

**РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**

1. Метод расчета по допускаемым напряжениям

Этот метод расчета исторически сформировался первым; в нем за основу взята стадия II НДС и приняты следующие допущения:

- 1. напряжения в бетоне растянутой зоны принимают равными нулю;*
- 2. бетон сжатой зоны деформируется упруго, а зависимость между напряжениями и деформациями линейная согласно закону Гука;*
- 3. нормальные к продольной оси сечения плоские до изгиба остаются плоскими после изгиба, т.е. выполняется гипотеза плоских сечений;*
- 4. напряжения в бетоне и арматуре ограничиваются допускаемыми напряжениями:*

$$\sigma_{bi} \leq [\sigma_b];$$

$$\sigma_{si} \leq [\sigma_s]$$

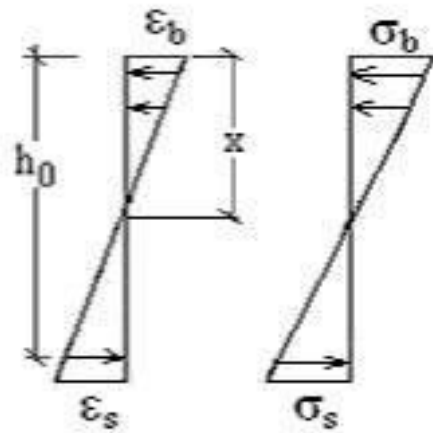
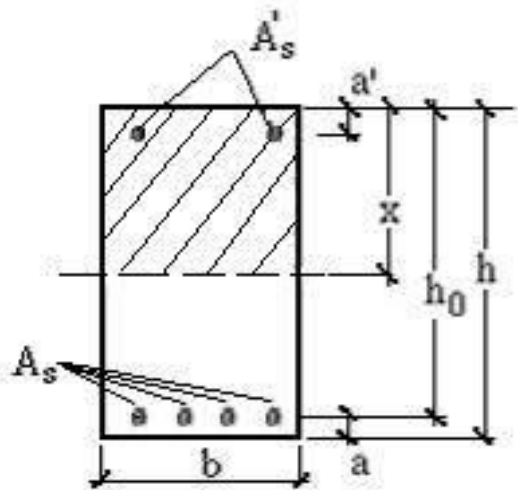
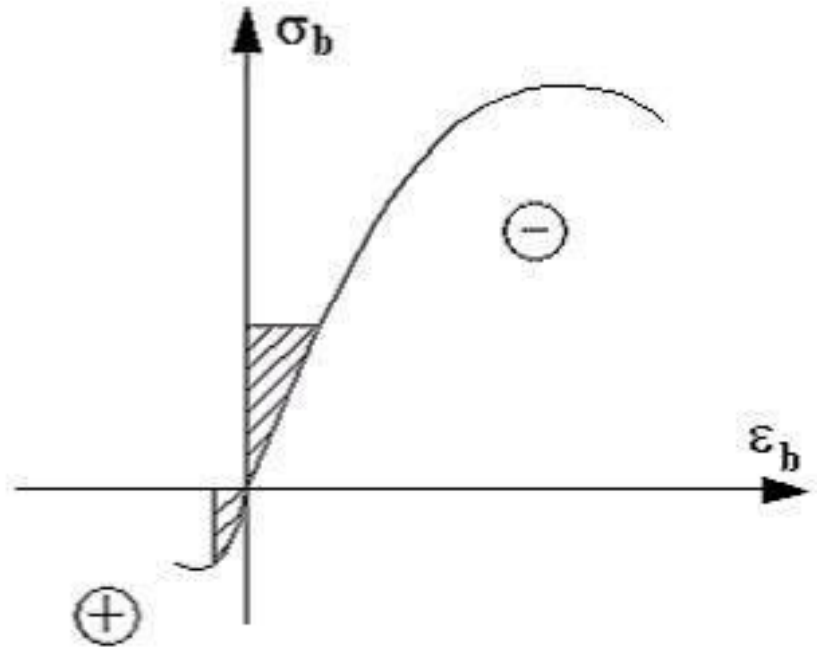
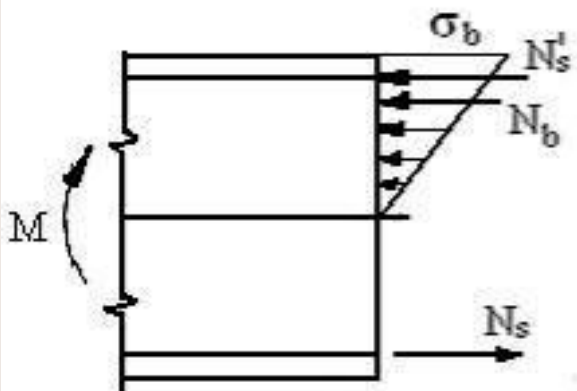


Рис. 5.1. К расчету балки по допускаемым напряжениям

Как следствие этих допущений, в бетоне сжатой зоны принимается треугольная эпюра напряжений и постоянное значение отношения модулей упругости материалов $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$.

$$\begin{aligned}\varepsilon_s &= \varepsilon_b; & \sigma_s &= E_s \cdot \varepsilon_s; \\ \frac{\sigma_s}{E_s} &= \frac{\sigma_b}{E_b} & \sigma_b &= E_b \cdot \varepsilon_b\end{aligned}$$

В соответствии с подобием треугольников, изображенных на рис. 5.1:

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{h_0 - x}{x}; \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{h_0 - x}{x} \cdot \varepsilon_b$$

$$\frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{h_0 - x}{x} \cdot \frac{\sigma_b}{E_b};$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b};$$

$$\sigma_s = \frac{h_0 - x}{x} \cdot \alpha \cdot \sigma_b$$

Краевое напряжение в бетоне определяется как для приведенного однородного сечения:

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_{red}}$$

Напряжения в растянутой и сжатой арматурах:

$$\sigma_s = \frac{\alpha \cdot M \cdot (h_0 - x)}{I_{red}} \quad \sigma'_s = \frac{\alpha \cdot M \cdot (x - a')}{I_{red}}$$

Момент инерции приведенного сечения равен:

$$I_{red} = \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_s \cdot (h_0 - x)^2 + \alpha \cdot A'_s \cdot (x - a')^2$$

Статический момент приведенного сечения равен нулю:

$$S_{red} = \frac{b \cdot x^2}{2} - \alpha \cdot A_s \cdot (h_0 - x) + \alpha \cdot A'_s \cdot (x - a') = 0$$

Напряжения в бетоне и арматуре ограничиваются допускаемыми напряжениями, которые устанавливаются как некоторые доли временного сопротивления бетона сжатию и предела текучести арматуры:

$$[\sigma_b] \approx 0,45 \div 0,5R_b;$$

$$[\sigma_s] \approx 0,4 \div 0,5R_s$$

Основной недостаток метода расчета сечений по допускаемым напряжениям заключается в том, что бетон рассматривается как упругий материал. Действительное распределение напряжений в бетоне по сечению в стадии II не отвечает треугольной эпюре напряжений, а α – число непостоянное, зависящее от значений напряжения в бетоне.

Установлено, что действительные напряжения в арматуре меньше вычисленных, т.е. имеются большие запасы, которые приводят к перерасходу материалов.

2. Гипотеза о предельном равновесии

В 1933 году А. Ф. Лоллейт выдвинул гипотезу предельного равновесия и отказался от кинетической гипотезы.

Постулаты гипотезы предельного равновесия:

1. Перед разрушением сечение железобетонных конструкций находится в равновесии.

2. Перед разрушением материал конструкции находится в предельном состоянии.

3. Напряжения в бетоне растянутой зоны принимают равными нулю.

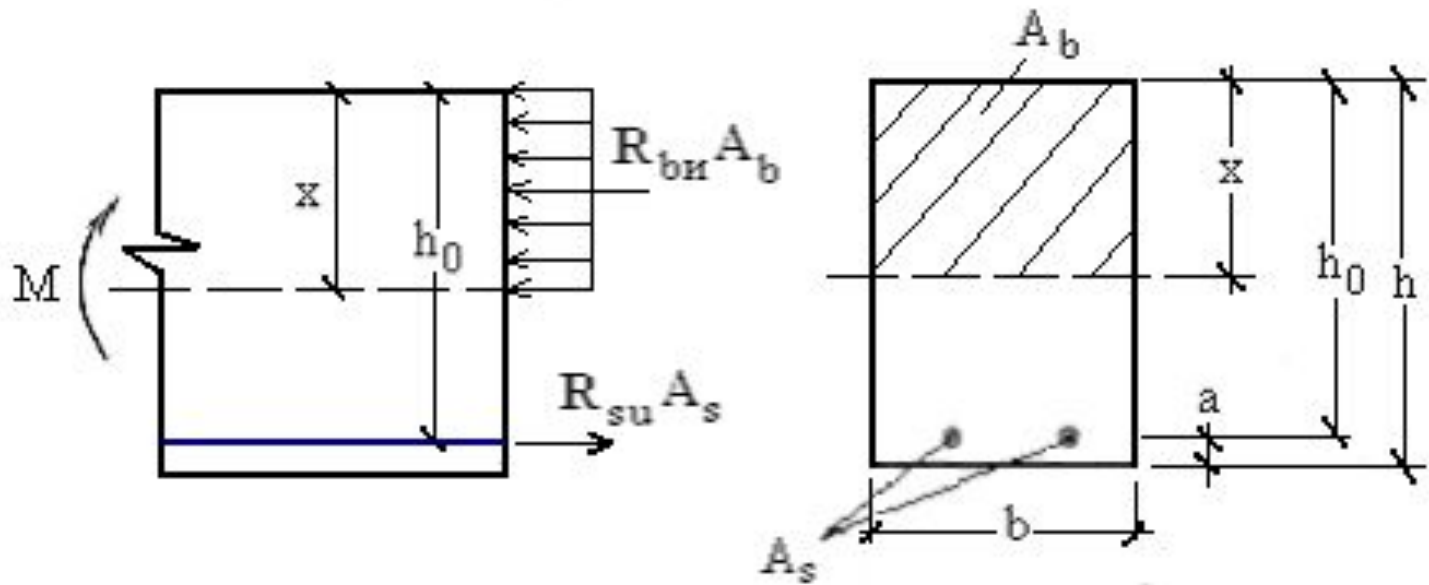


Рис. 5.2. Гипотеза о предельном равновесии

$$\sum x = 0 \quad R_{bII} \cdot A_b = R_{su} \cdot A_s;$$

$$\sum M = 0 \quad M - R_{bII} \cdot A_b \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 0$$

$$z_b = h_0 - \frac{x}{2} \quad \text{— плечо внутренней пары сил.}$$

3. Метод расчета сечений по разрушающим усилиям

Этот метод был разработан в 1935-1938 гг.

Основные гипотезы:

- 1. Метод расчета сечений исходит из стадии III НДС при изгибе.*
- 2. Напряжения в бетоне растянутой зоны принимают равными нулю;*
- 3. В основу положена гипотеза о предельном равновесии.*
- 4. В расчетные формулы вместо допускаемых напряжений вводят предел прочности бетона при сжатии и предел текучести арматуры.*

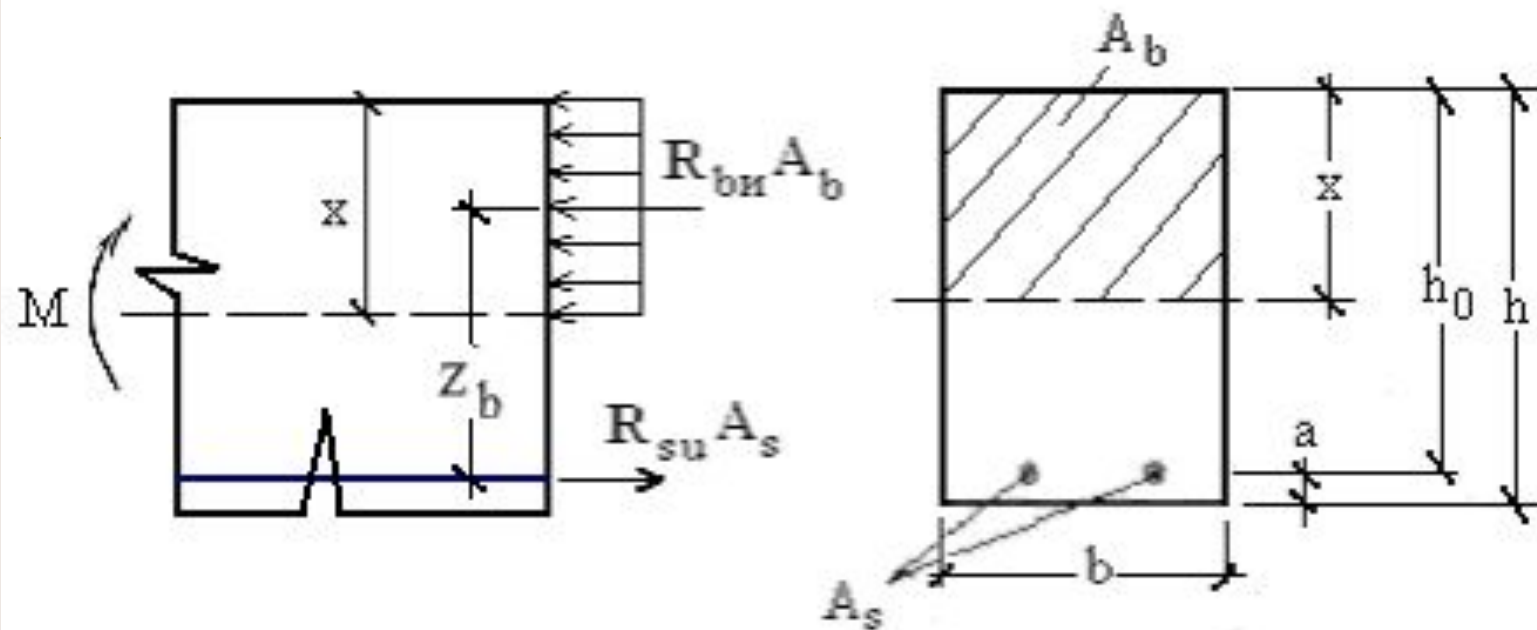


Рис. 5.3. К расчету балки по разрушающим усилиям

Достоинства:

Данный метод, учитывающий упругопластические свойства железобетона, более правильно отражает действительную деформирование сечений конструкций под нагрузкой.

При расчете по разрушающим усилиям в ряде случаев получается меньший расход арматурной стали по сравнению с расходом стали по методу допускаемых напряжений.

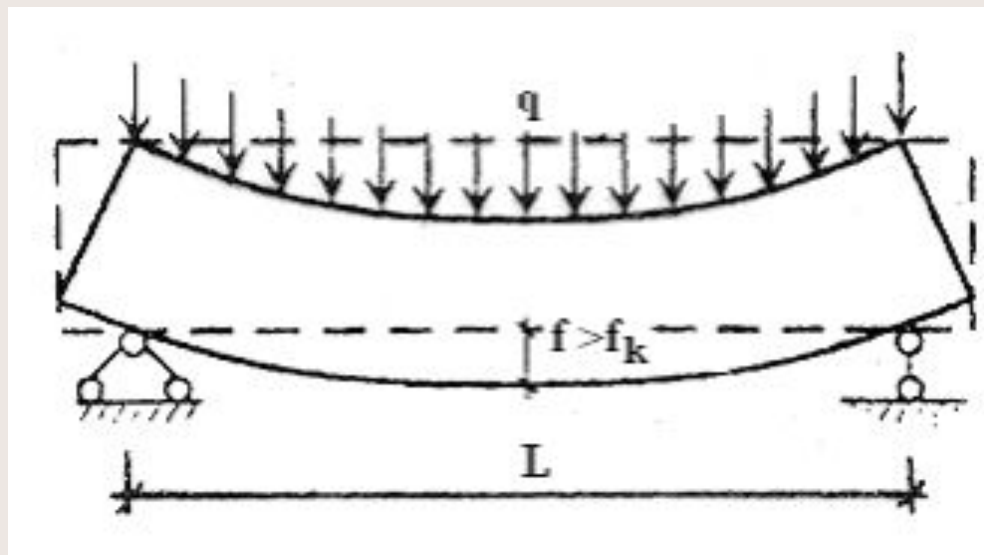
Недостатки:

- 1. Не охвачена жесткость и трещиностойкость конструкций.*
- 2. Коэффициент запаса складывается из разных коэффициентов*

$$K_3 = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \dots \cdot K_n;$$

4. Метод расчета сечений по предельным состояниям

Предельное состояние - это состояние конструкции, при наступлении которого конструкция перестает удовлетворять предъявленным к ней требованиям, т.е. теряет способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получает недопустимые значения деформаций или трещиностойкости.



5. Коэффициенты надежности метода расчета сечений по предельным состояниям

1 группа – степень ответственности зданий и сооружений.

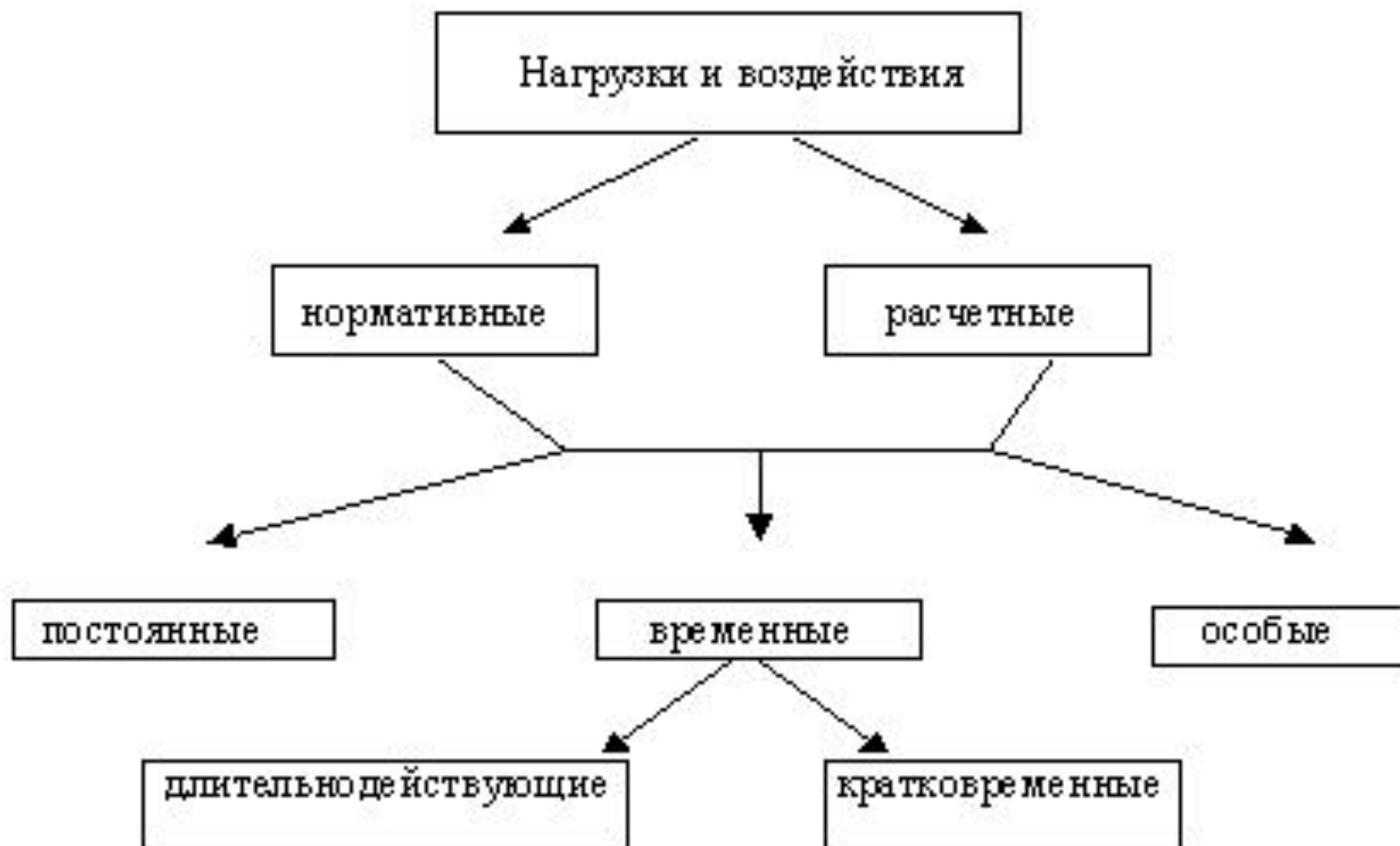
Эта группа определяется размером материального и социального ущерба при их преждевременном разрушении.

1 класс $\gamma_n = 1,0$ – здания и сооружения, разрушения которых приводит к очень серьезным последствиям (Чернобыльская АЭС, плотины, ГЭС, ТЭС);

2 класс $\gamma_n = 0,95$ – здания и сооружения, не входящие в 1 и 3 классы.

3 класс $\gamma_n = 0,9$ – различные склады, одноэтажные жилые дома, временные здания и сооружения.

II группа – нагрузки и воздействия.



Постоянные нагрузки - это вес несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений, вес и давление грунтов, воздействие предварительного напряжения железобетонных конструкций.

Длительнодействующие нагрузки - это вес стационарного оборудования на перекрытиях; давление газов, жидкостей в емкостях; установленная нормами часть временной нагрузки в жилых домах, в служебных и бытовых помещениях; нагрузки от подвесных кранов; снеговая нагрузка и т.д.

Кратковременные нагрузки - это вес людей, деталей, материалов; часть нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий; нагрузки при изготовлении, перевозке и монтаже конструкций; снеговые и ветровые, нагрузки от температурно-климатических воздействий.

Особые нагрузки - это сейсмические и взрывные воздействия; воздействия неравномерных деформаций основания, ведущие к изменению структуры грунта.

III группа – сопротивление материалов.

IV группа – условия изготовления и эксплуатации конструкций.

Для бетона существуют 12 коэффициентов условий работы (см. СНиП 2.03.01-84*, табл. 15).

Например, γ_{b1} – коэффициент, учитывающий многократно повторяющуюся нагрузку;

γ_{b2} – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки и условия твердения.

Значения коэффициента надежности по бетону при сжатии по СП 52-101-03 принимают равными:

1,3 - для предельных состояний по несущей способности (первая группа);

1,0 - для предельных состояний по эксплуатационной пригодности (вторая группа).

В необходимых случаях расчетные значения прочностных характеристик бетона умножают на коэффициенты условий работы g_{bi} по п.2.1.2.3.

В нормативных документах R_b – это предел кратковременной прочности без учета γ_{b2} , поэтому в расчетах учитывают $\gamma_{b2} \cdot R_b$.

γ_{b2} = 0,9 – длительная прочность;
= 1,0 – твердение под водой;
= 1,1 – монтаж конструкций.

Для арматуры существуют 9 коэффициентов условий работы (см. СНиП 2.03.01-84*, табл. 24*).

Например, γ_{s6} – коэффициент, учитывающий деформации напрягаемой арматуры выше предела текучести.

По СП 52-101-03 значение коэффициента надежности по арматуре γ_s принимают равным:

для предельных состояний первой группы:

1,1 - для арматуры классов А240, А300 и А400;

1,15 – для арматуры класса А500;

1,2 - для арматуры класса В500;

для предельных состояний второй группы $\gamma_s = 1,0$.