

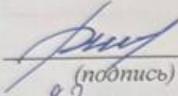
Министерство науки и высшего образования Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

Работа выполнена в СКБ «Проектирование и информационное моделирова-  
ние зданий и сооружений»

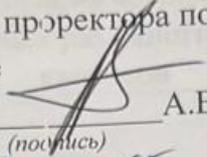
СОГЛАСОВАНО

Начальник отдела ОНиПКРС

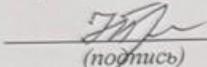
  
(подпись) Е.М. Димитриади  
« 22 » 05 20 25 г.

УТВЕРЖДАЮ

И.о. проректора по научной ра-  
боте

  
(подпись) А.В. Космынин  
« 27 » 05 20 25 г.

Декан факультета кадастра и  
строительства

  
(подпись) Н.В. Гринкруг  
« 22 » 05 20 25 г.

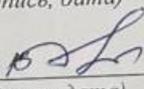
«Влияние ветровой нагрузки на армирование ригеля монолитной рамы»  
Комплект проектной документации

Руководитель СКБ

  
(подпись, дата)

Е.В. Журавлева

Руководитель проекта

  
(подпись, дата)

В.А. Дзюба

Комсомольск-на-Амуре 2025

Карточка проекта

Название	Влияние ветровой нагрузки на армирование ригеля монолитной рамы
Тип проекта	научно-исследовательский проект
Исполнители	Студент <i>Дун Гоцай</i> Дун Гоцай – группа ЗПСм-1 Студент <i>А.А. Ширяева</i> А.А. Ширяева – группа ЗПСм-1
Срок реализации	05 февраля-20 мая

Использованные материалы и компоненты

Исходные данные	Экспериментально-теоретические исследования армирования монолитных рам многоэтажных каркасов
-----------------	--

Руководитель проекта

*В.А. Дроба*

В.А. Дроба

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

## ЗАДАНИЕ на разработку

Название проекта: Влияние ветровой нагрузки на армирование ригеля монолитной рамы

Назначение: проект «Влияние ветровой нагрузки на армирование ригеля монолитной рамы» предназначен для определения эффективного армирования ригелей монолитных рам при совместном действии ветровых и вертикальных нагрузок.

Область использования: проект «Влияние ветровой нагрузки на армирование ригеля монолитной рамы » будет использован при расчете на прочность каркасов многоэтажных зданий.

Функциональное описание проекта: Определить значение ветровой нагрузки для рам различной этажности: 9-ти этажная рама и 25-ти этажная рама. Определить значения внутренних усилий для монолитных рам различной этажности при действии ветровых нагрузок. Выполнить расчет рам на действие вертикальных нагрузок. Построить огибающие эпюры моментов. Выполнить расчет прочности нормальных сечений с наибольшими значениями внутренних усилий. Определить эффективное армирование ригелей монолитных рам для различной этажности.

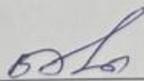
Техническое описание устройства: Рассмотрены огибающие эпюры моментов для 9-ти и 25- этажных рам от совместного действия ветровой и вертикальной нагрузок и определено рациональное армирование.

Требования: оценить огибающие эпюры моментов ригелей и назначить рациональное армирование.

План работ:

Наименование работ	Срок
Произвести литературный обзор материалов, связанных с проектированием монолитных каркасов многоэтажных зданий	02.2025
Произвести определение значений ветровых нагрузок для рам различной этажности.	03.2025
Выполнить расчет многоэтажных рам на действие вертикальных нагрузок.	04.2025
Провести анализ внутренних усилий в сечениях ригелей от совместного действия вертикальных и ветровых нагрузок и построить огибающие эпюры моментов	05.2025
Рекомендовать наиболее эффективную и надежную арматуру в сечениях ригелей	05.2025

Руководитель проекта

  
(подпись, дата)

В.А. Дзюба

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

УТВЕРЖДАЮ

И.о. проректора по научной  
работе

А.В. Косминин

20\_\_ г.

### ПАСПОРТ

«Влияние ветровой нагрузки на армирование ригеля монолитной рамы »

АКТ

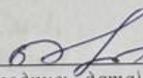
о присвоении СЭС «Проектирование и информационное моделирование  
зданий и сооружений»

«Влияние ветровой нагрузки на армирование ригеля монолитной рамы»

г. Комсомольск-на-Амуре

20\_\_ г.

Руководитель проекта

  
(подпись, дата)

В.А. Дзюба

Комсомольск-на-Амуре 2025

## Содержание

1. Расчет многоэтажных монолитных рам	7
1.1 Общие положения расчета рамы на ветровую нагрузку	7
1.2 Расчет внутренних усилий в раме для 25-ти этажного здания от ветровой нагрузки	12
1.3 Определение изгибающих моментов в сечениях колонны	27
1.4 Определение изгибающих моментов в сечениях ригеля	32
1.5 Расчет ветровой нагрузки для 9 -ти этажной рамы	37
1.6 Определение изгибающих моментов в колоннах 9 -ти этажной рамы от ветровой нагрузки	40
1.7 Определение изгибающих моментов в ригелях 9 -ти этажной рамы от ветровой нагрузки	49
1.8 Расчет внутренних усилий в раме от вертикальной нагрузки	51
1.9 Определение внутренних усилий в сечениях ригеля	56
2.Определение рационального армирования ригеля монолитной рамы	67
Заключение	74

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		6

## 1. Расчет многоэтажных монолитных рам

### 1.1 Общие положения расчета рамы на ветровую нагрузку

Основной тип ветровой нагрузки связан с непосредственным воздействием на здание максимальных для мест строительства ураганных ветров и должен учитываться при проектировании.

Нормативное значение основной ветровой нагрузки  $w$  следует определять, как сумму средней  $w_m$  и пульсационной  $w_g$  составляющих [3]

$$w = w_m + w_g. \quad (1.1)$$

Нормативное значение средней составляющей основной ветровой нагрузки  $w_m$  в формуле (2.1) зависит от района строительства, эквивалентной высоты  $z_e$  и определяется по выражению

$$w_m = w_o k(z_e) c, \quad (1.2)$$

где  $w_o$  – нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от ветрового района по таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Зависимость давления ветра от ветрового района

Ветровые районы	I <sub>a</sub>	I	II	III	IV	V	VI	VII
$w_o$ , кПа	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

$k(z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты  $z_e$ ;

$c$  – аэродинамический коэффициент.

Эквивалентная высота  $z_e$  определяется следующим образом:

1) для башенных сооружений, мачт, труб, решетчатых конструкций и т.п. сооружений  $z_e = z$ ;

1) для башенных сооружений, мачт, труб, решетчатых конструкций и т.п. сооружений  $z_e = z$ ;

2) для зданий:

а) при  $h \leq d \rightarrow z_e = h$ ;

б) при  $d < h \leq 2d$ :

для  $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$ ;

для  $0 < z < h - d \rightarrow z_e = d$ ;

в) при  $h > 2d$ :

СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000

Лист

7

для  $z \geq h-d \rightarrow z_e=h$ ;

для  $d < z < h-d \rightarrow z_e = z$ ;

для  $0 < z \leq d \rightarrow z_e = d$ .

где  $z$  – высота от поверхности земли,

$d$  – размер здания (без учета его стилобатной части) в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра (поперечный размер),

$h$  – высота здания.

Коэффициент  $k(z_e)$  для высот  $z_e \leq 300$  м определяется по таблице 1.2 в которой принимаются следующие типы местности:

*A* - открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе с постройками высотой менее 10 м, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

*B* - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

*C* - городские районы с плотной застройкой зданиями высотой более 25 м.

Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии  $30h$  — при высоте сооружения  $h < 60$  м и на расстоянии 2 км — при  $h > 60$  м.

Таблица 1.2 – Зависимость  $k(z_e)$  от высоты и типа местности

Высота $z_e$ , м	Коэффициент $k$ для типов местности		
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>
$\leq 5$	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8

Изм.	Лист	№ документа	Подп.	Дата	СКБ «ПНИИЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
		250		2,65	2,3	8
					2,0	

300	2,75	2,5	2,2
-----	------	-----	-----

Аэродинамический коэффициент  $c$  в формуле (1.2) для вертикальных стен прямоугольных в плане зданий с наветренной стороны составляет 0,8, а с подветренной стороны - 0,5.

Нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки  $w_g$  на эквивалентной высоте  $z_e$  необходимо определять по формуле

$$w_g = w_m \zeta(z_e) v. \quad (1.3)$$

Здесь  $\zeta(z_e)$  – коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по таблице 2.3 в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$ ;

$v$  – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

Таблица 1.3 – Зависимость  $\zeta$  от высоты и типа местности

Высота $z_e$ , м	Коэффициент $\zeta$ для типов местности		
	A	B	C
≤5	0,85	1,22	1,78
10	0,76	1,06	1,78
20	0,69	0,92	1,50
40	0,62	0,80	1,26
60	0,58	0,74	1,14
80	0,56	0,70	1,06
100	0,54	0,67	1,00
150	0,51	0,62	0,90
200	0,49	0,58	0,84
250	0,47	0,56	0,80
300	0,46	0,54	0,76

Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления  $v$  следует определять для расчетной поверхности сооружения, с которой да-

Таблица 1.4 – Значение коэффициента  $\nu$

$\rho$ , м	Коэффициент $\nu$ при $\chi$ м, равном						
	5	10	20	40	80	160	350
0,1	0,95	0,92	0,88	0,83	0,76	0,67	0,56
5	0,89	0,87	0,84	0,80	0,73	0,65	0,54
10	0,85	0,84	0,81	0,77	0,71	0,64	0,53
20	0,80	0,78	0,76	0,73	0,68	0,61	0,51
40	0,72	0,72	0,70	0,67	0,63	0,57	0,48
80	0,63	0,63	0,61	0,59	0,56	0,51	0,44
160	0,53	0,53	0,52	0,50	0,47	0,44	0,38

Формула (1.3) применима при выполнении условия

$$f_1 > f_{lim}, \quad (1.4)$$

где  $f_1$  – первая частота собственных колебаний,

$f_{lim}$  – предельное значение частоты собственных колебаний.

Согласно предельное значение частоты собственных колебаний определяется по выражению

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{эк}) \gamma_f}}{940 T_{g, lim}}. \quad (1.5)$$

Здесь  $w_0$  (Па) – нормативное значение ветрового давления (определяется по таблице 1.1);

$k(z_{эк})$  – коэффициент учитывающий изменение давления ветра для высоты  $z_{эк}$  равной  $0,8h$ , где  $h$  – высота здания;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,4;

$T_{g, lim}$  – предельный период, принимаемый в зависимости от суммарно-

го логарифмического декремента колебаний  $\delta$ .

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						10
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

Для железобетонных и каменных сооружений данные параметры согласно составляют  $\delta = 0,3$  и  $T_{g, lim} = 0,023$ .

Первая частота собственных колебаний равна

$$f_1 = \frac{1}{T_1}, \quad (1.6)$$

где  $T_1$  – период собственных колебаний первого тона, значение которого может быть вычислено согласно по приближенной эмпирической формуле

$$T_1 = 0,021h, \quad (1.7)$$

где  $h$  – высота здания, м.

Если первая собственная частота меньше предельного значения частоты собственных колебаний, а вторая собственная частота  $f_2$  больше этого значения, т.е. выполняется условие  $f_1 < f_{lim} < f_2$ , то нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки  $w_g$  необходимо вычислять по формуле

$$w_g = w_m \xi \zeta(z_e) v, \quad (1.8)$$

где  $\xi$  – коэффициент динамичности, определяемый по рисунку 2.1 при логарифмическом декременте  $\delta = 0,3$  (для железобетонных и каменных сооружений) в зависимости от безразмерного периода  $T_{g,1}$ , вычисляемого для первой собственной частоты  $f_1$

$$T_{g,1} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{эк}) v_f}}{940 f_1}. \quad (1.9)$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						11
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

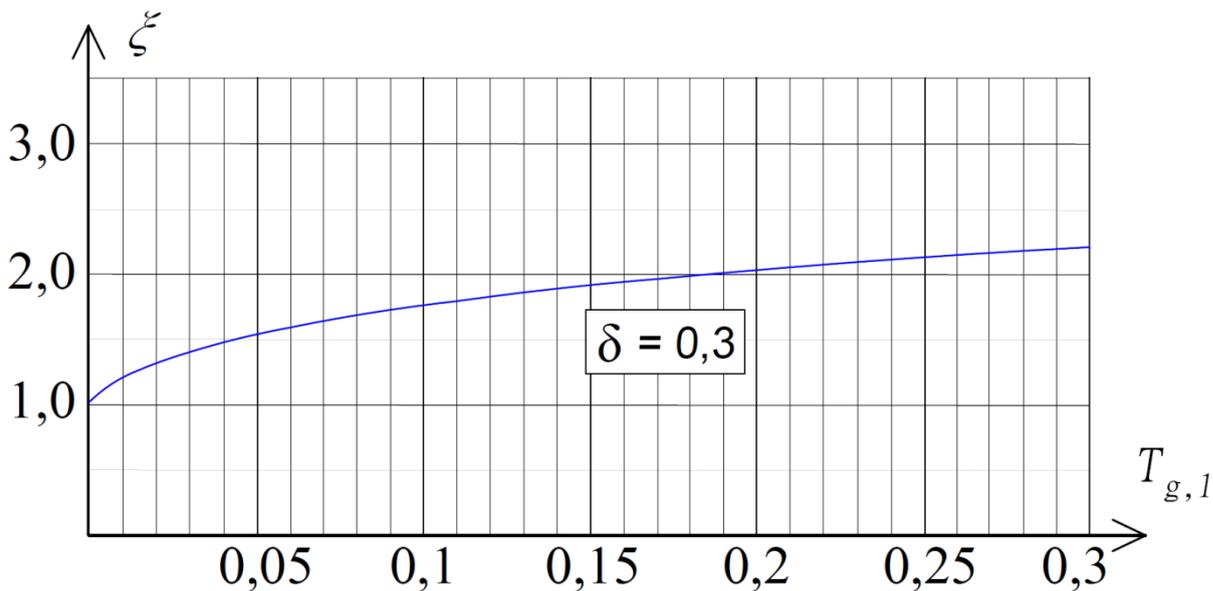


Рисунок 1.1 – Коэффициент динамичности

Данный алгоритм позволяет выполнять расчет статической и динамической составляющей ветровой нагрузки.

### 1.2 Расчет внутренних усилий в раме для 25-ти этажного здания от ветровой нагрузки

Рассмотрим 25-этажное каркасное здание с высотой этажа 3.6 метра. Расстояние от планировочной отметки до уровня пола первого этажа равно 0,8 метра, а высота парапета 0,6 метра. Тогда высота несущей системы  $h = H = 25 \cdot 3.6 + 0,8 + 0,6 = 91.4$  м. Определим нормативное значение средней составляющей основной ветровой нагрузки для здания :  $d=30$ м . Район строительства – г. Комсомольск-на-Амуре. Тип местности - В (городские территории). Ветровой район – III (0.38 кПа).

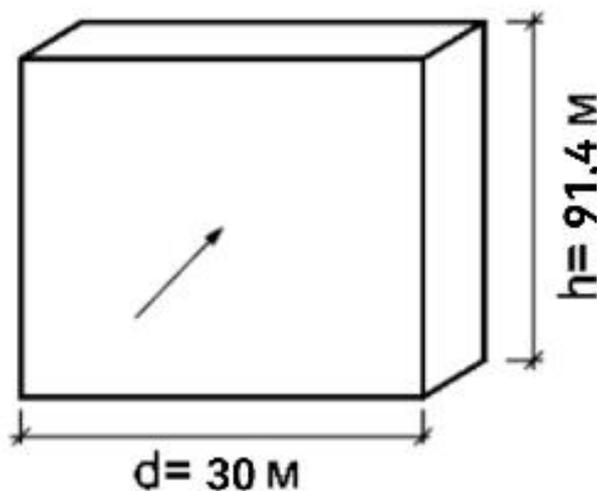


Рисунок 1.2 - Схема здания для определения средней составляющей ветровой нагрузки.					Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.	12

Оценим влияние длины многоэтажного здания на интенсивность ветровой нагрузки. Эквивалентная высота при длине здания:

**$d=30$  м,  $h=91,4$  м (при  $h \geq 2d$ )**

для  $z \geq h-d \rightarrow z_e=h=91,4$ ;

для  $d < z < h-d \rightarrow z_e = z$ , ( $30 < z < 61,4 \rightarrow z_e = z$ );

для  $0 < z \leq d \rightarrow z_e = d=30$

График зависимости эквивалентной высоты  $z_e$  от высоты здания  $h$  для длины фасада представлены на рис 1.2.

Коэффициент  $k(z_e)$  определяем по методу интерполяции в соответствии с табл.1.2.

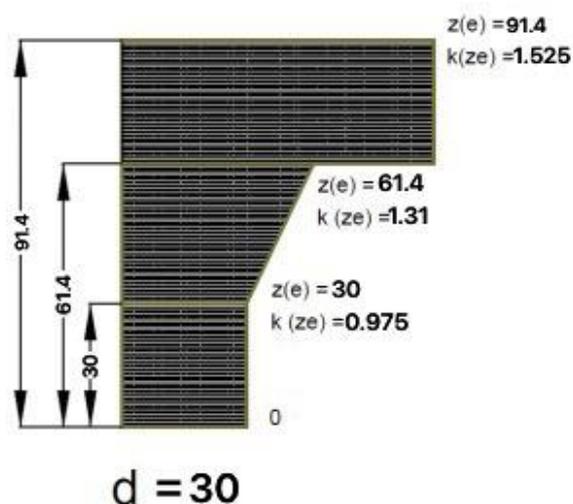


Рисунок 1.3 - график зависимости эквивалентной высоты  $z_e$  от высоты здания  $h$

Определим нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $w_m$  для всех типов зданий по формуле:

$$w_m = w_0 k(z_e) c,$$

где  $w_0 = 0,38$  кПа (табл. 1, для III ветрового района);

$c$  - суммарный аэродинамический коэффициент = 1,3;

**$d=30$  м,  $h=91,4$  м**

для  $h=30$  м,  $w_{m1} = 0,38 \cdot 0,975 \cdot 1,3 = 0,482$  кН/м<sup>2</sup>

для  $h=61,4$  м,  $w_{m1} = 0,38 \cdot 1,31 \cdot 1,3 = 0,647$  кН/м<sup>2</sup>

для  $h=91,4$  м,  $w_{m2} = 0,38 \cdot 1,525 \cdot 1,3 = 0,753$  кН/м<sup>2</sup>

ющем порядке. Вычисляем первую частоту собственных колебаний по формулам (1.6) и (1.7).

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{1,92} = 0,521 \frac{1}{c},$$

где  $T_1 = 0,021h = 0,021 \cdot 91,4 = 1,92c$ .

Затем определяем предельное значение частоты собственных колебаний по выражению (1.5) при  $z_{эк} = 0,8h = 0,8 \cdot 91,4 = 73,12$  и  $k(z_{эк}) = 1,398$

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{эк}) \gamma_f}}{940 T_{g, lim}} = \frac{\sqrt{380 \cdot 1,398 \cdot 1,4}}{940 \cdot 0,023} = 1,26 \frac{1}{c}.$$

Так как условие (1.4)  $f_1 > f_{lim}$  не выполняется, то нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки  $w_g$  необходимо вычислять по формуле (1.3)  $w_g = w_m \xi \zeta(z_e) v$ . Здесь  $\xi$  - коэффициент динамичности, определяемый по рисунку 1.1 при логарифмическом декременте  $\delta = 0,3$  в зависимости от безразмерного периода  $T_{g,1}$ , вычисляемого для первой собственной частоты  $f_1$  по формуле (1.9)

$$T_{g,1} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{эк}) \gamma_f}}{940 f_1} = \frac{\sqrt{380 \cdot 1,398 \cdot 1,4}}{940 \cdot 0,521} = 0,0557.$$

Тогда  $\xi = 1,5$ .

Определим значения коэффициента пульсации давления ветра  $\zeta(z_e)$  по таблице 2.3 в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$ :

:  $z_e = 30 - \zeta(z_e) = 0,86$ ;  $z_e = 61,4 - \zeta(z_e) = 0,74$ ;  $z_e = 91,4 - \zeta(z_e) = 0,685$ .

Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления  $v$  вычислим для расчетной поверхности сооружения, с которой давление ветра передается на несущую систему здания. Значение  $v$  принимается в зависимости от величин  $p = d$  и  $\chi = h = 91,4m$ .

при  $p = d = 30$  и  $\chi = h = 91,4m$  имеем  $v = 0,655$ .

Таким образом нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки  $w_g$  на эквивалентной высоте  $z_e$  (рис. 1.4) будет равно:

$$\text{для } h=30m, w_g = 0,482 \cdot 1,5 \cdot 0,86 \cdot 0,655 = 0,407 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{для } h=61,4m, w_g = 0,647 \cdot 1,5 \cdot 0,74 \cdot 0,655 = 0,47 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{для } h=91,4m, w_g = 0,753 \cdot 1,5 \cdot 0,685 \cdot 0,655 = 0,507 \text{ кН/м}^2$$

Определим суммарные значения средней и пульсационной составляющих:

		для $h=30$ м, $w = w_m + w_g = 0,482 + 0,407 = 0,889$ кН/м <sup>2</sup>							Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Ред.	Дата					14

для  $h=91,4$  м,  $w = w_m + w_g = 0,753 + 0,507 = 1,26$  кН/м<sup>2</sup>.

Определим расчетную ветровую нагрузку. Для этого основную нормативную ветровую нагрузку следует умножить на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f=1,4$  и коэффициент надежности по ответственности зданий  $\gamma_n = 1$  (нормальный уровень ответственности). При этом расчет элементов несущей системы выполняется по соответствующей грузовой площади. Так для поперечной рамы рамного каркаса ширина грузовой площади равна шагу рам  $B = 6$  м. Тогда значения расчетной нагрузки для различных вариантов зданий будут равны

для  $h=30$  м,  $w = 0,889 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 6 = 7,468$  кН/м<sup>2</sup>;

для  $h=61,4$  м,  $w = 1,117 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 6 = 9,383$  кН/м<sup>2</sup>;

для  $h=91,4$  м,  $w = 1,26 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 6 = 10,584$  кН/м<sup>2</sup>;

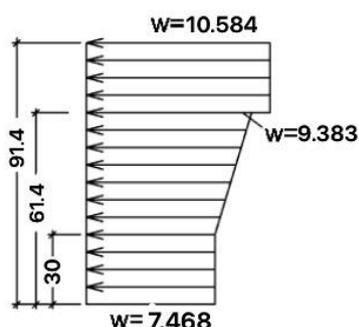


Рисунок 1.4 - Эпюры расчетной основной ветровой нагрузки

Вычислим эквивалентную равномерно распределенную ветровую нагрузку  $q_{экр}$  для полосы фасада здания шириной 1 м от суммарного действия средней и пульсационной составляющих. Предварительно определим изгибающие моменты для каждого варианта зданий.

$$\sum M_1 = 7,468 \cdot 30 \cdot (30/2) + (7,468 + 9,383)/2 \cdot 31,4 \cdot ((31,4/2) + 30) + 10,584 \cdot 30 \cdot ((30/2) + 61,4) = 39709,552 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Значение эквивалентной нагрузки найдем из равенства  $\sum M = q_{экр} \cdot (h^2/2)$ , тогда эквивалентная равномерно распределенная нагрузка будет равна  $q_{экр} = (\sum M \cdot 2)/h^2$ .

$$q_{экр1} = (39709,552 \cdot 2)/91,4^2 = 9,507 \text{ кН/м}^2.$$

Расчет на горизонтальные (ветровые) нагрузки выполняем приближенным методом. Распределенную горизонтальную нагрузку заменяем сосредоточенными силами, приложенными к узлам рамы (рис. 1.10, 1.11).

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						15
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

Рассчитывается сосредоточенная сила с первого по двадцать четвертый этаж определяется по формуле:

$$P_{1-24} = w_1 * h_{эт}; \quad (1.10)$$

Для верхнего узла узловая нагрузка (т.к. плечо равно половине высоты этажа), будет равна:

$$P_{25} = w_1 * \frac{h_{эт}}{2}; \quad (1.11)$$

Тогда:

$$P_{1-24} = 9,507 * 3,6 = 34,225 \text{ kN};$$

$$P_{25} = 9,507 * \frac{3,6}{2} = 17,113 \text{ kN};$$

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						16
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

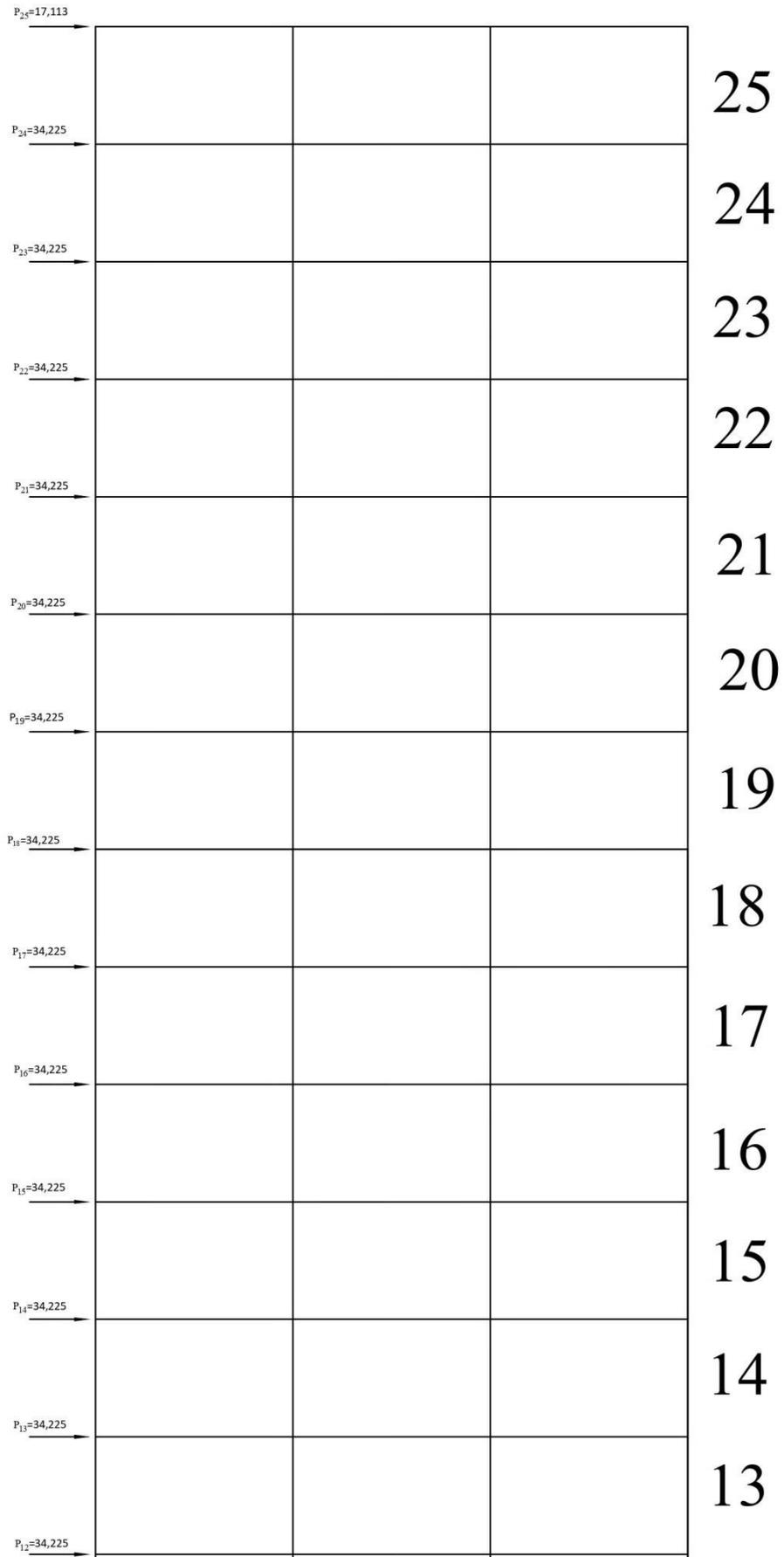


Рисунок 1.5 - Сосредоточенные силы Р 13-25 этажа

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		17

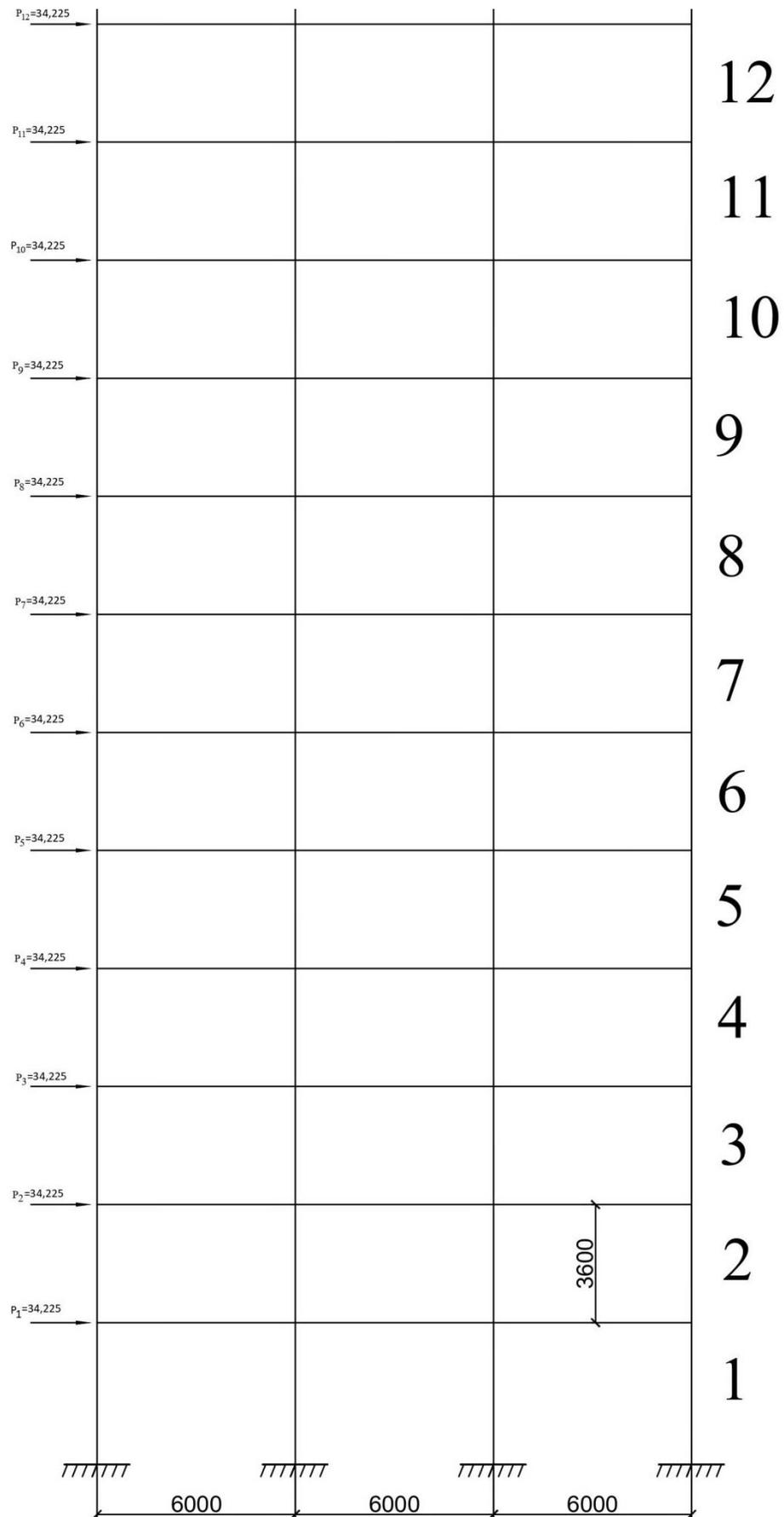


Рисунок 1.6 - Сосредоточенные силы Р 1-12 этажа

		Определяем для каждого яруса (этажа) обобщенную поперечную си-			Лист
		СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000			
Изм.	Лист:	№ документа	Табл.	Дата	Ярусные поперечные силы определяются по формуле:
					18

$$Q_{25} = P_{25} = 17,113 \text{ кН};$$

$$Q_{24} = P_{25} + P_{24} = 51,338 \text{ кН};$$

$$Q_{23} = P_{25} + P_{24} + P_{23} = 85,563 \text{ кН};$$

$$Q_{22} = P_{25} + P_{24} + P_{23} + P_{22} = 119,788 \text{ кН};$$

$$Q_{21} = P_{25} + P_{24} + P_{23} + P_{22} + P_{21} = 154,013 \text{ кН};$$

$$Q_{20} = P_{25} + P_{24} + P_{23} + P_{22} + P_{21} + P_{20} = 188,238 \text{ кН};$$

$$Q_{19} = P_{25} + P_{24} + P_{23} + P_{22} + P_{21} + P_{20} + P_{19} = 222,463 \text{ кН};$$

$$Q_{18} = P_{25} + P_{24} + P_{23} + P_{22} + P_{21} + P_{20} + P_{19} + P_{18} = 256,688 \text{ кН};$$

$$Q_{17} = P_{25} + P_{24} + P_{23} + P_{22} + P_{21} + P_{20} + P_{19} + P_{18} + P_{17} = 290,913 \text{ кН};$$

...

$$Q_1 = P_{25} + P_{24} + P_{23} + P_{22} + P_{21} + \dots + P_3 + P_2 + P_1 = 838,513 \text{ кН};$$

Они распределяются между отдельными стойками пропорционально жесткости.

Крайние стойки рамы, имеющие меньшую степень заземления в узле, чем средние стойки (поскольку к крайнему узлу ригель примыкает только с одной стороны), воспринимают относительно меньшую долю ярусной поперечной силы, что учитывается в расчете условным уменьшением жесткости крайних стоек. Вычислим жесткости колонны и ригеля и их отношение

$$i_g = \frac{E\Gamma_g}{e_g} = \frac{B_g h_g^3}{12 \times 6} = \frac{0,25 \times 0,6^3}{72} = 0,00075;$$

$$i_c = \frac{E\Gamma_c}{e_c} = \frac{B_c h_c^3}{12 \times 3,6} = \frac{0,5 \times 0,5^3}{43,2} = 0,00144;$$

$$\frac{i_g}{i_c} = \frac{0,00075}{0,00144} = 0,52.$$

Коэффициент  $\beta$  определим по таблице 1 [ ].

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						19
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

для 1 этажа	0,9
для всех остальных этажей при $i/i_{inf}$ :	
0,25	0,54
0,5	0,56
1	0,62
2	0,7
3	0,75
4	0,79

Для крайних колонн коэффициент  $\beta = 0,52 < 1$ . Тогда суммарная жесткость яруса  $0,52 + 1 + 1 + 0,52 = 3,04$ .

Тогда для крайних колонн 1 и 4:

$$Q_{1,i} = \frac{0,52}{3,04} * Q_i;$$

$$Q_{4,i} = \frac{0,52}{3,04} * Q_i;$$

Для средних колонн 2-3:

$$Q_{2,i} = \frac{1}{3,04} * Q_i;$$

$$Q_{3,i} = \frac{1}{3,04} * Q_i;$$

В таблице № 3 отражены усилия от нагрузки.

$$Q_{25} = 17,113 \text{ кН};$$

$$Q_{1,25} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 2,927; Q_{2,25} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 5,63;$$

$$Q_{3,25} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 5,63; Q_{4,25} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 2,927;$$

$$Q_{24} = 51,338 \text{ кН};$$

$$Q_{1,24} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{24} = 8,782; Q_{2,24} = \frac{1}{3,04} * Q_{24} = 16,888;$$

$$Q_{3,24} = \frac{1}{3,04} * Q_{24} = 16,888; Q_{4,24} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{24} = 8,782;$$

	$Q_{23} = 85,563 \text{ кН};$				СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						20
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		







$$Q_5 = 701,613 \text{ кН};$$

$$Q_{1,5} = \frac{0,52}{3,04} * Q_5 = 120,013; Q_{2,5} = \frac{1}{3,04} * Q_5 = 230,794;$$

$$Q_{3,5} = \frac{1}{3,04} * Q_5 = 230,794; Q_{4,5} = \frac{0,52}{3,04} * Q_5 = 120,013;$$

$$Q_4 = 735,838 \text{ кН};$$

$$Q_{1,4} = \frac{0,52}{3,04} * Q_4 = 125,867; Q_{2,4} = \frac{1}{3,04} * Q_4 = 242,052;$$

$$Q_{3,4} = \frac{1}{3,04} * Q_4 = 242,052; Q_{4,4} = \frac{0,52}{3,04} * Q_4 = 125,867;$$

$$Q_3 = 770,063 \text{ кН};$$

$$Q_{1,3} = \frac{0,52}{3,04} * Q_3 = 131,721; Q_{2,3} = \frac{1}{3,04} * Q_3 = 253,31;$$

$$Q_{3,3} = \frac{1}{3,04} * Q_3 = 253,31; Q_{4,3} = \frac{0,52}{3,04} * Q_3 = 131,721;$$

$$Q_2 = 804,288 \text{ кН};$$

$$Q_{1,2} = \frac{0,52}{3,04} * Q_2 = 137,576; Q_{2,2} = \frac{1}{3,04} * Q_2 = 264,568;$$

$$Q_{3,2} = \frac{1}{3,04} * Q_2 = 264,568; Q_{4,2} = \frac{0,52}{3,04} * Q_2 = 137,576;$$

$$Q_1 = 838,513 \text{ кН};$$

$$Q_{1,1} = \frac{0,52}{3,04} * Q_8 = 143,43; Q_{2,1} = \frac{1}{3,04} * Q_8 = 275,826;$$

$$Q_{3,1} = \frac{1}{3,04} * Q_8 = 275,826; Q_{4,1} = \frac{0,52}{3,04} * Q_8 = 143,43;$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		24

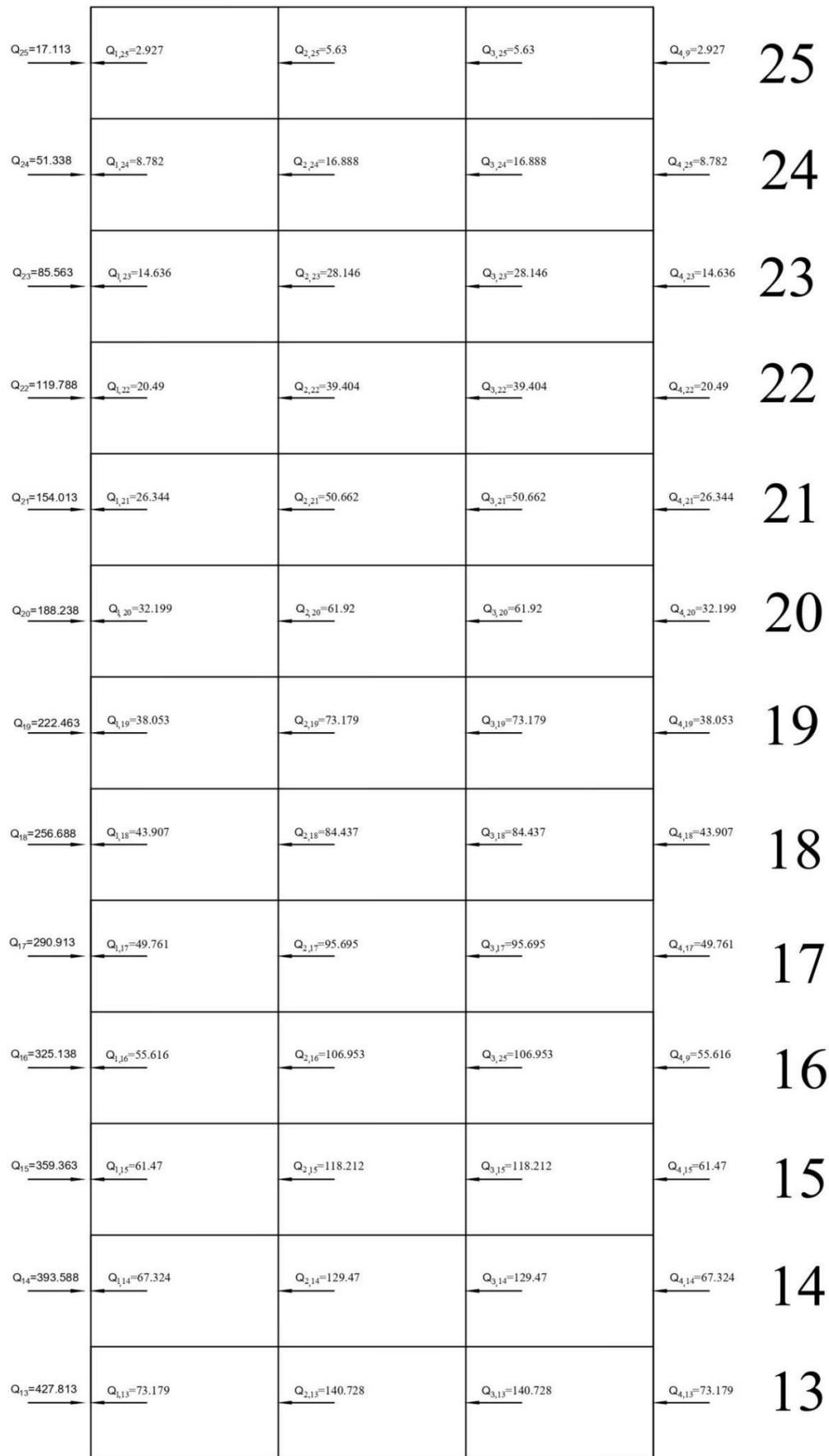


Рисунок 1.7 - Поперечные силы для Р 13-25 этажа

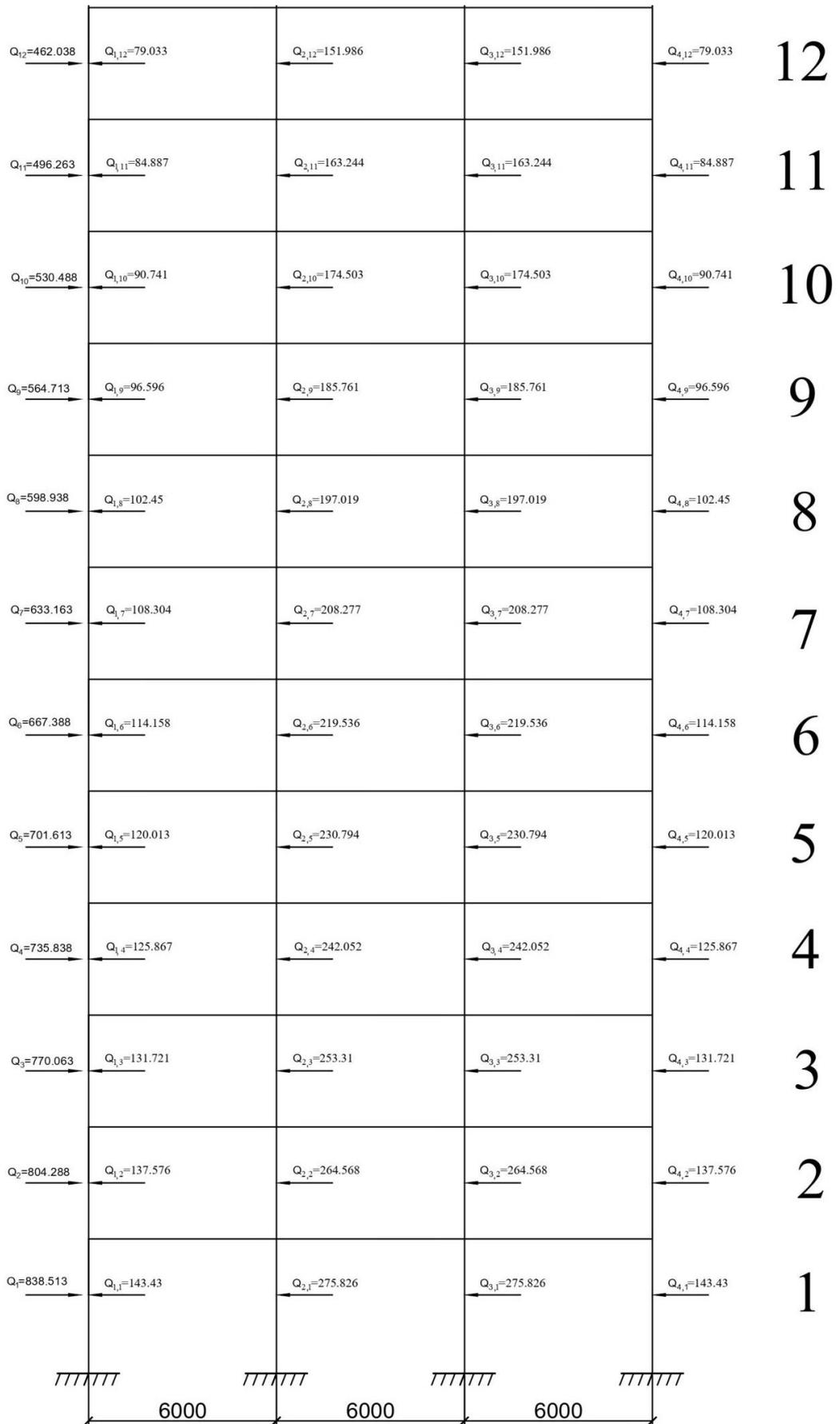


Рисунок 1.8 - Поперечные силы P для 1-12 этажа

### 1.3 Определение изгибающих моментов в сечениях колонны

Моменты для 1 и 6 колонны определяются по следующей формуле:

$$M_{i,i} = \frac{h_{эт}}{2} * Q_{i,i}; \quad (1.12)$$

Для первого этажа формула для изгибающего момента будет иметь вид:

$$M_{вi,i} = \frac{1}{3} * h_{эт} * Q_{i,i}; \quad (1.13)$$

$$M_{вi,i} = \frac{2}{3} * h_{эт} * Q_{i,i}; \quad (1.14)$$

Тогда результат вычисления моментов по формуле (1.12), отображены в таблице 1.5.

Таблица 1.5 – Изгибающие моменты в колонах

$M_e^{1,25}$	5,27	$M_e^{2,25}$	10,13	$M_e^{3,25}$	10,13	$M_e^{4,25}$	5,27
$M_e^{1,24}$	15,81	$M_e^{2,24}$	30,4	$M_e^{3,24}$	30,4	$M_e^{4,24}$	15,81
$M_e^{1,23}$	26,34	$M_e^{2,23}$	50,66	$M_e^{3,23}$	50,66	$M_e^{4,23}$	26,34
$M_e^{1,22}$	36,88	$M_e^{2,22}$	70,93	$M_e^{3,22}$	70,93	$M_e^{4,22}$	36,88
$M_e^{1,21}$	47,42	$M_e^{2,21}$	91,19	$M_e^{3,21}$	91,19	$M_e^{4,21}$	47,42
$M_e^{1,20}$	57,96	$M_e^{2,20}$	111,46	$M_e^{3,20}$	111,46	$M_e^{4,20}$	57,96
$M_e^{1,19}$	68,5	$M_e^{2,19}$	131,72	$M_e^{3,19}$	131,72	$M_e^{4,19}$	68,5
$M_e^{1,18}$	79,03	$M_e^{2,18}$	151,99	$M_e^{3,18}$	151,99	$M_e^{4,18}$	79,03
$M_e^{1,17}$	89,57	$M_e^{2,17}$	172,25	$M_e^{3,17}$	172,25	$M_e^{4,17}$	89,57
$M_e^{1,16}$	100,11	$M_e^{2,16}$	192,52	$M_e^{3,16}$	192,52	$M_e^{4,16}$	100,11
$M_e^{1,15}$	110,65	$M_e^{2,15}$	212,78	$M_e^{3,15}$	212,78	$M_e^{4,15}$	110,65
$M_e^{1,14}$	121,18	$M_e^{2,14}$	233,05	$M_e^{3,14}$	233,05	$M_e^{4,14}$	121,18
$M_e^{1,13}$	131,72	$M_e^{2,13}$	253,31	$M_e^{3,13}$	253,31	$M_e^{4,13}$	131,72
$M_e^{1,12}$	142,26	$M_e^{2,12}$	273,57	$M_e^{3,12}$	273,57	$M_e^{4,12}$	142,26
$M_e^{1,11}$	152,8	$M_e^{2,11}$	293,84	$M_e^{3,11}$	293,84	$M_e^{4,11}$	152,8

		$M_e^{1,10}$	163,33		$M_e^{2,10}$	314,11	$M_e^{3,10}$	314,11	$M_e^{4,10}$	163,33		Лист
		$M_e^{1,9}$	173,87		$M_e^{2,9}$	334,37	$M_e^{3,9}$	334,37	$M_e^{4,9}$	173,87		27
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.		Дата.		СКБ «ПНИМЗиС» 1-ИП 01000000					

$M_e^{1,8}$	184,41	$M_e^{2,8}$	354,63	$M_e^{3,8}$	354,63	$M_e^{4,8}$	184,41
$M_e^{1,7}$	194,95	$M_e^{2,7}$	374,9	$M_e^{3,7}$	374,9	$M_e^{4,7}$	194,95
$M_e^{1,6}$	205,48	$M_e^{2,6}$	395,16	$M_e^{3,6}$	395,16	$M_e^{4,6}$	205,48
$M_e^{1,5}$	216,02	$M_e^{2,5}$	415,43	$M_e^{3,5}$	415,43	$M_e^{4,5}$	216,02
$M_e^{1,4}$	226,56	$M_e^{2,4}$	435,69	$M_e^{3,4}$	435,69	$M_e^{4,4}$	226,56
$M_e^{1,3}$	237,1	$M_e^{2,3}$	455,96	$M_e^{3,3}$	455,96	$M_e^{4,3}$	237,1
$M_e^{1,2}$	247,64	$M_e^{2,2}$	476,22	$M_e^{3,2}$	476,22	$M_e^{4,2}$	247,64
$M_e^{B1,1}$	172,12	$M_e^{B2,1}$	330,99	$M_e^{B3,1}$	330,99	$M_e^{B4,1}$	172,12
$M_e^{H1,1}$	344,23	$M_e^{H2,1}$	661,98	$M_e^{H3,1}$	661,98	$M_e^{H4,1}$	344,23

$M_e^{1,25}=5,27$	$M_e^{2,25}=10,13$	$M_e^{3,25}=10,13$	$M_e^{4,25}=5,27$	25
$M_e^{1,24}=15,81$	$M_e^{2,24}=30,4$	$M_e^{3,24}=30,4$	$M_e^{4,24}=15,81$	24
$M_e^{1,23}=26,34$	$M_e^{2,23}=50,66$	$M_e^{3,23}=50,66$	$M_e^{4,23}=26,34$	23
$M_e^{1,22}=36,88$	$M_e^{2,22}=70,93$	$M_e^{3,22}=70,93$	$M_e^{4,22}=36,88$	22
$M_e^{1,21}=47,42$	$M_e^{2,21}=91,19$	$M_e^{3,21}=91,19$	$M_e^{4,21}=47,42$	21
$M_e^{1,20}=57,96$	$M_e^{2,20}=111,46$	$M_e^{3,20}=111,46$	$M_e^{4,20}=57,96$	20
$M_e^{1,19}=68,5$	$M_e^{2,19}=131,72$	$M_e^{3,19}=131,72$	$M_e^{4,19}=68,5$	19
$M_e^{1,18}=79,03$	$M_e^{2,18}=151,99$	$M_e^{3,18}=151,99$	$M_e^{4,18}=79,03$	18

$M_e^{1,17}=89,57$	$M_e^{2,17}=172,25$	$M_e^{3,17}=172,25$	$M_e^{4,17}=89,57$	17
$M_e^{1,16}=100,11$	$M_e^{2,16}=192,52$	$M_e^{3,16}=192,52$	$M_e^{4,16}=100,11$	16
$M_e^{1,15}=110,65$	$M_e^{2,15}=212,78$	$M_e^{3,15}=212,78$	$M_e^{4,15}=110,65$	15
$M_e^{1,14}=121,18$	$M_e^{2,14}=233,05$	$M_e^{3,14}=233,05$	$M_e^{4,14}=121,18$	14
$M_e^{1,13}=131,72$	$M_e^{2,13}=253,31$	$M_e^{3,13}=253,31$	$M_e^{4,13}=131,72$	13
$M_e^{1,12}=142,26$	$M_e^{2,12}=273,57$	$M_e^{3,12}=273,57$	$M_e^{4,12}=142,26$	12
$M_e^{1,11}=152,8$	$M_e^{2,11}=293,84$	$M_e^{3,11}=293,84$	$M_e^{4,11}=152,8$	11
$M_e^{1,10}=163,33$	$M_e^{2,10}=314,11$	$M_e^{3,10}=314,11$	$M_e^{4,10}=163,33$	10

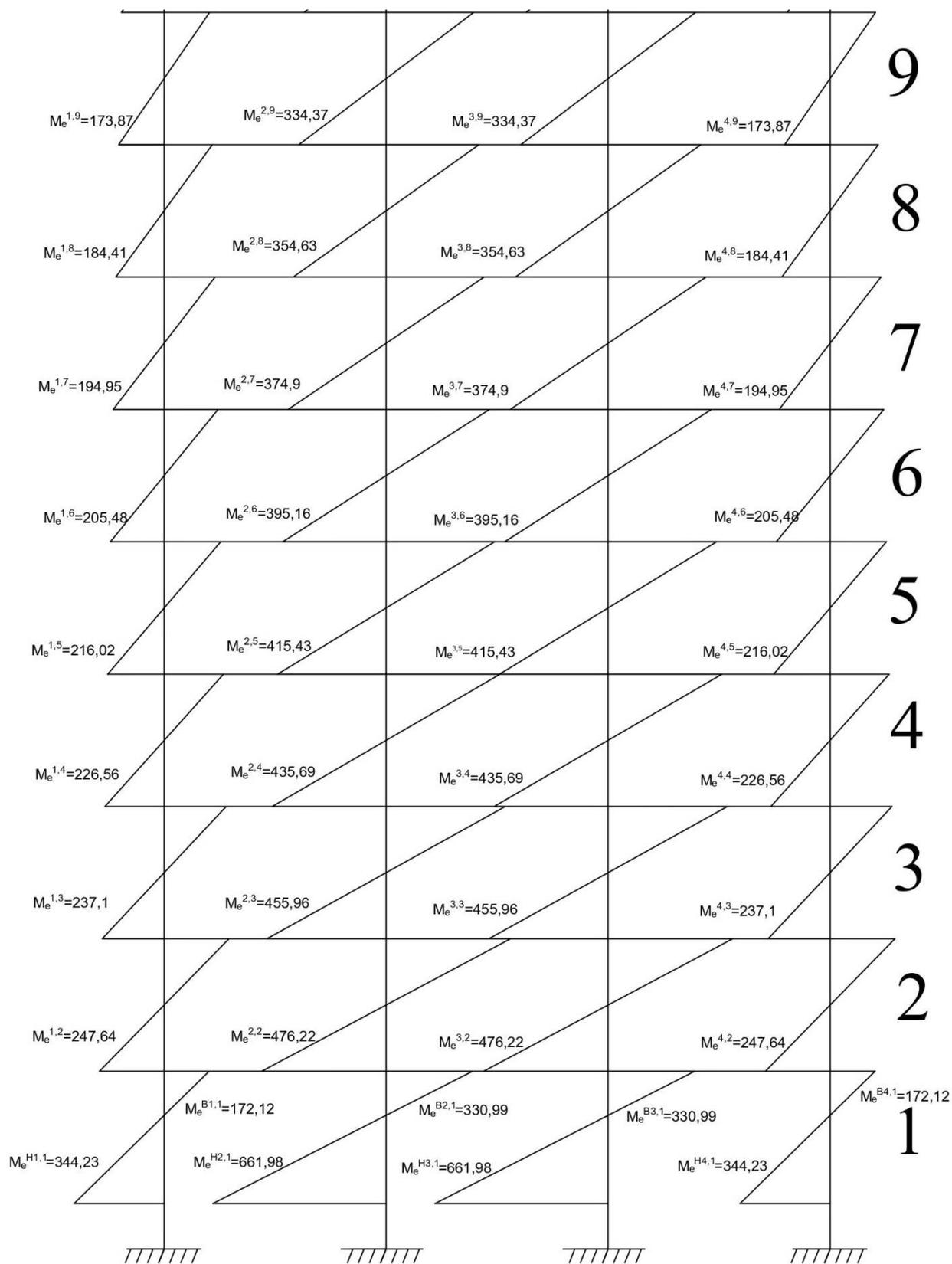


Рисунок 1.9 – Изгибающие моменты в стойках 25 – 1 этаж



$M_6^{1,11}$	295,06	$M_6^{2,11}$	283,71	$M_6^{3,11}$	283,71	$M_6^{4,11}$	283,71	$M_6^{5,11}$	283,71	$M_6^{6,11}$	295,06
$M_6^{1,10}$	316,13	$M_6^{2,10}$	303,98	$M_6^{3,10}$	303,98	$M_6^{4,10}$	303,98	$M_6^{5,10}$	303,98	$M_6^{6,10}$	316,13
$M_6^{1,9}$	337,2	$M_6^{2,9}$	324,24	$M_6^{3,9}$	324,24	$M_6^{4,9}$	324,24	$M_6^{5,9}$	324,24	$M_6^{6,9}$	337,2
$M_6^{1,8}$	358,28	$M_6^{2,8}$	344,5	$M_6^{3,8}$	344,5	$M_6^{4,8}$	344,5	$M_6^{5,8}$	344,5	$M_6^{6,8}$	358,28
$M_6^{1,7}$	379,36	$M_6^{2,7}$	364,77	$M_6^{3,7}$	364,77	$M_6^{4,7}$	364,77	$M_6^{5,7}$	364,77	$M_6^{6,7}$	379,36
$M_6^{1,6}$	400,43	$M_6^{2,6}$	385,03	$M_6^{3,6}$	385,03	$M_6^{4,6}$	385,03	$M_6^{5,6}$	385,03	$M_6^{6,6}$	400,43
$M_6^{1,5}$	421,5	$M_6^{2,5}$	405,3	$M_6^{3,5}$	405,3	$M_6^{4,5}$	405,3	$M_6^{5,5}$	405,3	$M_6^{6,5}$	421,5
$M_6^{1,4}$	442,58	$M_6^{2,4}$	425,56	$M_6^{3,4}$	425,56	$M_6^{4,4}$	425,56	$M_6^{5,4}$	425,56	$M_6^{6,4}$	442,58
$M_6^{1,3}$	463,66	$M_6^{2,3}$	445,83	$M_6^{3,3}$	445,83	$M_6^{4,3}$	445,83	$M_6^{5,3}$	445,83	$M_6^{6,3}$	463,66
$M_6^{1,2}$	484,74	$M_6^{2,2}$	466,09	$M_6^{3,2}$	466,09	$M_6^{4,2}$	466,09	$M_6^{5,2}$	466,09	$M_6^{6,2}$	484,74
$M_6^{1,1}$	419,76	$M_6^{2,1}$	403,61	$M_6^{3,1}$	403,61	$M_6^{4,1}$	403,61	$M_6^{5,1}$	403,61	$M_6^{6,1}$	419,76

$M_6^{2,25}=5,07$		$M_6^{4,25}=5,07$		$M_6^{6,25}=5,27$	
$M_6^{1,25}=5,27$	$M_6^{3,25}=5,07$	$M_6^{5,25}=5,07$			
	$M_6^{2,24}=20,27$	$M_6^{4,24}=20,27$	$M_6^{6,24}=21,08$		
$M_6^{1,24}=21,08$	$M_6^{3,24}=20,27$	$M_6^{5,24}=20,27$			
	$M_6^{2,23}=40,53$	$M_6^{4,23}=40,53$	$M_6^{6,23}=42,15$		
$M_6^{1,23}=42,15$	$M_6^{3,23}=40,53$	$M_6^{5,23}=40,53$			
	$M_6^{2,22}=60,8$	$M_6^{4,22}=60,8$	$M_6^{6,22}=63,22$		
$M_6^{1,22}=63,22$	$M_6^{3,22}=60,8$	$M_6^{5,22}=60,8$			
	$M_6^{2,21}=81,06$	$M_6^{4,21}=81,06$	$M_6^{6,21}=84,3$		
$M_6^{1,21}=84,3$	$M_6^{3,21}=81,06$	$M_6^{5,21}=81,06$			
	$M_6^{2,20}=101,33$	$M_6^{4,20}=101,33$	$M_6^{6,20}=105,38$		
$M_6^{1,20}=105,38$	$M_6^{3,20}=101,33$	$M_6^{5,20}=101,33$			
	$M_6^{2,19}=121,59$	$M_6^{4,19}=121,59$	$M_6^{6,19}=126,46$		
$M_6^{1,19}=126,46$	$M_6^{3,19}=121,59$	$M_6^{5,19}=121,59$			
	$M_6^{2,18}=141,86$	$M_6^{4,18}=141,86$	$M_6^{6,18}=147,53$		
$M_6^{1,18}=147,53$	$M_6^{3,18}=141,86$	$M_6^{5,18}=141,86$			

25

24

23

22

21

20

19

Рисунок 1.10 –Изгибающие моменты в ригелях с 25 – 19 этаж

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		34

$M_6^{2,17}=162,12$	$M_6^{4,17}=162,12$	$M_6^{6,17}=168,6$
$M_6^{1,17}=168,6$	$M_6^{3,17}=162,12$	$M_6^{5,17}=162,12$
$M_6^{2,16}=182,39$	$M_6^{4,16}=182,39$	$M_6^{6,16}=189,68$
$M_6^{1,16}=189,68$	$M_6^{3,16}=182,39$	$M_6^{5,16}=182,39$
$M_6^{2,15}=202,65$	$M_6^{4,15}=202,65$	$M_6^{6,15}=210,76$
$M_6^{1,15}=210,76$	$M_6^{3,15}=202,65$	$M_6^{5,15}=202,65$
$M_6^{2,14}=222,92$	$M_6^{4,14}=222,92$	$M_6^{6,14}=231,83$
$M_6^{1,14}=231,83$	$M_6^{3,14}=222,92$	$M_6^{5,14}=222,92$
$M_6^{2,13}=243,18$	$M_6^{4,13}=243,18$	$M_6^{6,13}=252,9$
$M_6^{1,13}=252,9$	$M_6^{3,13}=243,18$	$M_6^{5,13}=243,18$
$M_6^{2,12}=263,44$	$M_6^{4,12}=263,44$	$M_6^{6,12}=273,98$
$M_6^{1,12}=273,98$	$M_6^{3,12}=263,44$	$M_6^{5,12}=263,44$
$M_6^{2,11}=283,71$	$M_6^{4,11}=283,71$	$M_6^{6,11}=295,06$
$M_6^{1,11}=295,06$	$M_6^{3,11}=283,71$	$M_6^{5,11}=283,71$
$M_6^{2,10}=303,98$	$M_6^{4,10}=303,98$	$M_6^{6,10}=316,13$
$M_6^{1,10}=316,13$	$M_6^{3,10}=303,98$	$M_6^{5,10}=303,98$
$M_6^{2,9}=324,24$	$M_6^{4,9}=324,24$	$M_6^{6,9}=337,2$
$M_6^{1,9}=337,2$	$M_6^{3,9}=324,24$	$M_6^{5,9}=324,24$

18

17

16

15

14

13

12

11

10

9

Рисунок 1.11 – Изгибающие моменты в ригелях с 18 – 9 этаж

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		35

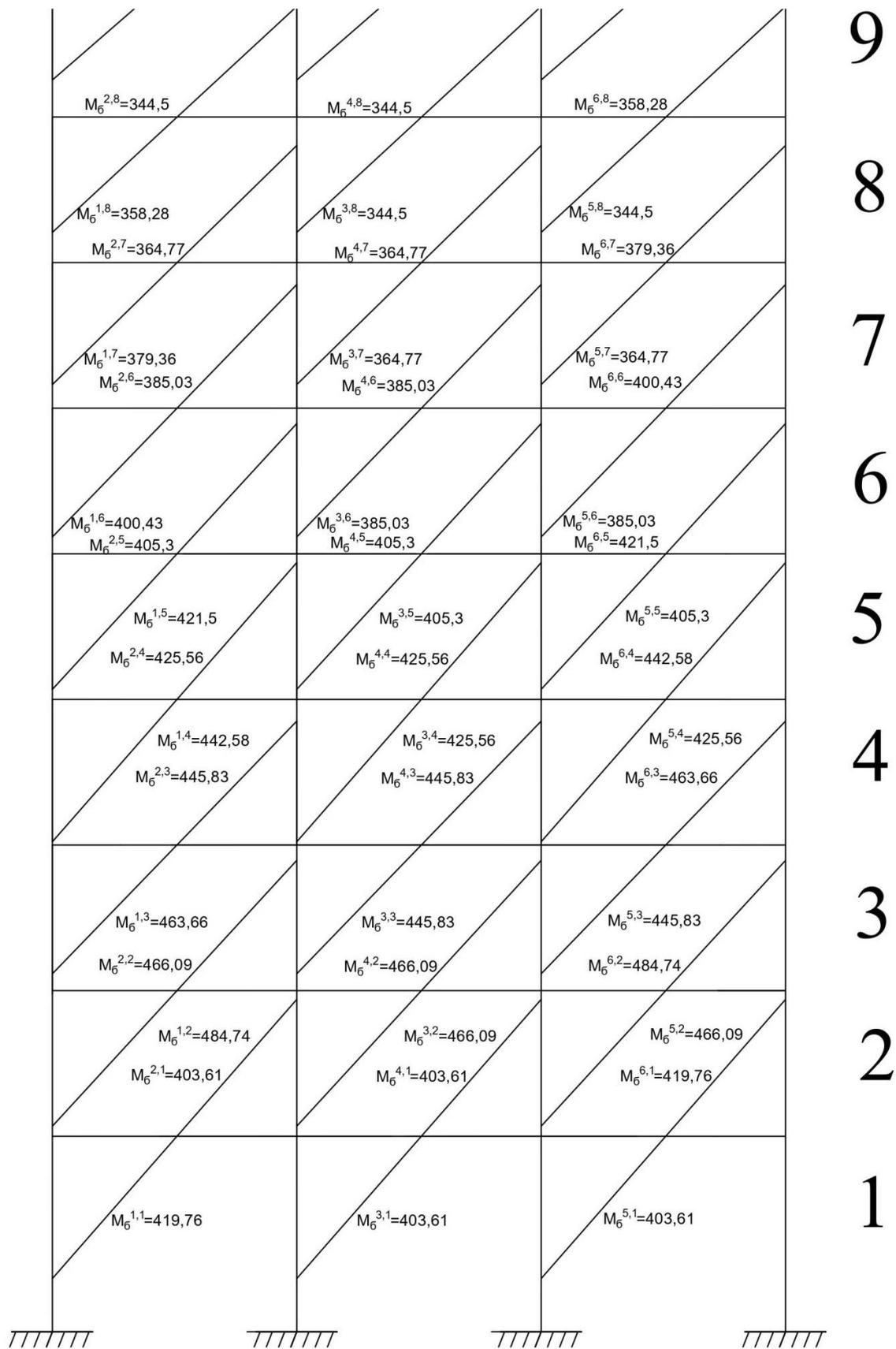


Рисунок 1.12 –Изгибающие моменты в ригелях с 1 по 8 этажи

## 1.5 Расчет ветровой нагрузки для 9-ти этажной рамы

Рассмотрим 9-этажное каркасное здание с высотой этажа 3.6 метра. Расстояние от планировочной отметки до уровня пола первого этажа равно 0,8 метра, а высота парапета 0,6 метра. Тогда высота несущей системы  $h = H = 9 \cdot 3.6 + 0,8 + 0,6 = 33,8$  м. Определим нормативное значение средней составляющей основной ветровой нагрузки для здания :  $d=30$  м . Район строительства – г. Комсомольск-на-Амуре. Тип местности - В (городские территории). Ветровой район – III (0.38 кПа).

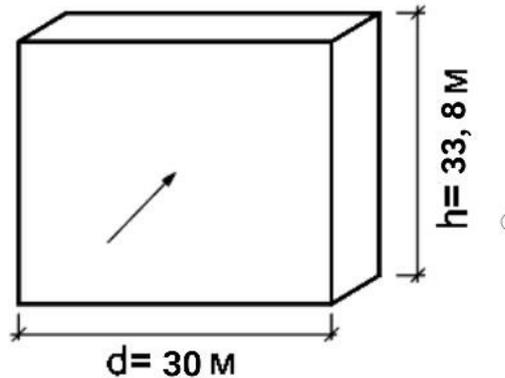


Рисунок 1.13 - Схема здания для определения средней составляющей ветровой нагрузки.

Оценим влияние длины многоэтажного здания на интенсивность ветровой нагрузки. Эквивалентная высота при длине здания:

**$d=30$  м,  $h=33,8$  м (при  $d < h \leq 2d$ )**

для  $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$ , ( $z \geq 3,8 \rightarrow z_e = 33,8$ ), для  $0 < z < h - d \rightarrow z_e = d$ , ( $0 < z < 3,8 \rightarrow z_e = 30$ ).

График зависимости эквивалентной высоты  $z_e$  от высоты здания  $h$  для длины фасада представлены на рис 2.13.

Коэффициент  $k(z_e)$  определяем по методу интерполяции в соответствии с табл.2. 2.

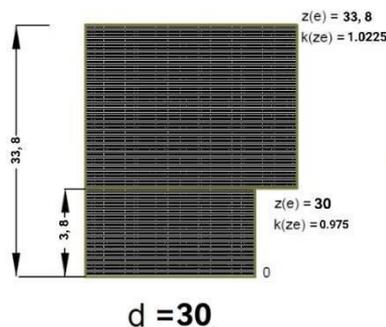


Рисунок 1.14 - график зависимости эквивалентной высоты  $z_e$  от высоты здания  $h$

Определим нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $w_m$  для всех типов зданий по формуле:

$$w_m = w_0 k(z_e) c,$$

где  $w_0 = 0,38$  кПа (табл. 1, для III ветрового района);  $c$  - суммарный аэродинамический коэффициент

Изм.	Лист	№ документа	Подп.	Дата.	СКБ «ПТИМЗиС» .1.ИП.01000000	Лист
						37

**d=30 м, h=33,8 м**

для h=3,8м,  $w_{m1}=0,38 \cdot 0,975 \cdot 1,3=0,482 \text{ кН/м}^2$

для h=33,8 м,  $w_{m2}=0,38 \cdot 1,0225 \cdot 1,3=0,505 \text{ кН/м}^2$

Расчет нормативного значения пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки  $w_g$  на эквивалентной высоте  $z_e$  определяем в следующем порядке. Вычисляем первую частоту собственных колебаний по формулам (1.6) и (1.7).

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{0,71} = 1,408 \frac{1}{\text{с}}$$

где  $T_1 = 0,021h = 0,021 \cdot 33 \square\square = 0,71\text{с}$ .

Затем определяем предельное значение частоты собственных колебаний по выражению (1.5) при  $z_{\text{ЭК}} = 0,8h = 0,8 \cdot \square\square\square\square = 27,04$  и  $k(z_{\text{ЭК}}) = 0,938$

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{\text{ЭК}}) \nu_f}}{940 T_{g, lim}} = \frac{\sqrt{380 \cdot 0,938 \cdot 1,4}}{940 \cdot 0,023} = 1,03 \frac{1}{\text{с}}$$

Так как условие (1.4)  $f_1 > f_{lim}$  выполняется, то нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки  $w_g$  необходимо вычислять по формуле (1.3)  $w_g = w_m \zeta(z_e) \nu$ . Здесь  $\zeta(z_e)$ - коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по таблице 1.3 в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$ ;  $\nu$  – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

Определим значения коэффициента пульсации давления ветра  $\zeta(z_e)$  по таблице 1.3 в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$  здания:

$z_e = 30 - \zeta(z_e) = 0,86$ ;  $z_e = 33,8 - \zeta(z_e) = 0,837$ .

Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления  $\nu$  вычислим для расчетной поверхности сооружения, с которой давление ветра передается на несущую систему здания. Значение  $\nu$  принимается в зависимости от величин  $p = d = 30\text{м}$  и  $\chi = h = 33,8\text{м}$ . Тогда для здания имеем: при  $p = d = 30$  и  $\chi = h = 33,8\text{м}$  имеем  $\nu = 0,7093$ .

Таким образом нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки  $w_g$  на эквивалентной высоте  $z_e$  (рис.1.15) будет равно:

для h=3,8 м,  $w_g = 0,482 \cdot 0,86 \cdot 0,7093 = 0,294 \text{ кН/м}^2$

для h=33,8 м,  $w_g = 0,505 \cdot 0,837 \cdot 0,7093 = 0,3 \text{ кН/м}^2$

Определим суммарные значения средней и пульсационной составляющих:

для h=3,8 м,  $w = w_m + w_g = 0,482 + 0,294 = 0,776 \text{ кН/м}^2$

для h=33,8 м,  $w = w_m + w_g = 0,505 + 0,3 = 0,805 \text{ кН/м}^2$

Определим расчетную ветровую нагрузку. Для этого основную нормативную ветровую нагрузку следует умножить на коэффициент надежности

Лист

Изм.

Лист

№ документа

Лист

Лист

Дата

СКВАПРОИЗС.Р.ИП.01000000

38

по нагрузке  $\gamma_f=1,4$  и коэффициент надежности по ответственности зданий  $\gamma_n=1$  (нормальный уровень ответственности). При этом расчет элементов несущей системы выполняется по соответствующей грузовой площади. Так для поперечной рамы рамного каркаса ширина грузовой площади равна шагу рам  $B = 6$  м. Тогда значения расчетной нагрузки для различных вариантов зданий будут равны

$$\text{для } h=3,8 \text{ м, } w = 0.776 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 6 = 6.5184 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{для } h=33,8 \text{ м, } w = 0.805 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 6 = 6.762 \text{ кН/м}^2$$

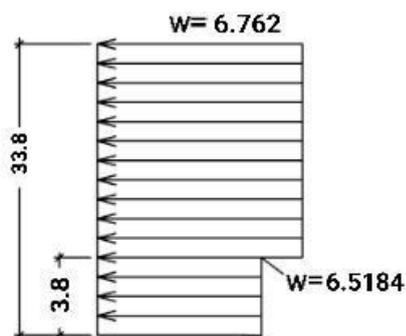


Рисунок 1.15- Эпюры расчетной основной ветровой нагрузки для различных вариантов зданий

Вычислим эквивалентную равномерно распределенную ветровую нагрузку  $q_{\text{экв}}$  для полосы фасада здания шириной 1 м от суммарного действия средней и пульсационной составляющих. Предварительно определим изгибающие моменты для каждого варианта зданий.

$$\sum M_1 = 0.766 \cdot 3,8 \cdot (3,8/2) + 0.805 \cdot 30 \cdot ((30/2) + 3,8) = 459,551 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Значение эквивалентной нагрузки найдем из равенства  $\sum M = q_{\text{экв}} \cdot (h^2/2)$ , тогда эквивалентная равномерно распределенная нагрузка будет равна  $q_{\text{экв}} = (\sum M \cdot 2)/h^2$ .

$$Q_{\text{экв1}} = (459,551 \cdot 2)/33,8^2 = 0,8 \text{ кН/м}^2 ;$$

Тогда значения расчетной эквивалентной нагрузки для различных вариантов зданий будут равны

$$w_1 = q_{\text{экв1}} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot B = 0,8 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 6 = 6,72 \text{ кН/м}$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		39

## 1.6 Определение изгибающих моментов в колоннах 9 -ти этажной рамы от ветровой нагрузки

Расчет на горизонтальные (ветровые) нагрузки выполняем приближенным методом. Распределенную горизонтальную нагрузку заменяем сосредоточенными силами, приложенные к узлам рамы (рис. 1.17, 1.18).

Рассчитывается сосредоточенная сила с первого по девятый этаж и определяется по формуле:

$$P_{1-8} = w_1 * h_{\text{эт}}; \quad (1.17)$$

Для верхнего узла узловая нагрузка (т.к. плечо равно половине высоты этажа), будет равна:

$$P_9 = w_1 * \frac{h_{\text{эт}}}{2}; \quad (1.18)$$

Тогда:

$$P_{1-8} = 6.72 * 3,6 = 24,192 \text{ kN};$$

$$P_9 = 6,72 * \frac{3,6}{2} = 12,096 \text{ kN};$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		40

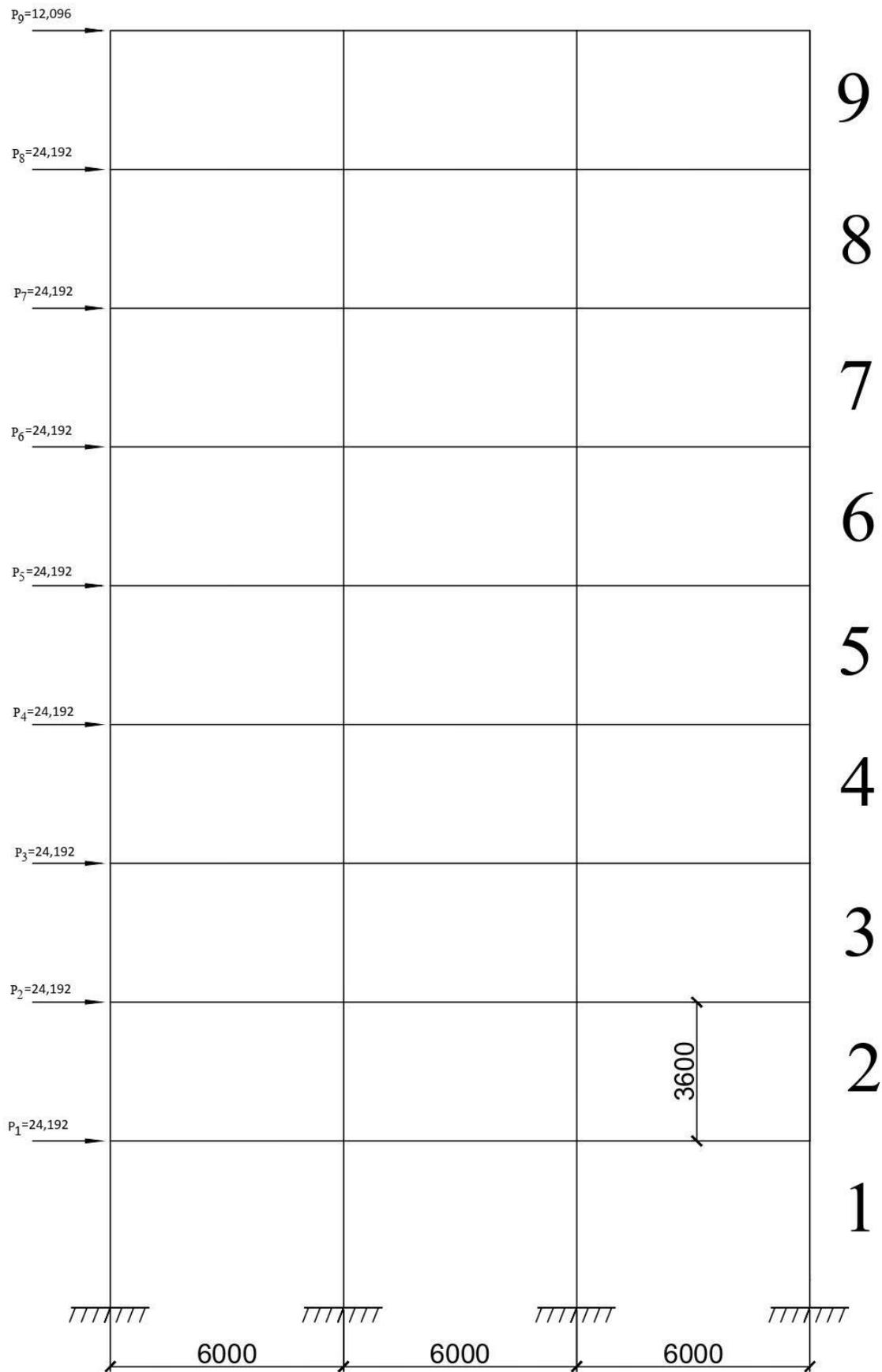


Рисунок 1.16 - Сосредоточенные сила Р 1-9 этажа

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		41

Определяем для каждого яруса (этажа) обобщенную поперечную силу.

Ярусные поперечные силы определяются по формуле:

$$Q_9 = P_9 = 12,096 \text{ кН};$$

$$Q_8 = P_9 + P_8 = 36,228 \text{ кН};$$

$$Q_7 = P_9 + P_8 + P_7 = 60,48 \text{ кН};$$

$$Q_6 = P_9 + P_8 + P_7 + P_6 = 84,672 \text{ кН};$$

$$Q_5 = P_9 + P_8 + P_7 + P_6 + P_5 = 108,864 \text{ кН};$$

$$Q_4 = P_9 + P_8 + P_7 + P_6 + P_5 + P_4 = 133,056 \text{ кН};$$

$$Q_3 = P_9 + P_8 + P_7 + P_6 + P_5 + P_4 + P_3 = 157,248 \text{ кН};$$

$$Q_2 = P_9 + P_8 + P_7 + P_6 + P_5 + P_4 + P_3 + P_2 = 181,44 \text{ кН};$$

$$Q_1 = P_9 + P_8 + P_7 + P_6 + P_5 + P_4 + P_3 + P_2 + P_1 = 205,632 \text{ кН};$$

Они распределяются между отдельными стойками пропорционально жесткости.

Крайние стойки рамы, имеющие меньшую степень заземления в узле, чем средние стойки (поскольку к крайнему узлу ригель примыкает только с одной стороны), воспринимают относительно меньшую долю ярусной поперечной силы, что учитывается в расчете условным уменьшением жесткости крайних стоек. Вычислим жесткости колонны и ригеля и их отношение.

$$i_6 = \frac{E\Gamma_6}{e_6} = \frac{B_6 h_6^3}{12 \times 6} = \frac{0,25 \times 0,6^3}{72} = 0,00075;$$

$$i_c = \frac{E\Gamma_c}{e_c} = \frac{B_c h_c^3}{12 \times 3,6} = \frac{0,5 \times 0,5^3}{43,2} = 0,00144;$$

$$\frac{i_6}{i_c} = \frac{0,00075}{0,00144} = 0,52$$

Коэффициент  $\beta$  определим по таблице 1 [6]

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		42

для 1 этажа	0,9
для всех остальных этажей при $i/i_{inf}$ :	
0,25	0,54
0,5	0,56
1	0,62
2	0,7
3	0,75
4	0,79

Для крайних колонн коэффициент  $\beta = 0,52 < 1$ . Тогда суммарная жесткость яруса  $0,52 + 1 + 1 + 0,52 = 3,04$ .

Тогда для крайних колонн 1 и 4:

$$Q_{1,i} = \frac{0,52}{3,04} * Q_i;$$

$$Q_{4,i} = \frac{0,52}{3,04} * Q_i;$$

Для средних колонн 2-3:

$$Q_{2,i} = \frac{1}{3,04} * Q_i;$$

$$Q_{3,i} = \frac{1}{3,04} * Q_i;$$

В таблице № 3 отражены усилия от нагрузки.

$$Q_9 = 12,09 \text{ кН};$$

$$Q_{1,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 2,069; Q_{2,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 3,979;$$

$$Q_{3,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 3,979; Q_{4,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 2,069;$$

$$Q_8 = 36,228 \text{ кН};$$

$$Q_{1,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 6,197; Q_{2,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 11,917;$$

$$Q_{3,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 11,917; Q_{4,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 6,197;$$

	$Q_7 = 60,48 \text{ кН};$				СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		43

$$Q_{1,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 10,345; Q_{2,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 19,895;$$

$$Q_{3,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 19,895; Q_{4,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 10,345;$$

$$Q_6 = 84,672 \text{ кН};$$

$$Q_{1,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 14,483; Q_{2,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 27,853;$$

$$Q_{3,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 27,853; Q_{4,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 14,483;$$

$$Q_5 = 108,864 \text{ кН};$$

$$Q_{1,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 18,621; Q_{2,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 35,811;$$

$$Q_{3,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 35,811; Q_{4,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 18,621;$$

$$Q_4 = 133,056 \text{ кН};$$

$$Q_{1,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 22,76; Q_{2,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 43,768;$$

$$Q_{3,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 43,768; Q_{4,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 22,76;$$

$$Q_3 = 157,248 \text{ кН};$$

$$Q_{1,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 26,898; Q_{2,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 51,726;$$

$$Q_{3,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 51,726; Q_{4,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 26,898;$$

$$Q_2 = 181,44 \text{ кН};$$

$$Q_{1,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 31,036; Q_{2,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 59,684;$$

$$Q_{3,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 59,684; Q_{4,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 31,036;$$

				СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000		Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подп.	Дата.	44	

$$Q_1 = 205,632 \text{ кН};$$

$$Q_{1,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 35,174; Q_{2,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 67,642;$$

$$Q_{3,9} = \frac{1}{3,04} * Q_{25} = 67,642; Q_{4,9} = \frac{0,52}{3,04} * Q_{25} = 35,174;$$

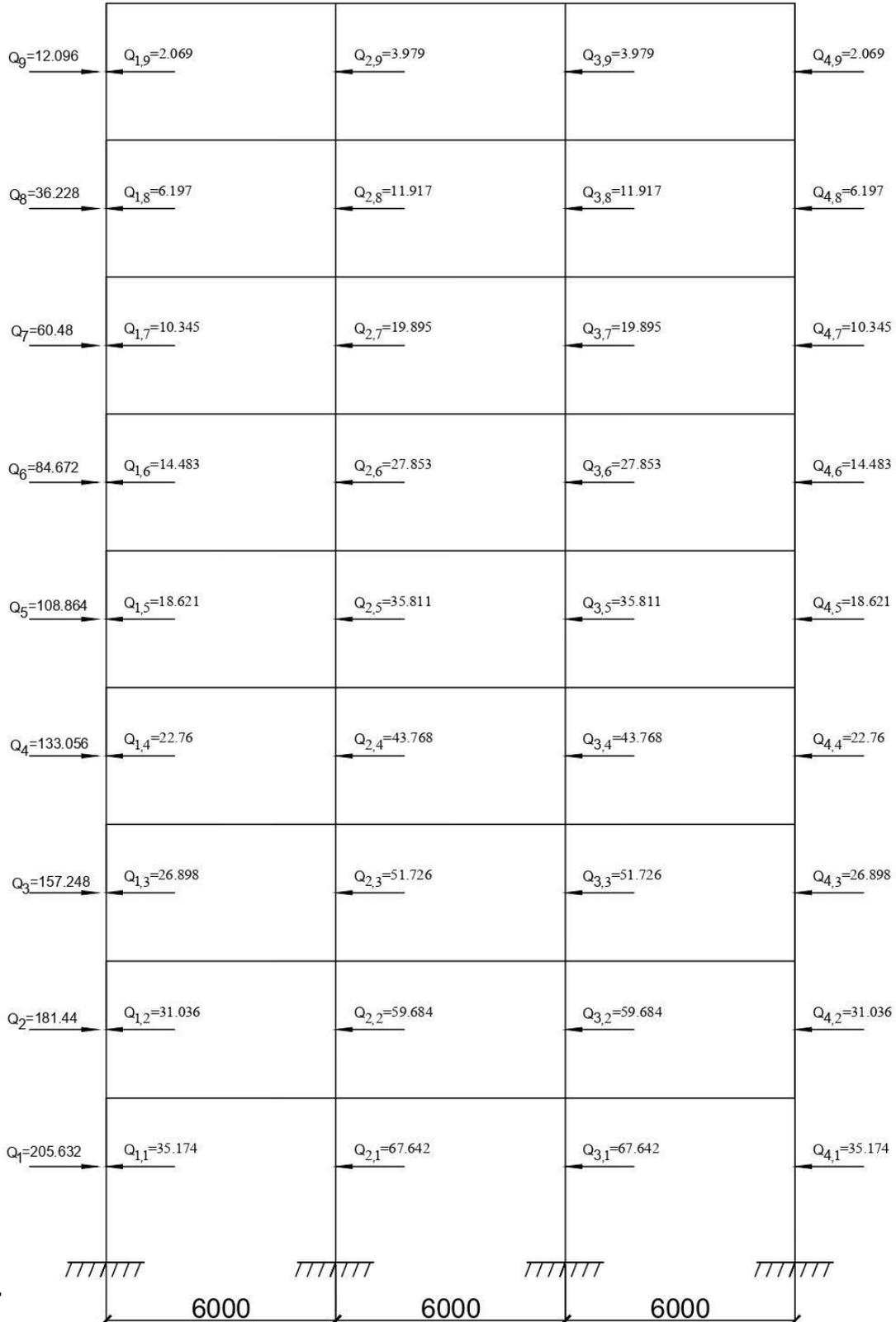
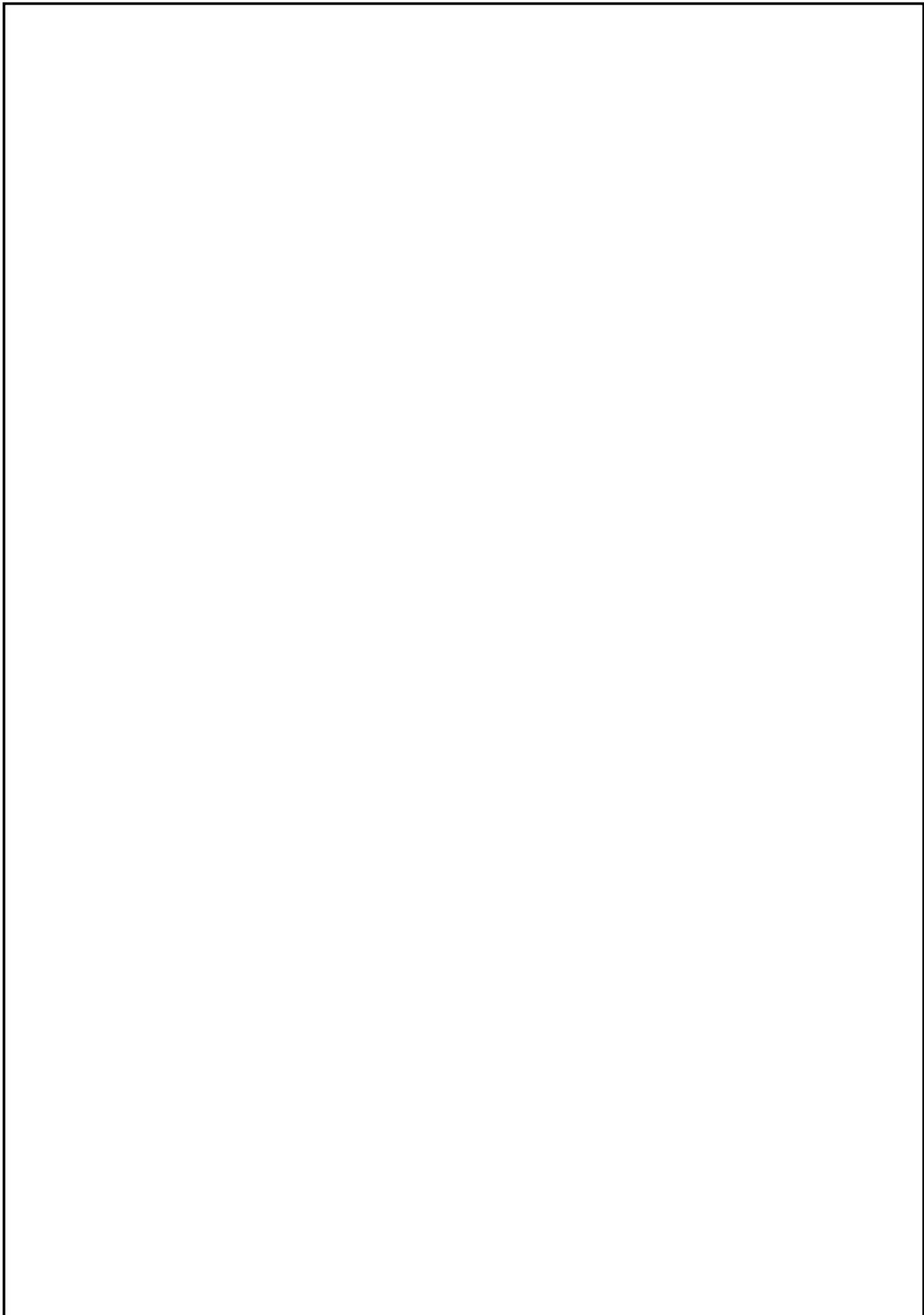


Рисунок 1.17 - Поперечные силы РСГ по 9 этажу

СКБ «ПЦИМВЦС» 1 ИЛ 01000000



					СКБ «ПиИМЗиС».1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		46

Моменты для 1 и 6 колонны определяются по следующей формуле:

$$M_{i,i} = \frac{h_{эт}}{2} * Q_{i,i}; \quad (1.19)$$

Для первого этажа формула для изгибающего момента будет иметь вид:

$$M_{вi,i} = \frac{1}{3} * h_{эт} * Q_{i,i}; \quad (1.20)$$

$$M_{вi,i} = \frac{2}{3} * h_{эт} * Q_{i,i}; \quad (1.21)$$

Тогда результат вычисления моментов по формуле (1.19), отображены в таблице 1.7.

Таблица 1.7 – Изгибающие моменты в колонах

$M_e^{1,9}$	3,72	$M_e^{2,9}$	7,16	$M_e^{3,9}$	7,16	$M_e^{4,9}$	3,72
$M_e^{1,8}$	11,15	$M_e^{2,8}$	21,45	$M_e^{3,8}$	21,45	$M_e^{4,8}$	11,15
$M_e^{1,7}$	18,62	$M_e^{2,7}$	35,81	$M_e^{3,7}$	35,81	$M_e^{4,7}$	18,62
$M_e^{1,6}$	26,07	$M_e^{2,6}$	50,14	$M_e^{3,6}$	50,14	$M_e^{4,6}$	26,07
$M_e^{1,5}$	33,52	$M_e^{2,5}$	64,46	$M_e^{3,5}$	64,46	$M_e^{4,5}$	33,52
$M_e^{1,4}$	40,97	$M_e^{2,4}$	78,78	$M_e^{3,4}$	78,78	$M_e^{4,4}$	40,97
$M_e^{1,3}$	48,42	$M_e^{2,3}$	93,11	$M_e^{3,3}$	93,11	$M_e^{4,3}$	48,42
$M_e^{1,2}$	55,86	$M_e^{2,2}$	107,43	$M_e^{3,2}$	107,43	$M_e^{4,2}$	55,86
$M_e^{B1,1}$	42,21	$M_e^{B2,1}$	81,17	$M_e^{B3,1}$	81,17	$M_e^{B4,1}$	42,21
$M_e^{H1,1}$	63,31	$M_e^{H2,1}$	121,76	$M_e^{H3,1}$	121,76	$M_e^{H4,1}$	63,31

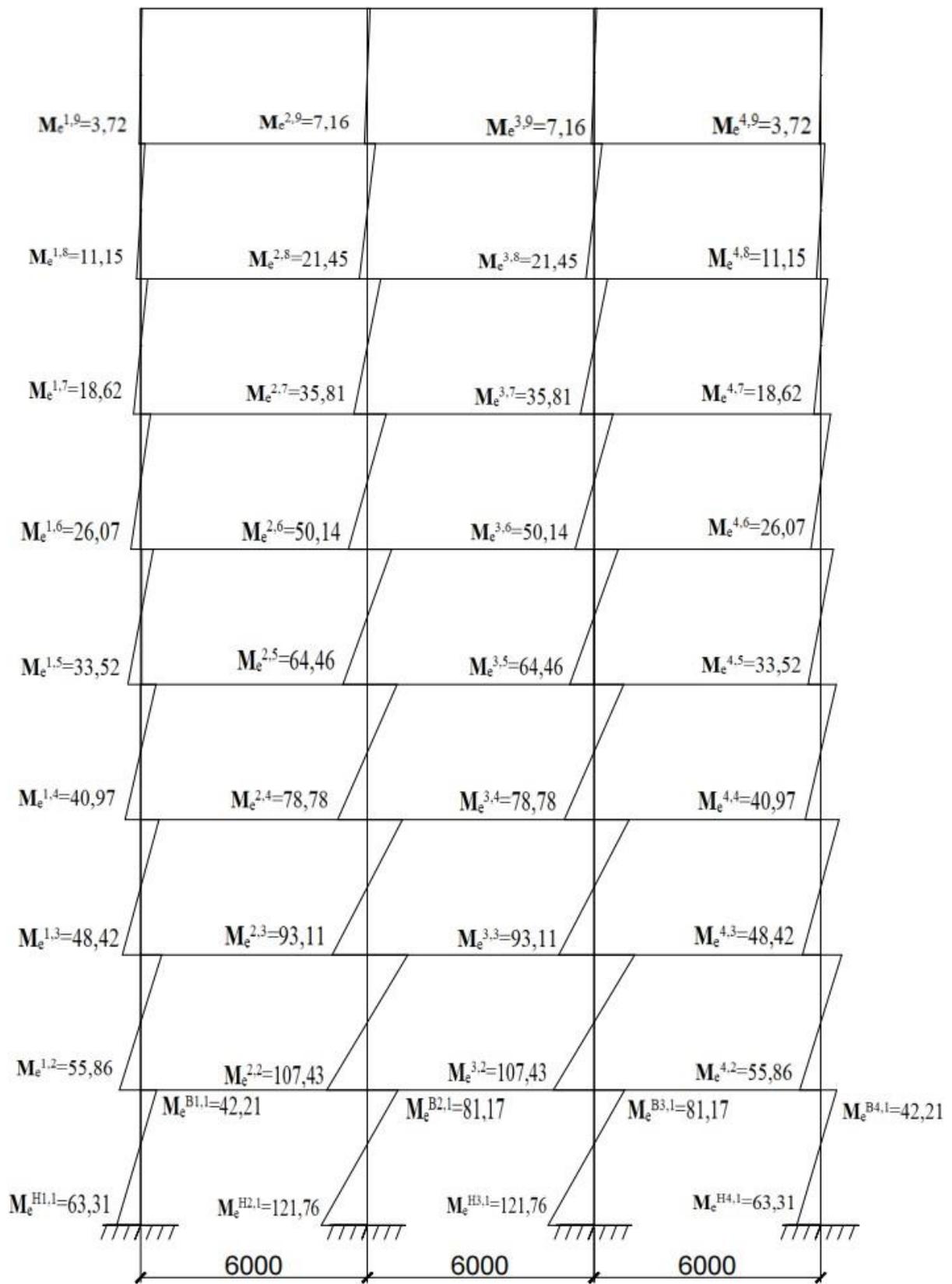


Рисунок 1.18 – Изгибающие моменты с 9 – 1 этаж

## 1.7 Определение изгибающих моментов в ригелях 9 -ти этажной рамы от ветровой нагрузки

Изгибающие моменты в сечениях ригеля определяем из условия равновесия узлов рамы. Сумма моментов в узле равно 0, поэтому изгибающий момент в ригеле равен сумме моментов в колоннах, примыкающих к узла. При двух ригелях в узле суммарный изгибающий момент в колоннах делится между ними пропорционально изгибной жесткости ригелей [5,7,8]. .

Изгибающие моменты в сечениях ригелей определяются по следующей формуле:

Для 9 этажа:

$$M_{1,9} = M_{1,9}; \quad (1.22)$$

Для 28 – 1 этажей:

$$M_{i,i-1} = M_{i,i-1} + M_{i,i-1}. \quad (1.23)$$

Тогда значения изгибающих моментов в сечениях ригеля, посчитанные по формулам (1.22) и (1.23) отображены в таблице 1.8.

Таблица 1.8 – Изгибающие моменты в ригеле

$M_6^{1,9}$	3,72	$M_6^{2,9}$	3,58	$M_6^{3,9}$	3,58	$M_6^{4,9}$	3,58	$M_6^{5,9}$	3,58	$M_6^{6,9}$	3,72
$M_6^{1,8}$	14,87	$M_6^{2,8}$	14,31	$M_6^{3,8}$	14,31	$M_6^{4,8}$	14,31	$M_6^{5,8}$	14,31	$M_6^{6,8}$	14,87
$M_6^{1,7}$	29,77	$M_6^{2,7}$	28,63	$M_6^{3,7}$	28,63	$M_6^{4,7}$	28,63	$M_6^{5,7}$	28,63	$M_6^{6,7}$	29,77
$M_6^{1,6}$	44,69	$M_6^{2,6}$	42,98	$M_6^{3,6}$	42,98	$M_6^{4,6}$	42,98	$M_6^{5,6}$	42,98	$M_6^{6,6}$	44,69
$M_6^{1,5}$	59,59	$M_6^{2,5}$	57,3	$M_6^{3,5}$	57,3	$M_6^{4,5}$	57,3	$M_6^{5,5}$	57,3	$M_6^{6,5}$	59,59
$M_6^{1,4}$	74,49	$M_6^{2,4}$	71,62	$M_6^{3,4}$	71,62	$M_6^{4,4}$	71,62	$M_6^{5,4}$	71,62	$M_6^{6,4}$	74,49
$M_6^{1,3}$	89,39	$M_6^{2,3}$	85,95	$M_6^{3,3}$	85,95	$M_6^{4,3}$	85,95	$M_6^{5,3}$	85,95	$M_6^{6,3}$	89,39
$M_6^{1,2}$	104,28	$M_6^{2,2}$	100,27	$M_6^{3,2}$	100,27	$M_6^{4,2}$	100,27	$M_6^{5,2}$	100,27	$M_6^{6,2}$	104,28
$M_6^{1,1}$	98,07	$M_6^{2,1}$	94,3	$M_6^{3,1}$	94,3	$M_6^{4,1}$	94,3	$M_6^{5,1}$	94,3	$M_6^{6,1}$	98,07

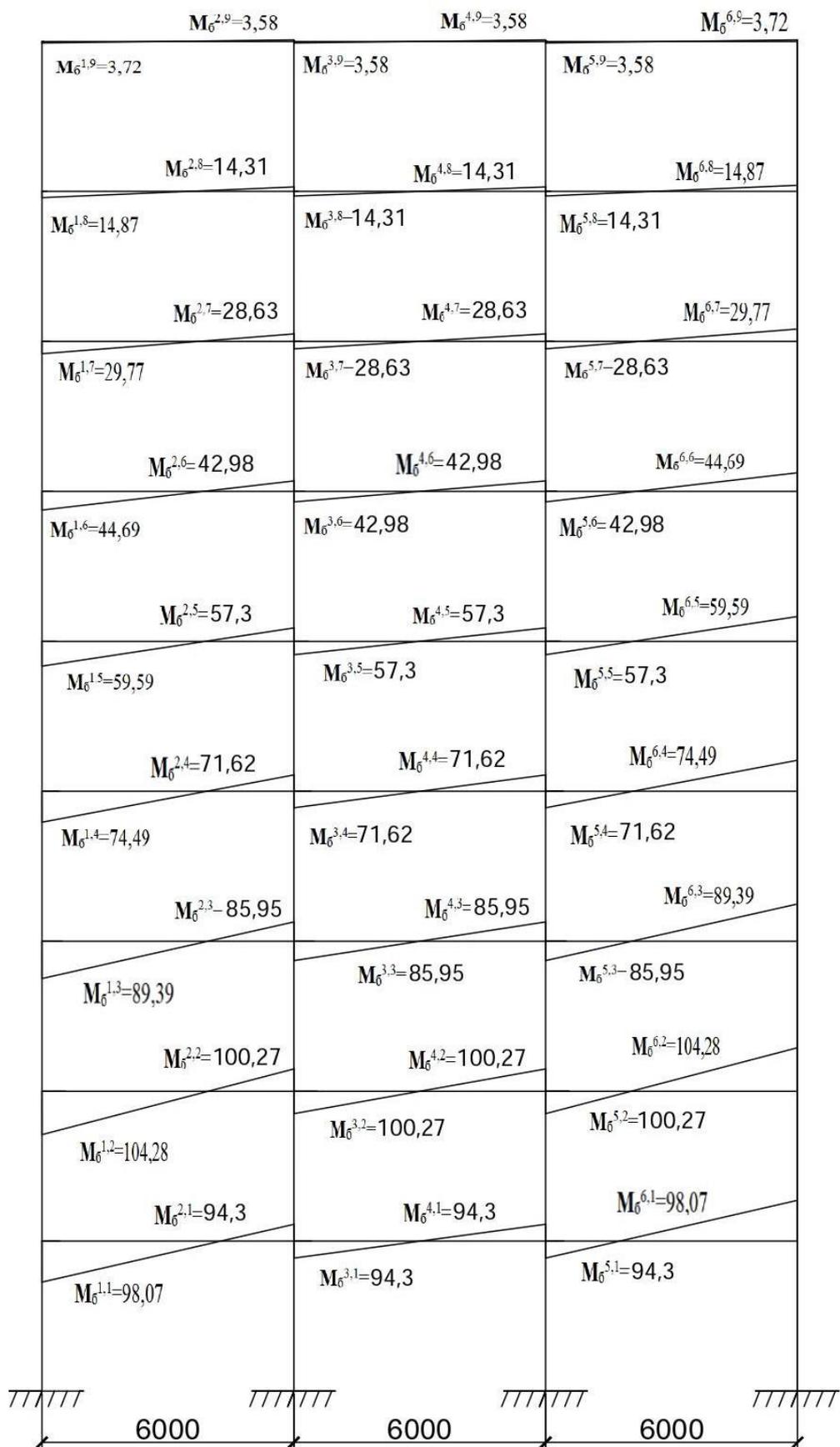


Рисунок 1.19 –Изгибающие моменты с 9 – 1 этаж

## 1.8 Расчет внутренних усилий в раме от вертикальной нагрузки

Конструктивной основой многоэтажного каркасного здания служит пространственная несущая система, состоящая из стержневых железобетонных элементов. Вертикальными и горизонтальными элементами несущей системы являются колонны и ригели соответственно. Каркасная система используется в основном для зданий административного и общественного назначения, где нужны большие неперегораживаемые помещения. В зависимости от способа восприятия внешних нагрузок каркасы могут быть: рамными, связевыми и рамно-связевыми.

При рамном каркасе все нагрузки – вертикальные и горизонтальные (ветровые) – воспринимаются рамами каркаса с жестким соединением ригелей с колоннами. В связевом каркасе горизонтальные нагрузки воспринимаются специальными вертикальными элементами – диафрагмами и ядрами жесткости, а вертикальные нагрузки – рамами каркаса, имеющими шарнирное или с частичным защемлением соединение ригелей с колоннами. При рамно-связевом каркасе вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимаются рамами и элементами жесткости совместно. Пространственный характер работы несущей системы обычно не проявляется, так как и вертикальные и горизонтальные нагрузки приложены одновременно ко всем плоским рамам здания, что позволяет рассчитывать каждую плоскую раму на свою нагрузку в соответствии с ее грузовой площадью.

Рассмотрим порядок расчета плоской многоэтажной рамы рамного или рамно-связевого каркаса с жесткими узлами на вертикальную нагрузку. Опыт проектирования рамных конструкций позволяет рекомендовать некоторые упрощения расчетной схемы. Так, ригели многопролетных рам с погонной жесткостью, втрое большей суммарной погонной жесткости примыкающих к узлу стоек, можно рассчитывать как неразрезные балки; стойки при этом рассчитываются на воздействие осевой силы, приложенной со случайным эксцентриситетом, и горизонтальные нагрузки. В другом случае, если суммарная погонная жесткость стоек в шесть и более раз превышает погонную жесткость ригелей, последние рассчитываются как балки, защемленные по концам, а к стойкам прикладывают моменты, равные алгебраической сумме моментов, возникающих в заделках примыкающих ригелей. Для сокращения объема вычислений допускается: применять для расчета равнопролетную схему со средней величиной пролета, если разница между пролетами составляет не более 10 %; заменять многопролетную раму (если число пролетов более трех) трехпролетной рамой, полагая изгибающие моменты в средних пролетах многопролетной рамы такими же, как и в среднем пролете трехпролетной рамы.

Многоэтажные многопролетные рамы имеют, как правило, регулярную структуру по высоте с равными высотами этажей и одинаковой нагрузкой по ярусам (рис. 1.20, а). Узлы стоек таких рам, расположенные на одной

оси, поворачиваются примерно на равные углы поворота  $\varphi$  с нулевой точкой моментов в середине высоты этажа (рис. 1.20, б). Итого получается

					Лист
Изм.	Лист	Лист	Лист	Лист	51

рами по концам стоек : рамы верхнего этажа, рамы среднего этажа и рамы первого этажа (рис. 1.20, б).

Опорные моменты ригелей рамы среднего этажа в этом случае определяются по формулам

$$M = \alpha \cdot g \cdot l_b^2 \quad \text{или} \quad M = \beta \cdot \nu \cdot l_b^2, \quad (1.24)$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – коэффициенты для различных схем загрузки ригеля;

$g$  и  $\nu$  – соответственно постоянная и временная (полезная) равномерно распределенная нагрузка на ригель рамы;

$l_b$  – расчетный пролет ригеля.

Для определения коэффициентов  $\alpha$  и  $\beta$  необходимо предварительно вычислить отношение погонных жесткостей ригеля и колонны:

$$k = i_b / i_c, \quad (1.25)$$

где  $i_b = B_b / l_b$  и  $i_c = B_c / l_c$  – погонные жесткости ригеля и стойки.

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						52
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

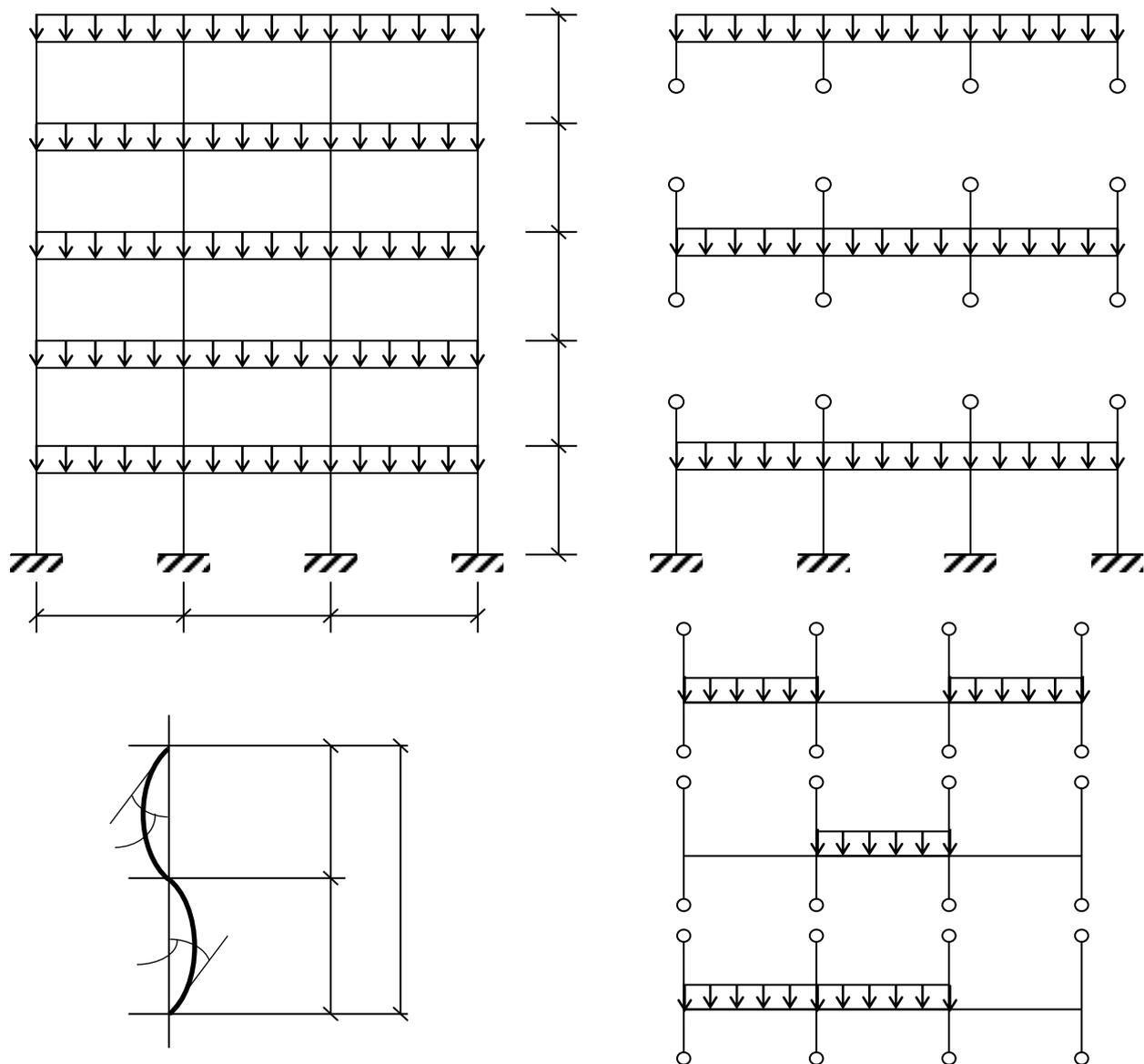


Рисунок 1.20 – Расчет рамы на вертикальную нагрузку

Изгибающие моменты в пролетных сечениях ригеля определяются как в шарнирно опертой балке, нагруженной известными опорными моментами по концам и нагрузкой, действующей в пролете. Схема нагрузок, например, для второго пролета показана на рис. 1.21.

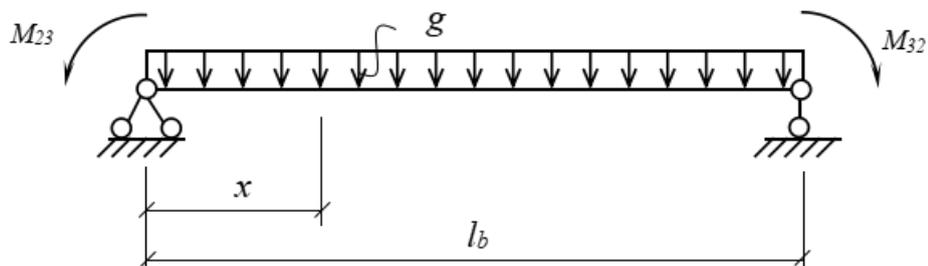


Рисунок 1.21 – Вычисление изгибающих моментов

В этом случае для любого сечения  $x$

$$M_x = M_{23} + \frac{M_{32} - M_{23}}{l_b} \cdot x + \frac{g \cdot x \cdot (l_b - x)}{2}. \quad (1.26)$$

При этом, если распределенная нагрузка в данном пролете отсутствует, то ее значение в формуле (1.22) принимается равным 0. Здесь отрицательные опорные моменты берутся со знаком «минус».

Величину  $x$ , для которой изгибающий момент  $M$  будет максимальным, найдем следующим образом:

$$\frac{dM(x)}{dx} = \frac{M_{32} - M_{23}}{l_b} + \frac{g \cdot l_b}{2} - g \cdot x = 0. \quad (1.27)$$

Отсюда

$$x = \left( \frac{M_{32} - M_{23}}{l_b} + \frac{g \cdot l_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{g}. \quad (1.28)$$

Учитывая, что  $\frac{dM(x)}{dx} = Q(x)$ , с помощью выражения (1.23) будем определять значения поперечных сил в сечениях ригеля.

Усилия в ригеле определяются от совместного действия постоянной и временной нагрузок [5]. Постоянная нагрузка  $g$  считается равномерно распределенной по всем пролетам ригеля (схема 1) (см. рис. 1.20,  $z$ ). Для временной нагрузки  $u$  принимаются поочередно несколько схем загрузки: загрузка через пролет (схема 2), загрузка среднего пролета (схема 3) и загрузка двух смежных пролетов (схема 4). Каждое сочетание загрузок (1+2, 1+3, 1+4) вызывает свое распределение усилий и может получиться, что в опорном сечении максимальный момент будет от одного сочетания, а в пролетном – от другого. Поскольку при назначении армирования важно знать наибольшие усилия во всех сечениях, независимо от того, какие нагрузки их вызывают, необходимо построить огибающую эпюру изгибающих моментов, показывающую значения максимальных моментов по длине ригеля.

Требуется определить усилия в ригеле здания с полным каркасом и выполнить его армирование.

Ригель рассматривается как элемент рамной конструкции (рис. 1.22,  $a$ ).

Расчетный пролет ригеля  $l_b$  принимается равным расстоянию между осями колонн; где  $l$  – расстояние между разбивочными осями;

В данном исследовании здание с полным каркасом и  $l_b = 6$  м. (1.29)

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						54
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

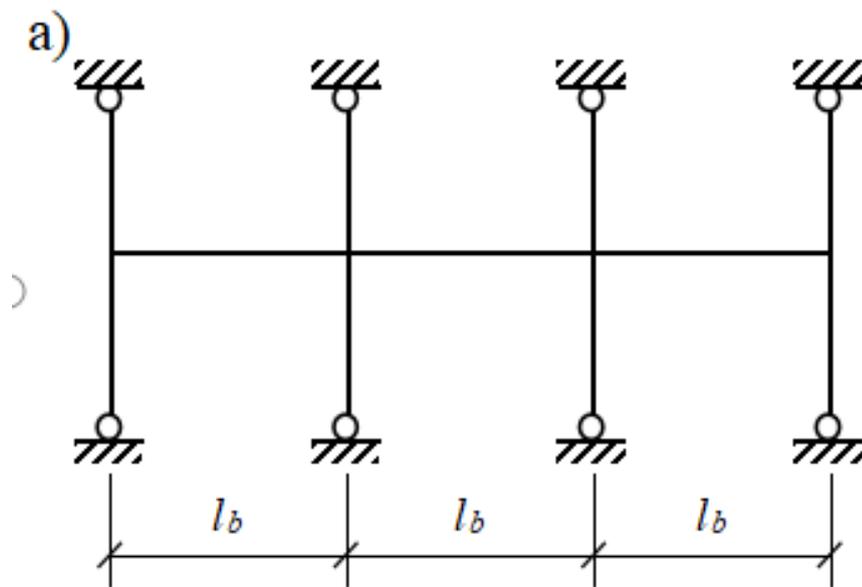


Рис. 1.22. Расчетная схема рамы с полным каркасом

Принимаем ригель прямоугольного сечения с размерами  $h_b = 0,6$  м и  $b_b = 0,25$  м. Выбираем колонну квадратного сечения  $h_c \times b_c = 0,4 \times 0,4$  м высотой  $l_c = 4,2$  м (по заданию). Вычисляем отношение погонных жесткостей ригеля и колонны по формуле (1.25)

$$k = \frac{E_b \cdot b_b \cdot h_b^3 \cdot l_c}{E_c \cdot b_c \cdot h_c^3 \cdot l_b} = \frac{0,25 \cdot 0,6^3 \cdot 4,2}{0,5 \cdot 0,5^3 \cdot 7} = 0,5184.$$

Здесь  $E_b = E_c$ , так как ригель и колонна проектируются из бетона одного класса.

Постоянная нагрузка на ригель складывается из постоянной нагрузки от веса монолитной плиты и пола  $g_{пан} = 4,154$  кН/м<sup>2</sup> и собственного веса ригеля рамы. Нагрузка от перекрытия считается равномерно распределенной. Для определения погонной нагрузки на 1 м длины ригеля рамы следует значение  $g_{пан}$  умножить на ширину грузовой полосы, равную шагу поперечных рам  $l_{пан} = 6,0$  м. Тогда погонная нагрузка на ригель

$$g_{b,пан} = g_{пан} \cdot l_{пан} \cdot \gamma_n = 4,154 \cdot 6 \cdot 1 = 24,924 \text{ кН/м,}$$

от собственного веса ригеля

$$g_{b,b} = h_b \cdot b_b \cdot \rho \cdot \gamma_t \cdot \gamma_n = 0,6 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1 = 4,125 \text{ кН/м,}$$

где  $\rho = 25$  кН/м<sup>3</sup> – плотность железобетона;

$\gamma_t = 1,1$  – коэффициент надежности по нагрузке.

Суммарная постоянная нагрузка на 1 м длины ригеля

$$g_b = g_{b,пан} + g_{b,b} = 24,924 + 4,125 = 29,049 \text{ кН/м.}$$

Временная (полезная) погонная нагрузка на балку рамы

$$q_b = v_{пан} \cdot l_{пан} \cdot \gamma_n = 6 \cdot 6 \cdot 1 = 36 \text{ кН/м,}$$

					СКБ «АПИМЗиС». Т.ИИ.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата		55

в том числе временная длительная

$$v_{b,l} = v_{pan,l} \cdot l_{pan} \cdot \gamma_n = 4.8 \cdot 6 \cdot 1 = 28.8 \text{ кН/м},$$

и временная кратковременная

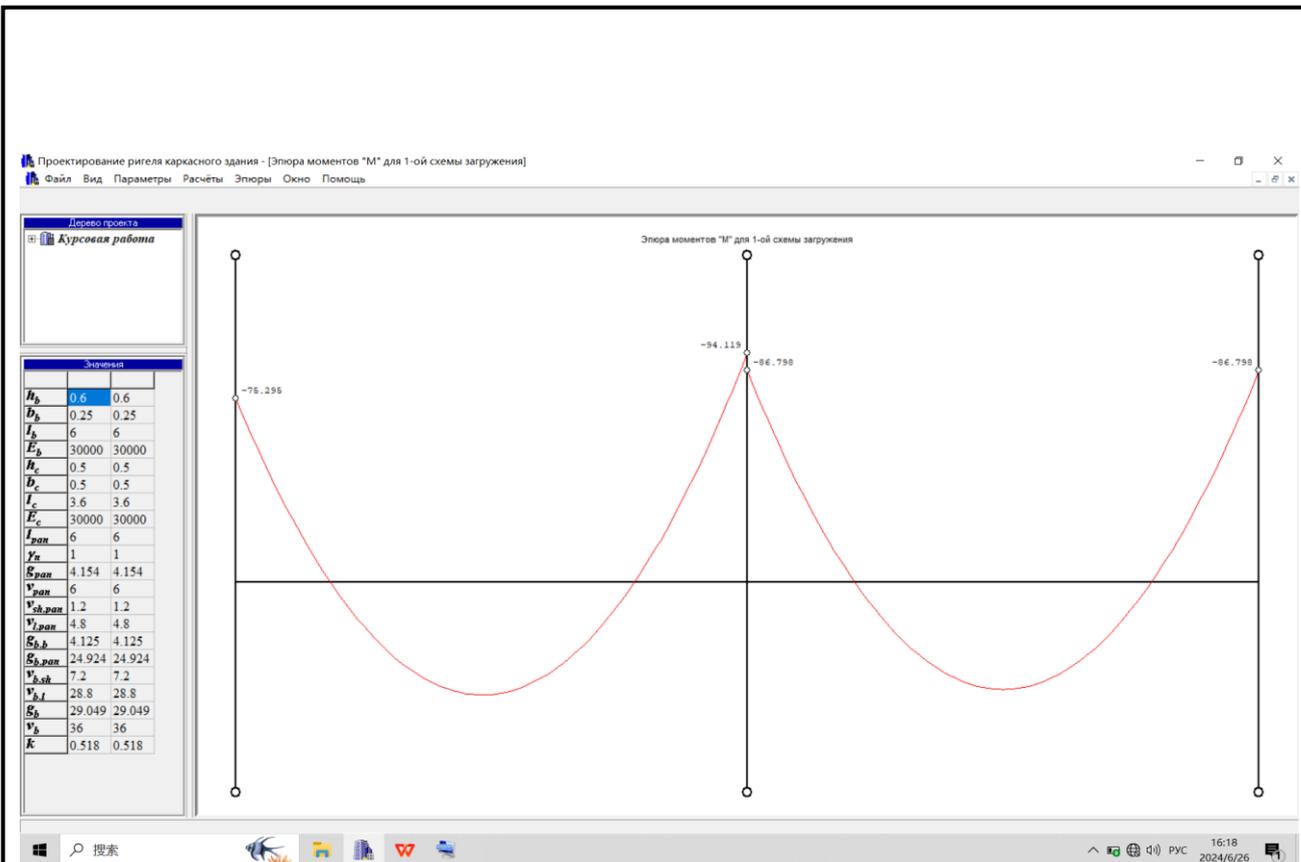
$$v_{b,sh} = v_{pan,sh} \cdot l_{pan} \cdot \gamma_n = 1.2 \cdot 6 \cdot 1 = 7.2 \text{ кН/м}.$$

### 1.9 Определение внутренних усилий в сечениях ригеля

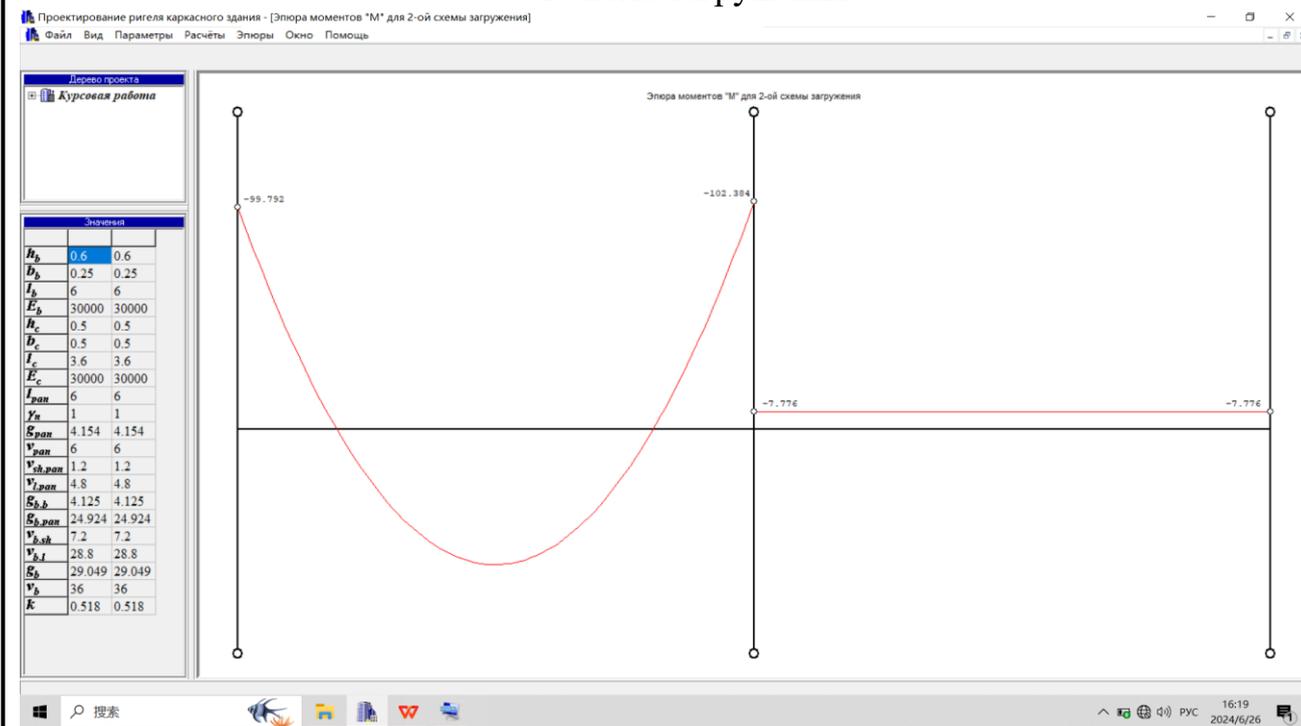
Обозначение изгибающих моментов принимаем согласно рис. 1.5.

Усилия определяем для первого и второго пролетов. В дальнейшем армирование третьего пролета принимается таким же, как и первого. Опорные моменты определяются по формулам (1.22) в зависимости от вида загрузки и параметра  $k$  с использованием линейной интерполяции. Значения пролетных моментов вычисляем по формуле (1.24). При этом максимальные моменты в пролетах  $M_I$  и  $M_{II}$  определяются путем подстановки в (1.24) значений  $x$  из выражения (1.26). Поперечные силы по длине ригеля находим по формуле (1.25). Далее строим поочередно эпюры  $M$  и  $Q$  от 1-й, 2-й, 3-й и 4-й схем загрузки, а затем от сочетания этих загрузок – 1+2, 1+3 и 1+4.

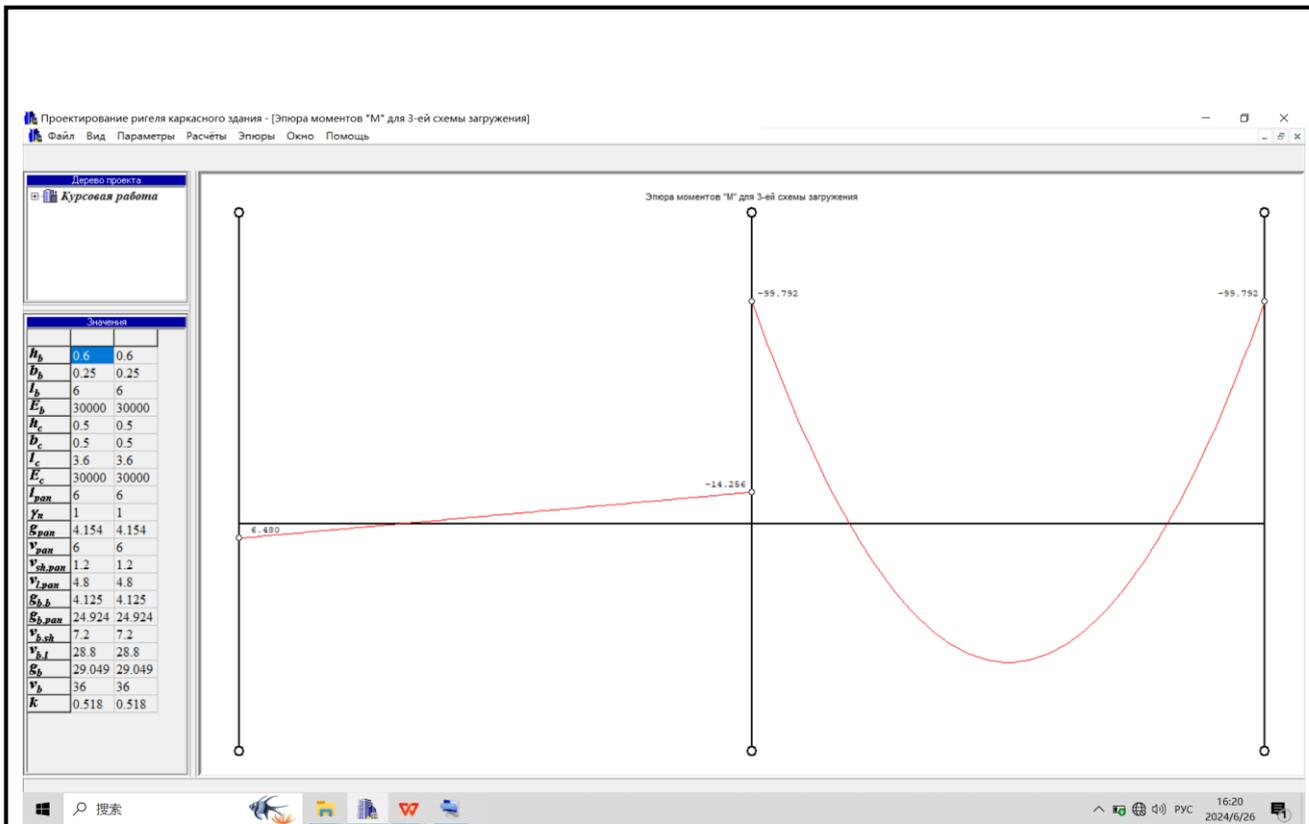
					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						56
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		



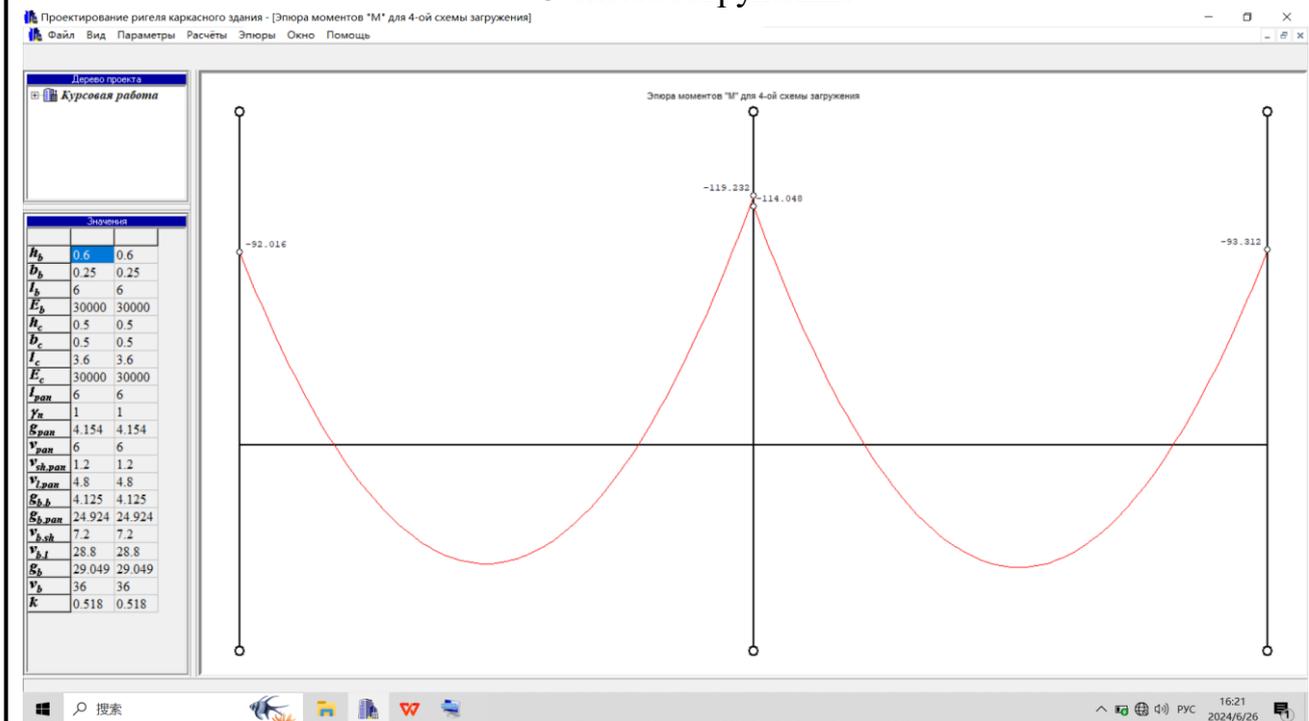
1 схема загрузки



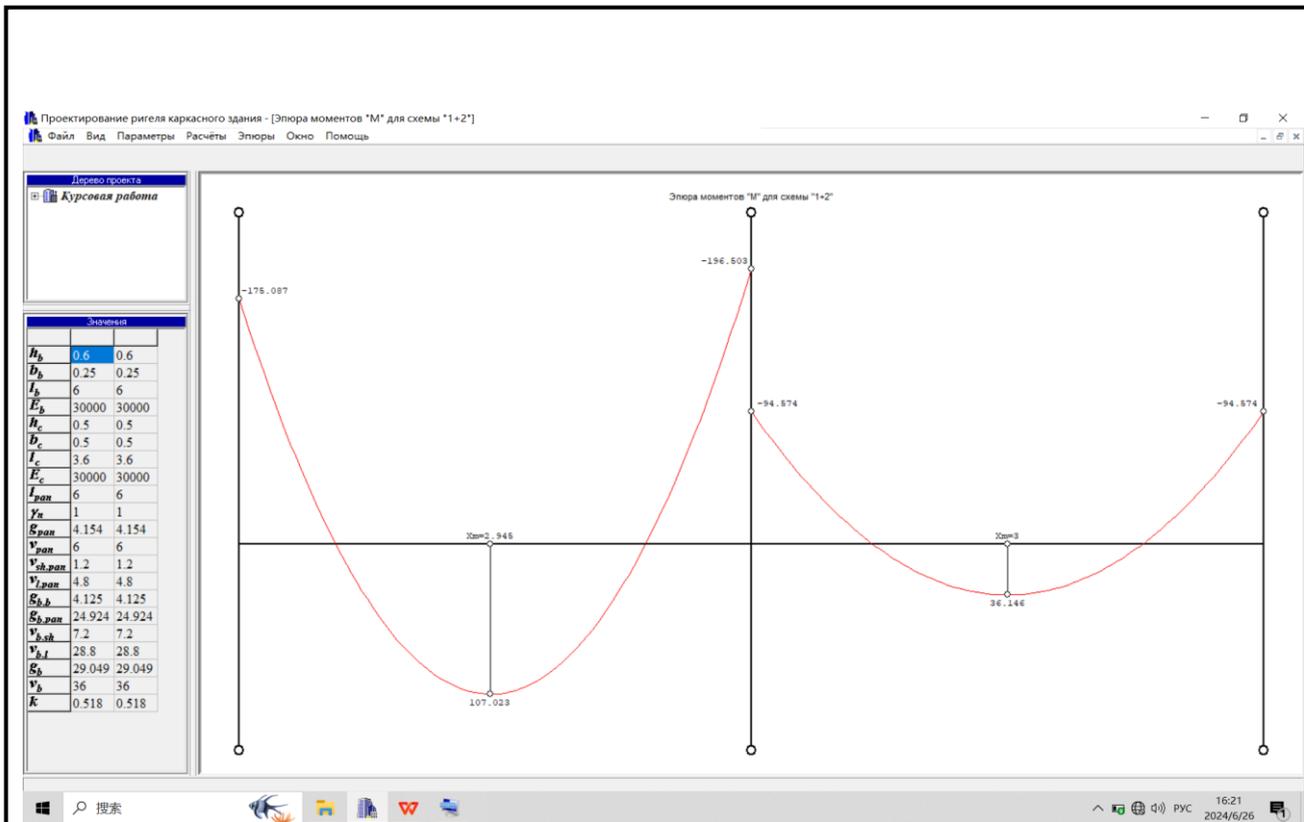
2 схема загрузки



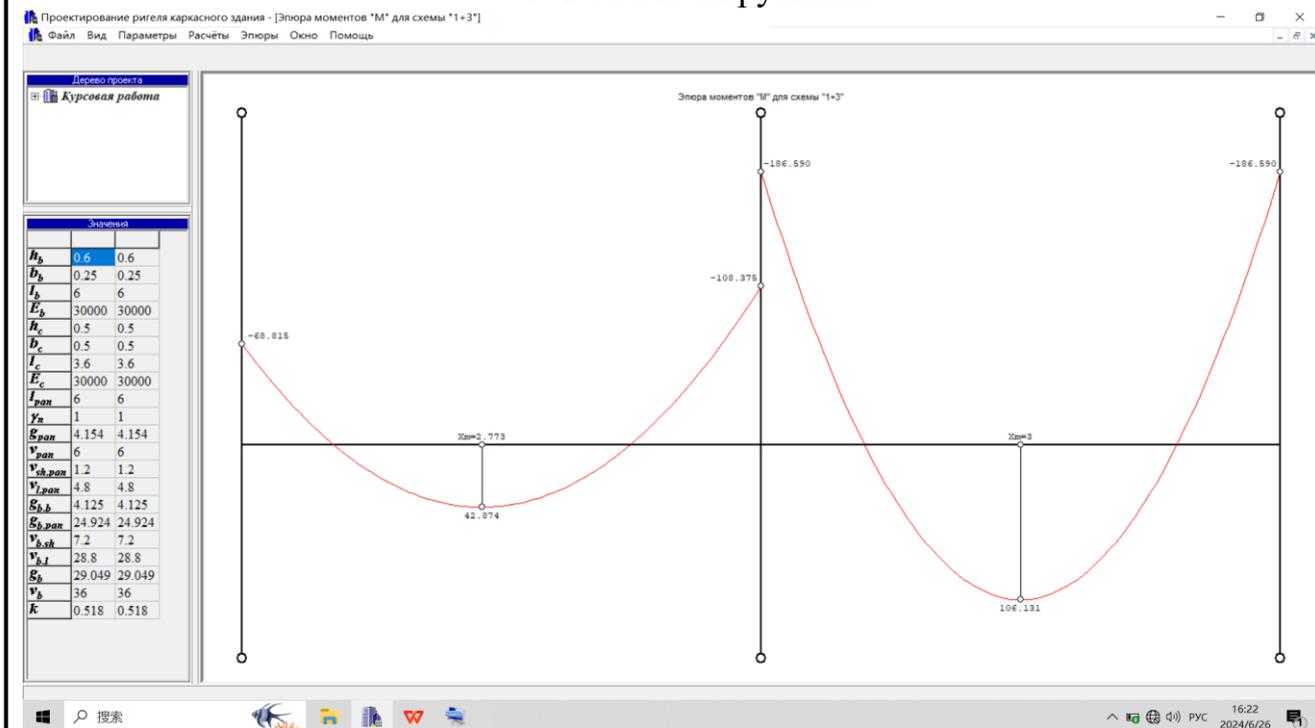
3 схема загрузки



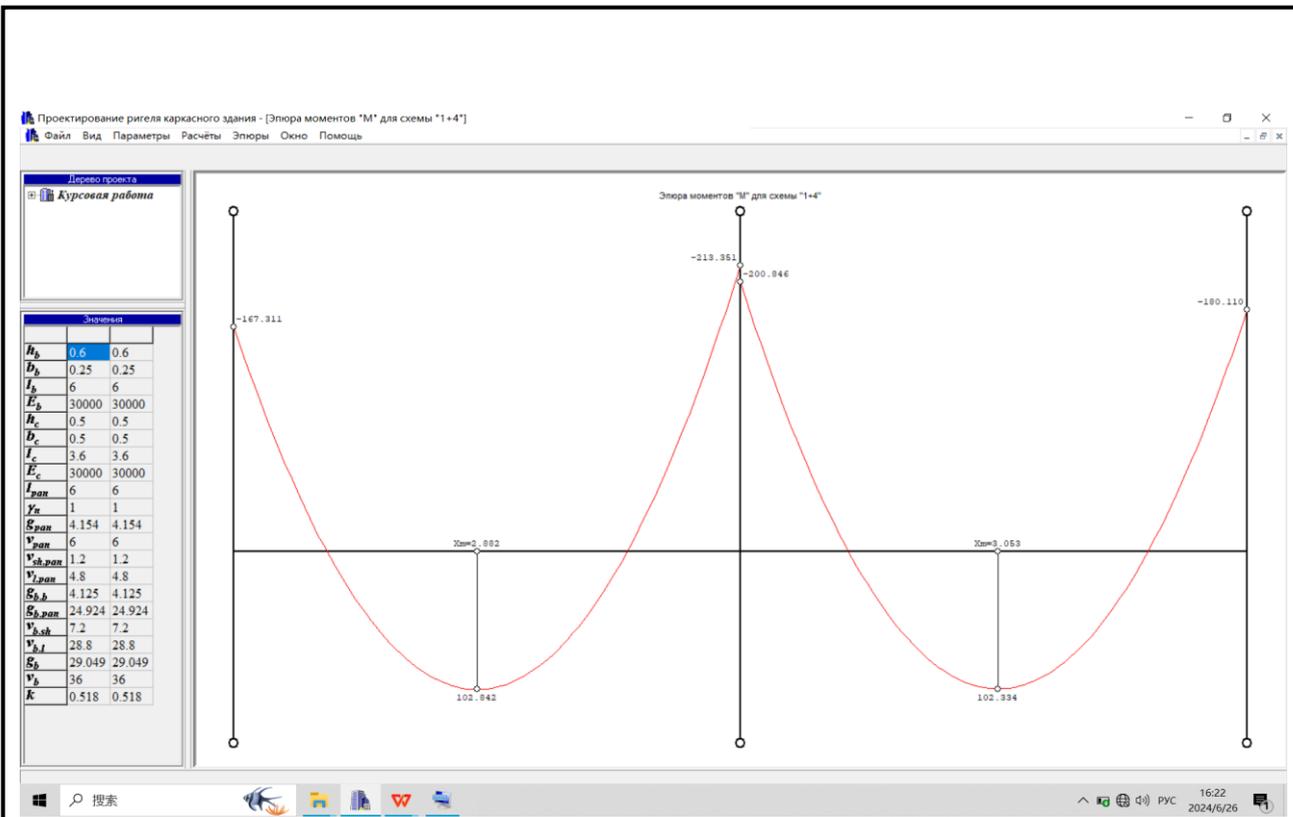
4 схема загрузки



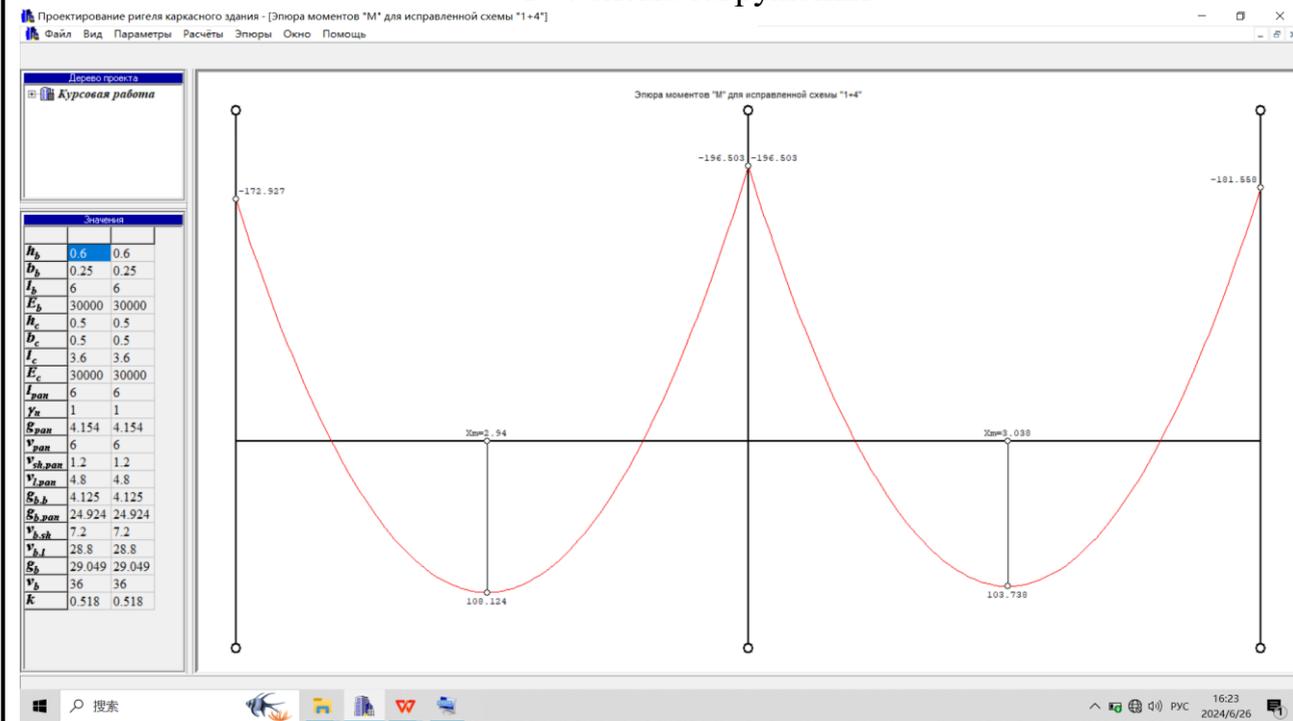
1+2 схема загрузки



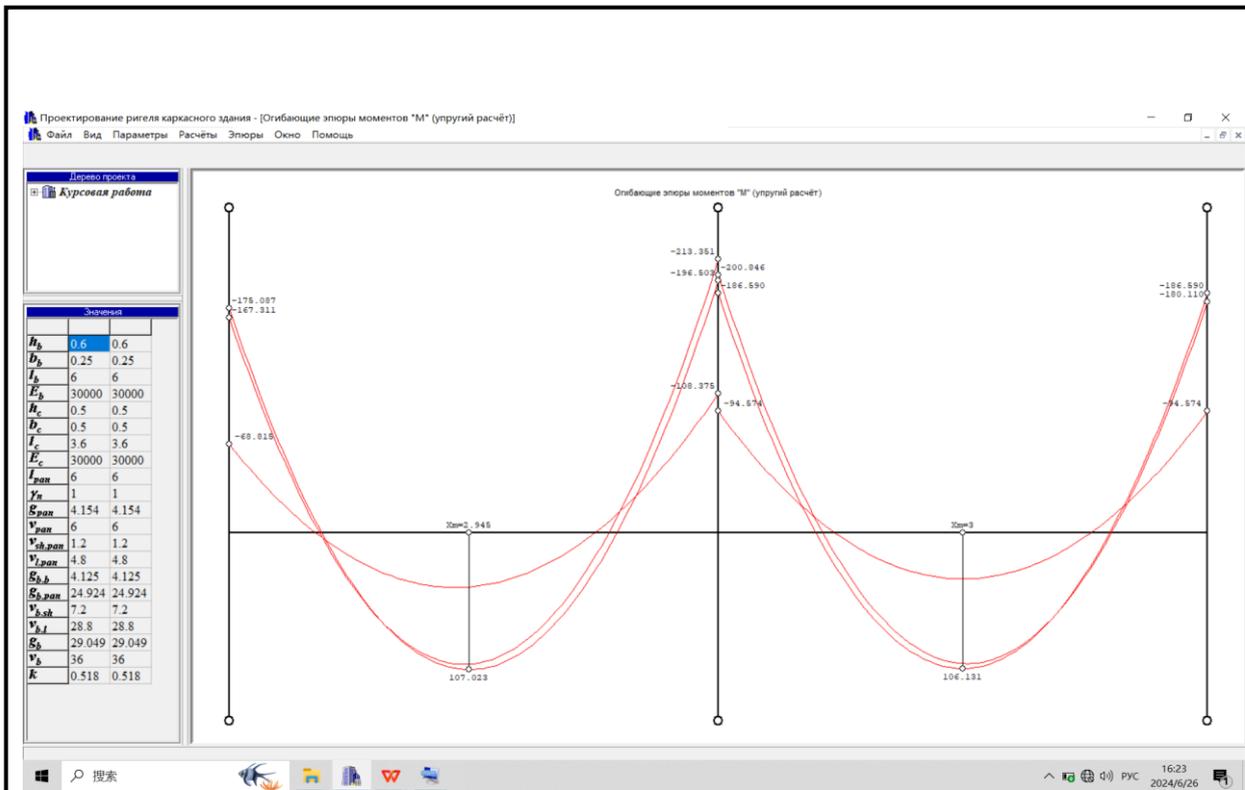
1+3 схема загрузки



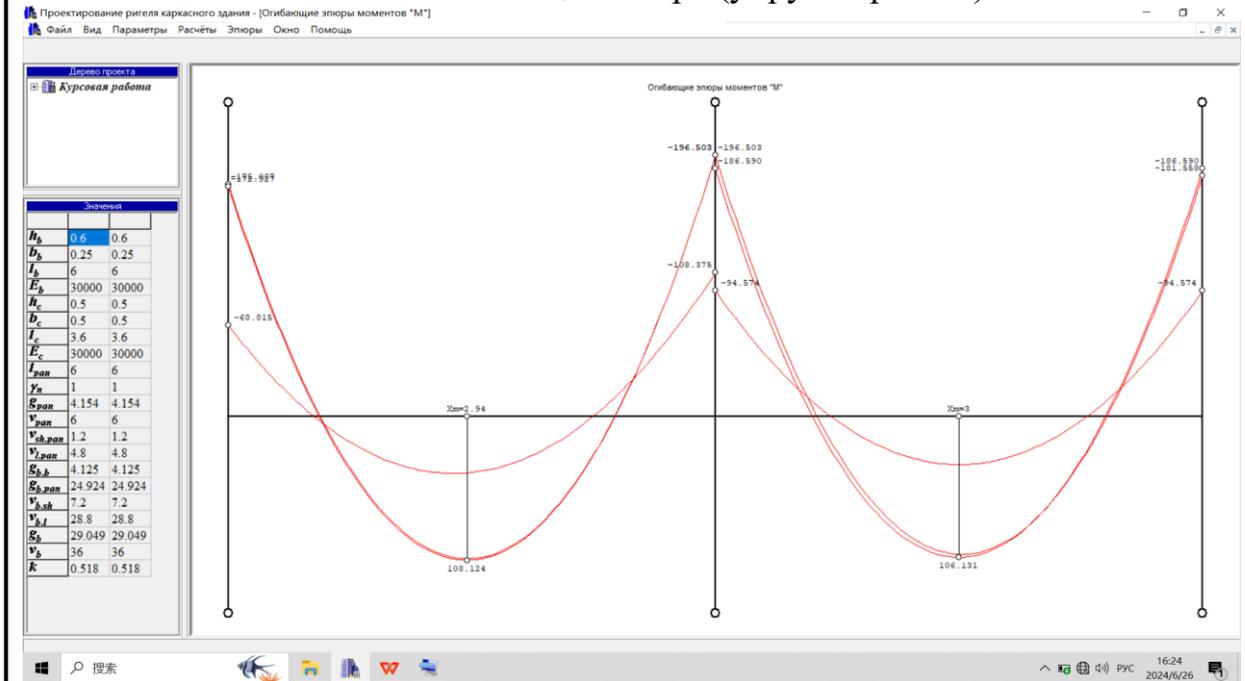
1+4 схема загрузки



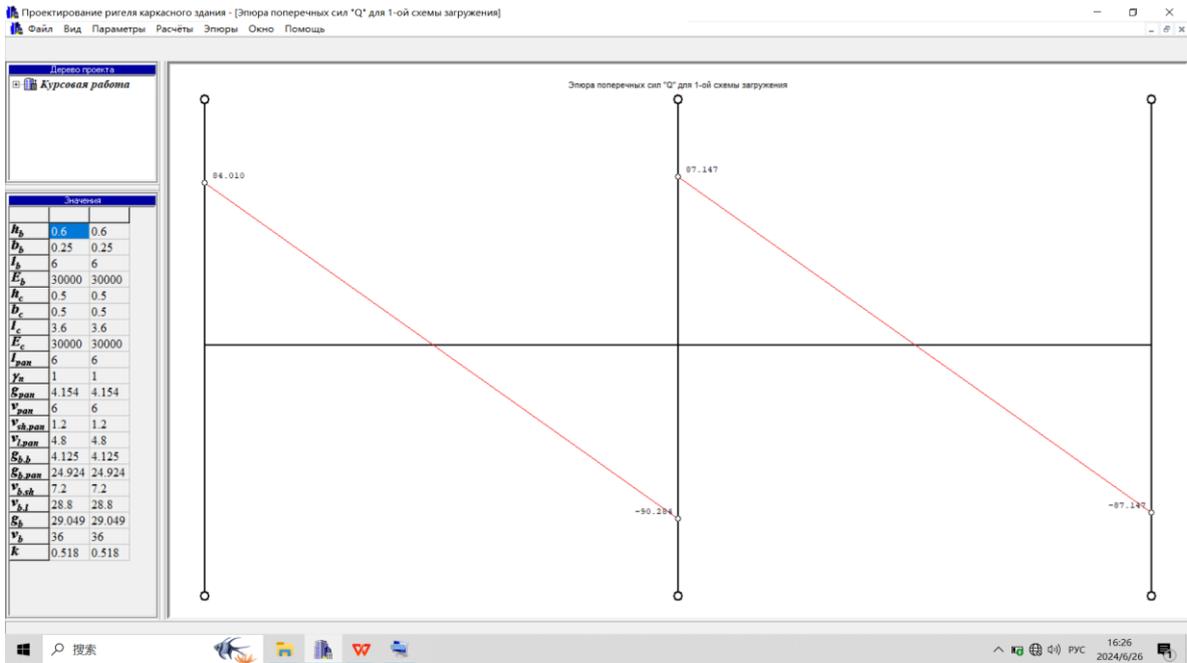
1+4 схема загрузки (исправленная)



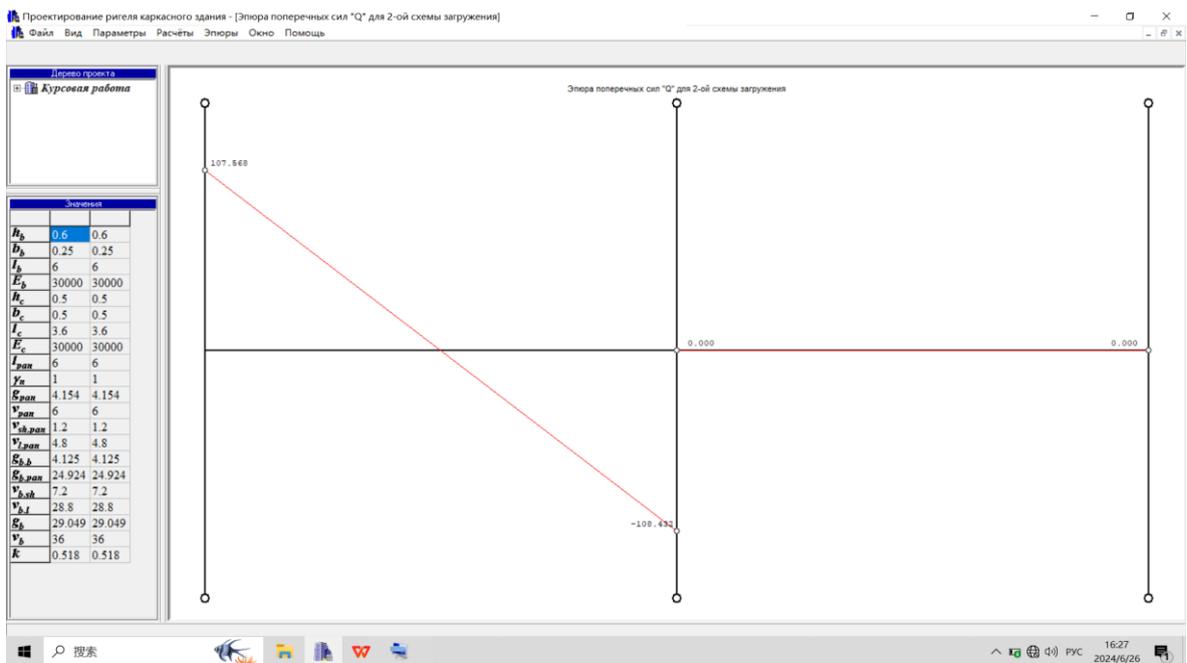
Огибающая эпюра (упругий расчёт)



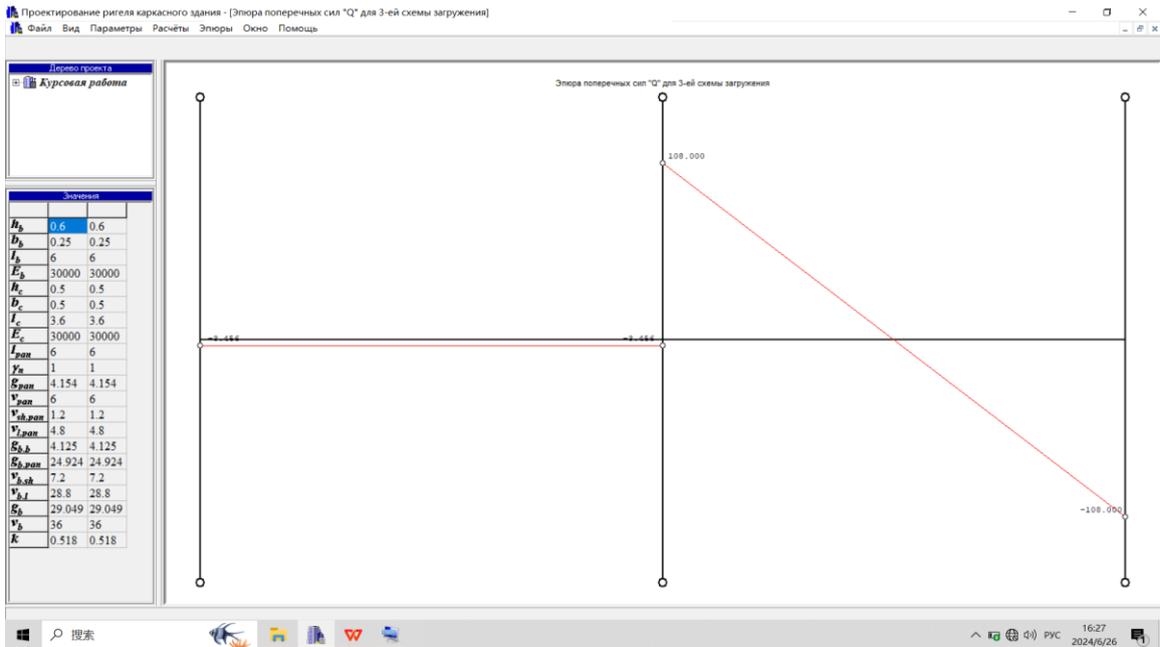
Огибающая эпюра



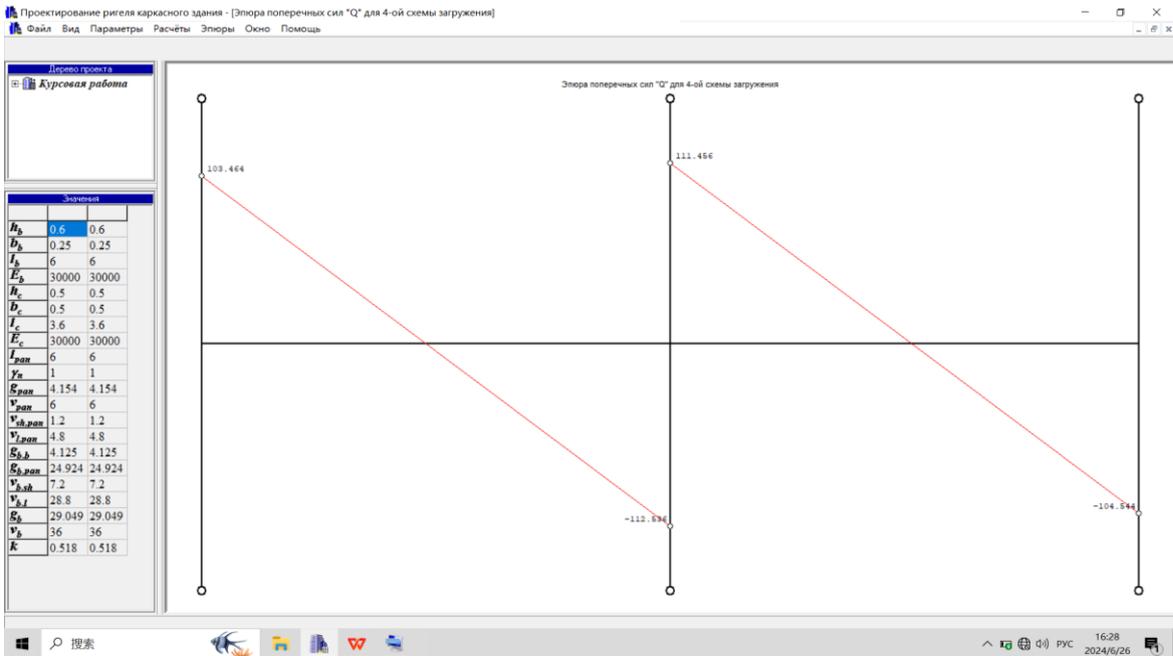
1 схема загрузки



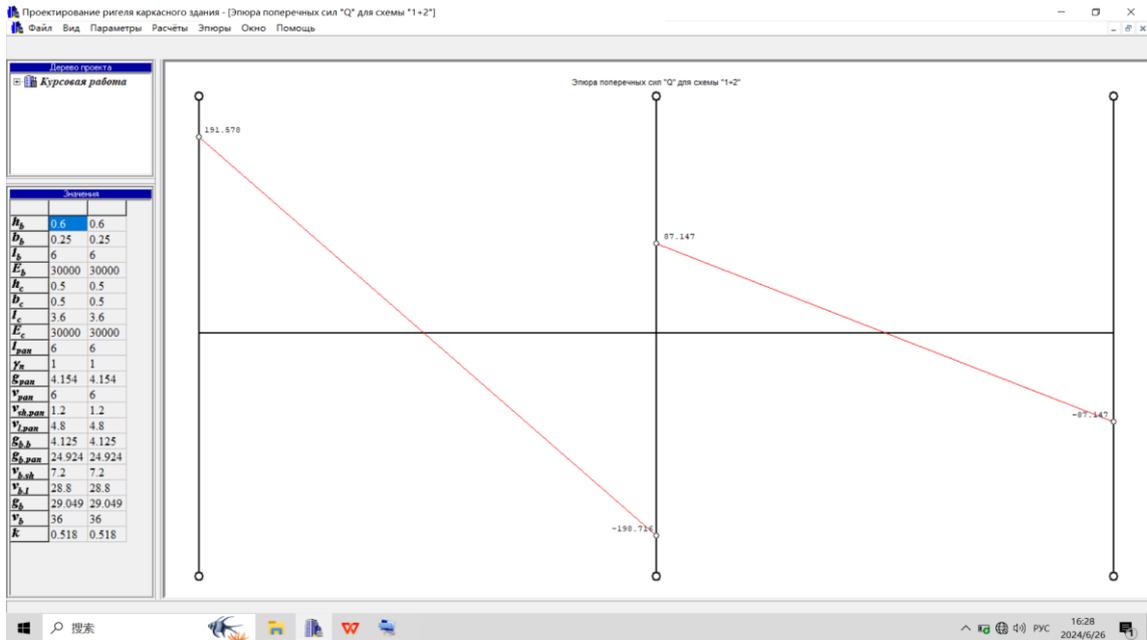
2 схема загрузки



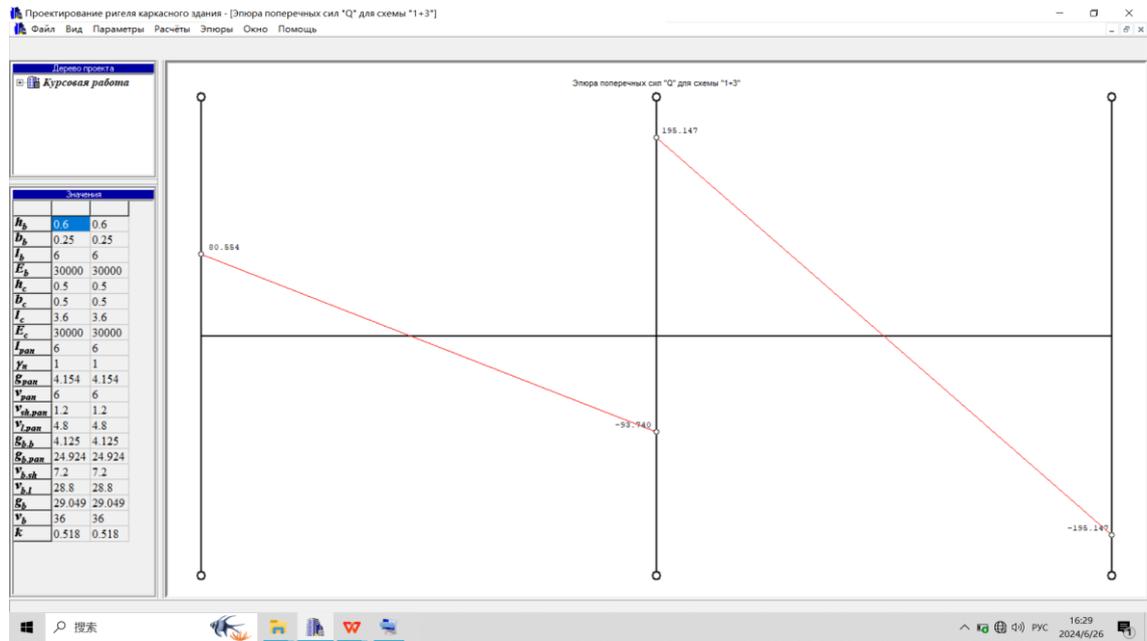
3 схема загрузки



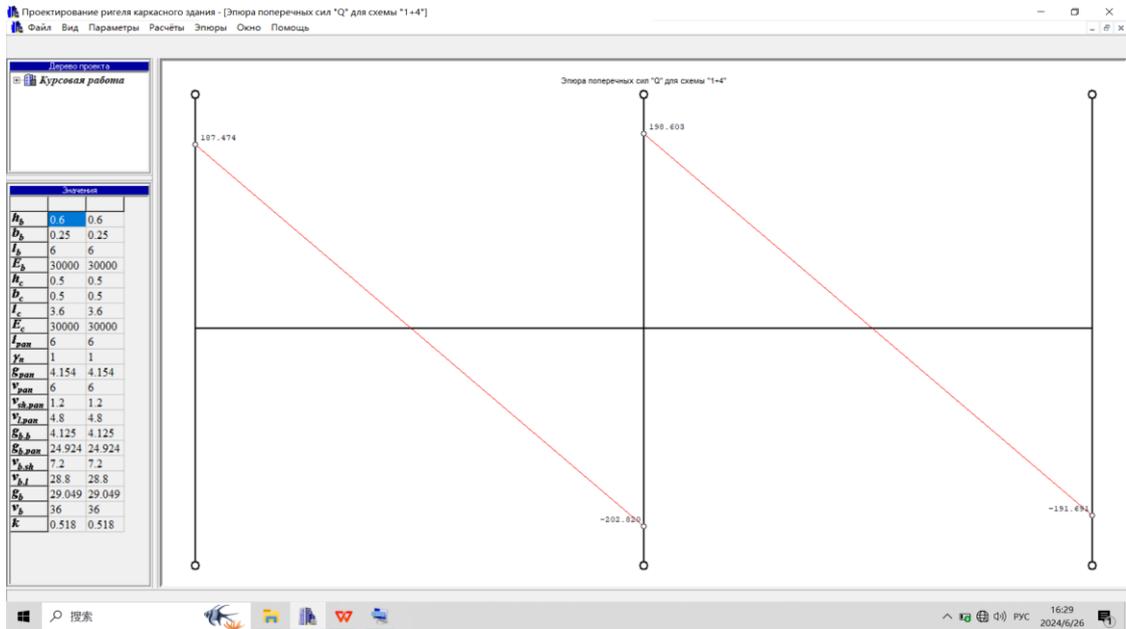
4 схема загрузки



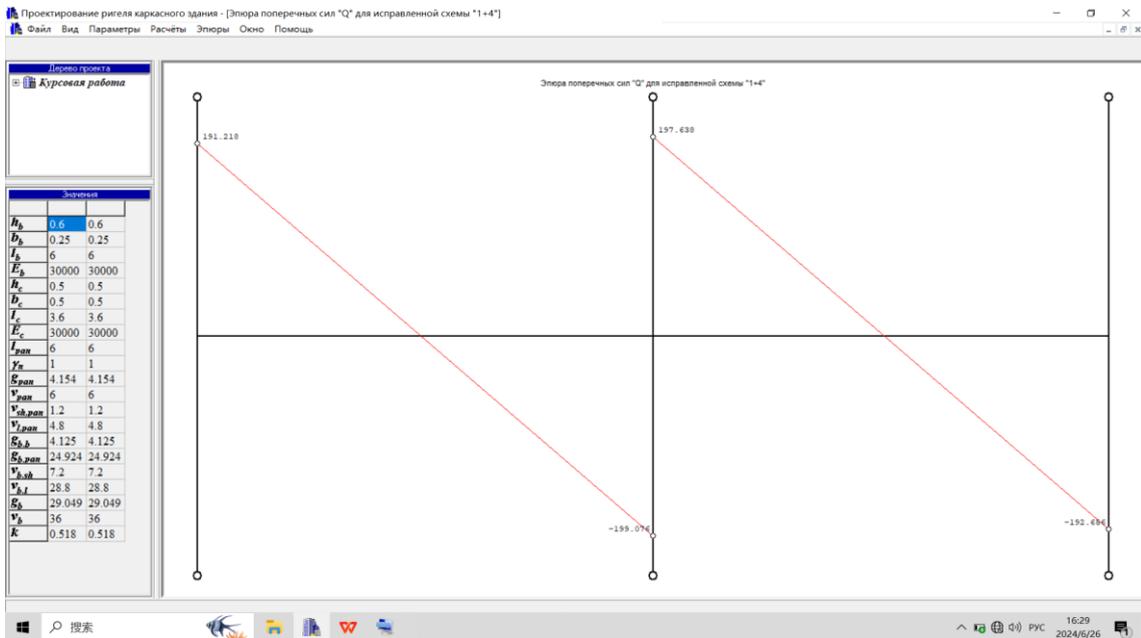
1+2 схема загрузки



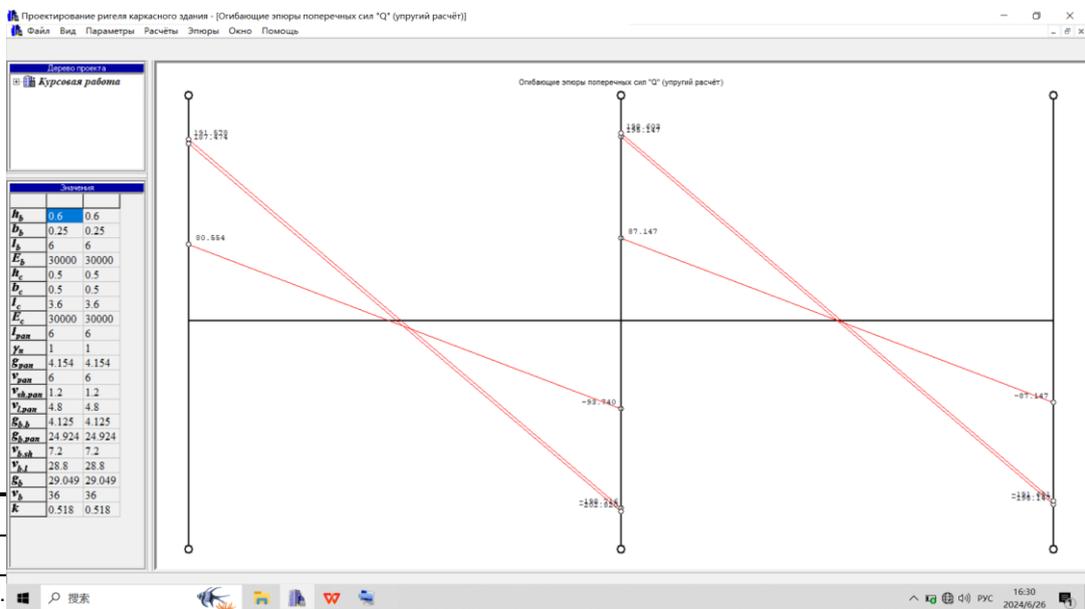
1+3 схема загрузки



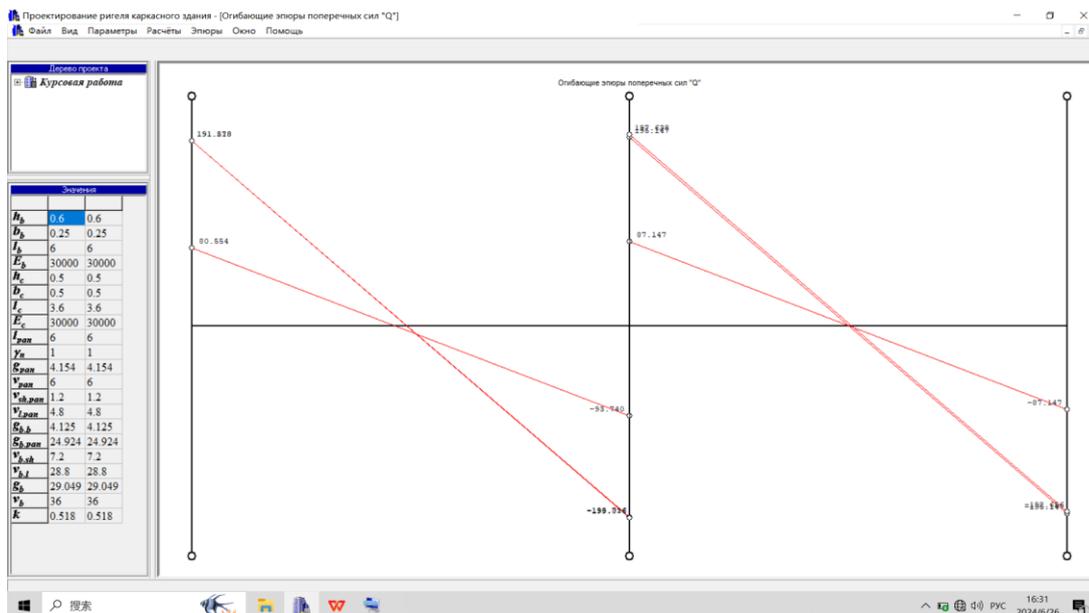
1+4 схема загрузки



1+4 схема загрузки (исправленная)



## Огибающая эпюра (упругий расчет)



Огибающая эпюра

## 2.Определение рационального армирования ригеля монолитной рамы

Современные расчетные САПР-системы позволяют выполнять полный технологический цикл расчетов строительных конструкций. Двадцать назад с помощью расчетных комплексов выполнялся только статический расчет – определялись усилия в элементах, а задачи прочностного расчета решались отдельно. Сейчас пользователь может сразу задать исходные данные, необходимые как для выполнения статического расчета, так и конструктивного.

Стандартный алгоритм статического расчета конструкций в ПК «Лира-САПР» следующий:

- 1.Выбор признака схемы (типа расчетной схемы в зависимости от числа степеней свободы в узлах КЭ).
- 2.Создание геометрической схемы.
- 3.Задание граничных условий (исключение степеней свободы в отдельных узлах).
- 4.Задание шарниров (при необходимости).
- 5.Задание и присваивание жесткостей отдельным КЭ.
- 6.Задание отдельных нагрузжений.
- 7.Задание таблицы РСУ или таблицы РСН.
- 8.Статический расчет.
- 9.Анализ полученных результатов.

Программа исследований включала в себя расчет усилий, анализ особенностей армирования ригелей рам различной этажности при совместном действии всех нагрузок (рис.2.1).

					СКБ «ПиИМЗиС».1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		67

Расчет ветровой нагрузки выполнялся в соответствии с основными положениями свода правил «Нагрузки и воздействия». Основную ветровую нагрузку, действующую на здание, определяли как сумму средней составляющей и пульсационной составляющей. Для 25-ти этажного здания эквивалентная высота  $z_e$  определялась из условия  $h > 2d$ , а для 9-ти этажного здания из условия  $d < h \leq 2d$ . При вычислении пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки  $w_g$  на эквивалентной высоте  $z_e$  учитывали коэффициент пульсации давления ветра  $\zeta(z_e)$  в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$  и коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра  $v$ . Для 25-ти этажного здания пульсационная составляющая определялась с учетом коэффициента динамичности  $\zeta$ , так как первая частота собственных колебаний была меньше предельного значения частоты собственных колебаний. Для 9-ти этажного здания первая частота собственных колебаний превышала предельное значение частоты собственных колебаний, поэтому коэффициент динамичности  $\zeta$  при вычислении пульсационной составляющей для этого здания не учитывался. По найденным значениям средней составляющей и пульсационной составляющей определяли основную ветровую нагрузку.

Усилия в элементах рамы от ветровой нагрузки также определяли приближенным методом, изложенным в , в следующем порядке: распределенную ветровую нагрузку приводили к узловой по соответствующим грузовым площадям, далее определяли ярусные поперечные силы и поперечные силы в колоннах яруса, распределяя ярусную поперечную силу между колоннами яруса в соответствии с соотношением изгибных жесткостей. Затем находили моменты в колоннах, полагая нулевую точку моментов расположенной в середине высоты этажа и изгибающие моменты в ригелях из условия равновесия узлов.

Для анализа армирования выполняли расчет второго яруса рам. Рассматривались три опорных сечения и два пролетных [1,4]. Для опорных сечений вычислялись моменты по граням колонн (рис.2.1). На рис.2 и 3 приведены расчетные эпюры изгибающих моментов для второго этажа 9-ти и 25-ти этажных рам. Позициями *a* и *б* обозначены эпюры моментов при действии ветровой нагрузки справа налево и слева направо. Позиция *в* показывает ординаты огибающей эпюры от вертикальных нагрузок. При проектировании каркасов необходимо учитывать сочетания усилий от действия постоянных, вертикальных временных и ветровых нагрузок. На рис.2.2 и 3.2. приведены такие сочетания для рам разной этажности.

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		68

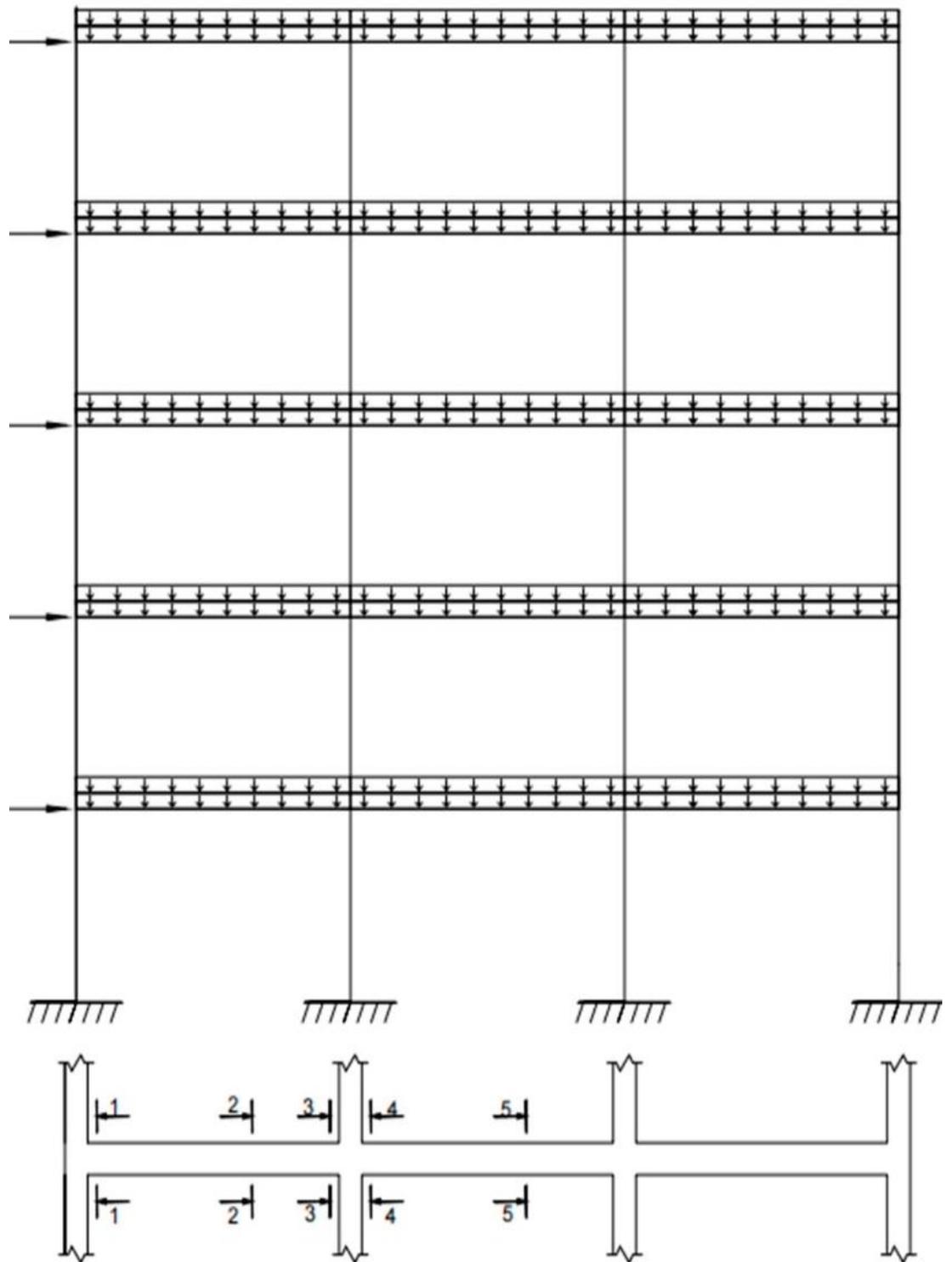
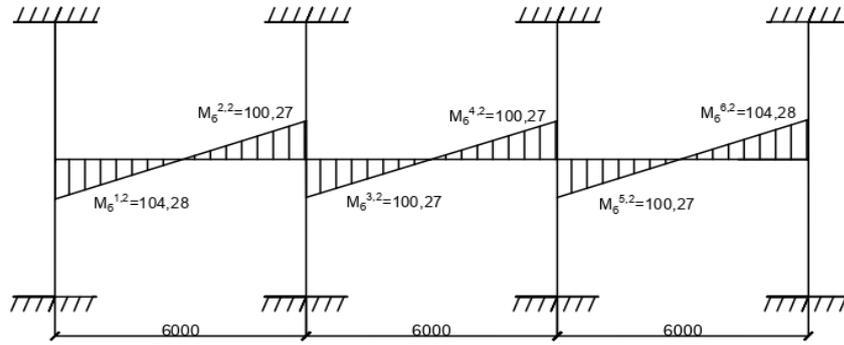
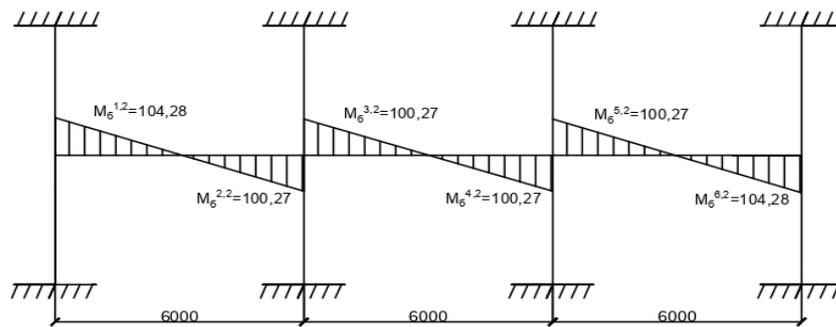


Рис.2.1. Нагрузки, действующие на поперечную раму и расчетные сечения ригеля.

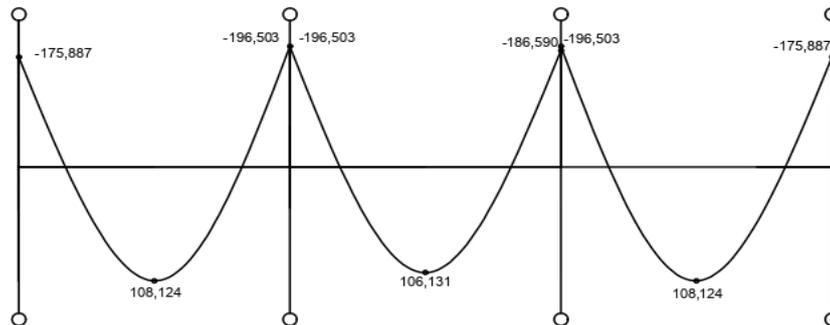
а)



б)



в)



г)

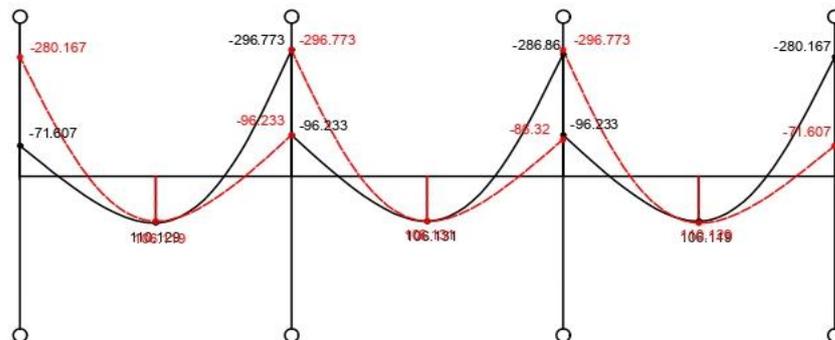
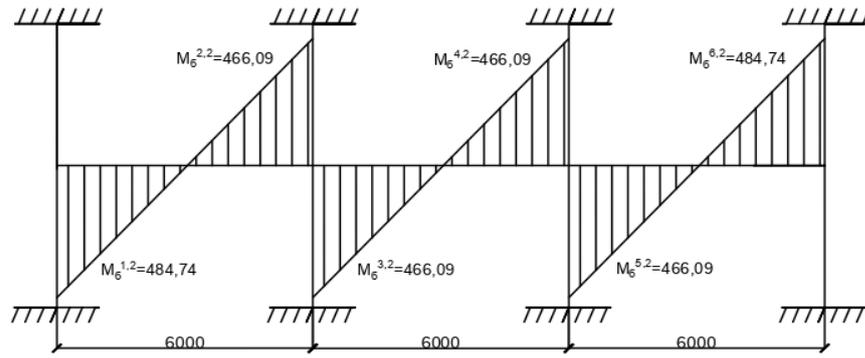
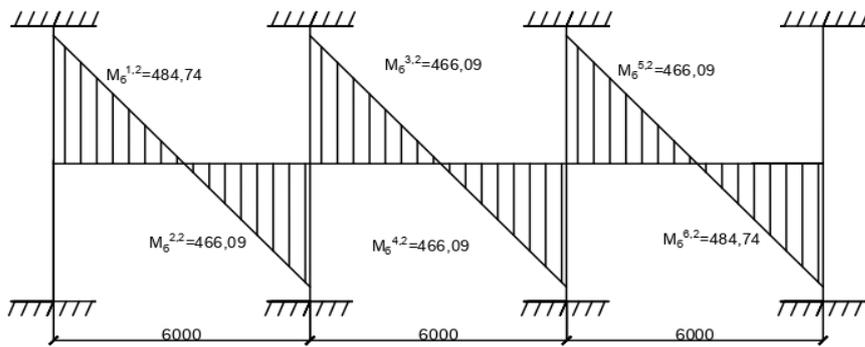


Рис.2.2 Эпюры изгибающих моментов от знакопеременной ветровой нагрузки (а,б), огибающая эпюра моментов от вертикальной нагрузки(в) и суммарная эпюра сочетаний моментов от горизонтальных и вертикальных нагрузок(г) для 9-ти этажной рамы.

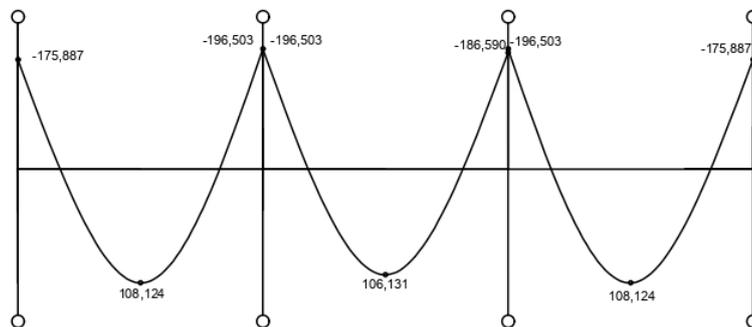
а)



б)



в)



г)

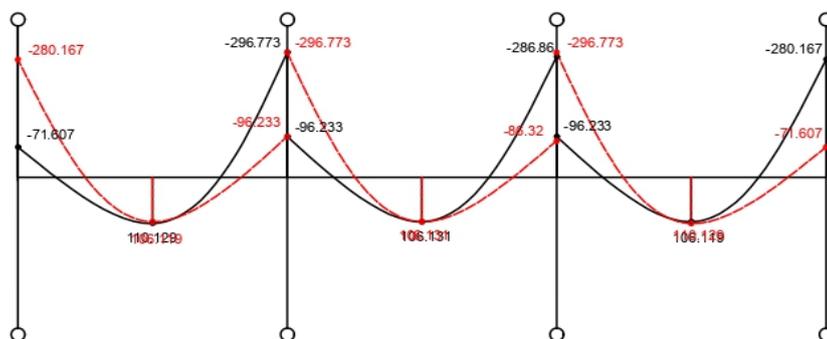


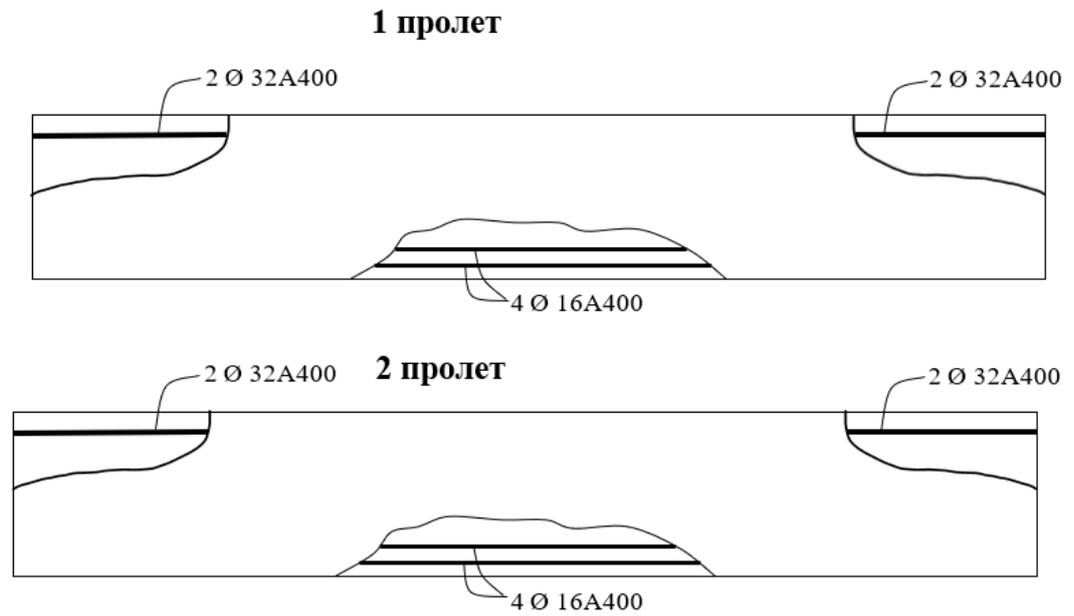
Рис.2.3 Эпюры изгибающих моментов от знакопеременной ветровой нагрузки (а, б), огибающая эпюра моментов от вертикальной нагрузки (в) и суммарная эпюра сочетаний моментов от горизонтальных и вертикальных нагрузок (г) для 25-ти этажной рамы

Анализ суммарной эпюры сочетаний моментов от горизонтальных и вертикальных нагрузок (рис.2.2.г) для 9-ти этажной рамы позволяет сделать вывод, что в этом случае сохраняется обычное традиционное армирование ригеля рамы с рабочей арматурой в нижних волокнах пролетных сечений и верхних волокнах опорных сечений (рис.2.4.а). При этом за счет знакопеременной ветровой нагрузки опорные моменты в верхних волокнах несколько увеличиваются, а моменты в нижних волокнах остаются прежними.

Особенность сочетания усилий в высотном здании заключается в том, что моменты от горизонтальной нагрузки доминируют над моментами от вертикальной нагрузки. Рассмотрим суммарную эпюру сочетаний моментов для 25-ти этажной рамы при совместном действии знакопеременной ветровой и вертикальной постоянной и временной нагрузок. Моменты в расчетных сечениях ригеля исследуемого второго яруса от действия ветровой нагрузки более чем вдвое превышают моменты от вертикальной нагрузки и существенно влияют на армирование. В итоге для 25-ти этажной рамы имеем мощное армирование верхних волокон опорных сечений. Кроме этого, появляется потребность установить рабочую арматуру в нижних волокнах опорных сечений, растянутых от действия ветровой нагрузки. Нижние волокна опорных сечений будут испытывать существенное растяжение в сравнении с нижними волокнами пролетной части ригеля. В середине пролета в нижних волокнах момент от ветровой нагрузки минимален, поэтому здесь сохраняется обычное армирование растянутой зоны (рис.2.4.б).

					СКБ «ПиИМЗиС».1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		72

а)



б)

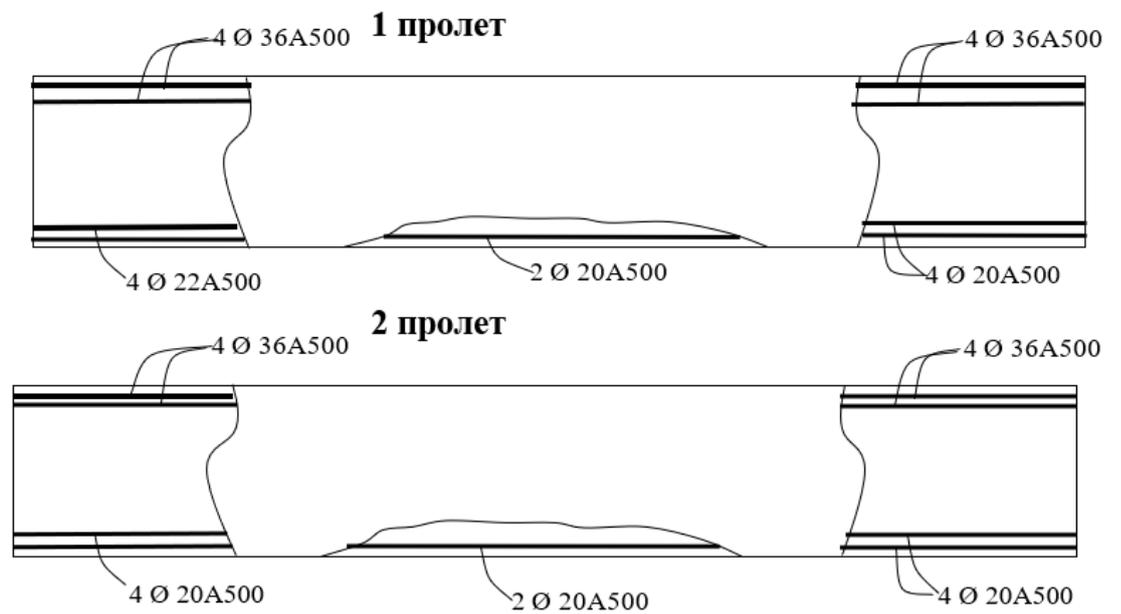


Рис.2.4 Армирование двух пролетов ригеля второго яруса

а) для монолитной рамы 9-ти этажного здания;

б) для монолитной рамы 25-ти этажного здания;

## Заключение

В данной работе произведён расчёт многоэтажных рам на ветровые и вертикальные нагрузки. На ветровые нагрузки рассчитывались рамы, а на вертикальные нагрузки рассчитывалась рама отдельного этажа, так как нагрузки вертикальные на все этажи одинаковые.

Расчёт производился для зданий следующей этажности-25 и 9 этажей. Для каждого здания были построены огибающие эпюры моментов, то есть к эпюре моментов от ветровой нагрузки соединялась эпюра моментов от вертикальной нагрузки и получались огибающие эпюры, то есть, огибающие эпюры - это максимальные значения моментов во всех сечениях.

Анализ суммарной эпюры сочетаний моментов от горизонтальных и вертикальных нагрузок для 9-ти этажной рамы позволяет сделать вывод, что в этом случае сохраняется обычное традиционное армирование ригеля рамы с рабочей арматурой в нижних волокнах пролетных сечений и верхних волокнах опорных сечений. При этом за счет знакопеременной ветровой нагрузки опорные моменты в верхних волокнах несколько увеличиваются, а моменты в нижних волокнах остаются прежними.

Особенность сочетания усилий в высотном здании заключается в том, что моменты от горизонтальной нагрузки доминируют над моментами от вертикальной нагрузки. Рассмотрим суммарную эпюру сочетаний моментов для 25-ти этажной рамы при совместном действии знакопеременной ветровой и вертикальной постоянной и временной нагрузок. Моменты в расчетных сечениях ригеля исследуемого второго яруса от действия ветровой нагрузки более чем вдвое пре-

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		74

вышают моменты от вертикальной нагрузки и существенно влияют на армирование. В итоге для 25-ти этажной рамы имеем мощное армирование верхних волокон опорных сечений. Кроме этого, появляется потребность установить рабочую арматуру в нижних волокнах опорных сечений, растянутых от действия ветровой нагрузки. Нижние волокна опорных сечений будут испытывать существенное растяжение в сравнении с нижними волокнами пролетной части ригеля. В середине пролета в нижних волокнах момент от ветровой нагрузки минимален, поэтому здесь сохраняется обычное армирование растянутой зоны.

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		75

### Список использованных источников

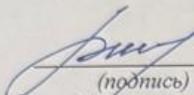
1. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с.
2. Шуллер, В. Конструкции высотных зданий / Стройиздат, 1979. – 248 с.
3. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия: свод правил: издание официальное: ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, АО «НИЦ Строительство» – Москва: Стандартинформ, 2018. – 72 с.
4. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения: свод правил: издание официальное: разработан АО «НИЦ «Строительство» – НИИЖБ им. А. А. Гвоздева: внесен Техническим комитетом по стандартизации ТК 465 «Строительство»: дата введения 2019-06-20: актуализированная редакция СНиП 52-01–2003 / утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 19 декабря 2018 г. № 832/пр. – Москва: Стандартинформ, 2019. – 118 с.
5. Дзюба, В. А. Расчет сборных железобетонных конструкций многоэтажного каркасного здания: учебное пособие / В. А. Дзюба. – Комсомольск-на-Амуре: ФГБОУ ВО «КНАГУ», 2019. – 123 с.
6. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 768 с.
7. Дроздов П.Ф. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов/ П.Ф. Дроздов, М.И.Додонов, Л.Л.Паньшин, Р.Л.Саруханян // Издательство М.:Стройиздат. – 1986.– С. 351.
8. Кодыш Э.Н. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом/ Э.Н.Кодыш, Н.Н.Трекин, И.К.Никитин // М.: Издательство Ассоциации строительных вузов. – 2009.– С. 352.

					СКБ «ПиИМЗиС».1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		76

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

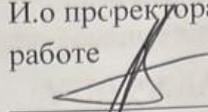
СОГЛАСОВАНО

Начальник отдела ОНиПКРС

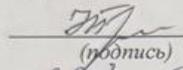
  
(подпись) Е.М. Димитриади  
« 22 » 05 2025 г.

УТВЕРЖДАЮ

И.о. проректора по научной  
работе

  
(подпись) А.В. Космынин  
« 27 » 05 2025 г.

Декан факультета кадастра и  
строительства

  
(подпись) Н.В. Гринкруг  
« 22 » 05 2025 г.

АКТ

о приемке проекта СКБ «Проектирование и информационное моделирование  
зданий и сооружений»

«Влияние ветровой нагрузки на армирование ригеля монолитной рамы»  
г. Комсомольск-на-Амуре « 27 » 05 2025 г.

Комиссия в составе представителей:

со стороны заказчика

- Е.В. Журавлева – руководитель СКБ,
- Н.В. Гринкруг – декана ФКС

со стороны исполнителя

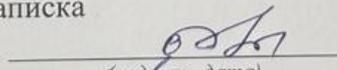
- В.А. Дзюба – руководителя проекта,
- Дун Гоцай – группа ЗПСм-1,
- А.А. Ширяева – группа ЗПСм-1.

составила акт о нижеследующем:

«Исполнитель» передает проект «Влияние ветровой нагрузки на  
армирование ригеля монолитной рамы», в составе:

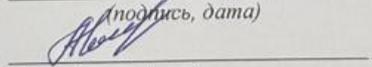
1. Пояснительная записка

Руководитель проекта

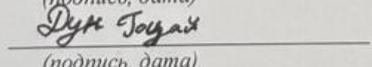
  
(подпись, дата)

В.А. Дзюба

Исполнители проекта

  
(подпись, дата)

А.А. Ширяева

  
(подпись, дата)

Дун Гоцай