

НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

ОСНОВЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ, ИХ СОЧЕТАНИЯ И  
КОМБИНАЦИИ. ПОНЯТИЕ О  
ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИИ НАГРУЗОК И ОСНОВЫ  
СБОРА НАГРУЗОК НА ЭЛЕМЕНТЫ. ЛЕКЦИЯ 6**

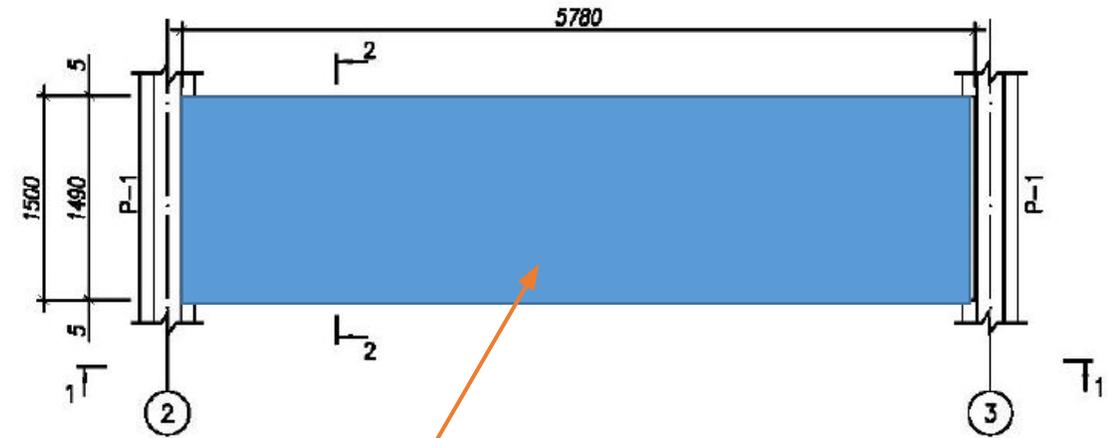
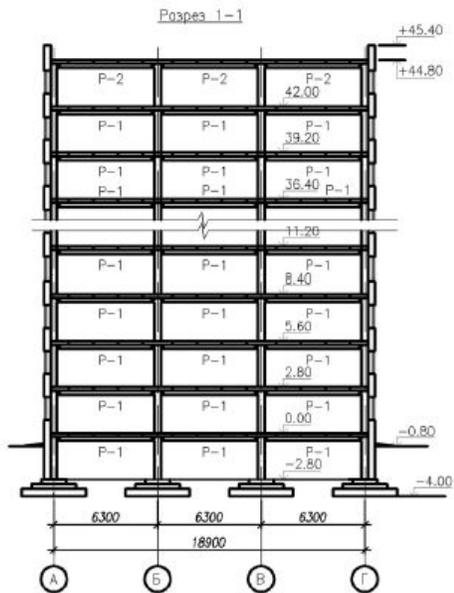
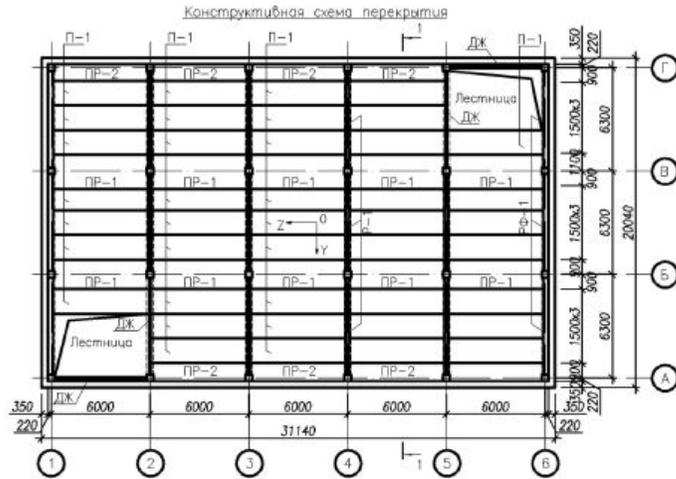
**Савин Сергей Юрьевич**  
Доцент кафедры ЖБК, к.т.н.



## ПЛАН ЛЕКЦИОННОГО ЗАНЯТИЯ:

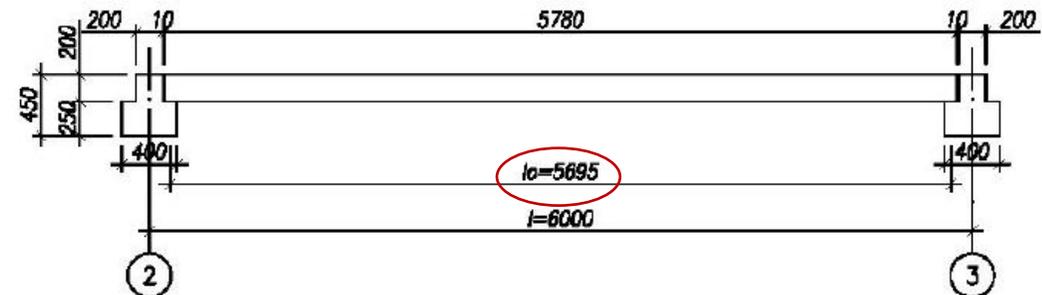
1. Сбор нагрузок на плиты перекрытия и покрытия, составление таблицы нагрузок
2. Сбор нагрузок на ригели и балки
3. Сбор нагрузок на колонны
4. Перераспределение усилий

# СБОР НАГРУЗКИ НА СБОРНЫЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ



Грузовая площадь для расчета  
плиты

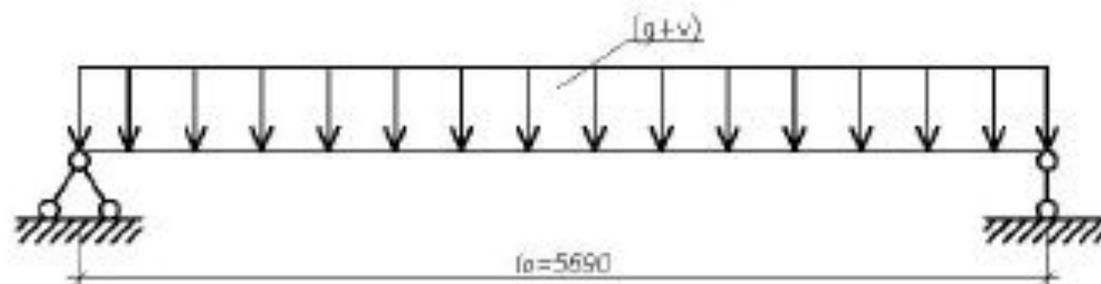
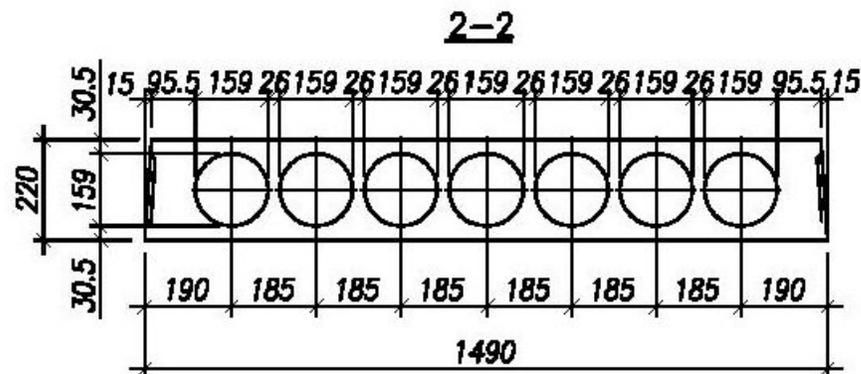
1-1



# СБОР НАГРУЗКИ НА СБОРНЫЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Нагрузки на 1 м<sup>2</sup> перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Постоянная:			
полы — паркет на мастике, $\delta = 20$ мм;	0,20	1,3	0,26
цементно-песчаная стяжка, $\delta = 30$ мм ( $\gamma = 18$ кН/м <sup>3</sup> );	0,54	1,3	0,70
многопустотная сборная плита перекрытия с омоноличиванием швов, $\delta = 220$ мм	3,4	1,1	3,74
<b>Итого постоянная нагрузка <math>g</math></b>	<b>4,14</b>		<b>4,7</b>
Временная:			
перегородки, $\delta = 120$ мм (приведенная нагрузка, длительная) $V_p$ ;	0,5	1,2	0,6
полезная кратковременная (из задания)	1,5	1,3	1,95
длительная $V_{лон}$	0,525	1,3	0,682
<b>Итого временная нагрузка <math>V</math></b>	<b>2,0</b>		<b>2,55</b>
Временная нагрузка без учета перегородок $V_0$	1,5		1,95
<b>Полная нагрузка <math>g + V</math></b>	<b>6,14</b>		<b>7,25</b>



*Примечание.* Полное значение нагрузки считается кратковременно действующим.

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для временной (полезной) нагрузки принимается:

- 1,3 — при полном нормативном значении нагрузки менее 2 кПа (кН/м<sup>2</sup>);
- 1,2 — при полном нормативном значении нагрузки 2 кПа (кН/м<sup>2</sup>) и более [1].

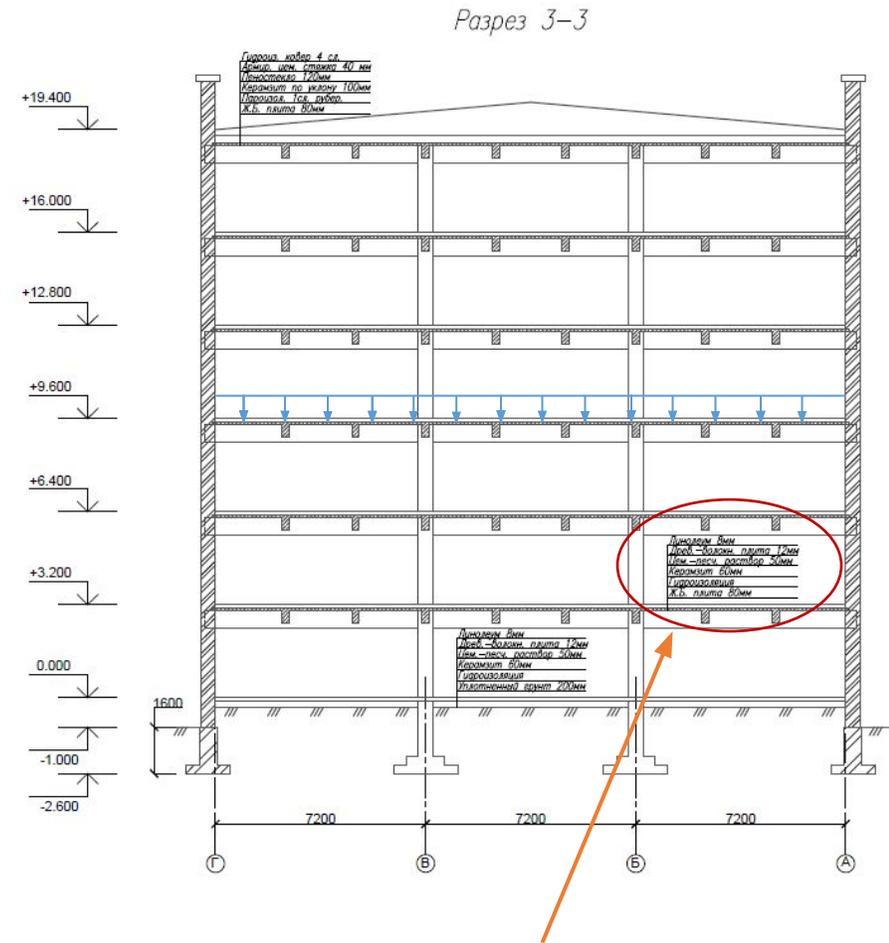
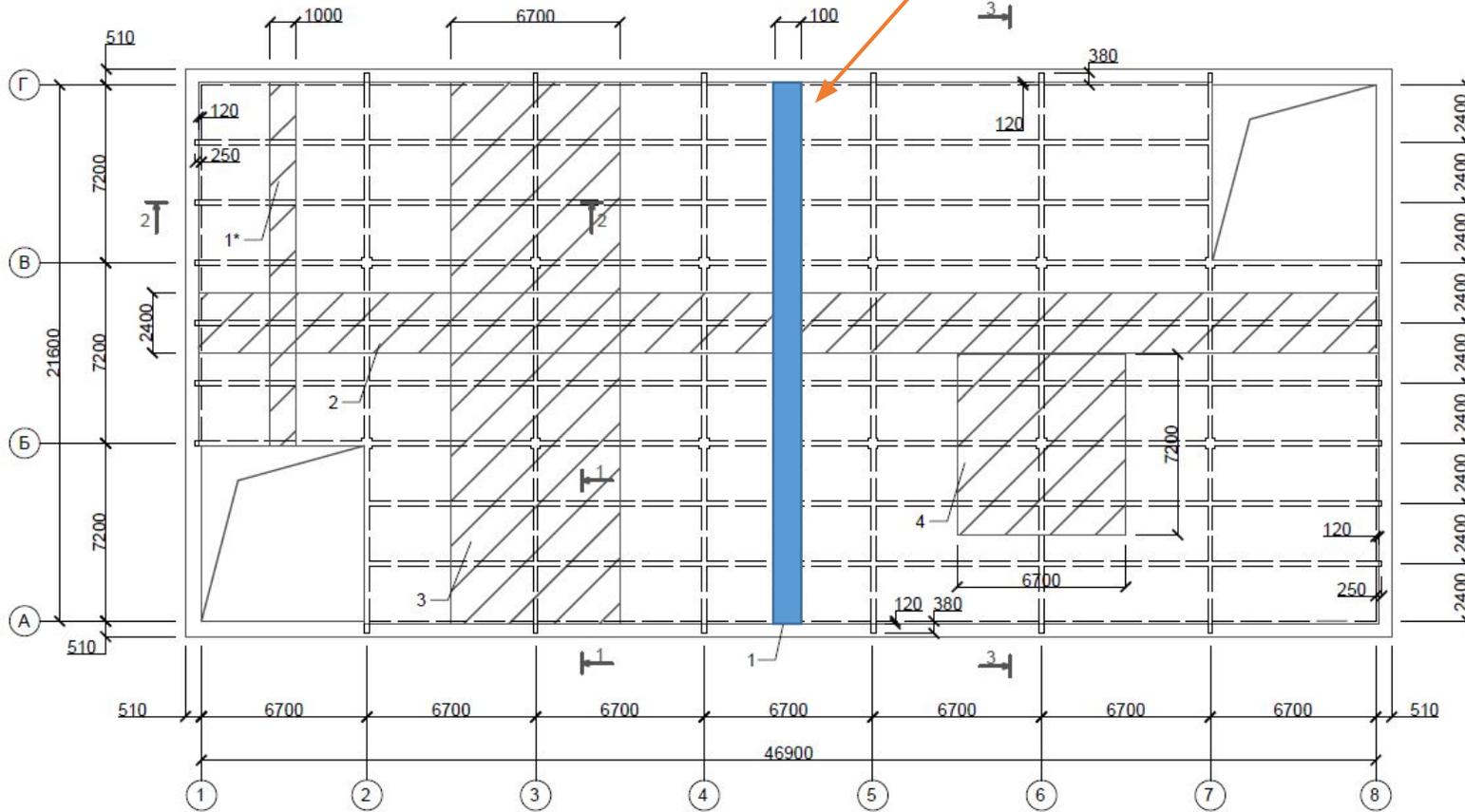
Нагрузка на 1 пог. м длины плиты при номинальной её ширине 1,5 м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания  $\gamma_n = 1,0$ :

- расчетная постоянная  $g = 4,7 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 7,05$  кН/м;
- расчетная полная  $(g + V) = 7,25 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 10,88$  кН/м;
- нормативная постоянная  $g_n = 4,14 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 6,21$  кН/м;
- нормативная полная  $(g_n + V_n) = 6,14 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 9,21$  кН/м;

• нормативная постоянная и длительная  $(g_n + V_{лон,n}) = (4,14 + 1,025) \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 7,75$  кН/м.

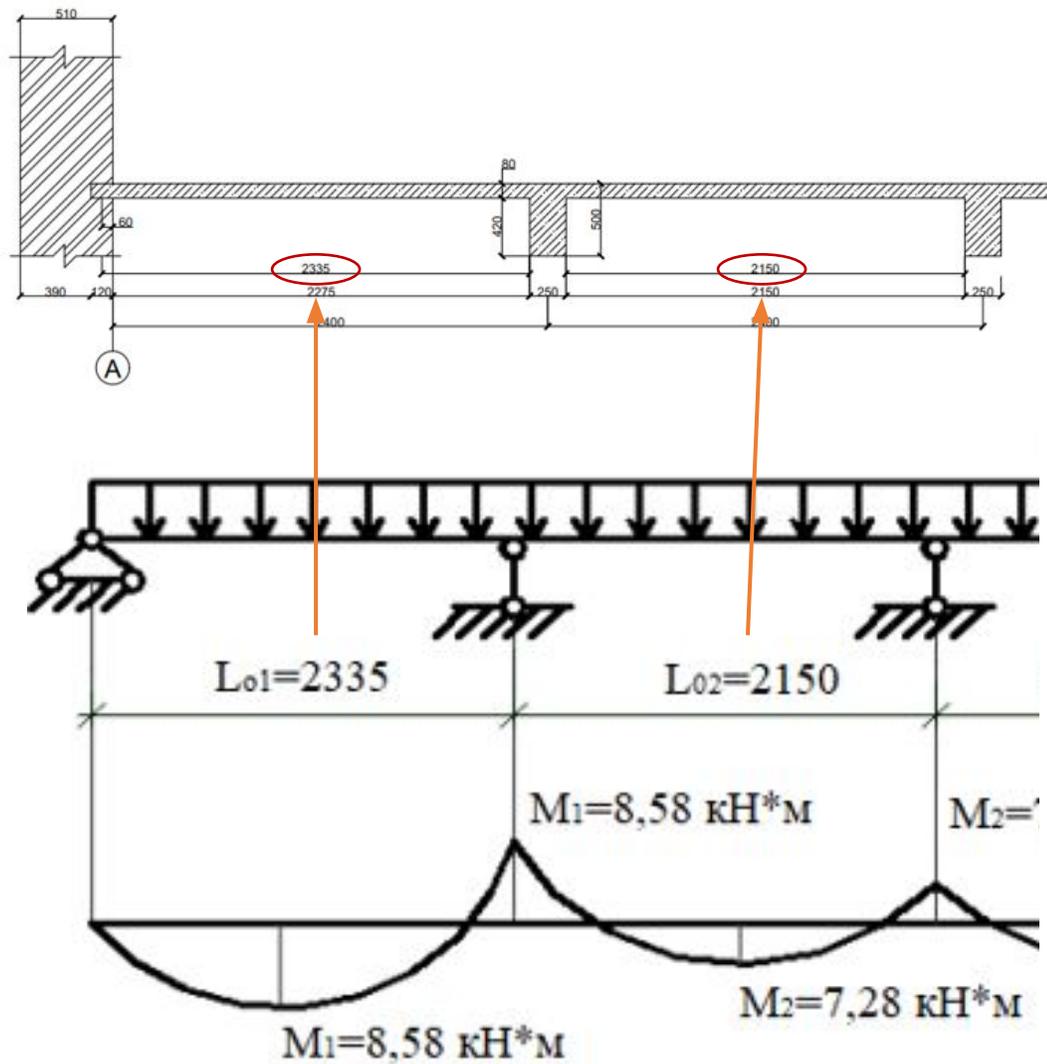
# СХЕМА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Грузовая площадь для расчета плиты



Состав конструкции пола

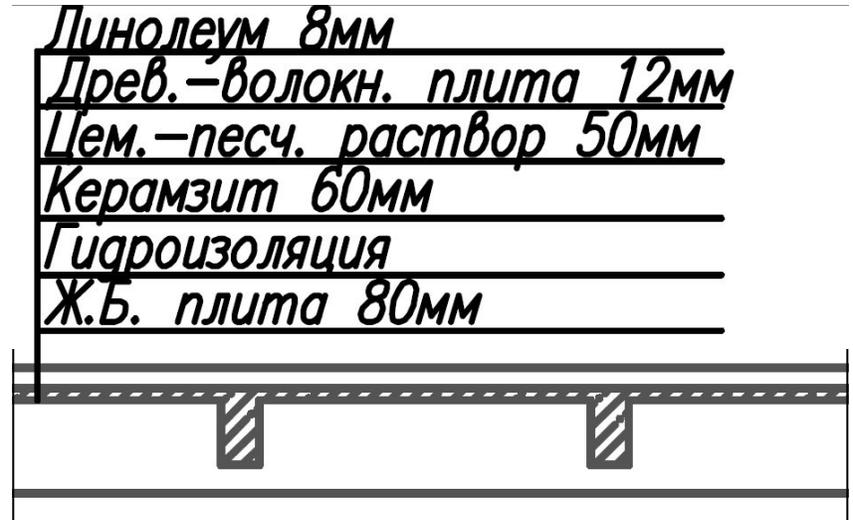
# РАСЧЕТНЫЕ ПРОЛЕТЫ МОНОЛИТНОЙ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ



# НАГРУЗКИ НА КВ. М ПЕРЕКРЫТИЯ

№п/п	Виды нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
1	Пол: линолеум - $\delta = 8$ мм, $\gamma = 12$ кН/м <sup>3</sup> ; древесно-волоконная плита - $\delta = 12$ мм, $\gamma = 6$ кН/м; цементно-песчаный раствор $\delta = 50$ мм, $\gamma = 18$ кН/м <sup>3</sup> ; керамзит - $\delta = 60$ мм, $\gamma = 8$ кН/м <sup>3</sup> . $(0,008 \text{ м} \cdot 12 \text{ кН/м}^3 = 0,096 \text{ кН/м}^2$ ; $0,012 \text{ м} \cdot 6 \text{ кН/м}^3 = 0,072 \text{ кН/м}^2$ ; $0,05 \text{ м} \cdot 18 \text{ кН/м}^3 = 0,90 \text{ кН/м}^2$ $0,06 \text{ м} \cdot 8 \text{ кН/м}^3 = 0,48 \text{ кН/м}^2)$	$0,096+0,072+0,90+0,48=1,548$	1,3	2,0124
2	Перегородки, включая временные	1,75	1,2	2,1
3	Ж/Б плита перекрытия $\delta = 70$ мм, $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup> ( $0,07 \text{ м} \cdot 25 \text{ кН/м}^3 = 1,75 \text{ кг/м}^2$ )	1,75	1,1	1,925
4	Постоянная нагрузка, $g$ ( $g = 1,548 + 1,75 + 1,75 = 5,048$ )	5,048	-	6,0374
5	Временная нагрузка, $p$	9,4	1,2	11,28
6	Полная нагрузка, $q$	14,448	-	17,3174

Состав конструкции пола:



Вес перегородок все же следует относить к временным длительным нагрузкам.

# КЛАССИФИКАЦИЯ НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ ПО ФИЗИЧЕСКОЙ ПРИРОДЕ

Расчетная нагрузка на 1 погонный метр условной балки шириной 1,0 м :

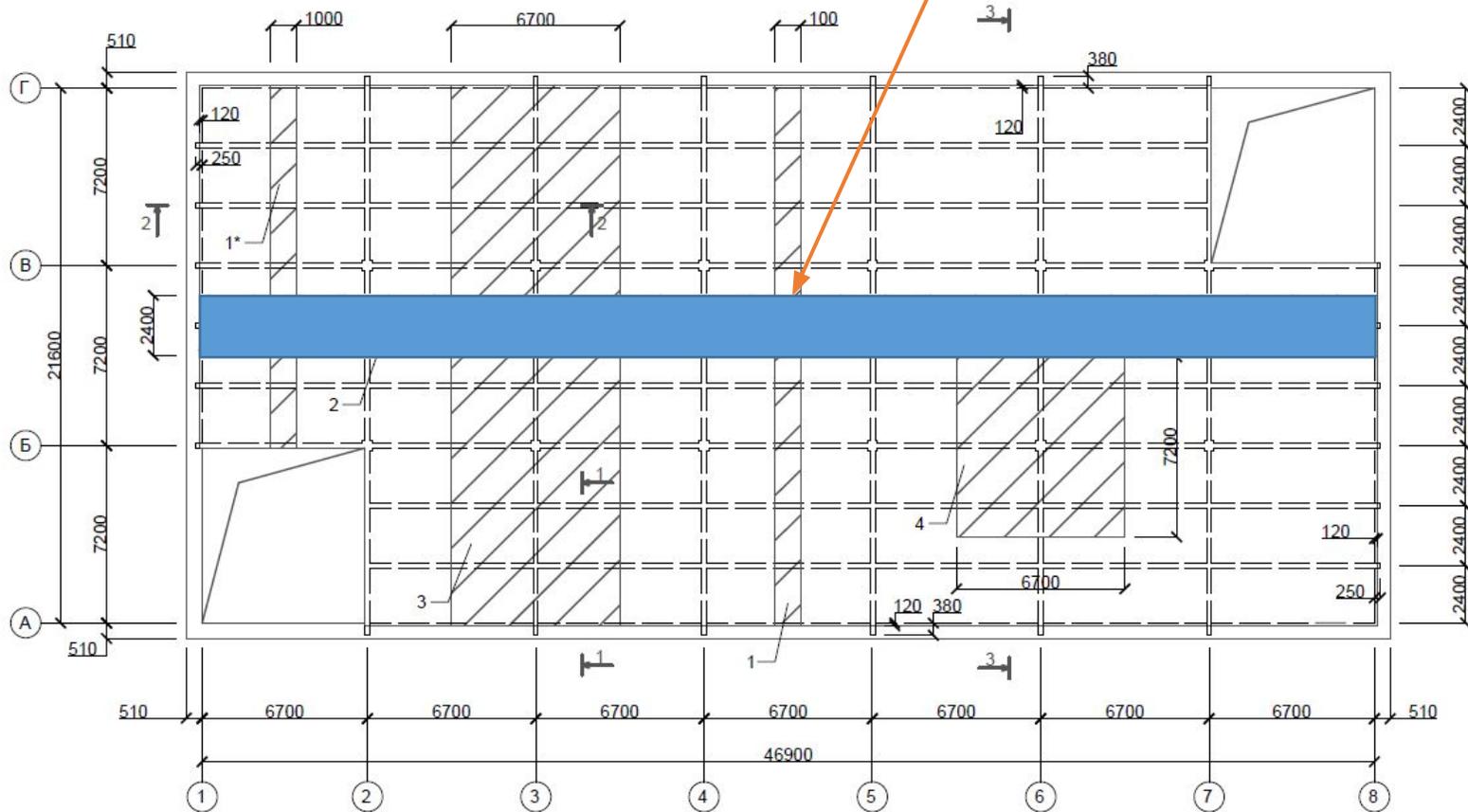
- постоянная  $g = 6,0374 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 6,0374$  кН/м;
- временная полезная  $p = 11,28 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 11,28$  кН/м;
- полная  $q = g + p = 6,0374 + 11,28 = 17,3174$  кН/м.

Ширина грузовой площадки = 1 м

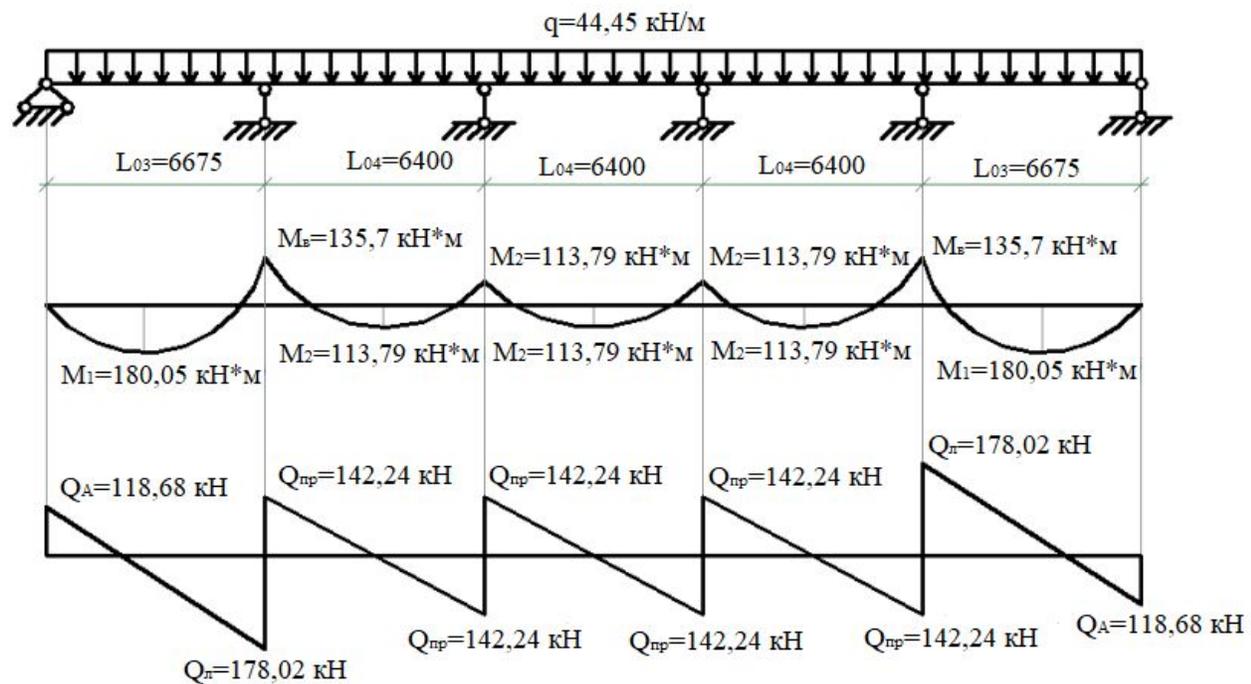
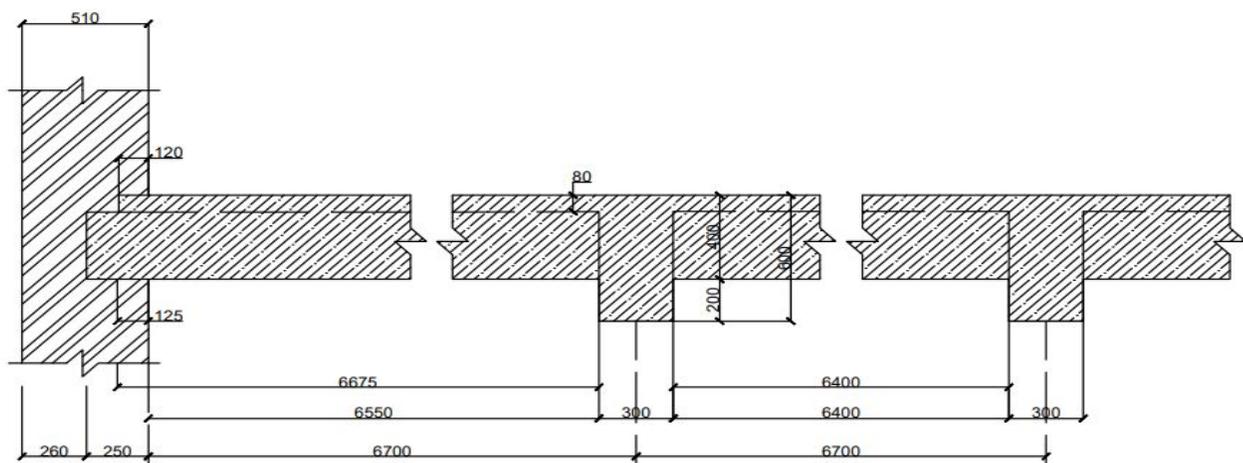
Коэффициент надежности по назначению  $\gamma_n=1$  – для здания нормального уровня ответственности (КС-2 по ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований)

# СБОР НАГРУЗОК НА БАЛКИ

Грузовая площадь для второстепенной балки



# СБОР НАГРУЗОК НА БАЛКИ



# СБОР НАГРУЗОК НА БАЛКИ

Расчетная нагрузка на 1 п.м. условной балки вычисляется по формулам, кН/м:

Постоянная нагрузка:

$$g = g_{s,b} + b_{s,b} \cdot (h_{s,b} - h'_f) \cdot 25 \gamma_f$$

$$g = 6,0374 \cdot 2,4 + 0,25 \cdot (0,5 - 0,08) \cdot 25 \cdot 1,1 = 17,38 \text{ кН/м}^2$$

Временная полезная нагрузка:

$$p = p_{s,b}$$

$$p = 11,28 \cdot 2,4 = 27,07 \text{ (кН/м}^2\text{)}$$

Полная нагрузка:

$$q = g + p$$

$$q = 17,38 + 27,07 = 44,45 \text{ кН/м}^2$$

$$q_1 = g + p/2$$

$$q_1 = 17,38 + 13,535 = 30,92 \text{ кН/м}^2$$

Значение из  
таблицы для  
плиты

Шаг  
второстепенных  
балок

# СБОР НАГРУЗОК НА КОЛОННЫ

## Нагрузка на 1 м<sup>2</sup> покрытия

№	Виды нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
1	Гидроизоляционный ковер – 4 слоя	0,19	1,3	0,247
2	Армированная цементная стяжка $\delta = 40$ мм, $\gamma = 22,00$ кН/м <sup>3</sup>	0,88	1,3	1,144
3	Пеностекло $\delta = 120$ мм, $\gamma = 3,00$ кН/м <sup>3</sup>	0,36	1,3	0,468
4	Керамзит по уклону $\delta = 100$ мм, $\gamma = 12,00$ кН/м <sup>3</sup>	1,2	1,3	1,56
5	Пароизоляция – 1 слой	0,05	1,3	0,065
6	Монолитная ж/б плита $\delta_{ред} = 70$ мм, $\gamma = 25,00$ кН/м <sup>3</sup>	1,75	1,1	1,925
7	Постоянная нагрузка	4,43	-	5,409
8	Снеговая нагрузка	0,84	1,4	1,176
9	Полная нагрузка	5,27	-	6,585

# СБОР НАГРУЗОК НА КОЛОННЫ

Принимаем размер сечения  $40 \times 40$  см.

Определяем грузовую площадь колонный по формуле,  $\text{м}^2$ :

$$A = L \cdot B$$

$$A = 6,7 \cdot 7,2 = 48,24 \text{ м}^2$$

Постоянная нагрузка от перекрытия одного (типового) этажа с учетом коэффициента надежности по назначению здания  $\gamma_n = 1,0$  (здание относится ко второму нормальному уровню ответственности) определяется по формуле, кН:

$$N_{\text{пер}} = \gamma_n \cdot g_{\text{пер}}^{\text{пост}} \cdot A,$$

где  $g_{\text{пер}}^{\text{пост}}$  – постоянная нагрузка от перекрытия, равная 5,048,  $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ .

$$N_{\text{пер}} = 1,0 \cdot 5,048 \cdot 48,24 = 243,52 \text{ кН}$$

Определяем нагрузку от 3 второстепенных балок по формуле, кН:

$$N_{\text{s,b}} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{\text{rc}} \cdot b_{\text{s,b}} \cdot (h_{\text{s,b}} - h_f) \cdot l_{04} \cdot n,$$

где  $\gamma_{\text{rc}}$  – объемный вес железобетона, равный 25,  $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;

$n$  – кол-во второстепенных балок.

$$N_{\text{s,b}} = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 0,25 \cdot (0,4 - 0,08) \cdot 6,4 \cdot 3 = 42,24 \text{ кН}$$

Определяем нагрузку от главных балок по формуле, кН:

$$N_{\text{m,b}} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{\text{rc}} \cdot b_{\text{m,b}} \cdot (h_{\text{m,b}} - h_f) \cdot l_{05},$$

где  $l_{05}$  – пролет вдоль главной балки, определяемый по формуле, м:

$$l_{05} = B - h_c,$$

где  $h_c$  – ширина колонны, равная 0,4, м,

$$l_{05} = 6,7 - 0,4 = 6,3 \text{ м}$$

$$N_{\text{m,b}} = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 0,3 \cdot (0,6 - 0,08) \cdot 6,3 = 27,03 \text{ кН}$$

Нагрузка от собственного веса колонны одного (типового) этажа определяется по формуле, кН:

$$N_c = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{\text{rc}} \cdot h_c \cdot h_c \cdot H,$$

где  $H$  – высота этажа здания, равная 3,2, м.

$$N_c = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,2 = 14,08 \text{ кН}$$

Расстояние от пола первого этажа до планировочной отметки равно 1,0 м.

Высоту колонны первого этажа определяем по формуле, м:

$$H_1 = H + 1,0 + d - h_{\text{ф}},$$

где  $d$  – глубина залегания фундамента, равная 1,6 м;

$h_{\text{ф}}$  – предварительная высота фундамента, равная, 1,0, м;

1,0 – расстояние от пола первого этажа до планировочной отметки, равное 1,0, м.

$$H_1 = 3,2 + 1,0 + 1,7 - 1,0 = 4,9 \text{ м}$$

Определяем нагрузку от собственного веса колонны первого этажа, по формуле, кН:

$$N_{\text{c1}} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{\text{rc}} \cdot h_c \cdot h_c \cdot H_1$$

$$N_{\text{c1}} = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,9 = 21,56 \text{ кН}$$

Определяем постоянную нагрузку на колонну одного (типового) этажа, по формуле, кН:

$$N_{\text{сг}} = N_{\text{пер}} + N_{\text{s,b}} + N_{\text{m,b}} + N_c$$

$$N_{\text{сг}} = 243,52 + 42,24 + 27,03 + 14,08 = 326,87 \text{ кН}$$

Определяем постоянную нагрузку от кровли и плиты покрытия, приходящаяся на колонну, по формуле, кН:

$$N_{\text{кров}} = \gamma_n \cdot g_{\text{кров}} \cdot A,$$

где  $g_{\text{кров}}$  – постоянная нагрузка от кровли и плиты покрытия, определяемая по таблице 3.1. и равная 5,409.

$$N_{\text{кров}} = 1,0 \cdot 5,409 \cdot 48,24 = 260,93 \text{ кН}$$

Постоянную нагрузку на колонну от покрытия определяем по формуле, кН:

$$N_{\text{г,покр}} = N_{\text{кров}} + N_{\text{s,b}} + N_{\text{m,b}}$$

$$N_{\text{г,покр}} = 260,93 + 42,24 + 27,03 = 330,2 \text{ кН}$$

Временная нагрузка, приходящаяся на колонну с одного (типового) этажа, определяем по формуле, кН:

$$N_{\text{с,к,пер}} = \gamma_n \cdot q_{\text{пер}} \cdot A,$$

где  $q_{\text{пер}}$  – временная нагрузка от плиты перекрытия, определяемая по таблице 2.1. и равная 11,28,  $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ .

$$N_{\text{с,к,пер}} = 1,0 \cdot 11,28 \cdot 48,24 = 544,15 \text{ кН}$$

# СБОР НАГРУЗОК НА КОЛОННЫ

Временная нагрузка, приходящаяся на колонну с покрытия, определяем по формуле, кН:

$$N_{с,қ,покр} = \gamma_n \cdot q_{покр} \cdot A,$$

где  $q_{покр}$  – временная нагрузка от плиты перекрытия, определяемая по таблице 3.1. и равная  $1,176$ , кН/м<sup>2</sup>.

$$N_{с,қ,покр} = 1,0 \cdot 1,176 \cdot 48,24 = 56,73 \text{ кН}$$

Коэффициент снижения временных нагрузок в многоэтажных зданиях определяем по формуле:

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{\varphi_1 - 0,4}{\sqrt{n}},$$

где  $n$  – число перекрытий, от которых учитывается нагрузка на конструктивный элемент, равный 4;

$\varphi_1$  – коэффициент, который определяется по формуле:

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}}$$

где  $A_1 = 9 \text{ м}^2$ .

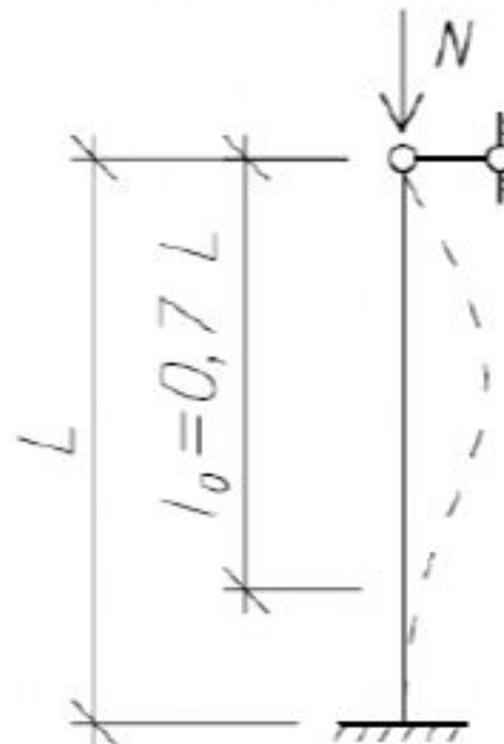
$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{48,24}{9}}} = 0,659$$

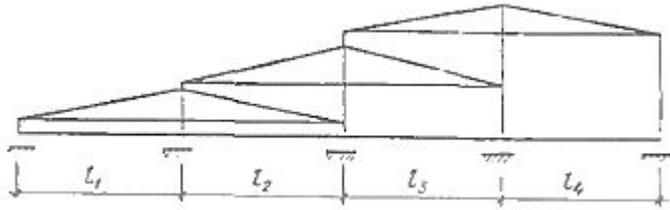
$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{0,659 - 0,4}{\sqrt{4}} = 0,53$$

Нормальная сила в колонне на уровне 1-го этажа определяется по формуле, кН:

$$N = N_{с,г} \cdot n + N_{г,покр} + N_{с,қ,пер} \cdot n \cdot \varphi_3 + N_{с,қ,покр} + N_{с1},$$

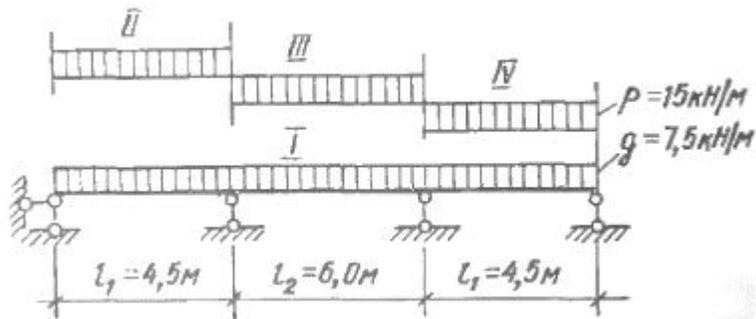
$$N = 326,87 \cdot 4 + 330,2 + 544,15 \cdot 4 \cdot 0,53 + 56,73 + 21,56 = 2869,57 \text{ кН}$$





Эпюры надпорных моментов

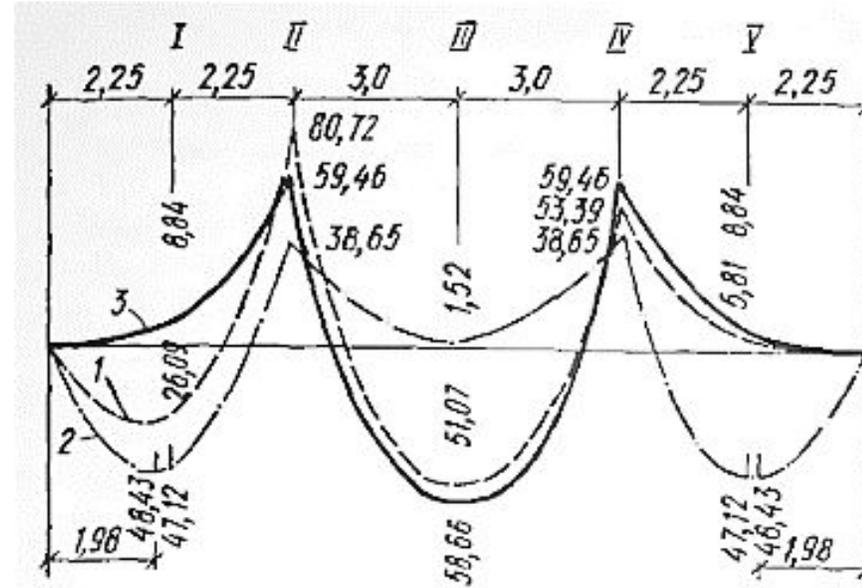
1. Производят расчет упругой балки на действие постоянной нагрузки и различных случаев расположения временной нагрузки.
2. Усилия от каждого случая расположения временной нагрузки складывают с усилиями от постоянной нагрузки.
3. К каждой из полученных таким образом эпюр прибавляют треугольные эпюры с произвольными по знаку и значению надпорными ординатами.
4. По эпюрам моментов, построенным с учетом перераспределения усилий, выбирают наибольшие (по абсолютному значению) изгибающие моменты в расчетных сечениях, т.е. определяют ординаты огибающей эпюры.



Трехпролетная неразрезная балка

Таким образом, перераспределяя усилия получаем различные варианты армирования неразрезных балок (собственно армирования, повышая жесткость на конкретных участках, и приводит к перераспределению). Количество вариантов перераспределения усилий для неразрезных балок не ограничено. Выбор наиболее рационального из них связан с решением оптимизационной задачи.

# ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ НЕЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЕМЫХ МАТЕРИАЛОВ

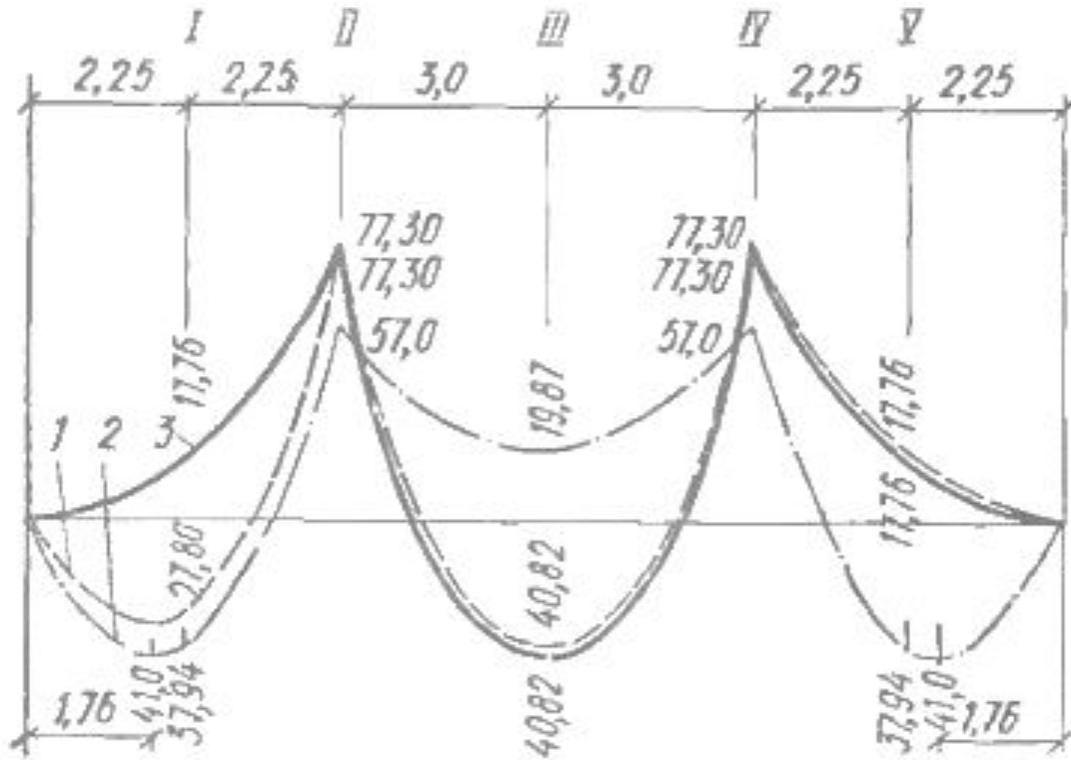


Эпюры моментов в упругой балке

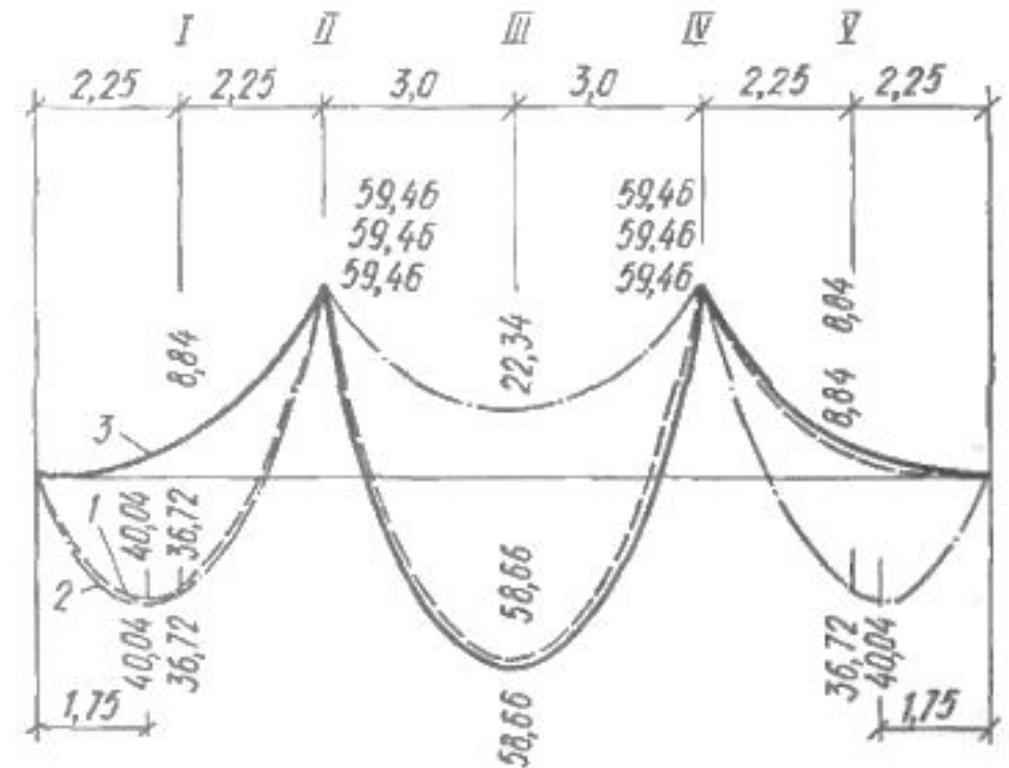
Ординаты эпюр моментов, кН\*м, в сечениях балки (для исходных данных по предыдущему слайду)

Сочетания нагрузок	Номер сечения				
	I	II	III	IV	V
Первое 1 + 2 + 3	26,09	-80,72	51,07	-53,39	-5,81
Второе 1 + 2 + 4	47,12	-38,65	-1,52	-38,65	47,12
Третье 1 + 3	-8,84	-59,46	58,66	-59,46	-8,84
Четвертое 1 + 3 + 4	-5,81	-53,39	51,07	-80,72	26,09

# ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ НЕЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЕМЫХ МАТЕРИАЛОВ



Эпюры моментов с учетом перераспределения усилий по первому варианту:  
1, 2, 3 – соответственно для первого, второго и третьего сочетания усилий



Эпюры моментов с учетом перераспределения усилий по первому варианту:  
1, 2, 3 – соответственно для первого, второго и третьего сочетания усилий

**СПАСИБО  
ЗА ВНИМАНИЕ**