

Руководитель группы ПГС Горячева Н.В.
ООО МСК «Мост-К»

**Расчёт конструкций каркасных
железобетонных сборных многоэтажных
зданий
с учётом геометрической, физической
нелинейности и податливости
узловых соединений по
СП 356.1325800.2017
в среде
SCAD Office**

Список литературы

СП 356.1325800.2017 Конструкции каркасные железобетонные сборные многоэтажных зданий

Рекомендации по расчёту каркасов многоэтажных зданий с учётом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций
Рекомендации от 01.01.2002 ОАО ЦНИИПромзданий

СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2, 3)

**СП 356.1325800.2017 КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.
Расчет каркасной конструктивной системы.**

6.2.2 Расчет несущей конструктивной системы следует производить в пространственной постановке с учетом совместной работы надземных и подземных конструкций, фундамента и основания под ним.

Рекомендуется учитывать работу стен в составе каркаса, которые воспринимают часть горизонтальной нагрузки, что заметно повышает жесткость системы "каркас-стена" и изменяет значение и распределение усилий в его элементах.

Распределение перемещений по высоте связевого и рамного каркасов, работающих совместно со стенами, допускается принимать линейным.

6.2.3 Расчет несущих конструктивных систем производят с применением фактических жесткостей железобетонных элементов.

Жесткости железобетонных элементов определяют по поперечному сечению с учетом образования трещин, а также учитывая развитие неупругих деформаций в бетоне и арматуре по диаграммам состояния, соответствующих кратковременному и длительному действиям нагрузки.

При применении упрощенных диаграмм состояния бетона и арматуры жесткость железобетонных элементов на ее начальном участке определяется как для упругого тела. На следующих участках необходимо учитывать напряженное состояние по принятой диаграмме в соответствии с разделом 6 СП 63.13330.2012.

**СП 356.1325800.2017 КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.
Расчет каркасной конструктивной системы.**

6.2.4 Для определения начального армирования (первый этап) железобетонных элементов конструктивной системы рекомендуется учитывать нелинейную работу снижением их жесткостей с помощью понижающих коэффициентов.

Учитывая, что распределение усилий в элементах конструктивных систем зависит, в основном, не от значения, а от соотношения жесткостей этих элементов, при расчете по предельным состояниям первой и второй групп в первом приближении рекомендуется принимать модуль упругости материала равным с понижающими коэффициентами: 0,8 - для колонн, ригелей, плит перекрытий (покрытий) с учетом длительности действия нагрузки; 0,35 - для швов в узлах сопряжения конструкций.

6.2.5 На стадии уточнения расчета в конструктивной системе используются в качестве исходных данных значения сечений элементов и начального армирования, полученные на первом этапе.

6.2.7 Физическая модель многоэтажного каркасного здания из сборного железобетона должна представлять собой трехмерную систему, состоящую из фундаментов, расположенных на деформируемом основании, колонн, вертикальных элементов жесткости, объединенных сборными дисками перекрытий и покрытия, которые в свою очередь состоят из ригелей и опертых на них плит, узловых сопряжений и стыков всех сборных элементов, а также данных о физико-механических характеристиках применяемых материалов и узлов сопряжений.

**СП 356.1325800.2017 КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.
Расчет каркасной конструктивной системы.**

6.2.8 Распределение внутренних усилий в несущих элементах системы и характер перераспределения между ними внешних силовых воздействий следует определять жесткостью самих элементов и податливостью сопряжений. Поскольку жесткость железобетонных элементов и податливость узловых сопряжений во многом зависят от их напряженно-деформированного состояния, характеристик применяемых материалов и других параметров, связанных с условиями эксплуатации, то для расчета должны быть заданы начальные данные по физической модели - геометрия здания и его элементов, их физико-механические характеристики.

6.2.9 Для расчета пространственных конструктивных систем рекомендуется применять дискретные расчетные модели, используя программные комплексы с методом конечных элементов (МКЭ), в инструкциях к которым содержатся детализированные указания по их применению, в том числе по разбивке на участки.

6.2.12 В рамных балочных каркасах сопряжения ригелей с колоннами моделируются жесткими, а плит с ригелями в виде неподвижных шарниров, обеспечивающих свободный поворот в плоскости пролетов плит.

6.2.13 Сборные диски перекрытия и покрытия из плит сложных поперечных сечений моделируются в виде сплошных анизотропных пластин, работающих по балочной схеме, в направлении ортогонально расположению ригелей и объединенных связями сдвига в плоскости и из плоскости перекрытия. Продольные швы между плитами воспринимают только сжимающие и сдвигающие усилия.

**СП 356.1325800.2017 КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.
Расчет каркасной конструктивной системы.**

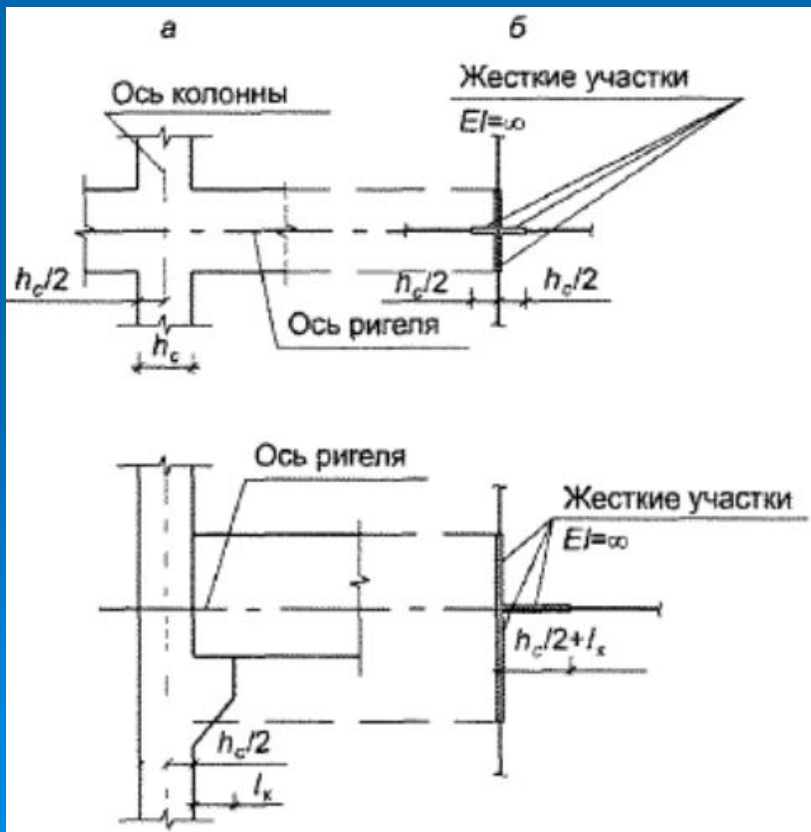
6.2.14 Стержневые элементы каркаса (ригели и колонны), наряду с диском перекрытия (плиты) - гибкие элементы несущей системы. При изгибе их продольная ось получает кривизну и возникающие местные деформации отличаются по длине элементов. Для достаточной точности учета изменения жесткости по длине таких элементов, их следует разбивать на участки с шагом, равным высоте сечения элемента в направлении наибольшего изгибающего момента. При этом для прямоугольных колонн за высоту следует принимать больший размер сечения.

СП 356.1325800.2017 КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.

Уточненные расчетные схемы каркаса.

6.3.1 В рамных каркасах рекомендуется учитывать повышенную деформативность в узлах сопряжения ригеля с колонной вследствие появления неупругих деформаций, образования и развития трещин.

6.3.4 В расчетной схеме рамного узла оси элементов следует принимать проходящими по линии центра тяжести сечения бетонного элемента.



В узле жесткость приопорного участка элемента в пределах высоты сечения элемента другого направления следует принимать равной бесконечности, а за расчетное опорное сечение следует принимать сечение в начале участка - по грани элемента другого направления (рисунок 6.1). При наличии консоли колонны длины жестких участков, равные половине высоты сечения колонны $h_c/2$, увеличиваются на длину этой консоли для ригеля и на среднюю высоту консоли для колонны (рисунок 6.1).

а — конструктивная; б - расчетная

Рис.6.1 Схема жестких узлов

**СП 356.1325800.2017 КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.
Уточненные расчетные схемы каркаса.**

6.3.7 Коэффициент угловой жесткости узла сопряжения ригеля с колонной C_φ равен отношению изгибающего момента M к соответствующему углу поворота φ опорного сечения ригеля относительно оси колонны:

$$C_\varphi = \frac{M}{\varphi}$$

Для рассматриваемых узлов типовых конструкций сопряжения ригеля с колонной коэффициент угловой жесткости стыка рекомендуется определять по формуле

$$C_\varphi = \frac{h_0^2}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{B_{Ci}} + \sum_{j=1}^m \frac{1}{B_{Tj}}}$$

где $\frac{1}{B_{Ci}}$ и $\frac{1}{B_{Tj}}$ - приращения смещений от единичных усилий соответственно в сжатой и растянутой зонах сечения стыка;

h_0 - расстояние между линиями измерения перемещений (расстояние от линии опирания ригеля или плиты перекрытия на консоль до центра тяжести растянутой или сжатой арматуры).

**СП 356.1325800.2017 КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.
Уточненные расчетные схемы каркаса.**

6.3.10 Для отдельного этажа изгибную жесткость диафрагмы следует определять по формуле:

$$D_{\text{изг}} = k_{\text{п}} k_{\text{а}} k_{\text{ш}} k_{\text{р}} E_b I$$

где I - момент инерции всего ослабленного проемами сечения диафрагмы;

E_b - модуль деформации бетона;

$k_{\text{п}}$ - коэффициент ползучести бетона, принимаемый равным: 0,85 при непродолжительном действии нагрузок и $1/(1+\varphi_{\text{b,cr}})$ - при продолжительном действии нагрузок,

где $\varphi_{\text{b,cr}}$ - коэффициент ползучести, значение которого принимают согласно 6.1.16 СП 63.13330.2012;

$k_{\text{а}} = 1,02$ - коэффициент, учитывающий наличие арматуры;

$k_{\text{ш}}$ - коэффициент, учитывающий податливость сварных соединений и определяемый по формуле:

$$k_{\text{ш}} = \frac{2,6\beta - 1,3}{2 + 3\beta}, \quad \beta = H/b$$

Здесь H и b - высота и ширина диафрагмы,

$k_{\text{р}}$ - коэффициент, учитывающий влияние перемычек над проемами и равный

$$k_{\text{р}} = \frac{1}{(p + 1)}$$

для этажа с одним проемом коэффициент p определяется по формуле (6.7)

**СП 356.1325800.2017 КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.
Уточненные расчетные схемы каркаса.**

Сдвиговую жесткость диаграммы допускается определять по формуле

$$D_{sh} = k_{\pi} k_a G A$$

G - модуль сдвига бетона стенки равный $0,4E_b$;

A - площадь диафрагмы без учета проемов

6.3.15. Жесткость ядра при кручении следует определять по формуле

$$D = k_{\pi} k_a k_{ш} k_{p,кр} G_b I_{кр}$$

где $k_{p,кр}$ - коэффициент, учитывающий влияние перемычек над проемами в стенах ядра, определяемый по формуле 6.11

$I_{кр}$ - момент инерции свободного кручения, определяемый по формуле 6.13

6.3.16 ... Из-за податливости многочисленных швов жесткость дисков перекрытия и покрытия существенно снижается по сравнению со сплошным монолитным перекрытием. Снижение допускается учитывать введением пониженного значения модуля упругости при постоянном соотношении между приведенными модулями сдвига и упругости, принимаемом для сборных перекрытий при качественной заделке швов в соответствии с 6.2.4.

СП 356.1325800.2017 КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.

Учет физической и геометрической нелинейности.

6.4.1 Расчет многоэтажных каркасных зданий следует производить по пространственным расчетным схемам с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей и взаимодействия с грунтом основания.

6.4.2 Для железобетонных конструкций физическая нелинейность вызывается неупругими деформациями бетона и арматуры в элементах и узловых сопряжениях, а также возникающими в них трещинами. Значение физической нелинейности деформирования материалов зависит от уровня и знака возникающих в них напряжений.

6.4.3 Под геометрической нелинейностью понимают нарушение линейной зависимости между нагрузкой и перемещениями, вызванное возникновением дополнительных усилий при деформировании конструкции или отдельных ее элементов. Учет геометрической нелинейности допускается осуществлять с помощью уравнений, связывающих перемещения с деформациями или уравнений равновесия.

СП 356.1325800.2017 КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.

Учет физической и геометрической нелинейности.

6.4.4 Для узловых сопряжений сборных железобетонных элементов характерен особый вид нелинейности - конструктивной. Она заключается в том, что омоноличенные части узлов, при отсутствии в них металлических связей, сопротивляются сжатию, но не сопротивляются растяжению. Это приводит к различной деформативности таких узлов при действии на них знакопеременных усилий.

6.4.5 При анализе зданий по дискретно-континуальной модели и в практических методах расчета нелинейность деформирования элементов и связей следует учитывать введением обобщенных коэффициентов, корректирующих их жесткостные характеристики или перемещения.

6.4.6 Численные методы, в том числе метод конечных элементов (МКЭ), позволяют задавать деформационные свойства отдельным частям конструкции независимо от остальных элементов. Это дает возможность описывать физическую нелинейность каждого элемента на основании его диаграммы деформирования и уровня напряжений. При этом следует учитывать, что МКЭ предусматривает постоянство жесткостных характеристик в пределах конечного элемента. Поэтому учет физической нелинейности требует увеличения частоты разбивки конструкции на конечные элементы.

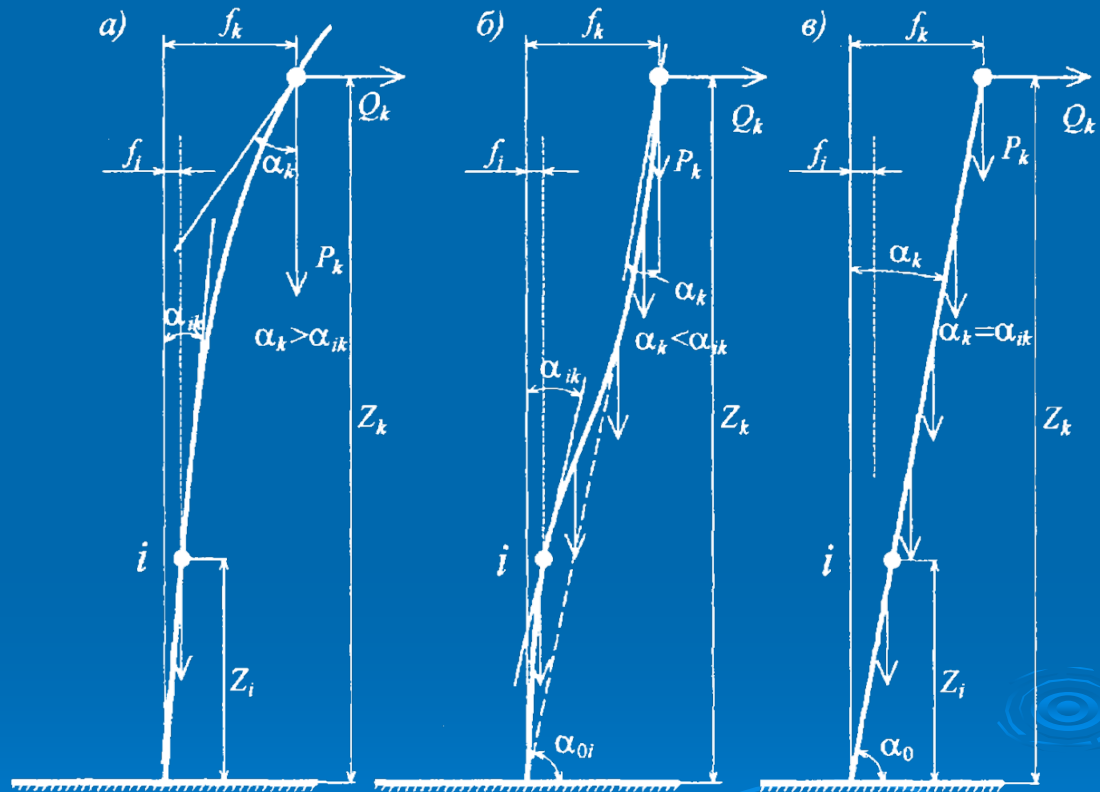
Учет геометрической нелинейности

Метод отклоняющих сил для учёта
геометрической нелинейности

$$Q_k = P_k \cdot \operatorname{tg} \alpha_k$$

$$Q_k = P_k \frac{f_k}{Z_k}$$

$$f_k = \frac{H}{500}$$



Расчётные схемы к определению горизонтальных сил при
продольном изгибе

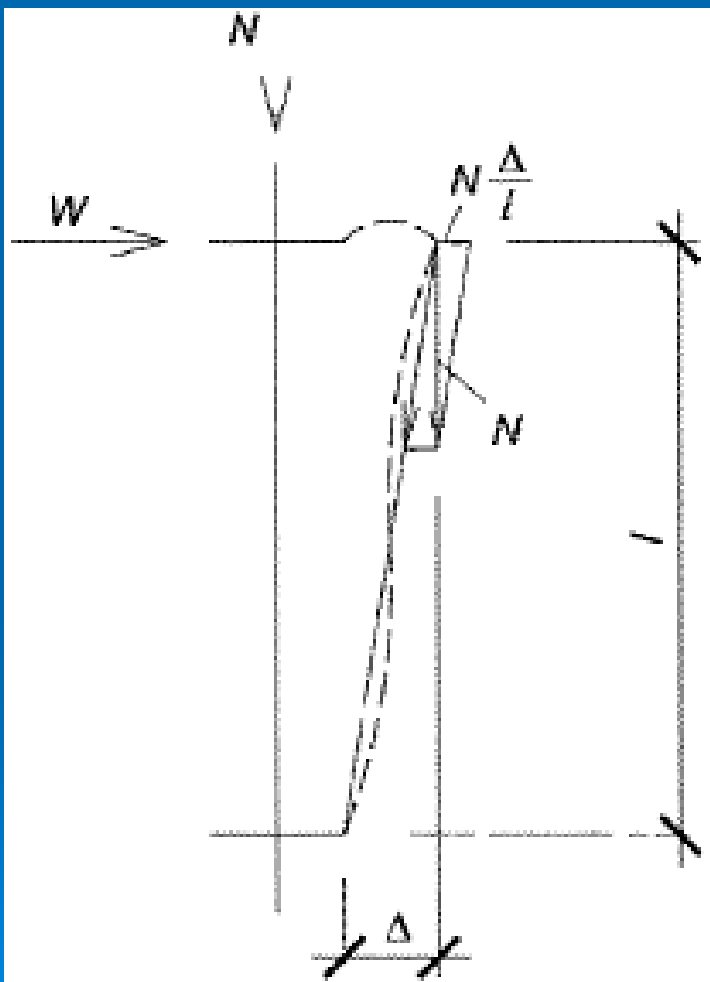
а – в сплошных и проёмных диафрагмах;

б – в связевых устоях и рамах с жёсткими узлами;

в – при представлении эпюры прогибов прямой линией

СП 356.1325800.2017 КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.

Упрощенный учет деформированной схемы.



А.21 Учет влияния деформированной схемы при расчете рамных каркасов на действие горизонтальных нагрузок выполняется путем добавления к этим нагрузкам так называемых "отклоняющих сил", равных $\Sigma N \frac{\Delta}{l}$,

где Δ - смещение перекрытия этажа относительно его низа, определенное с учетом деформированной схемы, N - сумма продольных сил во всех колоннах этажа, l - высота этажа (рисунок А.8). Таким образом, расчет ведется по недеформированной схеме на действие суммарных горизонтальных нагрузок.

Рисунок А.8 - К учету деформированной схемы с помощью отклоняющих сил

**СП 356.1325800.2017 КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.
Упрощенный учет деформированной схемы.**

А.22 Поскольку силы, действующие на элементы жесткости выше рассматриваемого этажа, прямо пропорциональны относительному смещению перекрытия этого этажа, эти силы, определенные по недеформированной схеме, допускается умножать на коэффициент η определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - 1,2 \frac{\Delta \Sigma N}{l \Sigma W}}$$

где Δ - относительное смещение перекрытий этажа, определенное по недеформированной схеме при действии сил ΣW ;

ΣN - сумма продольных сил во всех колоннах при данном элементе жесткости;

ΣW - сумма вышерасположенных горизонтальных нагрузок, приложенных к части каркаса, относящейся к данному элементу жесткости.

СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции.

п.5.1.2 Расчет бетонных и железобетонных конструкций (линейных, плоскостных, пространственных, массивных) по предельным состояниям первой и второй групп производят по напряжениям, усилиям, деформациям и перемещениям, вычисленным от внешних воздействий в конструкциях и образуемых ими системах зданий и сооружений **с учетом физической нелинейности** (неупругих деформаций бетона и арматуры), возможного **образования трещин** и в необходимых случаях - **анизотропии, накопления повреждений и геометрической нелинейности** (влияние деформаций на изменение усилий в конструкциях).

Физическую нелинейность и анизотропию следует учитывать в определяющих соотношениях, связывающих между собой напряжения и деформации (или усилия и перемещения), а также в условиях прочности и трещиностойкости материала.

В статически неопределимых конструкциях следует учитывать **перераспределение усилий** в элементах системы вследствие образования трещин и **развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре** вплоть до возникновения предельного состояния в элементе. При отсутствии методов расчета, учитывающих неупругие свойства железобетона, а также для предварительных расчетов с учетом неупругих свойств железобетона усилия и напряжения в статически неопределимых конструкциях и системах допускается определять в предположении упругой работы железобетонных элементов. При этом **влияние физической нелинейности рекомендуется учитывать путем** корректировки результатов линейного расчета на основе данных экспериментальных исследований, **нелинейного моделирования**, результатов расчета аналогичных объектов и экспертных оценок.

5.2.8 Расчет железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели производят на основе диаграмм состояния бетона и арматуры, исходя из гипотезы плоских сечений. Критерием прочности нормальных сечений является достижение предельных относительных деформаций в бетоне или арматуре.

Требования к расчету железобетонных элементов по деформациям

5.5.1 Расчет железобетонных элементов по деформациям производят из условия, по которому прогибы или перемещения конструкций от действия внешней нагрузки не должны превышать предельно допустимых значений прогибов или перемещений

$$f \leq f_{ult} \quad (5.4)$$

5.5.2 Прогибы или перемещения железобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик железобетонного элемента в сечениях по его длине (кривизна, углы сдвига и т.д.).

Жесткость рассматриваемого сечения железобетонного элемента определяют по общим правилам сопротивления материалов: для сечения без трещин - как для условно упругого сплошного элемента, а для сечения с трещинами - как для условно упругого элемента с трещинами (принимая линейную зависимость между напряжениями и деформациями). Влияние неупругих деформаций бетона учитывают с помощью приведенного модуля деформаций бетона, а влияние работы растянутого бетона между трещинами - с помощью приведенного модуля деформаций арматуры.

Расчет деформаций железобетонных конструкций с учетом трещин производят в тех случаях, когда расчетная проверка на образование трещин показывает, что трещины образуются. В противном случае производят расчет деформаций как для железобетонного элемента без трещин.

Кривизну и продольные деформации железобетонного элемента также определяют по нелинейной деформационной модели исходя из уравнений равновесия внешних и внутренних усилий, действующих в нормальном сечении элемента, гипотезы плоских сечений, диаграмм состояния бетона и арматуры и средних деформаций арматуры между трещинами.

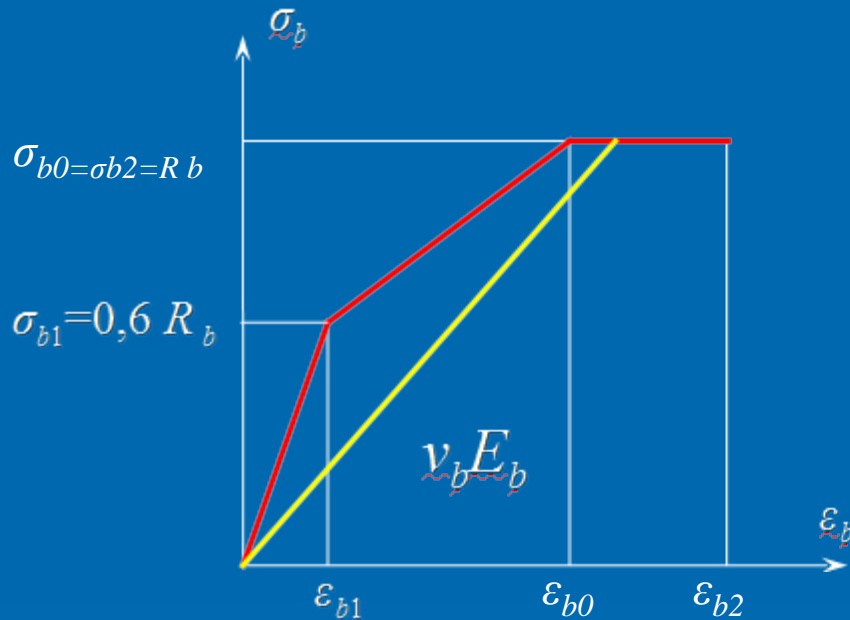
6.1.19 Диаграммы состояния бетона используют при расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели.

В качестве рабочих диаграмм состояния тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, принимают упрощенные трехлинейную и двухлинейную диаграммы (рисунки 6.1, *а*, *б*) по типу диаграмм Прандтля.

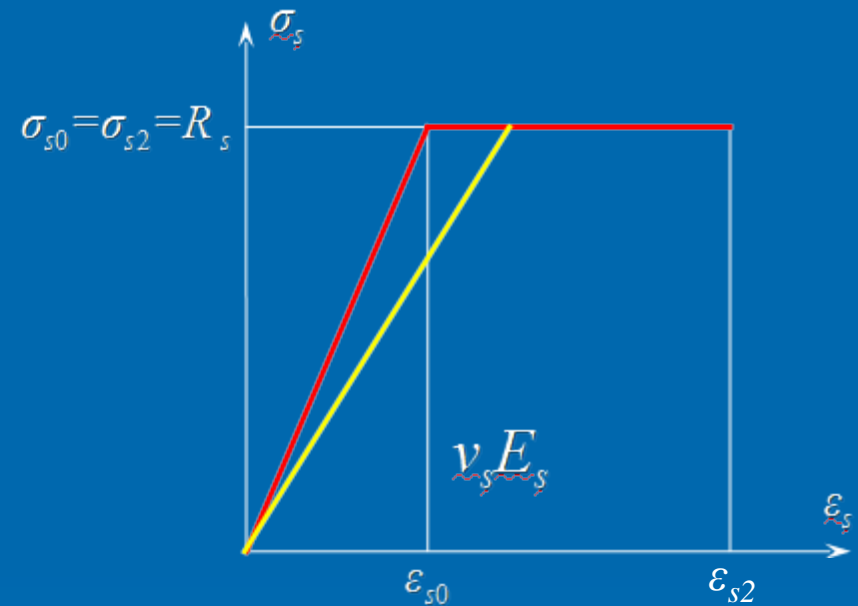
6.1.25 При расчете деформаций железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели при отсутствии трещин для оценки напряженно-деформированного состояния в сжатом и растянутом бетоне используют трехлинейную диаграмму состояния бетона с учетом непродолжительного и продолжительного действия нагрузки. При наличии трещин для оценки напряженно-деформированного состояния сжатого бетона помимо указанной выше диаграммы используют, как наиболее простую, двухлинейную диаграмму состояния бетона с учетом непродолжительного и продолжительного действия нагрузки.

СП 63.13330.2012

Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения Актуализированная редакция СП 52-101-2003



Трёхлинейная диаграмма состояния
сжатого бетона



Двухлинейная диаграмма состояния
растянутой (сжатой) арматуры

8.1.23... Значения коэффициентов ν_{bi} и ν_{sj} определяют как соотношение значений напряжений и деформаций для рассматриваемых точек соответствующих диаграмм состояния бетона E_b и арматуры E_s , принятых в расчете, деленное на модуль упругости бетона и арматуры (при двухлинейной диаграмме состояния бетона - на приведенный модуль деформации сжатого бетона $E_{b,red}$).

СП 63.13330.2012

Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения Актуализированная редакция СП 52-101-2003

8.1.24 Расчет нормальных сечений железобетонных элементов по прочности производят из условий

$$\begin{aligned} |\varepsilon_{b,max}| &\leq \varepsilon_{b,ult}; \\ |\varepsilon_{s,max}| &\leq \varepsilon_{s,ult}; \end{aligned}$$

где

$\varepsilon_{b,max}$ – относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация наиболее растянутого стержня арматуры в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{s,max}$ – предельное значение относительной деформации бетона при сжатии;

$\varepsilon_{s,ult}$ – предельное значение относительной деформации удлинения арматуры.

СП 63.13330.2012

Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения
Актуализированная редакция СП 52-101-2003

$$M_x = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{13} \cdot \varepsilon_0$$

$$N = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{33} \cdot \varepsilon_0$$

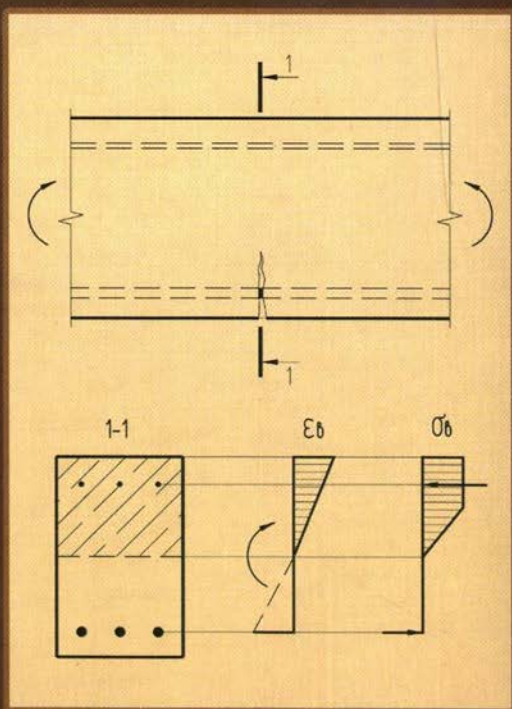
$$D = \frac{M_x}{1/r_x} = D_{11} + \frac{D_{13}^2}{D_{33}}$$

Э.Н. Кодыш И.К. Никитин Н.Н. Трекин

РАСЧЁТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

из тяжелого бетона

по прочности трещиностойкости и деформациям

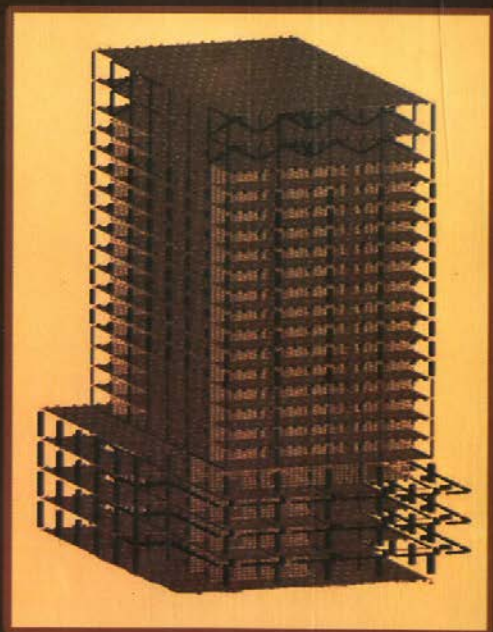


Следует отметить, что определение кривизн для внецентренно сжатых элементов в целях проверки их прогибов, как правило, не является актуальным. Кривизны таких элементов могут использоваться для определения жесткостей участков этих элементов, равных $M/(I/r)$ - при расчете рам с учетом физической нелинейности с использованием компьютерных программ. В этом случае деформации сжатия бетона могут превысить значение $\epsilon_{b1,red}$ и, следовательно, следует учитывать трапециевидную эпюру сжимающих напряжений и использовать ее вплоть до достижения крайней деформацией бетона значения ϵ_{b2} .

Таким образом, принятая деформационная модель позволяет определять жесткость сечения при любых моментах вплоть до предельных по прочности, что отсутствовало в прежних нормах.

Э.Н.Кодыш Н.Н.Трекин И.К.Никитин

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ С ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КАРКАСОМ



Поскольку продольные силы колонн слабо зависят от жесткостей элементов, кривизны при каждой итерации удобнее определять, пользуясь заранее построенными диаграммами $M-(1/r)_1$, $M-(1/r)_2$ и $M-(1/r)_3$ при фиксированных продольных силах N , полученных при 1-й итерации. При этом 1-я диаграмма строится при N от всех нагрузок, учитывая непродолжительное действие нагрузок, 2-я и 3-я диаграммы - при N от суммы постоянных и длительных нагрузок, учитывая соответственно непродолжительное и продолжительное действие нагрузок.

Эти диаграммы можно строить по некоторым характерным точкам, соединяя их потом прямыми линиями.

...Можно обойтись без решения систем уравнений для колонны, если применять упрощенное определение реакции колонн от единичных деформаций при жесткостях, постоянных по длине и равных эквивалентным жесткостям $B_{эkv}$.

Для каждого вида вычисляемой реакции эти эквивалентные жесткости определяются из равенства соответствующих реакций, определяемых из расчета по недеформированной схеме колонны с переменными (действительными) жесткостями и с постоянной (эквивалентной) жесткостью...

...Если из предварительных расчетов известны примерные отношения $B_{эkv}/E_bI$ для колонн и ригелей, то расчет рамы по деформированной схеме по сложности принципиально не отличается от обычного расчета. Пользуясь таким расчетом, можно подбирать армирование элементов с выбором невыгоднейших расположений временных нагрузок на ригелях рамы...

...Как показали расчеты, отношения $B_{эkv}/E_bI$ обычно находятся в пределах 0,4-0,8.

СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий

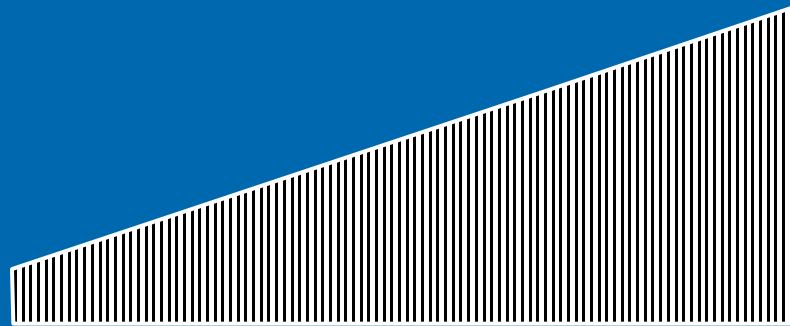
6.2.6 На первой стадии расчета для оценки усилий в элементах конструктивной системы допускается принимать приближенные значения жесткостей элементов, имея в виду, что распределение усилий в элементах конструктивных систем зависит не от величины, а, в основном, от соотношения жесткостей этих элементов ... В первом приближении рекомендуется принимать модуль упругости материала равным E_b с понижающими коэффициентами: 0,6 - для вертикальных сжатых элементов; 0,3 - для плит перекрытий (покрытий) с учетом длительности действия нагрузки.

На последующих стадиях расчета жесткости следует определять согласно п.6.2.5.

Учет физической нелинейности

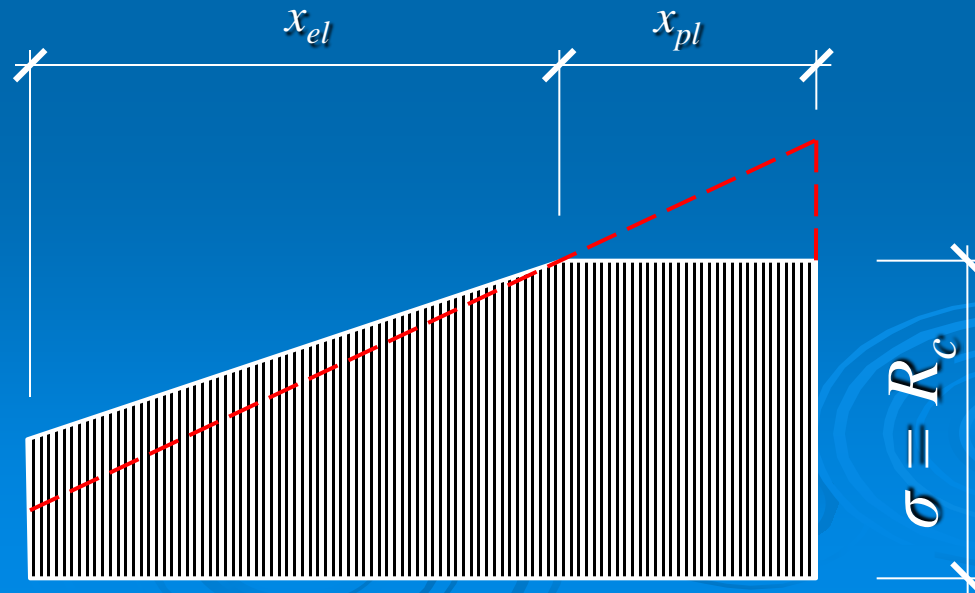
Эпюра напряжений в диафрагме жёсткости из предположения упругой работы бетона

$$\sigma_{\min} = \left(1 - 6 \frac{e_{0h}}{h}\right) \cdot \frac{N}{A}$$



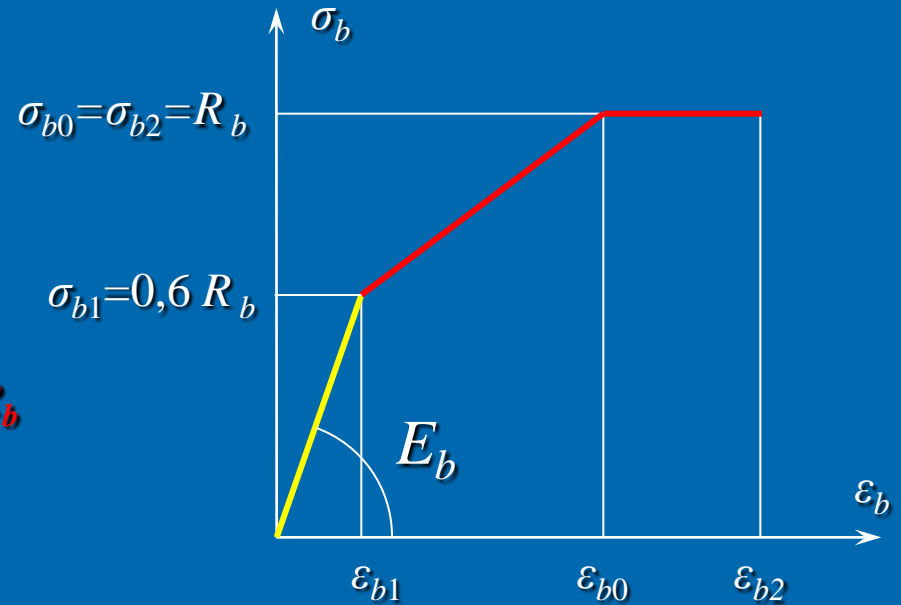
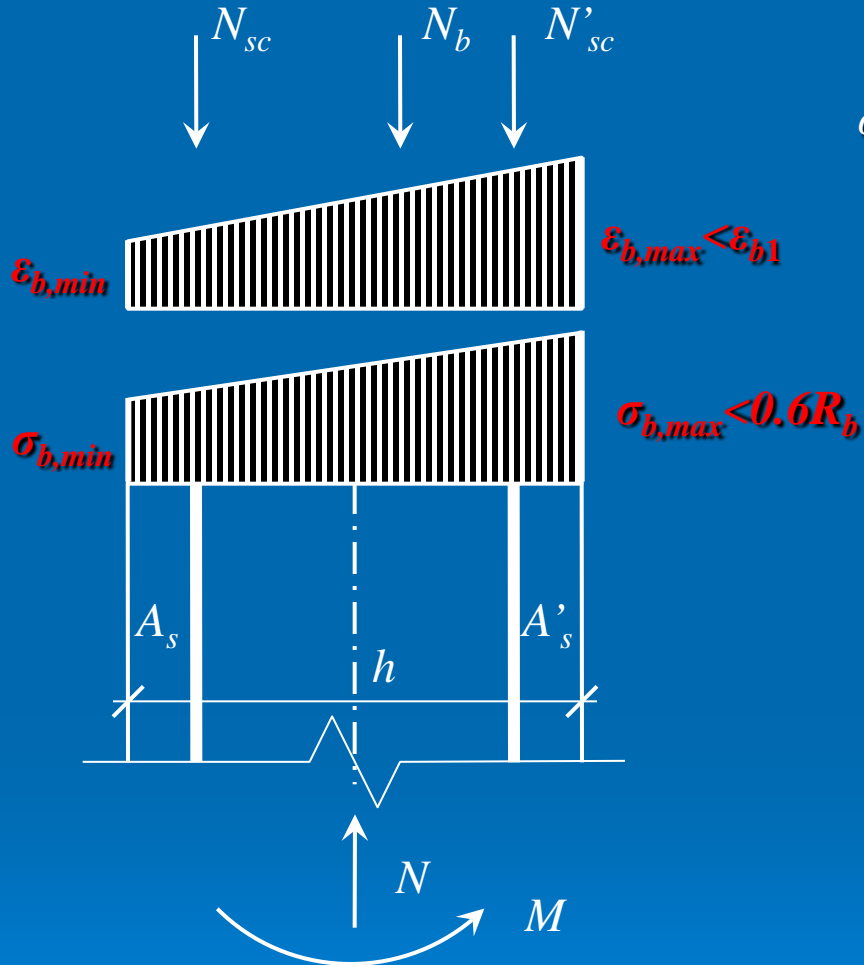
$$\sigma_{\max} = \left(1 + 6 \frac{e_{0h}}{h}\right) \cdot \frac{N}{A}$$

Фактическая эпюра напряжений в диафрагме жёсткости



Внецентренно сжатые элементы

Полностью сжатое сечение



$$E_{b1} = E_b = \frac{0.6 R_{b,ser}}{\epsilon_{b1}}$$

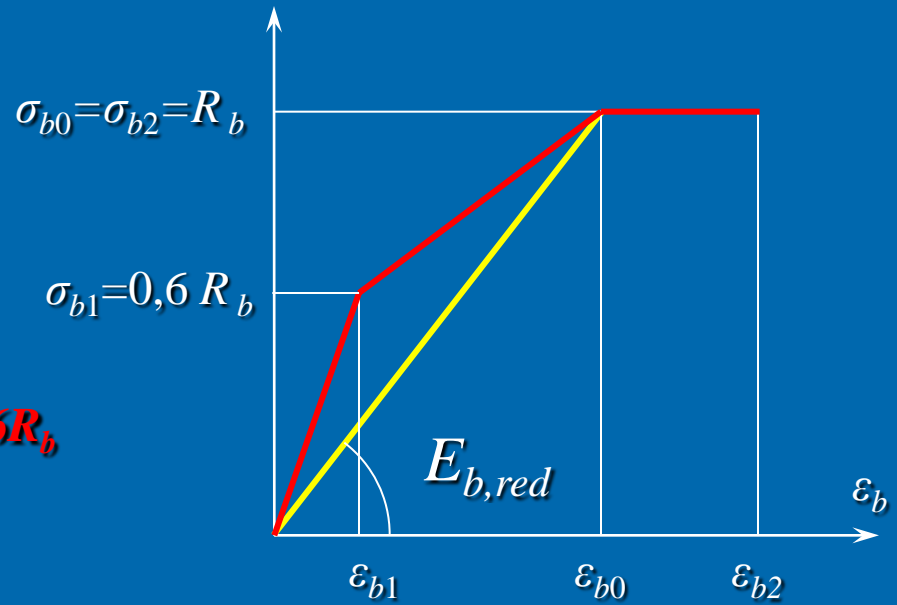
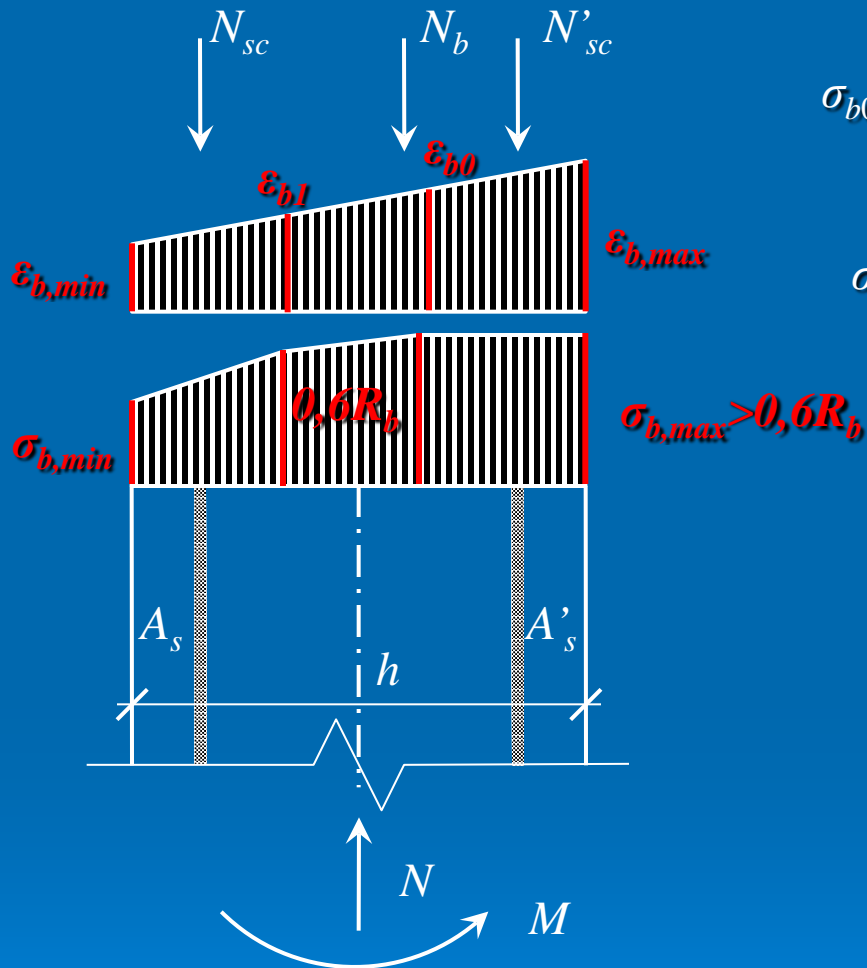
$$D_0 = E_{b1} \cdot I = const$$

$$k = \frac{D_0}{D_0} = 1$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{b,max} - \epsilon_{b,min}}{h}$$

Внецентренно сжатые элементы

Полностью сжатое сечение



$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\epsilon_{b0}}$$

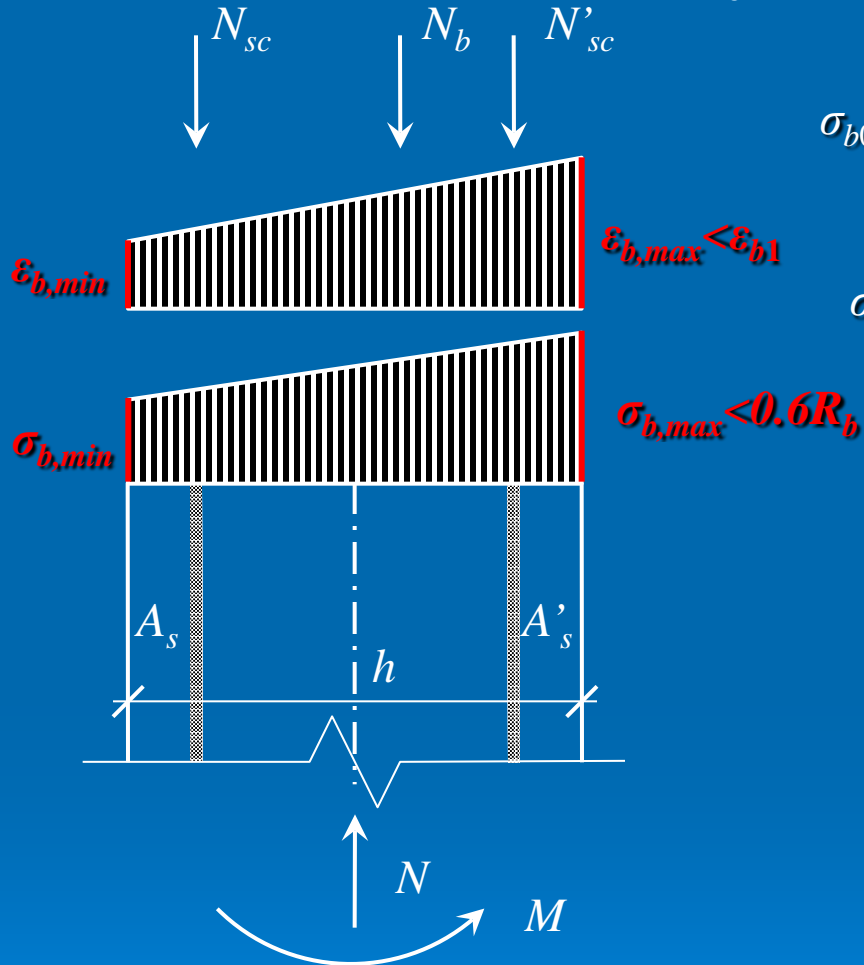
$$D = E_{b,red} \cdot I = const$$

$$k = \frac{D}{D_0} < 1$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{b,max} - \epsilon_{b,min}}{h}$$

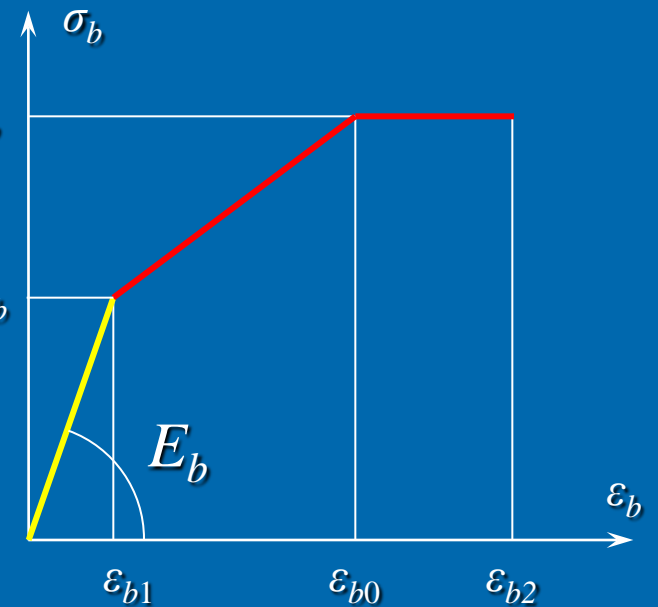
Внецентренно сжатые элементы

Сжато-растянутое сечение без трещин



$$\sigma_{b0} = \sigma_{b2} = R_b$$

$$\sigma_{b1} = 0,6 R_b$$



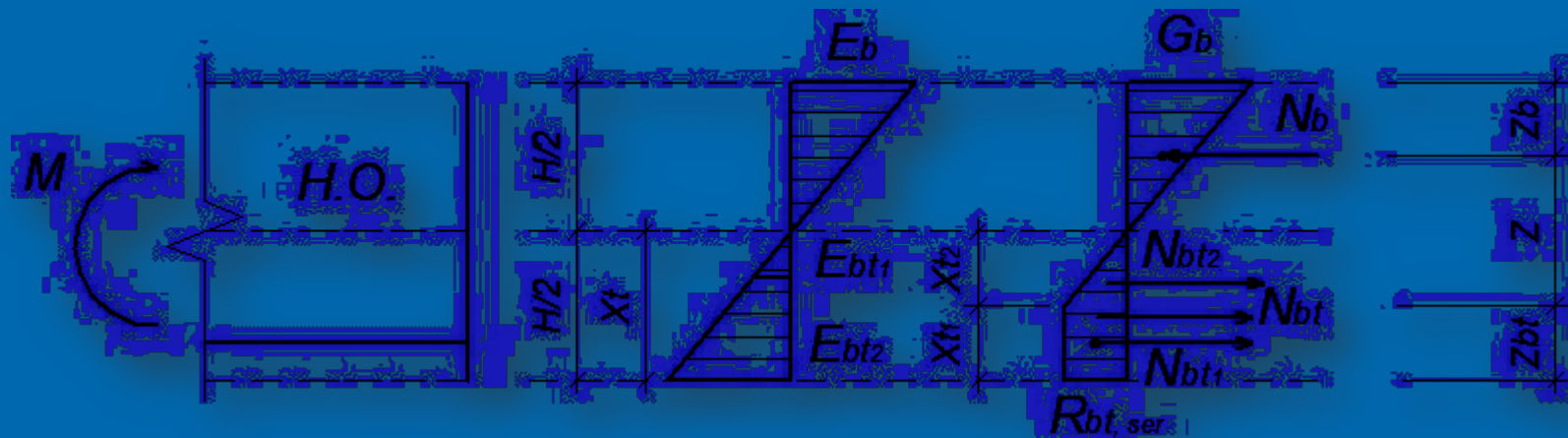
$$E_{b1} = E_b = \frac{0,6R_{b,ser}}{\epsilon_{b1}}$$

$$D_0 = E_{b1} \cdot I = const$$

$$k = \frac{D_0}{D_0} = 1$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{b,max} - \epsilon_{b,min}}{h}$$

1 стадия напряженного состояния



$$\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bt_2}} = \frac{x_t}{h - x_t} ; x_t = \frac{h}{2} ; \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bt_2}} = 1 ; \varepsilon_b = \varepsilon_{bt_2}$$

$$\varepsilon_{bt_2} = 0,00015 ; \varepsilon_{bt_1} = 0,00008$$

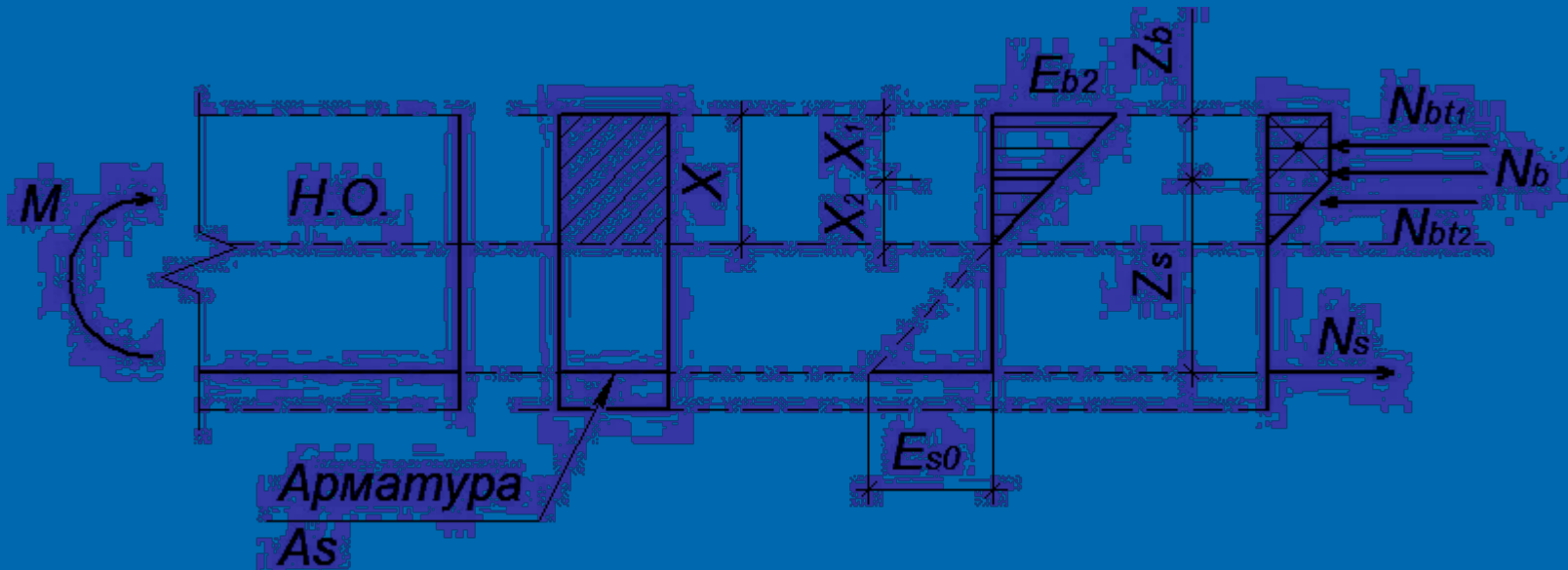
$$\frac{x_{t_2}}{x_t} = \frac{\varepsilon_{bt_1}}{\varepsilon_{bt_2}} = \frac{0,00008}{0,00015} = \frac{1}{2} ; x_{t_2} = \frac{1}{2} * x_t = \frac{h}{4}$$

$$x_{t_1} = x_{t_2} = \frac{h}{4} ; N_{bt} = N_{bt_1} + N_{bt_2}$$

$$N_{bt_1} = R_{bt} * b * x_{t_1} = R_{bt} * b * \frac{h}{4}$$

$$N_{bt_2} = \frac{1}{2} * R_{bt} * b * x_{t_2} = \frac{1}{2} * R_{bt} * b * \frac{h}{4}$$

3 стадия напряженного состояния



$$\varepsilon_{b_1,red} = 0,0015; \varepsilon_{b_2} = 0,0035$$

$$\frac{x_2}{x} = \frac{\varepsilon_{b_1,red}}{\varepsilon_{b_2}} = \frac{0,0015}{0,0035} = \frac{3}{7}; x_2 = \frac{3}{7} x$$

$$x_1 = x - x_2 = \frac{7}{7} x - \frac{3}{7} x = \frac{4}{7} x; x_1 = \frac{4}{7} x$$

$$N_b = N_{b_1} + N_{b_2}$$

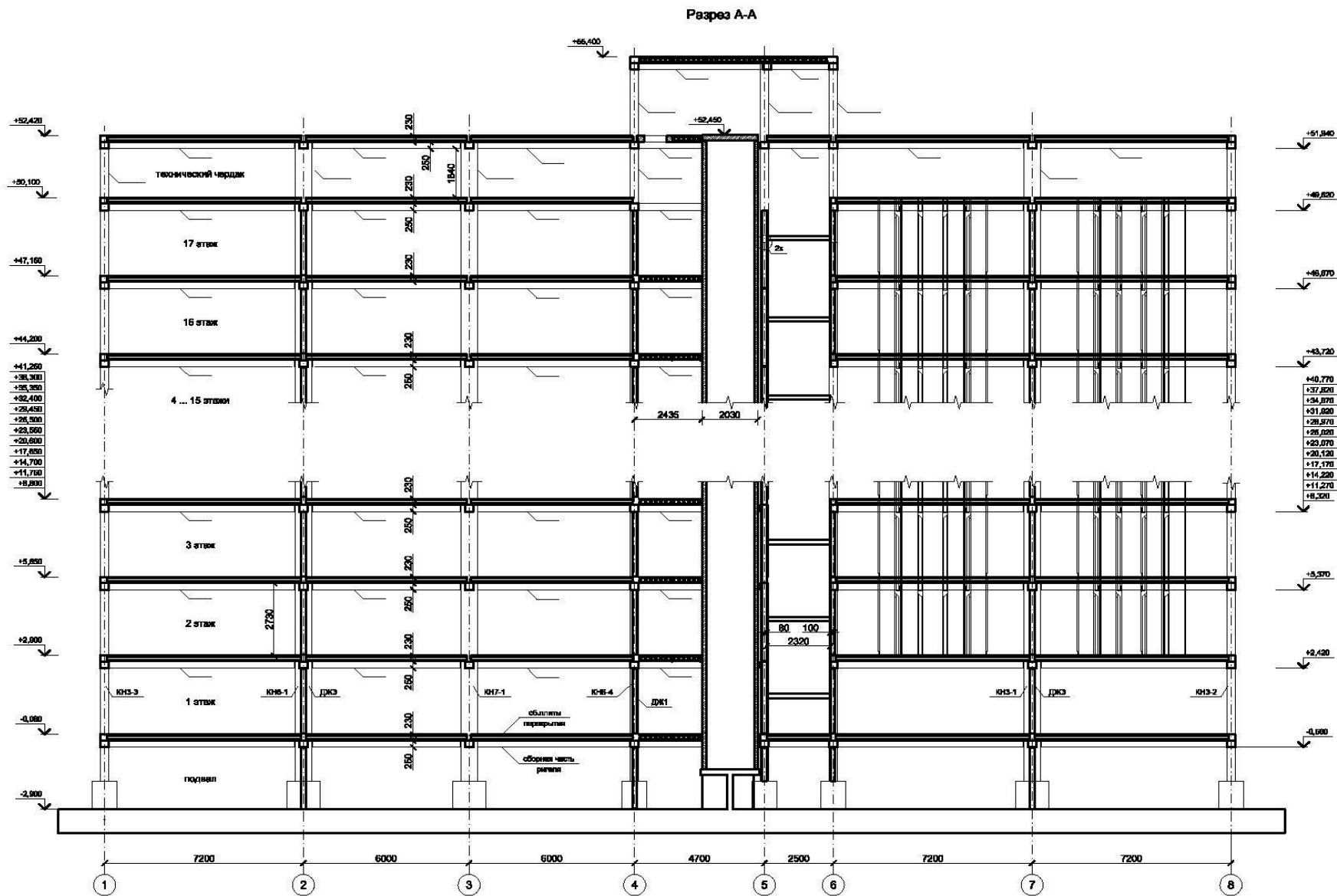
$$N_{b_1} = R_b * b * x_1 = \frac{4}{7} * R_b * b * x$$

$$N_{b_2} = \frac{1}{2} * R_b * b * x_2 = \frac{3}{2 * 7} * R_b * b * x$$

$$N_b = \frac{4}{7} * R_b * b * x + \frac{3}{2 * 7} * R_b * b * x = \frac{11}{14} * R_b * b * x$$

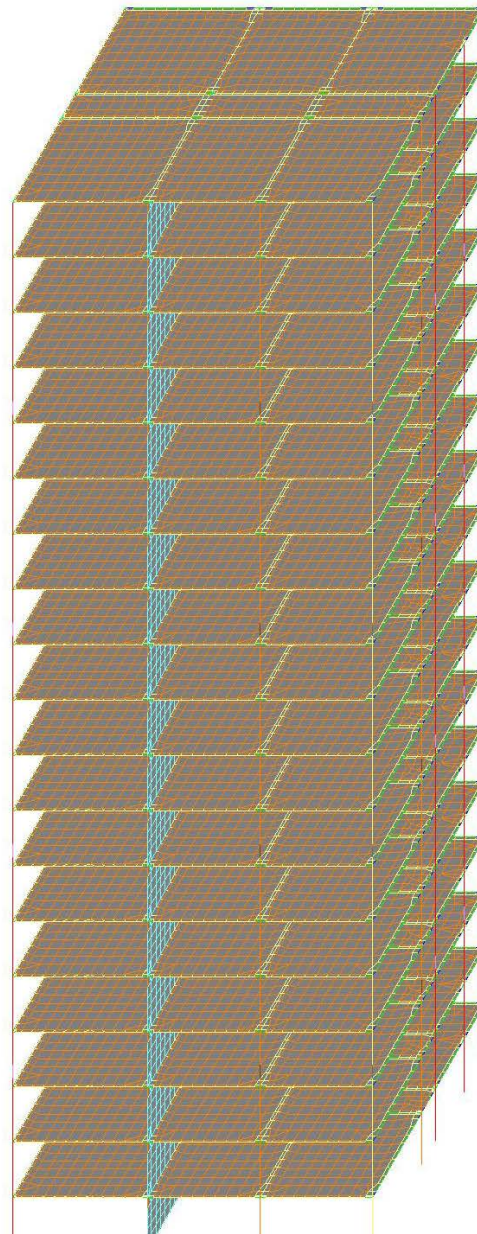
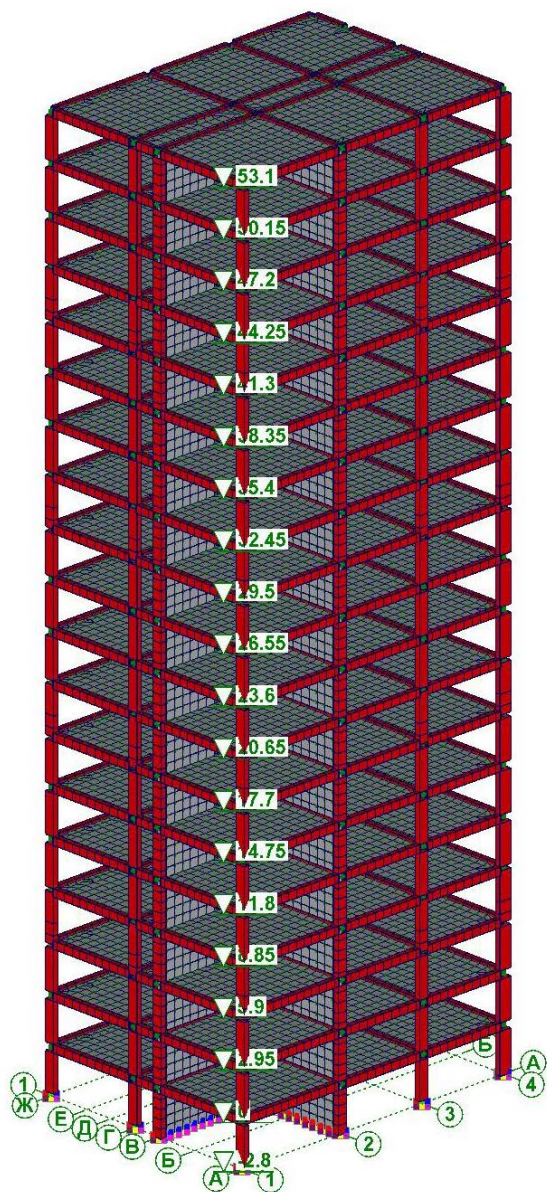
Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Нижний Новгород

Разрез А-А.



Расчет 18-этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Нижний Новгород

Расчетная схема с предварительно назначенными жесткостями



Жесткости элементов:

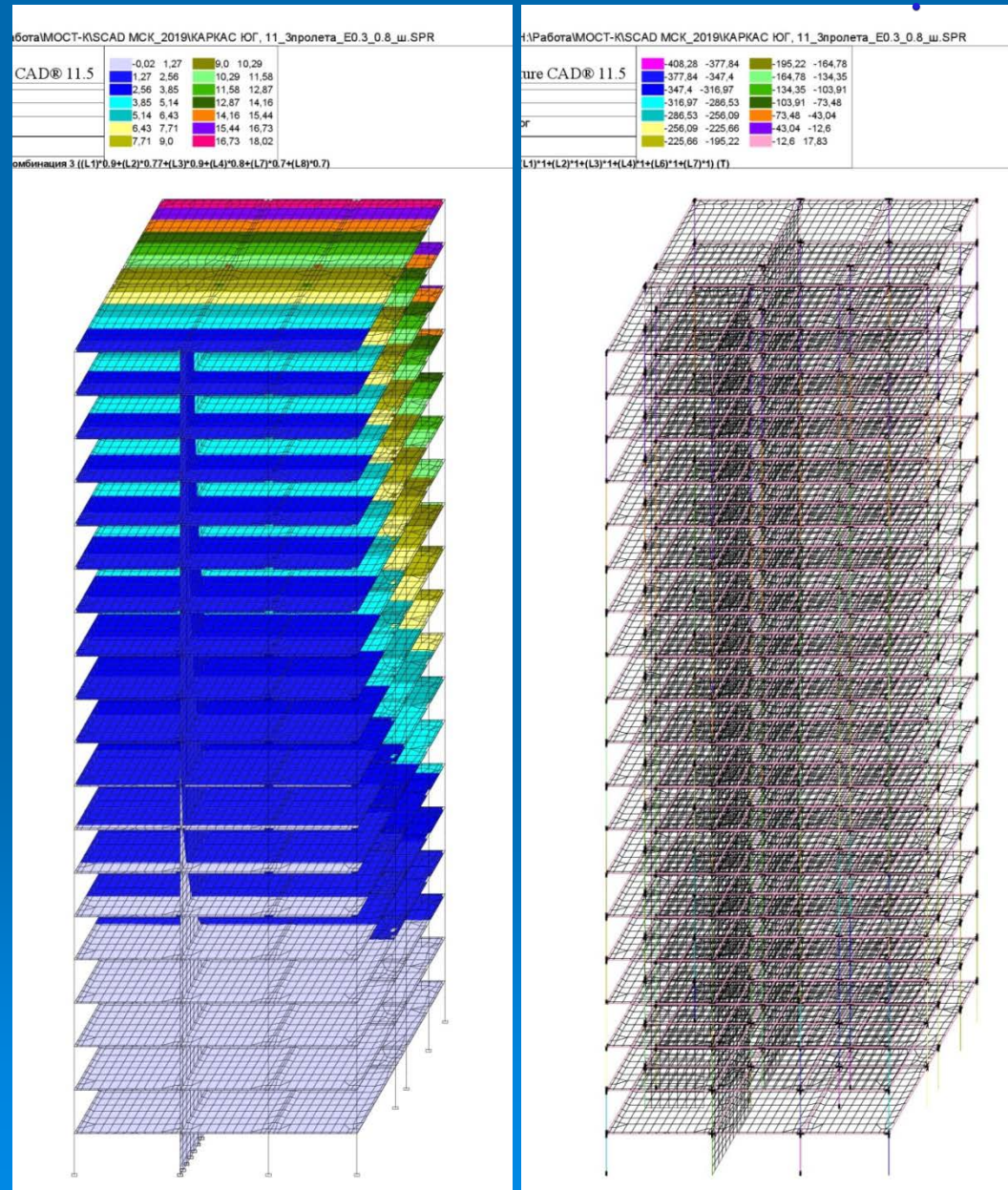
Колонн, плит перекрытий
 $E = 0.8 E_{нач} =$
 $= 0.8 \times 3.31 \times 10^6 = 2.65 \times 10^6 \text{ тс/м}^2$

Диафрагм жесткости
 $E = E_{нач} = 3.31 \times 10^6 \text{ тс/м}^2$

Швов в узлах сопряжения
 $E = 0.3 E_{нач} =$
 $0.3 \times 3.31 \times 10^6 = 0.993 \times 10^6 \text{ тс/м}^2$

Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Нижний Новгород

Результаты расчета схемы с предварительно назначенными жесткостями



Перемещения:

$$\Delta x_{\max} = 18 \text{ мм}$$

Усилия в колоннах:

$$N_{\max} = 408 \text{ тс}$$

$$M_{y\max} = 16 \text{ тсм}$$

$$Q_{z\max} = 22,4 \text{ тс}$$

$$M_{z\max} = 15,8 \text{ тсм}$$

$$Q_{y\max} = 11 \text{ тс}$$

Усилия в балках:

$$M_{\text{оп}} = 20,2 \text{ тсм}$$

$$M_{\text{пр}} = 10 \text{ тсм}$$

Максимальное напряжение в диафрагме жесткости:

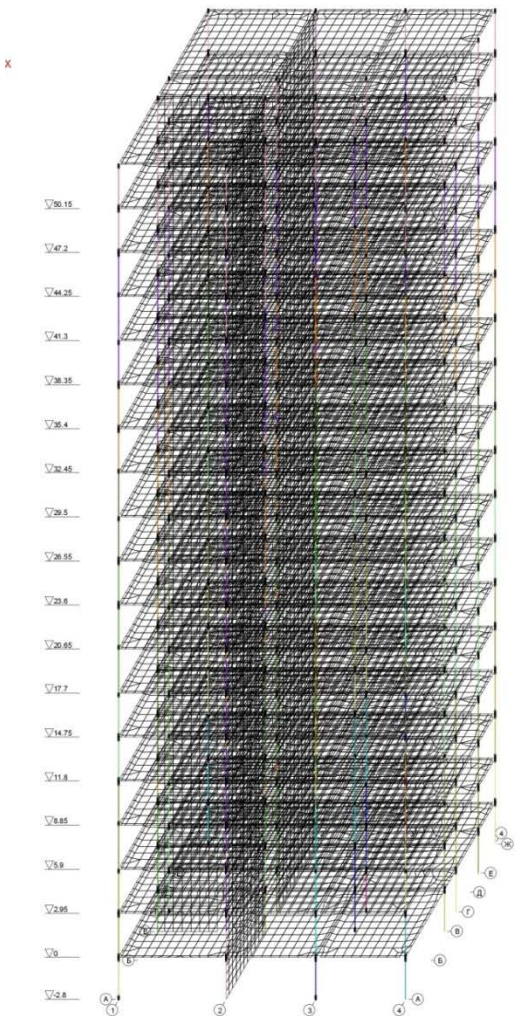
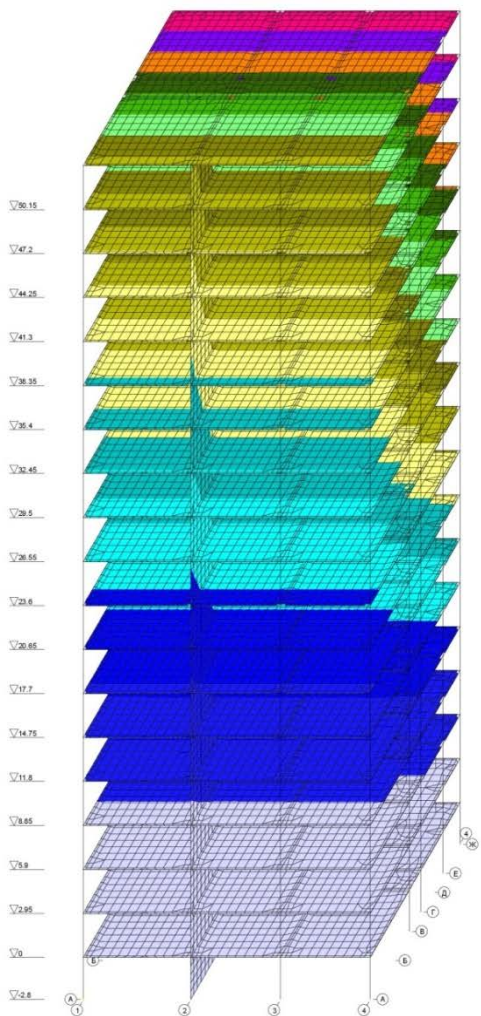
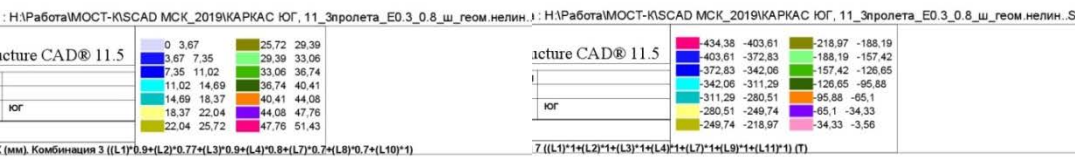
$$N_{y\max} = 1440 \text{ тс/м}^2$$

**Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Нижний Новгород
Учет геометрической нелинейности (определение отклоняющих сил).**

отм.этажа	Z,м	Δ ,м	ΣN этажа, тс	$\Sigma N\Delta/L$,тс	$\Sigma N\Delta/L/b$,тс/м	$\Sigma N\Delta/L/l$,тс/м
0	2.8	0.0056	277.2	0.55	0.04	0.03
2.95	5.75	0.0115	277.2	1.08	0.08	0.06
5.9	8.7	0.0174	277.2	1.64	0.11	0.09
8.85	11.65	0.0233	277.2	2.19	0.15	0.11
11.8	14.6	0.0292	277.2	2.74	0.19	0.14
14.75	17.55	0.0351	277.2	3.30	0.23	0.17
17.7	20.5	0.041	277.2	3.85	0.27	0.20
20.65	23.45	0.0469	277.2	4.41	0.31	0.23
23.6	26.4	0.0528	277.2	4.96	0.34	0.26
26.55	29.35	0.0587	277.2	5.52	0.38	0.29
29.5	32.3	0.0646	277.2	6.07	0.42	0.32
32.45	35.25	0.0705	277.2	6.62	0.46	0.35
35.4	38.2	0.0764	277.2	7.18	0.50	0.37
38.35	41.15	0.0823	277.2	7.73	0.54	0.40
41.3	44.1	0.0882	277.2	8.29	0.58	0.43
44.25	47.05	0.0941	277.2	8.84	0.61	0.46
47.2	50	0.1	277.2	9.40	0.65	0.49
50.15	52.95	0.1059	267.6	9.61	0.67	0.50
53.1	55.9	0.1118	202	7.66	0.53	0.40

Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Нижний Новгород

Результаты расчета схемы с предварительно назначенными жесткостями и «отклоняющими» силами



Перемещения:
 $\Delta x_{\max} = 51,4 \text{ мм}$

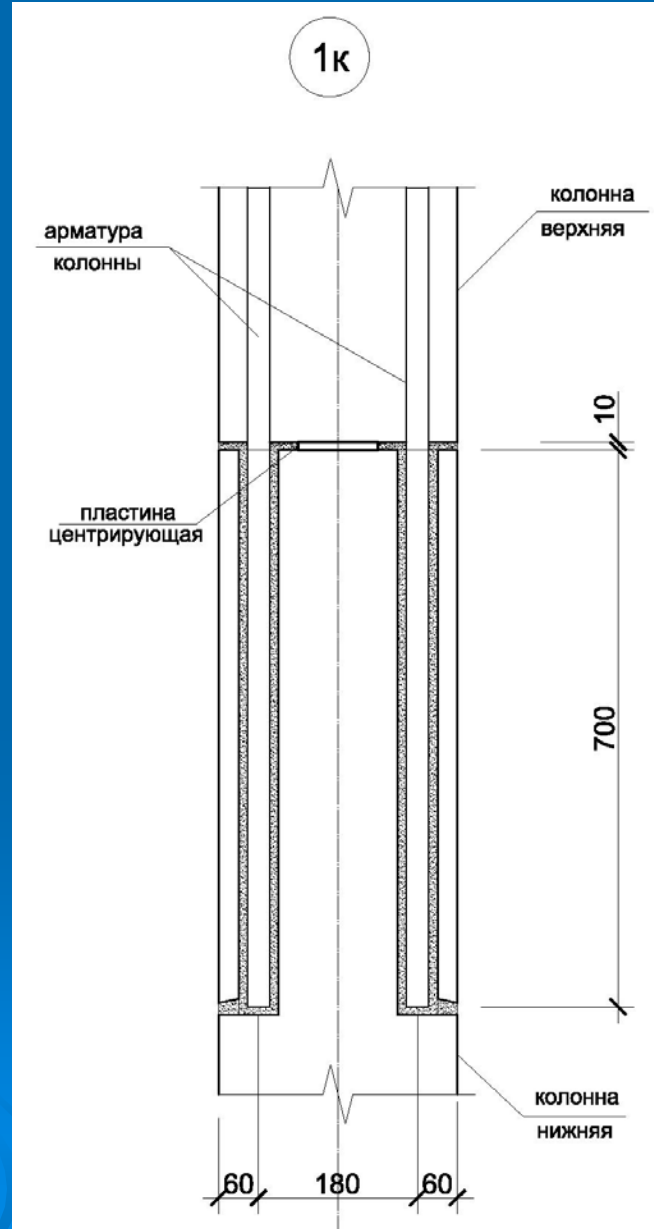
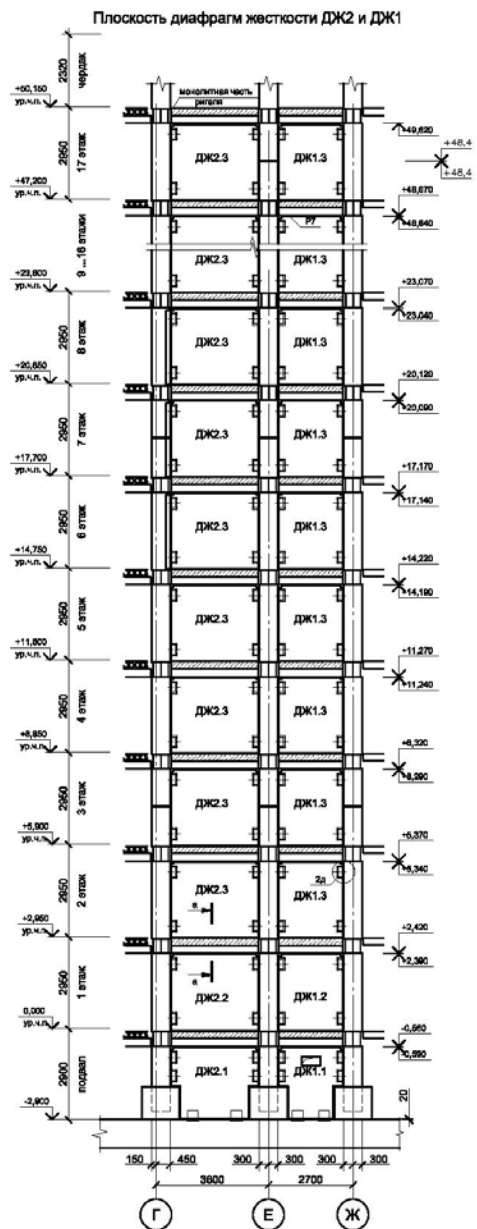
Усилия в колоннах:
 $N_{\max} = 434,4 \text{ тс}$
 $M_{y\max} = 21,5 \text{ тсм}$
 $Q_{z\max} = 27 \text{ тс}$
 $M_{z\max} = 19 \text{ тсм}$
 $Q_{y\max} = 19,6 \text{ тс}$

Усилия в балках:
 $M_{\text{оп}} = 20,0 \text{ тсм}$
 $M_{\text{пр}} = 9,3 \text{ тсм}$

Максимальное напряжение в диафрагме жесткости:
 $N_{y\max} = 2042 \text{ тс/м}^2$

Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Нижний Новгород

Податливость вертикального стыка колонн.



Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Нижний Новгород
Податливость вертикального стыка колонн.

$$\frac{1}{C_Z} = \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{\nu \cdot E_{Bi} \cdot (A_{Bi} + \alpha A_{Si})}$$

n, l_i – количество и длина участков стыка с одинаковыми деформативными свойствами;
 ν – коэффициент упругопластических деформаций бетона;
 E_{Bi} – начальный модуль упругости бетона;
 A_{Bi}, A_{Si} – площадь бетона и продольной арматуры;
 α – коэффициент приведения, равный отношению модулей упругости арматуры и бетона

Конечный элемент задаётся как сплошное железобетонное сечение, равное сечению колонны, с приведённым значением модуля упругости

$$E_{red} = \frac{l_{jt}}{bh \cdot \frac{1}{C_Z}}$$

Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Нижний Новгород
Податливость вертикального стыка колонн.

Бетон В30

$8\varnothing 32 \text{ A500c } A_{si}=6434\text{мм}^2=0,006434\text{м}^2$

$E_b=32500\text{МПа}=3.31\times 10^6\text{Т/м}^2$

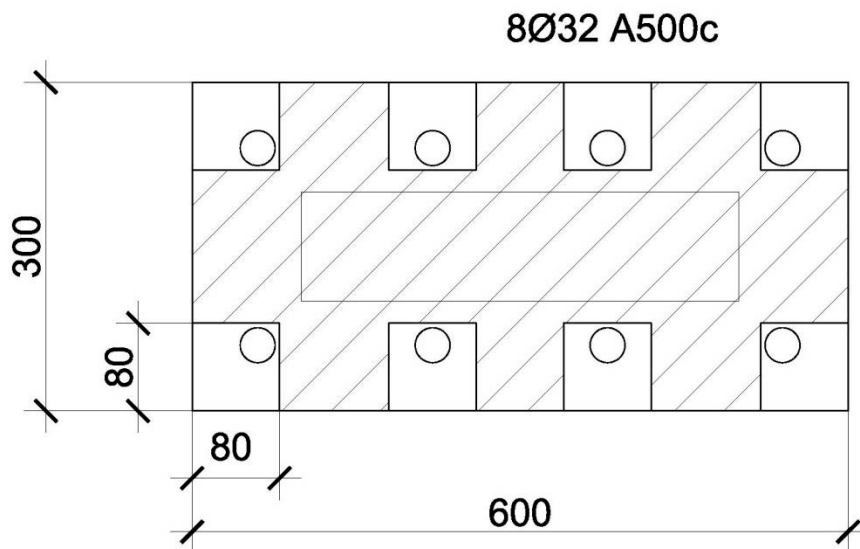
$E_s=200000\text{Мпа}=2\times 10^7\text{ Т/м}^2$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{32500} = 6,15$$

$\nu=0,45$

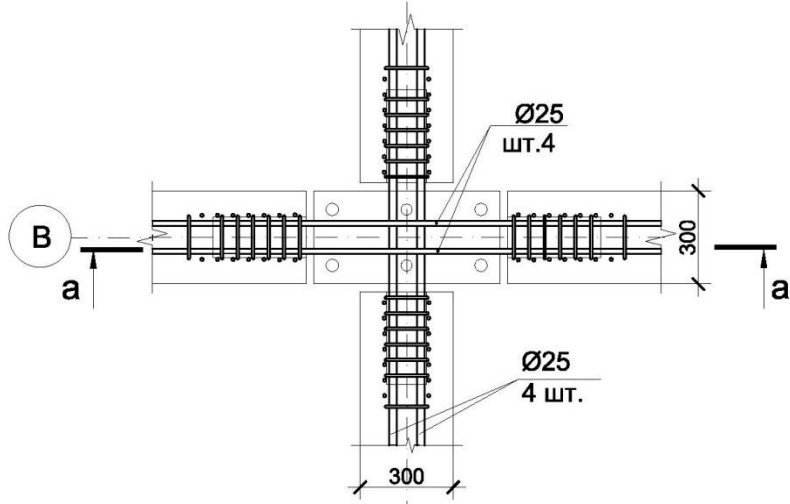
$L=700\text{мм}$ – стык арматуры

$L=10\text{мм}$ - шов

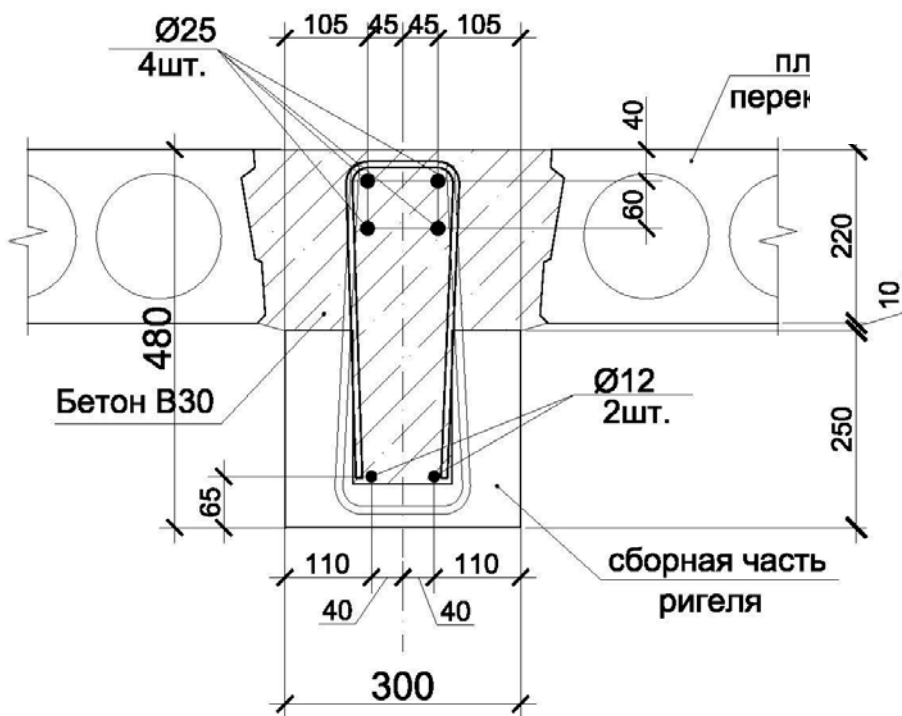
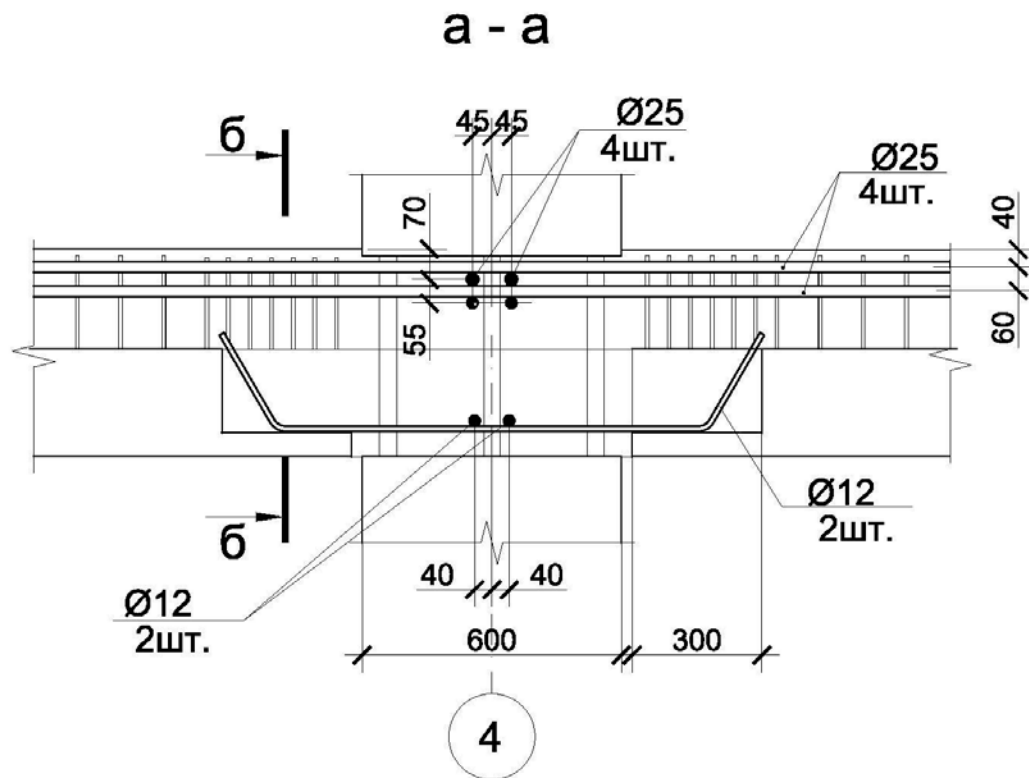


$$\frac{1}{C_z} = \frac{0.7}{0.45 \times 3.31 \times 10^6 \times \left(\frac{0.3 \times 0.6 - 8 \times 0.08^2 + 6.15 \times 0.006434}{0.1} \right) + \frac{0.7}{0.45 \times 3.31 \times 10^6 (0.1 \times 0.4 + 6.15 \times 0.006434)}} = 2.88 \times 10^{-6}$$

$$E_{red} = \frac{0.7}{0.3 \times 0.6 \times 2.88 \times 10^{-6}} = 1.35 \times 10^6 \text{Т/м}^2$$

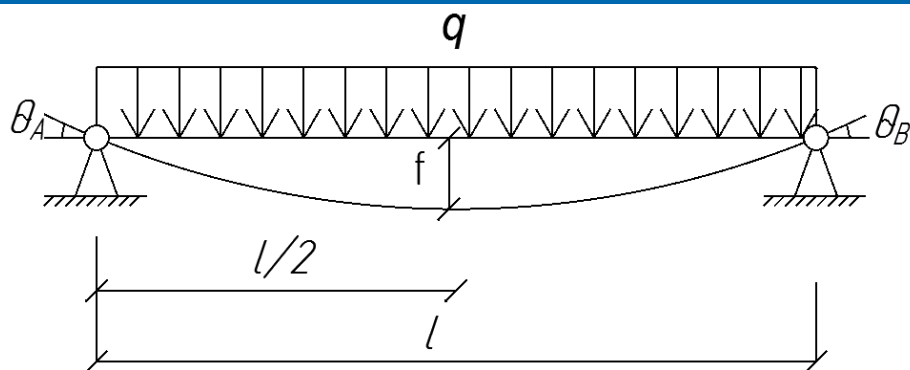


б - б



Расчет 18 этажного жилого дома
в мкр. Юг, г. Нижний Новгород
Податливость стыка
ригеля с колонной

Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Нижний Новгород
Податливость стыка ригеля с колонной.
Расчет углов поворота опорного сечения



Для балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, углы поворота θ и прогибы f равны:

$$f = \frac{5ql^4}{384EJ_x} \quad \theta_A = \theta_B = \frac{ql^3}{24EJ_x}$$

При прогибе $f = l/200$

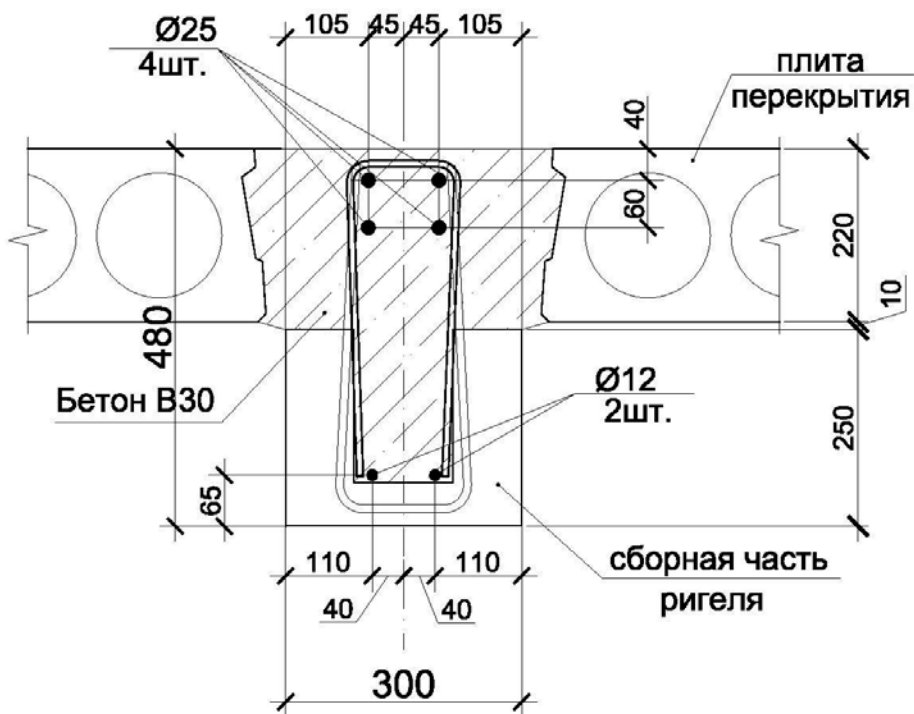
$$\frac{l}{200} = \frac{5ql^4}{384EJ_x} \quad \text{отсюда} \quad q = \frac{384EJ_x}{1000l^3}$$

Подставляем значение q в формулу углов поворота

$$\theta = \frac{384EJ_x l^3}{1000l^3 24EJ_x} = \frac{384}{24000} = 0,016$$

Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Нижний Новгород
Податливость стыка ригеля с колонной.

б - б



$$C_{\varphi} = \frac{M}{\varphi} \quad C_{\varphi} = \frac{29,34}{0.016} = 1834$$

$M_{ult} = 29,34$ тс – по нелинейной деформационной модели

$$\varphi = \theta = 0.016$$

$$E_{red} = \frac{l_{jt}}{I \frac{1}{C_{\varphi}}} \quad E_{red} = 199348 \text{ Т/м}^2$$

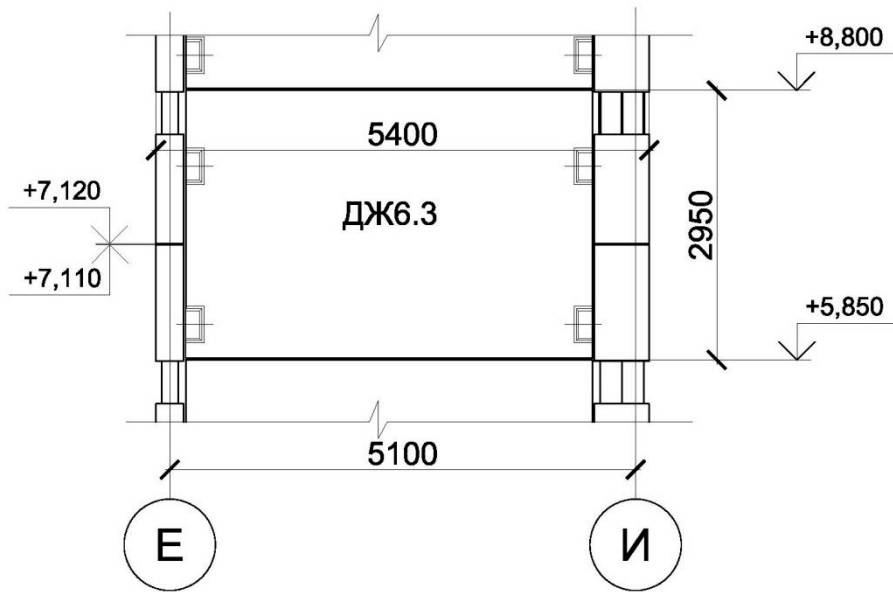
$$l_{jt} = 300 \text{ мм}$$

$$I = 2,76 \times 10^{-3} \text{ м}^4$$

Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Нижний Новгород

Определение жесткости диафрагм

Плоскость диафрагмы жесткости ДЖ6



$$D_{изг} = k_{\Pi} k_a k_{III} k_p E_b I$$

$$k_{\Pi} = \frac{1}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{1}{1 + 2,3} = 0.3$$

$$k_a = 1.02 \quad E_b = 3.31 \times 10^6 \text{ Т/М}^2$$

$$\beta = \frac{H}{b} = \frac{2.95}{5.4} = 0.546$$

$$k_{III} = \frac{2,6 \times 0.546 - 1,3}{2 + 3 \times 0.546} = 21.06$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.16 \times 5.4^3}{12} = 2.1 \text{ М}^4$$

$$D_{изг} = 0.3 \times 1.02 \times 1.062 \times 1 \times 3.31 \times 10^6 \times 2.1 = 2.26 \times 10^6 \text{ ТсМ}^2$$

$$D_{sh} = k_{\Pi} k_a GA$$

$$G = 0.4E_b = 0.4 \times 3.31 \times 10^6 = 1.324 \times 10^6 \text{ Тс/М}^2$$

$$D_{sh} = 0.3 \times 1.02 \times 1.324 \times 10^6 \times 0.16 \times 5.4 = 3.5 \times 10^5 \text{ ТсМ}^2$$

AD® 11.5

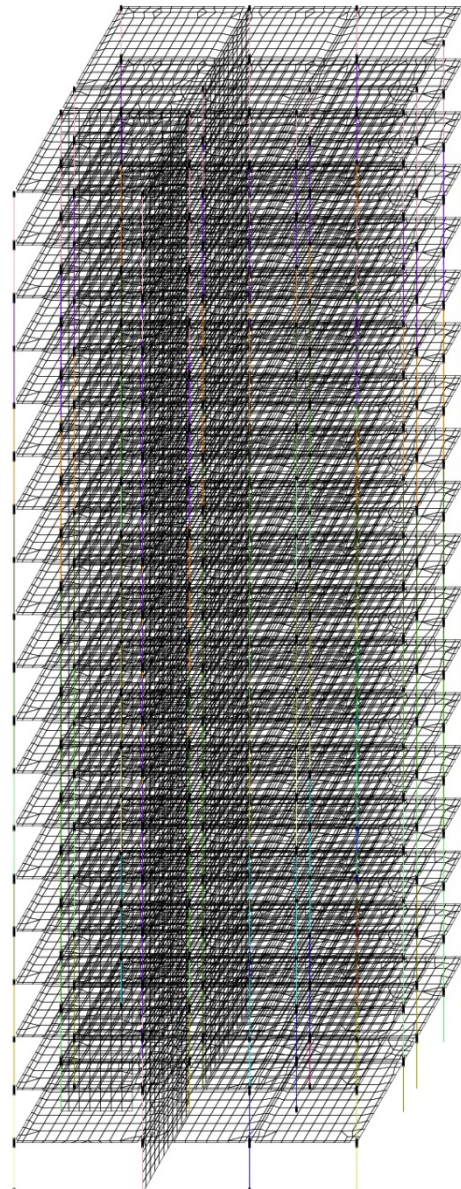
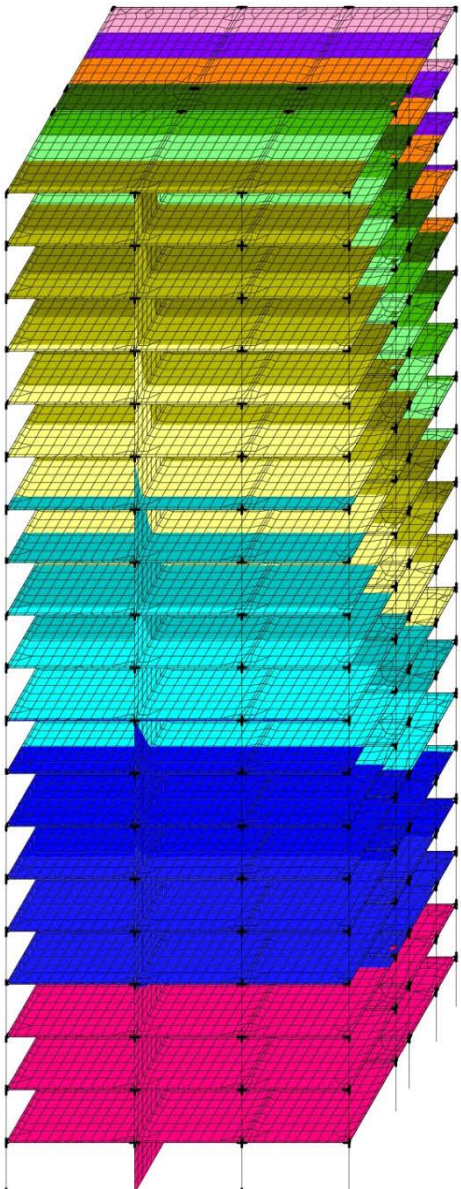
0	6.32	44.23	50.55
6.32	12.64	50.55	56.87
12.64	18.96	56.87	63.19
18.96	25.27	63.19	69.51
25.27	31.59	69.51	75.82
31.59	37.91	75.82	82.14
37.91	44.23	82.14	88.46

иниция 3 ((L1)*0.9+(L2)*0.77+(L3)*0.9+(L4)*0.8+(L7)*0.7+(L8)*0.7+(L10)*1)

AD® 11.5

-480.77	-446.56	-241.33	-207.12
-446.56	-412.36	-207.12	-172.92
-412.36	-378.15	-172.92	-138.71
-378.15	-343.94	-138.71	-104.5
-343.94	-309.74	-104.5	-70.3
-309.74	-275.53	-70.3	-36.09
-275.53	-241.33	-36.09	-1.89

2)*1+(L3)*1+(L4)*1+(L7)*1+(L9)*1+(L11)*1 (П)



Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Н. Новгород
Результаты расчета схемы с предварительно назначенными жесткостями, «отклоняющими» силами, с учетом податливости узлов

- Перемещения:
 $\Delta x_{\max} = 88,5 \text{ мм}$
 Усилия в колоннах:
 $N_{\max} = 480,8 \text{ тс}$
 $M_{y\max} = 16,3 \text{ тсм}$
 $Q_{z\max} = 33,0 \text{ тс}$
 $M_{z\max} = 16,5 \text{ тсм}$
 $Q_{y\max} = 17,3 \text{ тс}$
 Усилия в балках:
 $M_{оп} = 12,8 \text{ тсм}$
 $M_{пр} = 10,9 \text{ тсм}$

Максимальное напряжение в диафрагме жесткости:
 $N_{y\max} = 1960 \text{ тс/м}^2$

LD® 11.7

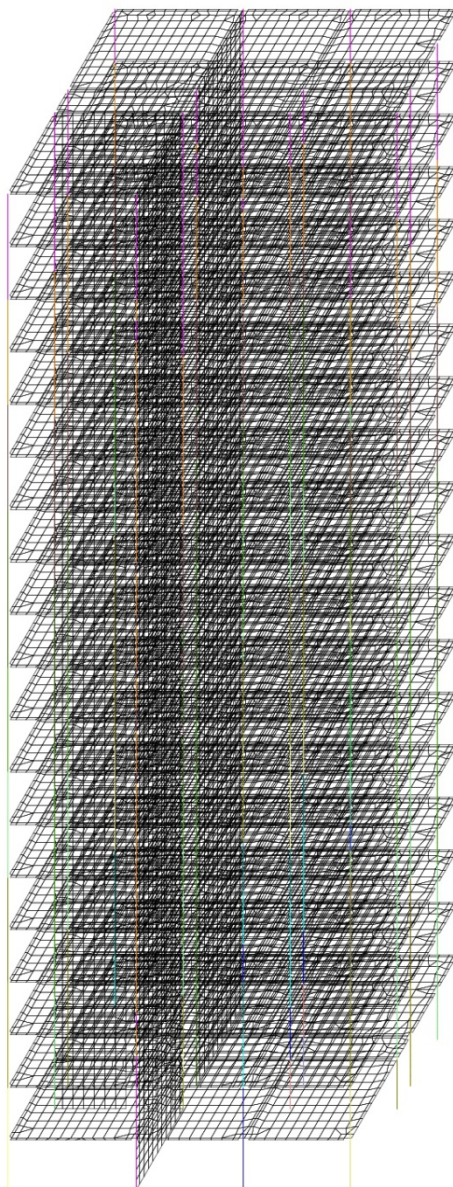
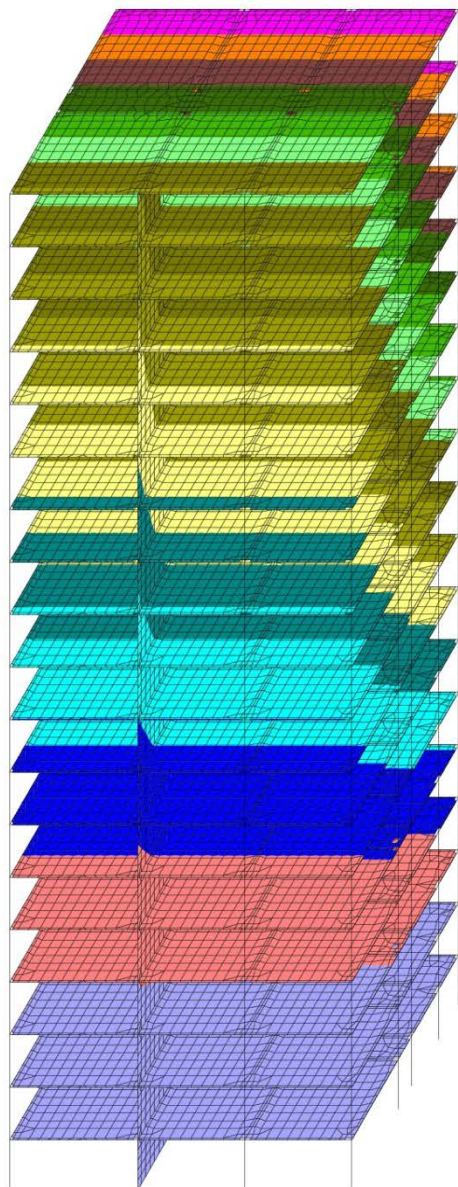
0	6.3	44.13	50.44
6.3	12.61	50.44	56.74
12.61	18.91	56.74	63.04
18.91	25.22	63.04	69.35
25.22	31.52	69.35	75.65
31.52	37.83	75.65	81.96
37.83	44.13	81.96	88.26

яния 3 ((L1)*0.9+(L2)*0.77+(L3)*0.9+(L4)*0.8+(L7)*0.7+(L8)*0.7+(L10)*1)

LD® 11.7

-481.25	-447.06	-241.97	-207.78
-447.06	-412.88	-207.78	-173.6
-412.88	-378.7	-173.6	-139.42
-378.7	-344.52	-139.42	-105.23
-344.52	-310.33	-105.23	-71.05
-310.33	-276.15	-71.05	-36.87
-276.15	-241.97	-36.87	-2.69

*1+(L3)*1+(L4)*1+(L7)*1+(L9)*1+(L11)*1 (T)



Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Н. Новгород
Результаты расчета
схемы с предварительно
назначенными жесткостями,
«отклоняющими» силами,
с учетом податливости узлов,

Перемещения:

$$\Delta x_{\max} = 88,3 \text{ мм}$$

Усилия в колоннах:

$$N_{\max} = 481,3 \text{ тс}$$

$$M_{y\max} = 16,5 \text{ тс м}$$

$$Q_{z\max} = 33,0 \text{ тс}$$

$$M_{z\max} = 16,6 \text{ тс м}$$

$$Q_{y\max} = 17,4 \text{ тс}$$

Усилия в балках:

$$M_{\text{оп}} = 12,8 \text{ тс м}$$

$$M_{\text{пр}} = 10,0 \text{ тс м}$$

Максимальное напряжение в диафрагме жесткости:

$$N_{y\max} = 1944 \text{ тс/м}^2$$

Расчет 18 этажного жилого дома в мкр. Юг, г. Нижний Новгород

Сравнение расчетных схем

	Перемещения, мм	Усилия в колоннах			Усилия в ригелях	
		N, тс	M _y , тсм	M _z , тсм	M _{оп} , тсм	M _{пр} , тсм
Предварительные жесткости 0,3E, 0,8E	18	408	16	15,8	20,2	10
Предварительные жесткости 0,3E, 0,8E + отклоняющие силы	51,4	434,4	21,5	19	20	9,3
Предварительные жесткости 0,3E, 0,8E + отклоняющие силы+ податливость узлов	88,5	480,8	16,3	16,5	12,8	10,9
Предварительные жесткости 0,3E, 0,8E + отклоняющие силы+ податливость узлов +физ.нелинейность	88,3	481,3	16,5	16,6	12,8	10



Инжиниринговая компания

МОСТ-К

ООО МСК «Мост-К»

Официальный сайт: www.most-k.ru

Электронная почта: mail@most-k.ru

proekt.kr.rf@gmail.com

Благодарим за внимание!

Семинар «Расчет и проектирование конструкций в среде SCAD Office 21»
г. Москва, 23-24 апреля 2019 г.