

Оценка сейсмостойкости, проектирование и расчет школьных зданий с железобетонной каркасной системой с учетом пластического сейсмического поведения согласно СТУ

ПРИМЕР 1: Достижение условия «сильные колонны – слабые балки» [Цель 1 СТУ];

ПРИМЕР 2: Поведение ЖБ балок следует контролировать прочностью на изгиб [Цель 2 СТУ];

ПРИМЕР 3: Поведение ЖБ колонн следует контролировать прочностью на изгиб [Цель 3 СТУ];

ПРИМЕР 4: Механизма слабого [гибкого] этажа следует избежать [Цель 4 СТУ].

Здание школы – Железобетонная рама

Исходные данные:

[1] Геометрические размеры:

- $L_{tot} = 54$ м; $L_{span} = 6$ м;
- $H_{tot} = 6.6$ м; $H_{1-2} = 3.3$ м;
- ж/б колонна сечением 40·40 см [b·h]
- ж/б ригель сечением 40·60 см [b·h]

• Защитный слой [эффективный]:

$a' = 5$ см;

• Рабочая высота:

$h_0 = h - a' = 35$ см – для ж/б колонны;

$h_0 = h - a' = 55$ см – для ж/б ригеля;

[2] Нормативные свойства материалов

согласно СП 63.13330.2018:

Призменная прочность

Бетон класса по прочности на сжатие – В20

- $R_{b,n} = 1500$ т/м² – сопротивление бетона осевому сжатию [Т.6.7]
- $R_{bt,n} = 135$ т/м² – сопротив. бетона осевому растяжению [Т.6.7]

Арматура продольная – А400 [AIII]

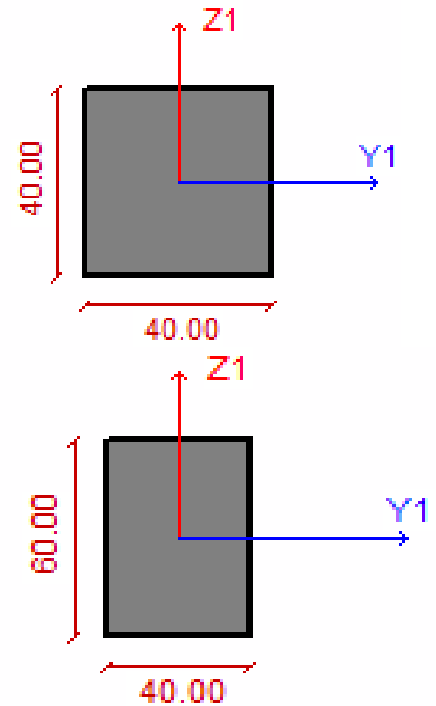
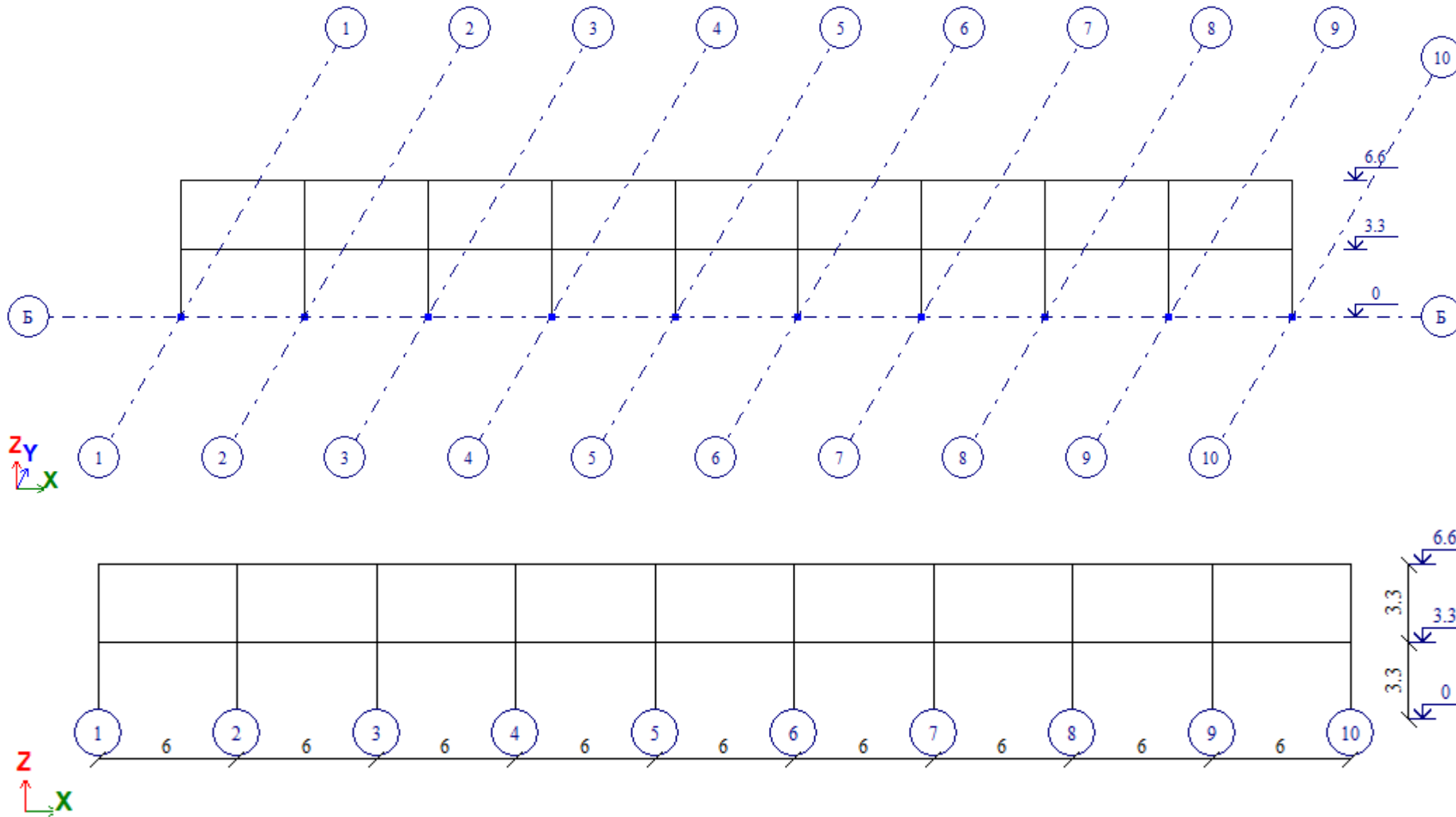
- $R_{sc,n} = R_{s,n} = 40\,000$ т/м² – сопротив. сжатию и растяжению [Т.6.13]

Арматура поперечная – А240 [AI]

- $R_{sw,n} = 24\,000$ т/м² – растяжению [Т.6.15]

Примечание: для текущего расчета – принято значение нормативного сопротивления бетона и арматуры для фактической несущей способности без учета коэффициентов.

Здание школы - Геометрические размеры

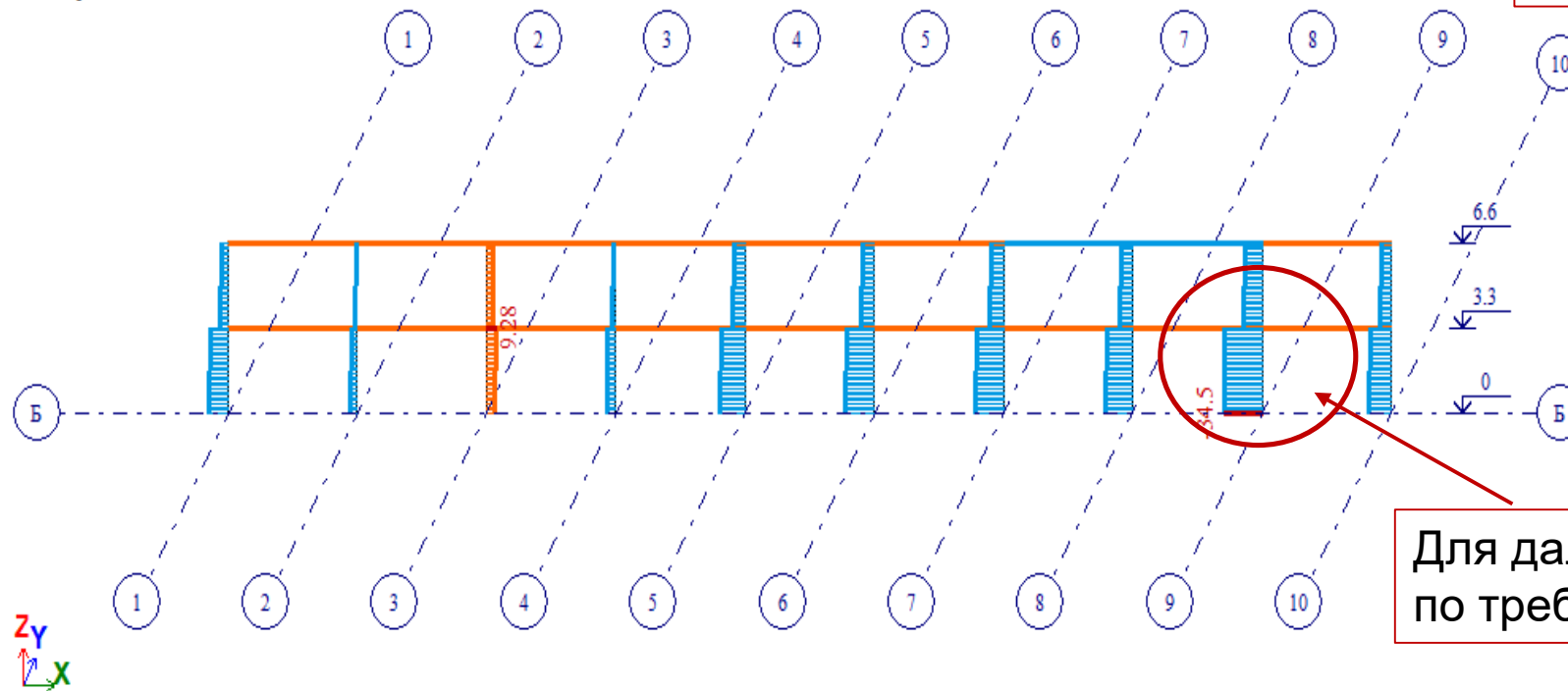


Расчетно-аналитическая модель в ПК Лири-САПР

ПРИМЕР 1: Достижение условия «сильные колонны – слабые балки» [Цель 1 СТУ]: 3.2.2.2 – 3.2.2.4 [1/7]

PCY расчетные. Огибающая максимальных значений (Таблица СНиП_1)
Эпюра N
Единицы измерения - т

Расчет выполнен в ПК Лира-САПР



Для дальнейшего расчета
по требованиям 4 целей СТУ

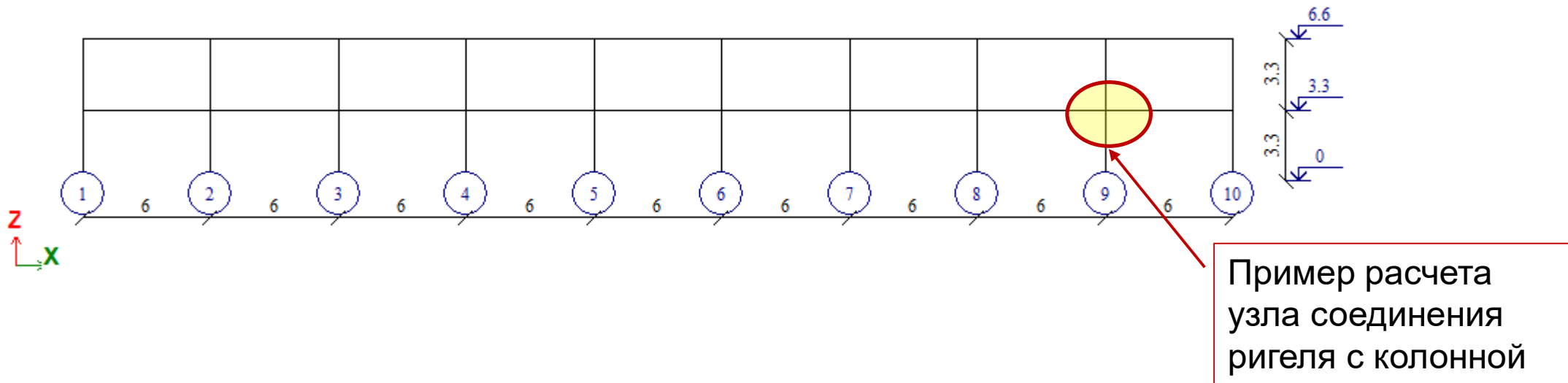
Минимальное значение -34.5189; Максимальное значение 9.27591

К примеру, по результатам расчета по РСУ с учетом сейсмических воздействий,
[согласно расчетным положениям СН КР 20-02:2018* и СНиП 2.01.07-85*],

Наиболее нагруженная часть – ж/б колонна по осям Б-9: $N_{\max} = -34.5$ т

Приемлемо условию: $N_{\max} > N_{\min} = 0.1A_g R_{b,n} = 24$ т [$A_g = b \cdot h = 0.16$ м²]

ПРИМЕР 1: Достижение условия «сильные колонны – слабые балки» [Цель 1 СТУ]: 3.2.2.2 – 3.2.2.4 [2/7]



В качестве примера,
расчет будет выполнен для типового узла соединения ригеля с колонной в раме.
В реальном рабочем проекте возникает необходимость выполнить подобный расчет для каждого узла рамы и для разного направления сейсмической силы [-> и <-]

ПРИМЕР 1: Достижение условия «сильные колонны – слабые балки»

[Цель 1 СТУ]: 3.2.2.2 – 3.2.2.4 [3/7]

1. Предельный изгибающий момент в ж/б колонне

$M_n = M_{ult}$ – предельный изгибающий момент;
можно рассчитать согласно СН КР 52-02:2022
или СП 63.13330.2018

По результатам конструктивного расчета колонны
- Подбора арматуры колонны в ПК Лира-САПР;

Для ж/б колонн 1 и 2 этажа рамы,

Предположительно имеем:

A400 2Ø28 [$A_s = 0.001232 \text{ м}^2$]

+ 2Ø16 [$A_s = 0.000402 \text{ м}^2$]

[A_s – площадь сечения растянутой арматуры]

[Ø – по сортаменту]

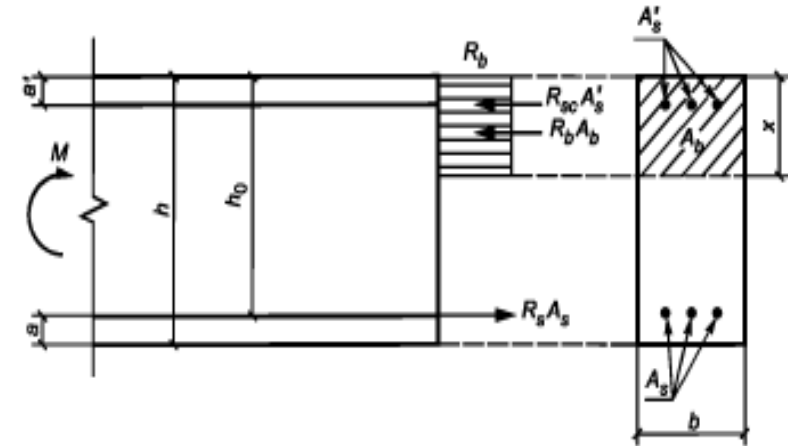
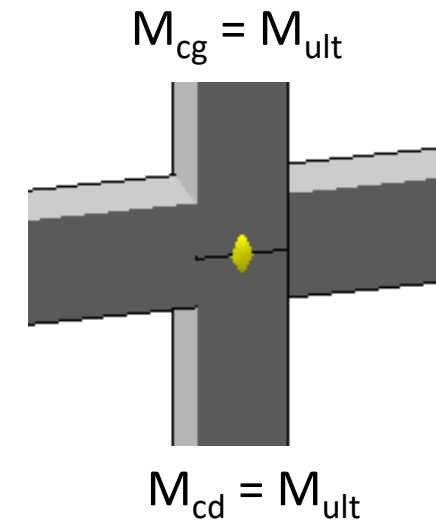


Рисунок 8.1 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при его расчете по прочности



ПРИМЕР 1: Достижение условия «сильные колонны – слабые балки»

[Цель 1 СТУ]: 3.2.2.2 – 3.2.2.4 [4/7]

1. Предельный изгибающий момент в ж/б колонне

При симметричном армировании: $R_s \cdot A_s = R_{sc} \cdot A'_s$
 M_{ult} определяется по п. 8.1.13 и формуле [8.9]:

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s \cdot [h_0 - a'] = 19.61 \text{ тм}$$

Важный момент:

В данном расчете предполагалось, что $N=0$ для колонны [консервативное предположение].

В действительности, $N>0$ [колонна подвергается продольной силе, силе сжатия]

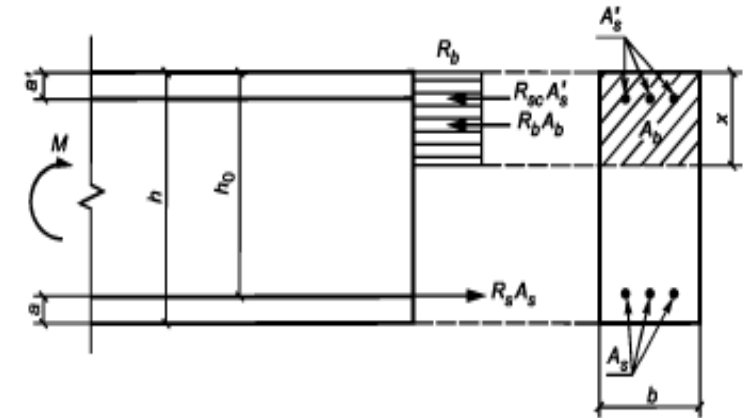
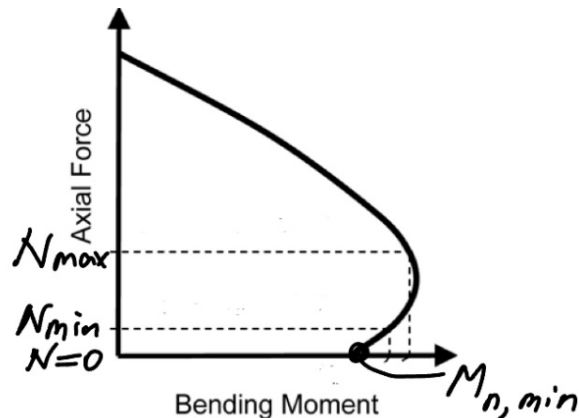
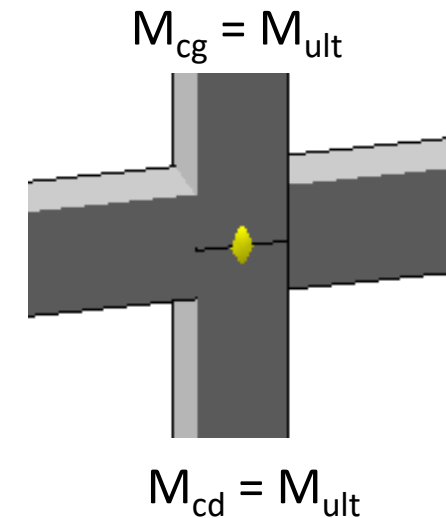


Рисунок 8.1 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при его расчете по прочности



ПРИМЕР 1: Достижение условия «сильные колонны – слабые балки»

[Цель 1 СТУ]: 3.2.2.2 – 3.2.2.4 [5/7]

2. Предельный изгибающий момент в ж/б ригеле

$M_n = M_{ult}$ – предельный изгибающий момент;
можно рассчитать согласно СН КР 52-02:2022
или СП 63.13330.2018

По результатам конструктивного расчета ригеля
- Подбора арматуры ригеля в ПК Лира-САПР;

Для ж/б ригелей, примыкающих к осям Б-9 рамы,

Предположительно имеем:

A400 2Ø25 [$A_s' = 0.000982 \text{ м}^2$] сверху

A400 3Ø22 [$A_s = 0.00114 \text{ м}^2$] снизу

При несимметричном армировании:

M_{ult} определяется по п. 8.1.9 и формуле [8.4 и 8.5]:

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot [h_0 - 0.5x] + R_{sc} \cdot A_s' \cdot [h_0 - a'] = 23.08 \text{ тм}$$

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s'}{R_b \cdot b} = 0.011 \text{ м}$$

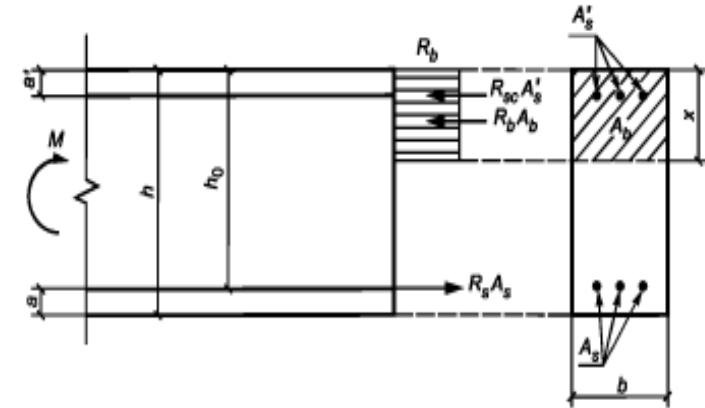
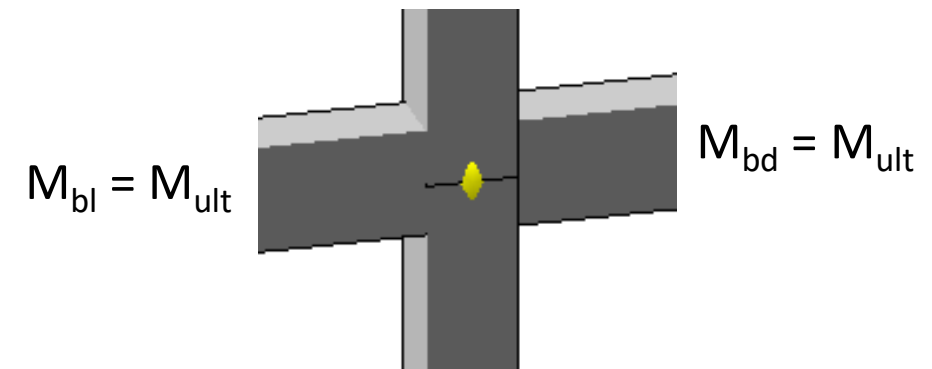


Рисунок 8.1 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при его расчете по прочности



[A_s и A_s' – площадь сечения растянутой и сжатой арматуры]
[Ø – по сортаменту]

ПРИМЕР 1: Достижение условия «сильные колонны – слабые балки»

[Цель 1 СТУ]: 3.2.2.2 – 3.2.2.4 [6/7]

3. Проверка условия «сильная (прочная) колонна – слабая балка»

$$\sum M_{nc} = 39.22 \text{ тм} < 1.2 \sum M_{nb} = 55.4 \text{ тм}$$

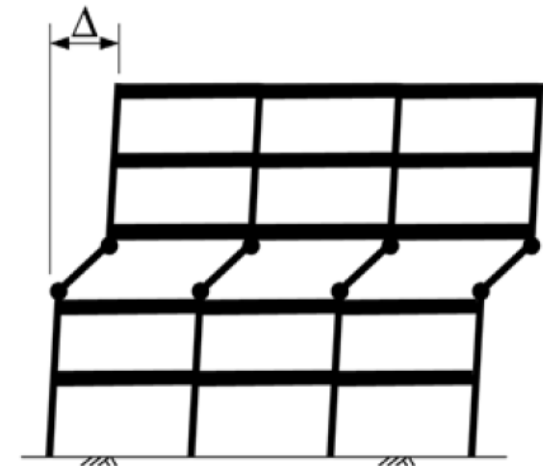
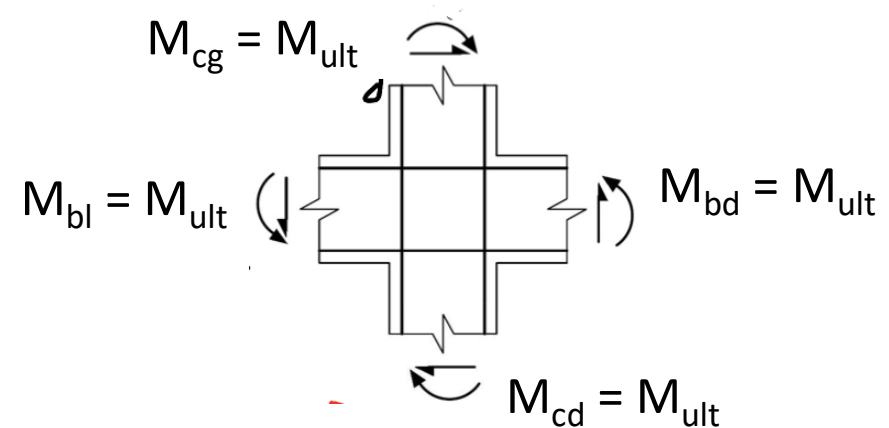
$$\sum M_{nb} = M_{bl} + M_{bd} = 23.08 \cdot 2 = 46.17 \text{ тм}$$

$$\sum M_{nc} = M_{cg} + M_{cd} = 19.61 \cdot 2 = 39.22 \text{ тм}$$

Вывод:

Рассчитанная прочность соединения балки с колонной указывает на **состояние «слабая колонна – прочная (слабая) балка»**, что может привести к **механизму обрушения слабого этажа**.

Соответствующим решением возможно **изменение размера колонны с 40·40 см на 50·50 см и/или пересмотр задачи относительно продольной арматуры**.



ПРИМЕР 1: Достижение условия «сильные колонны – слабые балки»

[Цель 1 СТУ]: 3.2.2.2 – 3.2.2.4 [7/7]

4. Проверочный расчет:

По результатам **нового** конструктивного расчета

- Подбора арматуры в ПК Лира-САПР;

Для ж/б колонн 1 и 2 этажа рамы,

Предположительно имеем:

A400 2Ø25 [$A_s=0.000982 \text{ м}^2$]

+ 3Ø16 [$A_s=0.000603 \text{ м}^2$]

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s \cdot [h_0 - a'] = 25.36 \text{ тм}$$

Для ж/б ригелей, примыкающих к осям Б-9 рамы,

Предположительно имеем:

A400 2Ø22 [$A_s'=0.00076 \text{ м}^2$] сверху

A400 3Ø20 [$A_s=0.000941 \text{ м}^2$] снизу

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot [h_0 - 0.5x] + R_{sc} \cdot A'_s \cdot [h_0 - a'] = 19.14 \text{ тм}$$

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b} = 0.012 \text{ м}$$

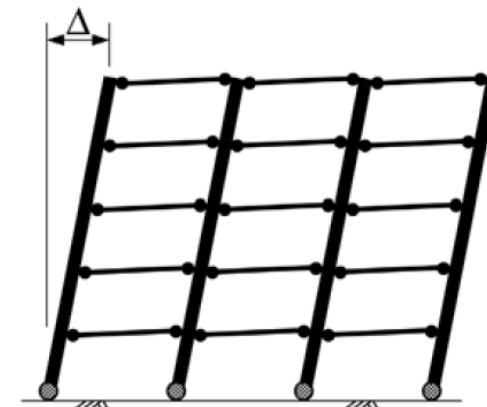
$$\sum M_{nc} = 50.72 \text{ тм} > 1.2 \sum M_{nb} = 45.93 \text{ тм}$$

$$\sum M_{nb} = M_{bl} + M_{bd} = 19.14 \cdot 2 = 38.28 \text{ тм}$$

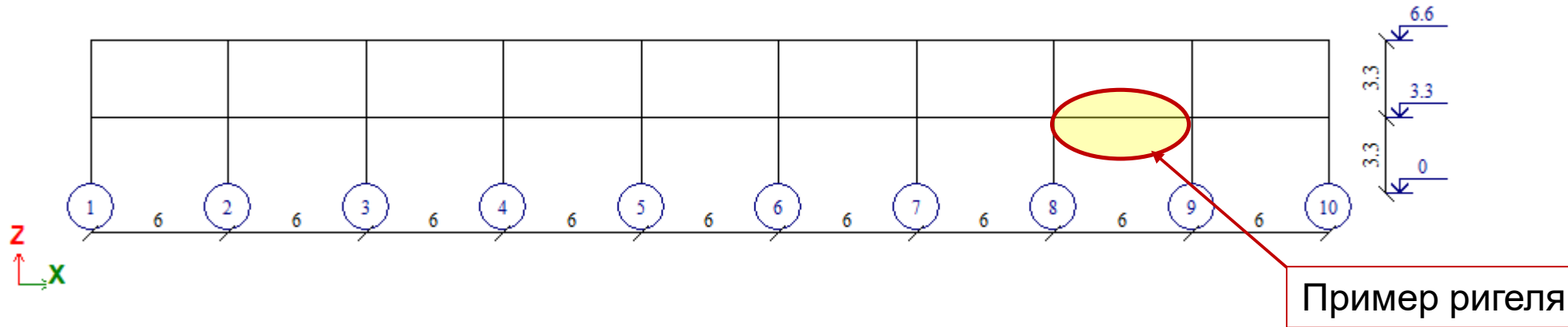
$$\sum M_{nc} = M_{cg} + M_{cd} = 25.36 \cdot 2 = 50.72 \text{ тм}$$

Вывод:

Вновь рассчитанная прочность соединения балки с колонной указывает на состояние «сильная колонна – слабая балка», которое является желательным и безопасным.



Пример 2: Поведение ЖБ балок следует контролировать прочностью на изгиб [Цель 2 СТУ]: 3.2.2.5 - 3.2.2.7 [1/5]



В качестве примера, расчет будет выполнен для типового ригеля рамы.
В реальном рабочем проекте возникает необходимость выполнить похожий расчет для каждой балки с разными размерами и армированием.

Пример 2: Поведение ЖБ балок следует контролировать прочностью на изгиб [Цель 2 СТУ]: 3.2.2.5 - 3.2.2.7 [2/5]

1) Момент сопротивления

Сжатая арматура, расположенная сверху:

A400 2Ø22 [$A'_s = 0.00076 \text{ м}^2$]

$$M_n^- = M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot [h_0 - 0.5x] + R_{sc} \cdot A'_s \cdot [h_0 - a'] = 19.14 \text{ тм}$$

Растянутая арматура, расположенная снизу:

A400 3Ø20 [$A_s = 0.000941 \text{ м}^2$]

$$M_n^+ = M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot [h_0 - 0.5x] + R_s \cdot A_s \cdot [h_0 - a'] = 22.76 \text{ тм}$$

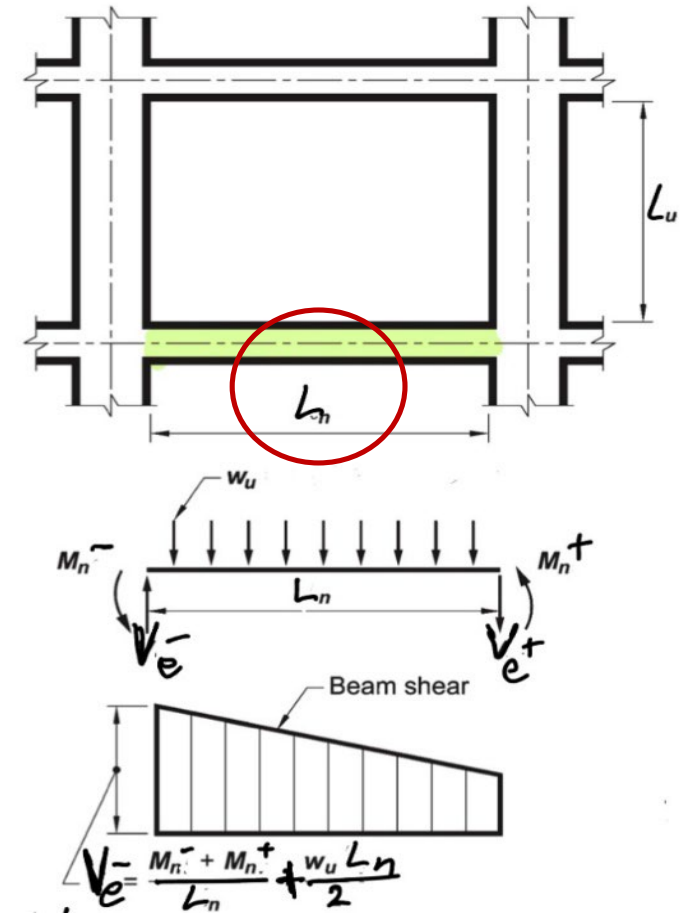
2) Требуемое сопротивление срезу V_e :

$$V_e^- = 1.25 \cdot \frac{M_n^+ + M_n^-}{L_n} + \frac{w_u L_n}{2} = 53.81 \text{ т}$$

$L_n = 5.5 \text{ м}$ – размер пролета балки в свету [между колоннами]

$w_u = 16.11 \text{ т/м}$ – учтенная вертикальная нагрузка на балку

с учетом сочетания нагрузок по СН КР 20-02:2018* [0.9; 0.5] и СНиП 2.01.07-85*.



Пример 2: Поведение ЖБ балок следует контролировать прочностью на изгиб [Цель 2 СТУ]: 3.2.2.5 - 3.2.2.7 [3/5]

3) Фактическое сопротивление срезу

Можно рассчитать согласно требованиям СН КР 52-02:2022 или СП 63.13330.2018:

- Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении по формуле (8.57):

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 44.55 \text{ т}$$

Не более $2.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 74.25 \text{ т}$ и не менее $0.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 14.85 \text{ т}$

$$c = h_0 = 0.55 \text{ м}$$

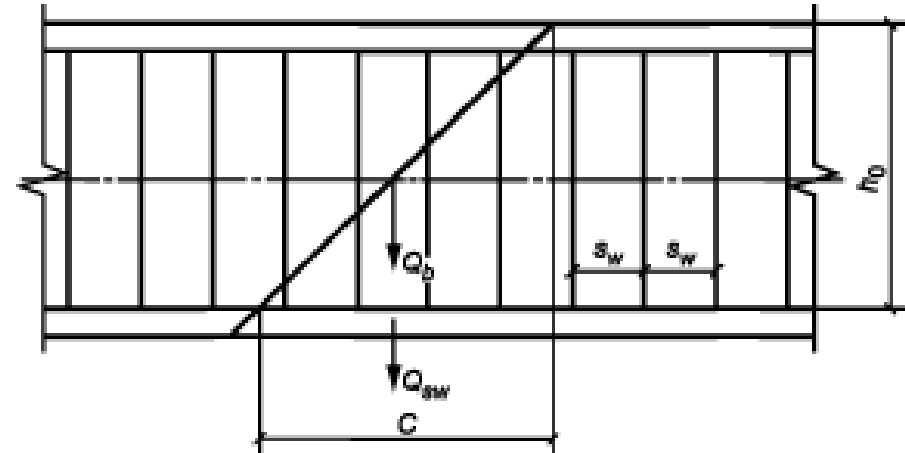


Рисунок 8.6 — Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил

Пример 2: Поведение ЖБ балок следует контролировать прочностью на изгиб [Цель 2 СТУ]: 3.2.2.5 - 3.2.2.7 [4/5]

- Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении по формуле (8.58):

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C = 2.49 \text{ т}$$

$C = h_0 = 0.55 \text{ м}$ – не более $2h_0$ и не менее $1h_0$

- Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента по формуле (8.59):

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = 6.03 \text{ т}$$

4) Проверка достаточности сопротивления срезу:

$$V_e^- = 53.81 \text{ т} > Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} = 47.04 \text{ т}$$

Условие не соблюдается.

Возможное решение – изменение параметров относительно поперечной арматуры [диаметр и шаг].

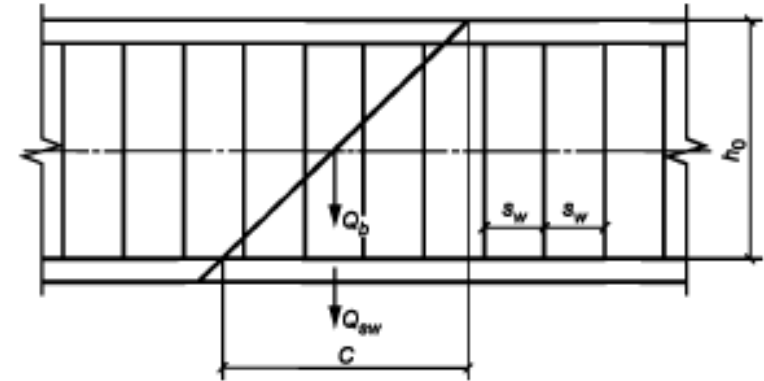


Рисунок 8.6 — Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил

По результатам конструктивного расчета
- Подбора арматуры в ПК Лири-САПР;
+ согласно пп. 10.5-10.6 СН КР 20-02:2018*,
 $\varnothing 8$, $A_{sw} = 0.0000503 \text{ м}^2$, $s_w = 0.2 \text{ м} \leq 12d = 0.24 \text{ м}$

Особенности проектирования жбк

s_w – расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента
 \varnothing – по сортаменту

Пример 2: Поведение ЖБ балок следует контролировать прочностью на изгиб [Цель 2 СТУ]: 3.2.2.5 - 3.2.2.7 [5/5]

По результатам конструктивного расчета
- Подбора арматуры в ПК Лири-САПР;
+ согласно пп. 10.5-10.6 СН КР 20-02:2018*,
 $\varnothing 12, A_{sw} = 0.0001131 \text{ м}^2, s_w = 0.1 \text{ м} \leq 12d = 0.24 \text{ м}$

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C = 11.2 \text{ т}$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = 27.14 \text{ т}$$

4) Проверка достаточности сопротивления срезу:

$$V_e^- = 53.81 \text{ т} < Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} = 55.75 \text{ т}$$

Условие соблюдается.

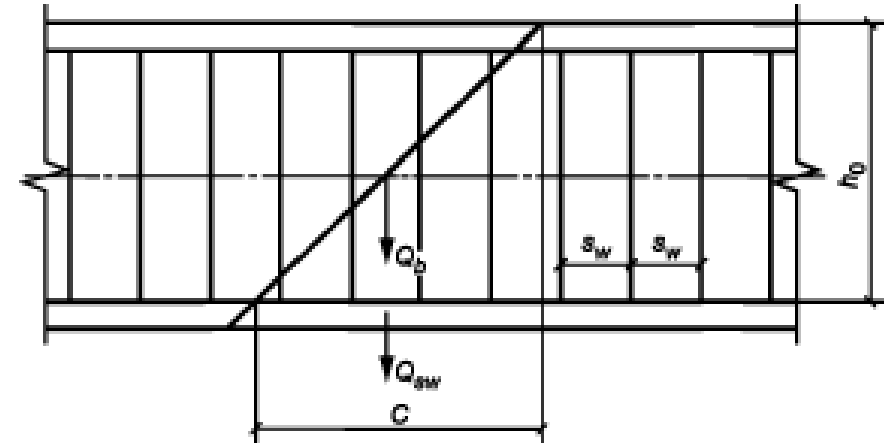
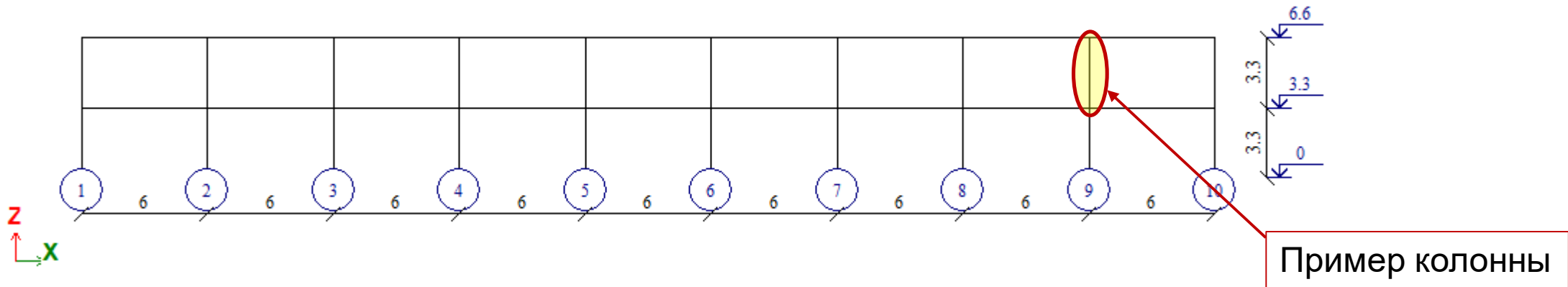


Рисунок 8.6 — Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил

ПРИМЕР 3: Поведение ЖБ колонн следует контролировать прочностью на изгиб [Цель 3 СТУ]: 3.2.2.3 – 3.2.2.6 [1/4]



В качестве примера, расчет будет выполнен для типовой колонны в раме. В реальном рабочем проекте возникает необходимость выполнить похожий расчет для каждой колонны с разными размерами и армированием.

ПРИМЕР 3: Поведение ЖБ колонн следует контролировать прочностью на изгиб [Цель 3 СТУ]: 3.2.2.3 – 3.2.2.6 [2/4]

1) Момент сопротивления

Колонна имеет симметричное армирование
A400 2Ø25 [$A_s=0.000982 \text{ м}^2$]
+ 3Ø16 [$A_s=0.000603 \text{ м}^2$]

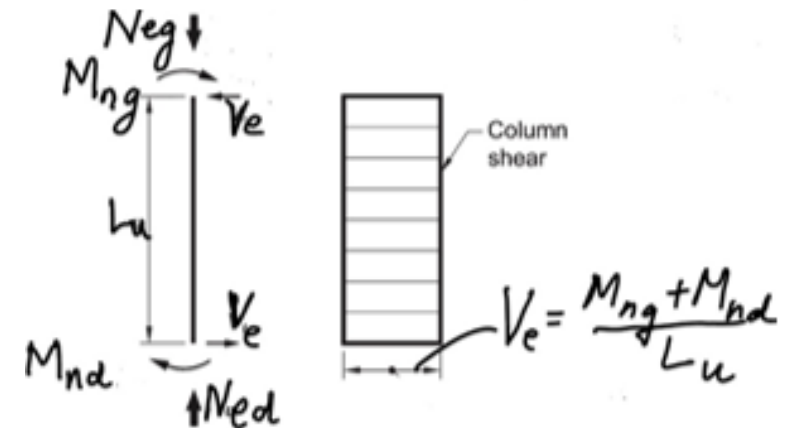
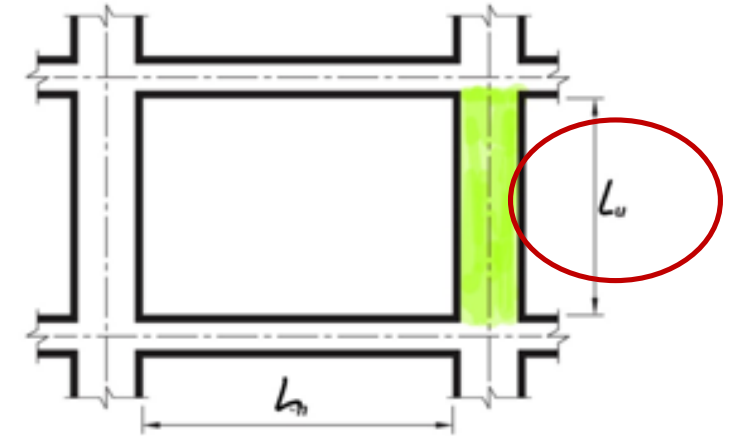
Предполагается что $N = 0$:

$$M_{ng} = M_{nd} = M_{ult} = R_s \cdot A_s \cdot [h_0 - a'] = 25.36 \text{ тм}$$

2) Требуемое сопротивление срезу V_e :

$$V_e = 1.25 \cdot \frac{M_{ng} + M_{nd}}{L_u} = 23.48 \text{ т}$$

$L_u = 2.7 \text{ м}$ – размер пролета колонны в свету [между этажами]



ПРИМЕР 3: Поведение ЖБ колонн следует контролировать прочностью на изгиб [Цель 3 СТУ]: 3.2.2.3 – 3.2.2.6 [3/4]

3) Фактическое сопротивление срезу

Можно рассчитать согласно требований СН КР 52-02:2022 или СП 63.13330.2018:

- Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении – формула (8.57):

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 45.56 \text{ т}$$

Не более $2.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 75.94 \text{ т}$ и не менее $0.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 15.19 \text{ т}$

$$c = h_0 = 0.45 \text{ м}$$

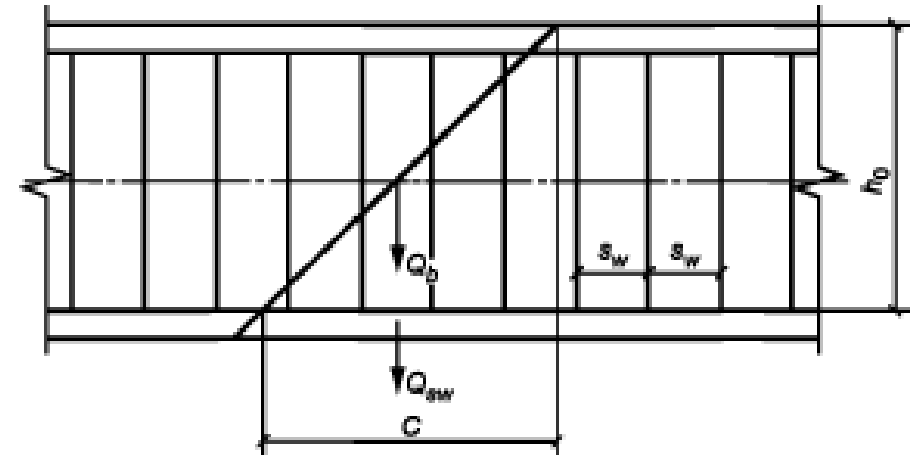


Рисунок 8.6 — Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил

ПРИМЕР 3: Поведение ЖБ колонн следует контролировать прочностью на изгиб [Цель 3 СТУ]: 3.2.2.3 – 3.2.2.6 [4/4]

- Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении по формуле (8.58):

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C = 1.63 \text{ т}$$

$C = h_0 = 0.45 \text{ м}$ – не более $2h_0$ и не менее $1h_0$

- Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента по формуле (8.59):

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = 4.83 \text{ т}$$

4) Проверка достаточности сопротивления срезу: $\emptyset 8, A_{sw} = 0.0000503 \text{ м}^2, s_w = 1/2h = 0.25 \text{ м}$

$$V_e^- = 22.64 \text{ т} < Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} = 47.19 \text{ т}$$

s_w – расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента
 \emptyset – по сортаменту

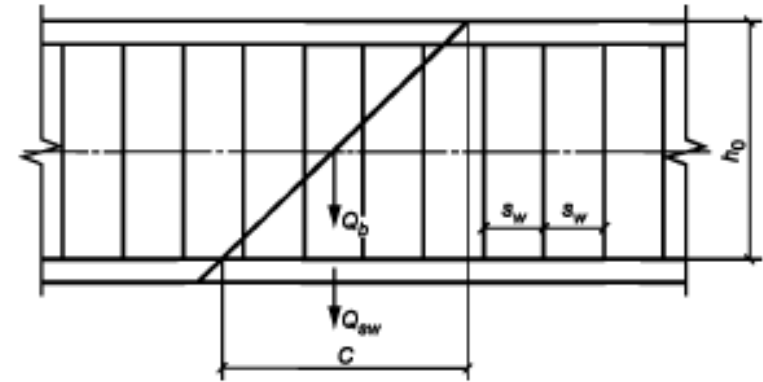


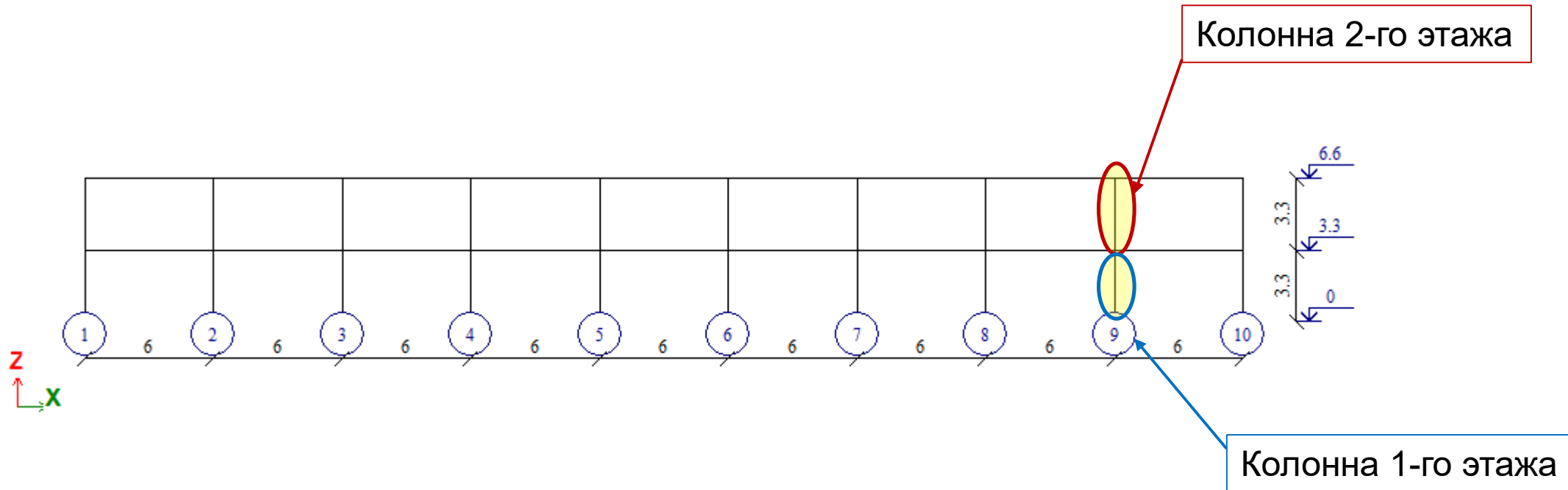
Рисунок 8.6 — Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил

По результатам конструктивного расчета - Подбора арматуры в ПК Лири-САПР; + согласно п. 10.5-10.6 СН КР 20-02:2018*,

Условие соблюдается.

Как видно по расчету, ж/б колонна имеет достаточную способность к срезу [сопротивление], которая превышает срез, связанный с сопротивлением изгибу, и **в колонне не должно происходить хрупкого разрушения при срезе, что не должно привести к обрушению при землетрясении.**

ПРИМЕР 4: Механизма слабого [гибкого] этажа следует избежать [Цель 4 СТУ]: 3.2.2.1 [1/5]



Расчет на условие слабого [гибкого] этажа будет выполнен для обоих этажей. Поскольку все колонны одинаковы, поперечная сила в этаже будет определяться с учетом 10 колонн на каждом этаже.

ПРИМЕР 4: Механизма слабого [гибкого] этажа следует избежать [Цель 4 СТУ]: 3.2.2.1 [2/5]

Предельная поперечная сила этажа для 2-го этажа V_{s2} :

$$V_{s2} = \frac{2}{h_2} \sum M_n$$

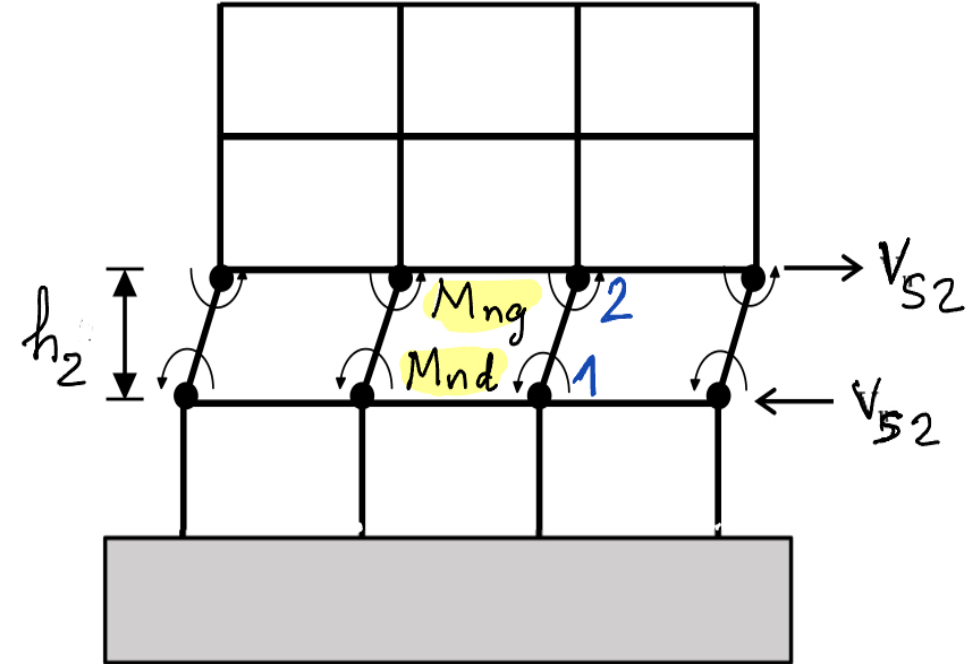
$$h_2 = 3.3 \text{ м}$$

Предельный изгибающий момент рассчитан на Примере 3:

$$M_{ult} = M_{nd} = M_{ng} = 25.36 \text{ тм}$$

Следовательно:

$$V_{s2} = \left(\frac{2}{3.3}\right) \times (10 \times 25.3) = 154 \text{ т}$$



ПРИМЕР 4: Механизма слабого [гибкого] этажа следует избежать [Цель 4 СТУ]: 3.2.2.1 [3/5]

Предельная поперечная сила этажа для 1-го этажа V_{s1} :

$$V_{S1} = \frac{2}{h_1} \sum M_n$$

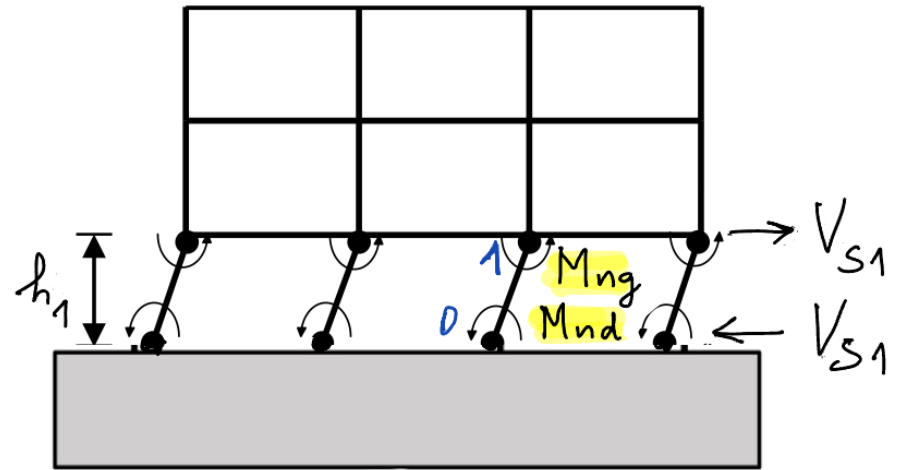
$$h_1 = 3.3 \text{ м}$$

Предельный изгибающий момент одинаков как для 1-го, так и для 2-го этажа:

$$M_{ult} = M_{nd} = M_{ng} = 25.36 \text{ тм}$$

Следовательно:

$$V_{S2} = \left(\frac{2}{3.3}\right) \times (10 \times 25.3) = 154 \text{ т}$$



ПРИМЕР 4: Механизма слабого [гибкого] этажа следует избежать

[Цель 4 СТУ]: 3.2.2.1 [4/5]

В итоге, необходимо сравнить предельные поперечные силы [сдвиги] этажей для 1-го и 2-го этажей:

В этом случае:

$$V_{S1} = V_{S2} = 154 \text{ т}$$

Поскольку $V_{S1} \geq 0.8 V_{S2}$

Условие выполняется.

Однако, если высота 1-го этажа отличается от высоты 2-го этажа, т.е.,

$h_1 = 4.3 \text{ м}$ [больше чем в первоначальном расчете]

$h_2 = 3.3 \text{ м}$ [одинаково как в первоначальном расчете]

В этом случае

$$V_{S1} = \left(\frac{2}{4.3}\right) \times (10 \times 25.3) = 117.7 \text{ т}$$

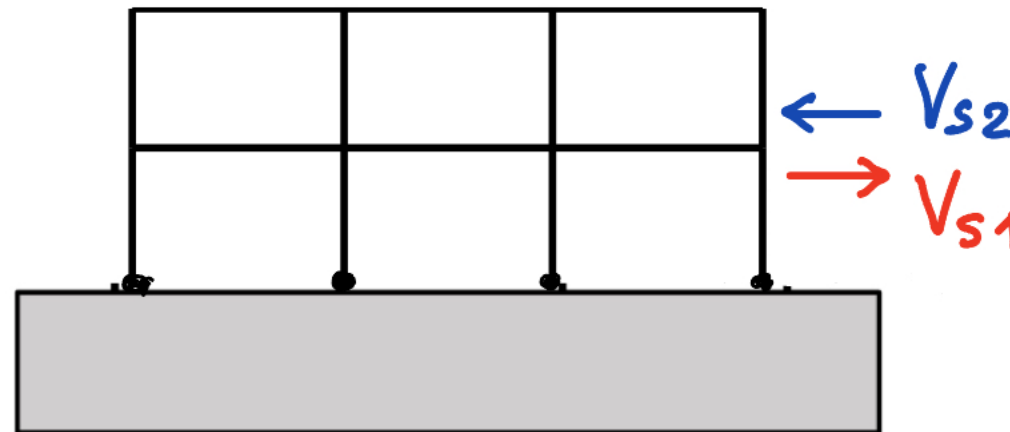
$$V_{S2} = 154 \text{ т}$$

В результате

$$V_{S1} = 0.76 * V_{S2}$$

Поскольку $V_{S1} < 0.8 V_{S2}$ **условие не выполняется.**

Требуется изменить размеры колонны и/или армирование, чтобы достичь условия проверки.



ПРИМЕР 4: Механизма слабого [гибкого] этажа следует избежать [Цель 4 СТУ]: 3.2.2.1 [5/5]

Метод 2:

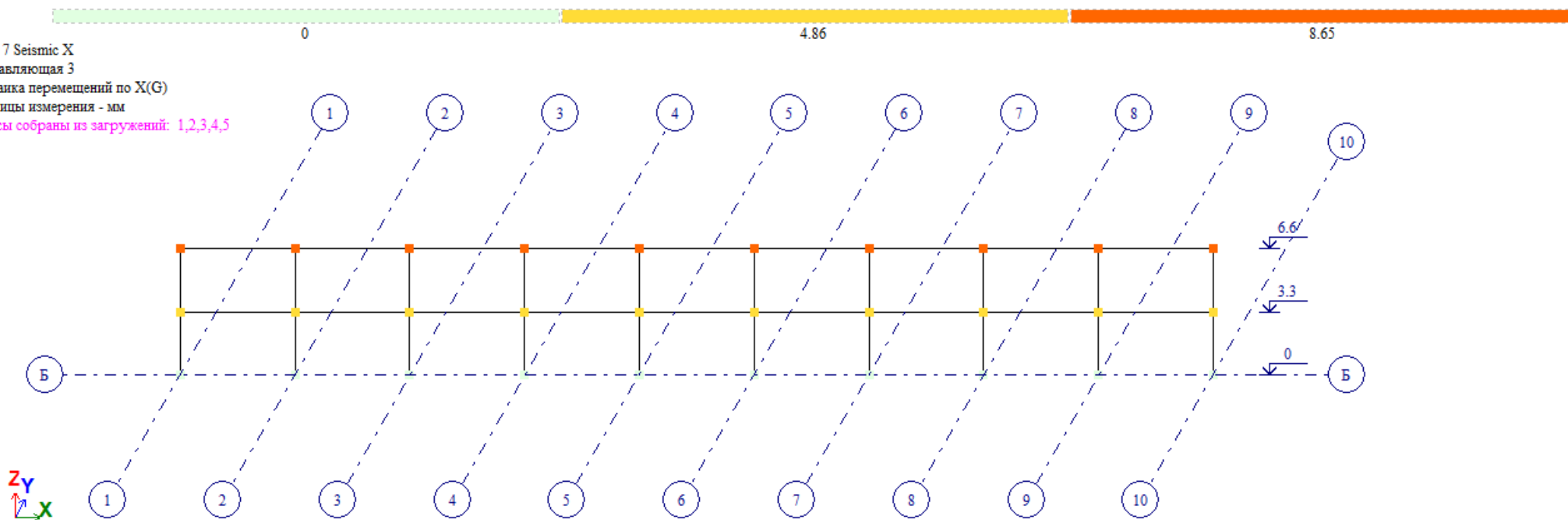
Согласно Приложению К, п. К.2.2; СН КР 20-02:2018*

ж/б раму можно классифицировать как **умеренно нерегулярную по высоте**,

Соблюдается условие [К.3]:

$$1.25 < \frac{d_{e,k} \cdot h_{k+1}}{d_{e,k+1} \cdot h_k} \rightarrow \frac{d_{e,k}/h_k}{d_{e,k+1}/h_{k+1}} \rightarrow \frac{\Delta_{e,k}}{\Delta_{e,k+1}} = \frac{4.86/3300}{[8.65 - 4.86]/3300} = \frac{0.0014}{0.0011} = 1.27 < 1.5$$

Load 7 Seismic X
Составляющая 3
Мозаика перемещений по X(G)
Единицы измерения - мм
Массы собраны из нагрузок: 1,2,3,4,5



Благодарим за Ваше внимание!

