354$ м (13,54 см). $\delta = 0{,}3675 \cdot 0{,}1354 - 0{,}62\sqrt{0{,}00133} =$

$= 0{,}4979 - 0{,}02261 = 0{,}0272 = 0{,}027$ м (2,7 см).

Рассчитаем несущую способность бетонной панели толщиной $h = 0{,}12 - 0{,}027 = 0{,}093$ м (9,3 см), нагруженной с эксцентриситетом $l_o = 0{,}07 - 0{,}093/2. = 0{,}0235$ м (2,35 см): $\varphi_l = 1$; $\delta_e = l_o/h = 0{,}0235/0{,}093 = 0{,}2527$; $\delta_{e,min} = 0{,}5 - 0{,}01 \cdot 2{,}24/0{,}093 - 0{,}01 \cdot 8{,}6 = 0{,}5 - 0{,}241 - 0{,}086 = 0{,}173$ принимаем $\delta_e = 0{,}2527$.

Определим условную критическую силу

$$N_{cr} = \frac{8}{12}\,\frac{23 \cdot 10^3 \cdot 10^6 \cdot 1\,(0{,}093)^3}{1\,(2{,}24)^2}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}2527} + 0{,}1\right) = 1{,}012 \cdot 10^6 \text{ Н} =$$

$= 1012$ кН (103 тс).

Для нагрузки $N = 260$ кН имеем $\eta = 1/(1 - 260/1012) = 1{,}345$; $A_b = 1 \times 0{,}093(1 - 2 \cdot 0{,}0235 \cdot 1{,}345/0{,}093) = 2{,}978 \cdot 10^{-2}$ м^2 (297,8 см^2); $N \leqslant 1 \cdot 13{,}25 \times 10^6 \cdot 2{,}978 \cdot 10^{-2} = 395$ кН (40 тс).

Нагрузка в 260 кН выдерживается.

Проверим выдерживается ли нагрузка в 320 кН $\eta = 1/(1 - 320/1012) = 1{,}462$; $A_b = 1 \cdot 0{,}093(1 - 2 \cdot 0{,}0235 \cdot 1{,}462/0{,}093) = 2{,}429 \cdot 10^{-2}$ м^2 (242,9 см^2); $N \leqslant 1 \cdot 13{,}25 \cdot 10^6 \cdot 2{,}429 \cdot 10^{-2} = 322$ кН (32,8 тс).

Таким образом, после 1,15 ч огневого воздействия несущая способность панели 321 кН.

Интерполяцией определяем предел огнестойкости панели

$$\tau = 1{,}15 + \frac{321 - 260}{321 - 180}0{,}35 = 1{,}3 \text{ ч}.$$

Принимаем предел огнестойкости панели 1,3 ч.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Предисловие 3
Основные термины и их определения 3
1. Общие положения 4
2. Расчет несущей способности бетонных и железобетонных конструкций при огневом воздействии 5
3. Расчет температуры прогрева в сечениях бетонных и железобетонных конструкций, обогреваемых по стандартному температурному режиму 7
4. Расчет температуры бетона и арматуры в сплошных сечениях бетонных и железобетонных конструкций 9
5. Расчет толщин слоев бетона, прогреваемых до критических температур за заданное время 10
6. Расчет толщин защитных слоев бетона, обеспечивающих достижение критических температур в арматуре в заданное время 12
7. Расчет времени достижения критической температуры в растянутой арматуре плоской односторонне обогреваемой конструкции при заданной толщине защитного слоя 12

Приложение 1. Таблицы и графики, используемые при расчете пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций 13
Приложение 2. Примеры расчета 22

Нормативно-производственное издание

НИИЖБ Госстроя СССР

**Рекомендации
по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций**

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией Л.Г. Б а л ь я н
Редактор М.В. Н и к о л ь с к а я
Мл. редактор Н.И. Р я б и н и н а
Технический редактор Р.Я. Л а в р е н т ь е в а
Операторы Л.В. М а р и н а, М.В. К а р а м н о в а
Корректор С.А. З у д и л и н а
Н/К

Подписано в печать 24.11.86 Т – 19307 Формат 60x90 1/16
Бумага кн.журн. Печать офсетная Усл. печ.л. 2,5
Усл. кр.-отт. 2,75 Уч.-изд.л. 2,52 Тираж 23 000 экз.
Изд. № XII – 1021 Цена 15 коп. Зак.2231

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская 23а

Московская типография №4 Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли

129041, Москва, Б. Переяславская ул., 46

gost.e-ecolog.ru