

2.6. Расчет на продавливание

Расчеты на продавливание выполнены для перекрытий 2—17 этажей (рабочая высота сечения $h_0 = 20 - 4 = 16$ см), для перекрытия 1-го этажа ($h_0 = 25 - 4 = 21$ см) и для фундаментной плиты ($h_0 = 120 - 6 = 114$ см).

Таблица 2.2 содержит максимальные продавливающие силы для перекрытий толщ. 20 см при суммарном действии всех загружений, кроме ветровых. Значения получены с помощью функции «Информация об узле или элементе» в ходе визуального анализа эпюр продольных сил в колоннах, примыкающих сверху и снизу к выбранному перекрытию. Такие эпюры показаны в конце подраздела на рис. 2.14–2.15. Максимумы продавливающих сил устанавливались отдельно для внутренних колонн (т. е. удаленных от краев плиты) и для колонн, находящихся на ребре плиты.

Таблица 2.2

Усилия в колоннах и продавливающие силы

Этаж	Сечение колонны	Координаты колонны	Положение на плите	Продольная сила N , т	Продавливающая сила F_{max} , т
Кровля	400×400	3Ж	внутр.	33,0	33,0
		1Н	на ребре	30,3	30,3
17	400×400	3Ж	внутр.	63,8	29,5
		1Н	на ребре	62,4	33,4
16	400×400	9Ж	внутр.	96,4	31,4
		1Н	на ребре	98,5	33,4
15	400×400	9Ж	внутр.	129,5	31,8
		1Н	на ребре	133,3	33,5
14	400×400	9Ж	внутр.	163,1	32,3
		1Н	на ребре	168,1	33,4
13	400×400	9Ж	внутр.	197,3	32,9
		1Н	на ребре	202,9	33,5
12	400×400	9Ж	внутр.	232,3	33,7
		1Н	на ребре	237,7	33,5
11	400×400	9Ж	внутр.	268,3	34,7
		1Н	на ребре	272,6	33,6
10	400×400	9Ж	внутр.	305,4	35,8
		1Н	на ребре	307,5	33,6
9	500×500	9Ж	внутр.	344,4	37,0
		1Н	на ребре	343,1	33,6
8	500×500	9Ж	внутр.	383,8	37,4
		1Н	на ребре	378,7	33,5
7	500×500	9Ж	внутр.	422,9	37,8
		1Н	на ребре	413,4	33,4
6	500×500	9Ж	внутр.	463,5	38,5
		1Н	на ребре	448,7	33,3
5	500×500	9Ж	внутр.	505,1	39,5
		1Н	на ребре	483,8	33,0

4	500×700	9Ж	внутр.	547,5	40,4
		1Н	на ребре	518,8	32,9
3	500×700	9Ж	внутр.	591,3	40,9
		1Н	на ребре	554,3	32,6
2	500×700	9Ж	внутр.	635,9	41,7
		1Н	на ребре	589,6	32,4

В табл. 2.3 представлены допускаемые параметры продавливания в зависимости от сечения колонны и ее положения на плите толщ. 200 мм. Расчеты выполнены согласно «Пособию по проектированию бет. и ж.-б. конструкций из тяжелого бетона...» (приложение к СП 52-101-2003, ЦНИИпромзданий, М.: 2005). Методики расчетов приводятся ниже. Допускаемая продавливающая сила при отсутствии поперечной арматуры вычислялась в предположении центрального действия нагрузки на расчетное сечение (параметр F_b) и с учетом внецентренного действия этой нагрузки (параметр $F_{внец}$). Суммарная площадь поперечной арматуры в зоне продавливания $A_{\Sigma sw}$ определялась из условия

$$F_{sw} = 0,5F_b. \quad (2.1)$$

Согласно п. 3.42 СНиП 2.03.01-84 (1996) величина $A_{\Sigma sw}$ — это наименьшая площадь арматуры при необходимости подкрепления зоны продавливания. Допускаемая продавливающая сила с учетом арматуры $A_{\Sigma sw}$ представлена в таблице параметром F_{ult} . Для внутренних колонн имеем по СНиП 2.03.01-84:

$$F_{ult} = F_b + 0,8F_{sw}. \quad (2.2)$$

Для колонн на ребре плиты расчет допускаемой силы F_{ult} с учетом армирования поясняется ниже.

Таблица 2.3

**Допускаемые параметры продавливания
на плите толщ. 200 мм**

Сечение колонны	Расположение колонны	Продавливающая сила при центр. нагрузке F_b , т	Продавливающая сила при внецентр. нагрузке $F_{внец}$, т	Минимальное армирование $A_{\Sigma sw}$, см ²	Суммарная продавливающая сила F_{ult} , т
400×400	внутр.	34,8	-	9,7	48,7
	на ребре	31,4	27,8	8,7	38,9
500×500	внутр.	41,0	-	11,4	57,4
	на ребре	34,5	24,3	9,6	34,0
500×700	внутр.	47,2	-	13,1	66,1
	на ребре	37,6	23,2	10,4	32,5

Сопоставляя таблицы 2.2 и 2.3, можем установить следующее:

для колонн сечения 400×400 достаточно минимального поперечного армирования зон продавливания;

для колонн сечений 500×500 и 500×700 , расположенных на ребре плиты, достаточно минимального поперечного армирования;

для колонн сечений 500×500 и 500×700 , расположенных внутри плана плиты, поперечной арматуры не требуется.

Замечание. Для колонн сечения 500×700 , расположенных на ребре плиты, действующая продавливающая сила может превышать допускаемую силу на 1% (соотношение действующих и допускаемых сил имеет вид $32,9 \text{ т} > 32,5 \text{ т}$). Однако во всех расчетах коэффициент надежности по ответственности брался завышенным до 1 (а не 0,95, как требуется при нормальном уровне ответственности здания). Поэтому превышением допускаемого значения нагрузки на 1% пренебрегаем.

Расчет для внутренней колонны. Отсутствие продавливания плит проверяется с помощью неравенства (СНиП 2.03.01-84*, формула (107)):

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0, \quad (2.3)$$

где правая часть есть допускаемая продавливающая сила:

$$F_b = \alpha R_{bt} u_m h_0. \quad (2.4)$$

Для тяжелого бетона задаем $\alpha = 1,00$; для бетона задаем $R_{bt} = 9,7 \text{ кгс/см}^2$; u_m – длина расчетного контура продавливания; h_0 – рабочая высота сечения плиты. Пирамида продавливания показана на рис. 2.12. Для колонны квадратного сечения $b \times b$ имеем:

$$u_m = 4(b + h_0).$$

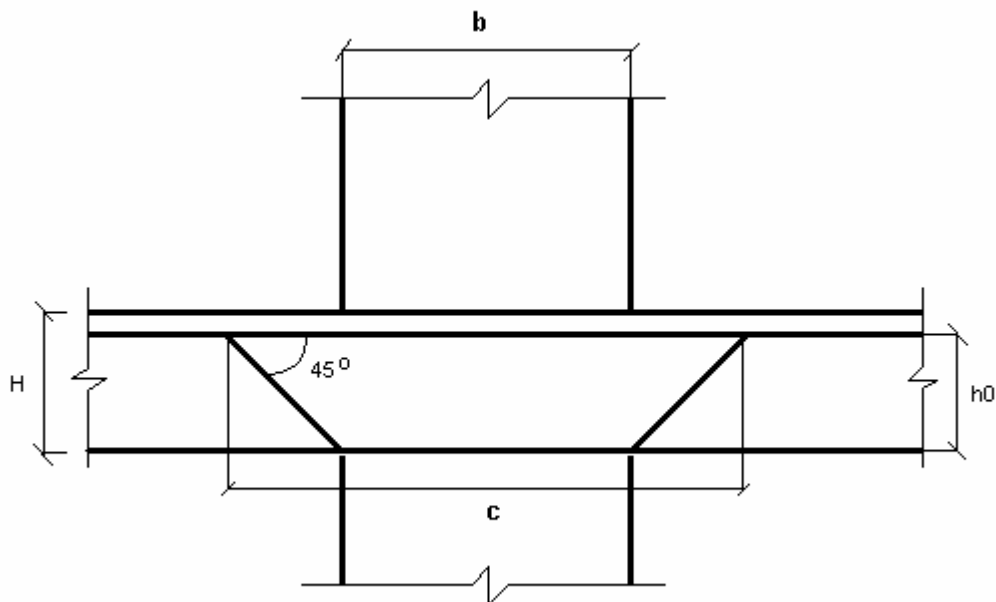


Рис. 2.12

В общем случае прямоугольного сечения $b \times h$ имеем:

$$u_m = 2(b + h + 2h_0). \quad (2.5)$$

В частности, для колонн сечения 400×400 мм имеем:

$$u_m = 224 \text{ см};$$

$$F_b = 1 \cdot 9,7 \cdot 224 \cdot 16 = 34765 \text{ кгс.}$$

Для усилия, воспринимаемого арматурой, имеем: $F_{sw} = A_{\Sigma sw} R_{sw}$. Здесь R_{sw} — расчетное сопротивление с учетом условий работы, которое для арматуры класса А-III равно 1800 кгс/см^2 . Для минимальной площади поперечной арматуры с учетом требования (2.1) получаем:

$$A_{\Sigma sw} = \frac{0,5 F_b}{R_{sw}}, \quad (2.6)$$

что дает в рассматриваемом случае $A_{\Sigma sw} = 9,7 \text{ см}^2$.

Проверка на продавливание с учетом поперечной арматуры выполняется с помощью неравенства (СНиП 2.03.01-84*, формула (108)):

$$F \leq F_b + 0,8 F_{sw}, \quad (2.7)$$

где правая часть есть допускаемая продавливающая сила (2.2). При минимальной площади арматуры очевидно

$$F_{ult} = 1,4 F_b. \quad (2.8)$$

Расчет для колонны на ребре. Отсутствие продавливания плиты при положении колонны на ребре проверяется с помощью неравенства («Пособие по проектированию...» к СП 52-101-2003, формула (3.178)):

$$F \leq \frac{R_{bt} h_0}{\frac{1}{u} - \frac{e_0 y_{in}}{I}} \quad \text{или} \quad F \leq \frac{R_{bt} h_0}{\frac{1}{u} + \frac{e_0 y_{out}}{I}}, \quad (2.9)$$

где правая часть есть допускаемая продавливающая сила с учетом внецентренного действия нагрузки:

$$F_{\text{внец}} = \frac{R_{bt} h_0}{\frac{1}{u} \mp \frac{e_0 y_{in(out)}}{I}}; \quad (2.10)$$

$$u = 2L_x + L_y \quad (2.11)$$

— длина контура незамкнутого расчетного сечения;

$$I = \frac{L_x^3}{3} \frac{2(L_x + L_y)^2 + L_x L_y}{u^2} \quad (2.12)$$

— момент инерции контура расчетного сечения;

y – расстояние от центра тяжести контура расчетного сечения до проверяемого волокна, равное, в зависимости от положения волокна:

$$y_{out} = \frac{L_x(L_x + L_y)}{u} \text{ или } y_{in} = \frac{L_x^2}{u}; \quad (2.13)$$

$$e_0 = \frac{L_x(L_x + L_y)}{u} - x_0 \quad (2.14)$$

– эксцентриситет сосредоточенной силы относительно центра тяжести контура;

x_0 – расстояние от точки приложения сосредоточенной силы от свободного края плиты;

L_x и L_y – размеры контура расчетного поперечного сечения;

L_y – размер, параллельный свободному краю плиты (Рис. 2.13);

из двух значений допускаемой продавливающей силы следует брать меньшее.

В предположении центрального действия нагрузки допускаемую продавливающую силу вычисляем по формуле (2.4), в которой заменяем u_m на u из (2.11).

Параметры продавливания с учетом поперечной арматуры определяются согласно п. 3.87 «Пособия по проектированию БиЖБК...» (приложение к СП

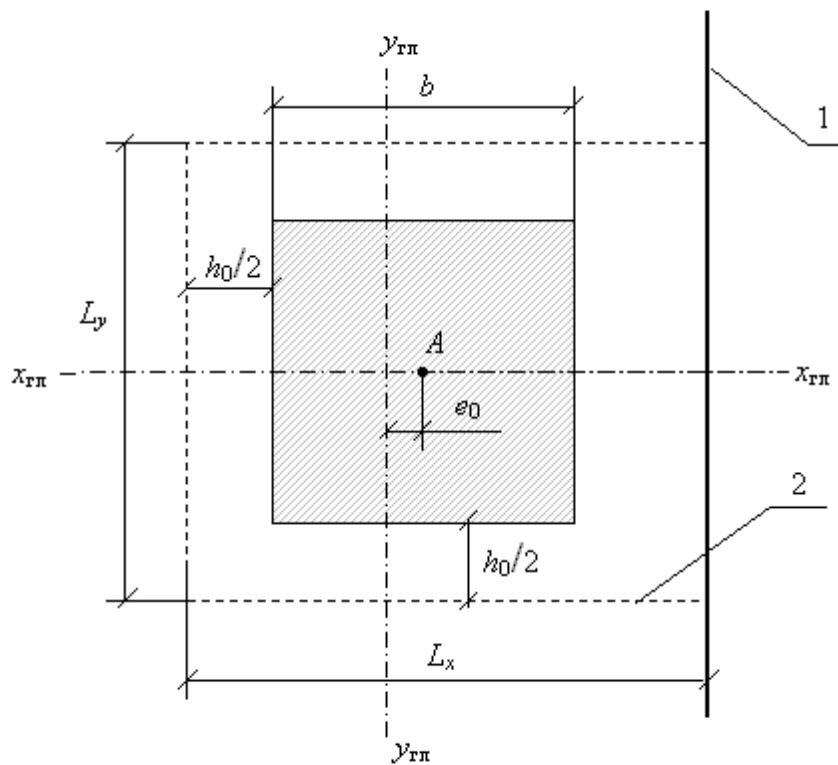


Рис. 2.13. Контур продавливания. 1 – граница плиты; 2 – контур расчетного сечения; A – центр тяжести сечения колонны; $x_{гп}$, $y_{гп}$ – главные центральные оси расчетного контура

52-101-2003). Критерий отсутствия продавливания (3.187) этого пособия для случая равномерного армирования зоны продавливания удобно представить в виде:

$$F \leq F_{ult} = \frac{R_{bt} h_0 + 0,8q_{sw}}{\frac{1}{u} \mp \frac{e_0 \mathcal{Y}_{in(out)}}{I}}, \quad (2.15)$$

где

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{\Sigma sw}}{u} \quad (2.16)$$

— нагрузка, воспринимаемая поперечной арматурой на единицу длины расчетного контура продавливания. При выполнении требования (2.1) для суммарной площади поперечной арматуры вновь приходим к выражению (2.6). Сопоставляя формулы (2.10) и (2.15), получаем в случае минимально допустимого армирования:

$$F_{ult} = 1,4F_{внещ}. \quad (2.17)$$

При расчетах по формулам (2.15)—(2.17) в числе исходных данных используется величина $x_0 = 45$ см, общая для всех колонн на плитах толщ. 200 мм.

Для перекрытия 1-го этажа расчет на продавливание необходим только для колонн, расположенных внутри плана перекрытия. Для этих колонн наибольшие продавливающие силы сведены в третью графу табл. 2.4. Эпюры, использованные для определения этих сил, показаны на рис. 2.15. Результаты расчета допускаемых продавливающих сил представлены в графе 4 табл. 2.4.

Из табл. 2.4 можно видеть, что на перекрытии 1-го этажа для всех внутренних колонн действующая продавливающая сила не превышает допускаемую силу для бетона.

Таблица 2.4

Параметры продавливания на перекрытии 1-го этажа

Сечение и расположение колонны	Координаты колонны	Действующая продавливающая сила F_{max} , т	Допускаемая продавливающая сила F_b , т	Минимальное армирование $A_{\Sigma sw}$, см ²	Суммарная допускаемая продавливающая сила F_{ult} , т
500×500 внутр.	9Н	53,9	57,9	-	-
500×700 внутр.	3Н	46,1	69,1	-	-

Для фундаментной плиты расчет на продавливание необходим только для колонн, расположенных вне подвальных стен. Результаты расчетов сведены в табл. 2.5. В этой таблице представлены колонны внутри плана фундаментной

плиты, для которых действующая продавливающая сила максимальна при заданном сечении, а также все колонны на ребре плиты (по оси 12). Для трех колонн на ребре плиты требуется постановка поперечной арматуры. Формулы (2.15), (2.16) дают следующее выражение для требуемой площади этой арматуры:

$$A_{\Sigma sw} = \frac{F_b \left(\frac{F}{F_{\text{áfâö}}} - 1 \right)}{0,8R_{sw}} . \quad (2.19)$$

Для максимально допустимой площади, когда выполняется условие¹ $F_{ult} = 2F_{\text{áfâö}}$, получаем, в частности:

$$A_{\Sigma sw} = \frac{F_b}{0,8R_{sw}} . \quad (2.20)$$

В графах 6 и 7 таблицы приводятся значения площади (2.20) и соответствующие величины допускаемой силы F_{ult} . В расчетах полагалось $x_0 = 80$ см.

Таблица 2.5

Параметры продавливания на фундаментной плите

Сечение и расположение колонны	Координаты колонны	Действующая продавливающая сила F , т	Допускаемая продавливающая сила, т		Поперечное армирование $A_{\Sigma sw}$, см ²	Суммарная допускаемая продавливающая сила F_{ult} , т
			F_b	$F_{\text{внец}}$		
400×400 внутр.	2В	244,8	681,2	-	-	-
500×500 внутр.	3В	466,4	725,4	-	-	-
500×700 внутр.	9Ж	683,5	769,6	-	-	-
500×800 внутр.	6В	648,9	791,8	-	-	-
500×500 на ребре	12С	487,3	539,6	263,9	374,7	527,8
500×700 на ребре	12Ж	490,2	561,7	261,4	390,1	522,8
500×700 на ребре	12Н	372,2	561,7	261,4	390,1	522,8
400×400 на ребре	12В	63,5	-	268,4	-	-

Вывод: для колонн внутри плана фундаментной плиты постановка поперечной арматуры не требуется. Для колонн на ребре фундаментной плиты 12С, 12Ж, 12Н целесообразно установить поперечную арматуру наибольшей допустимой площади.

¹ Данное условие определяется пп. 6.2.48 и 6.2.50 СП 52-101-2003.

РСН 6: сумма всех вертикальных нагрузок

6
Элюра N
Единицы измерения - т

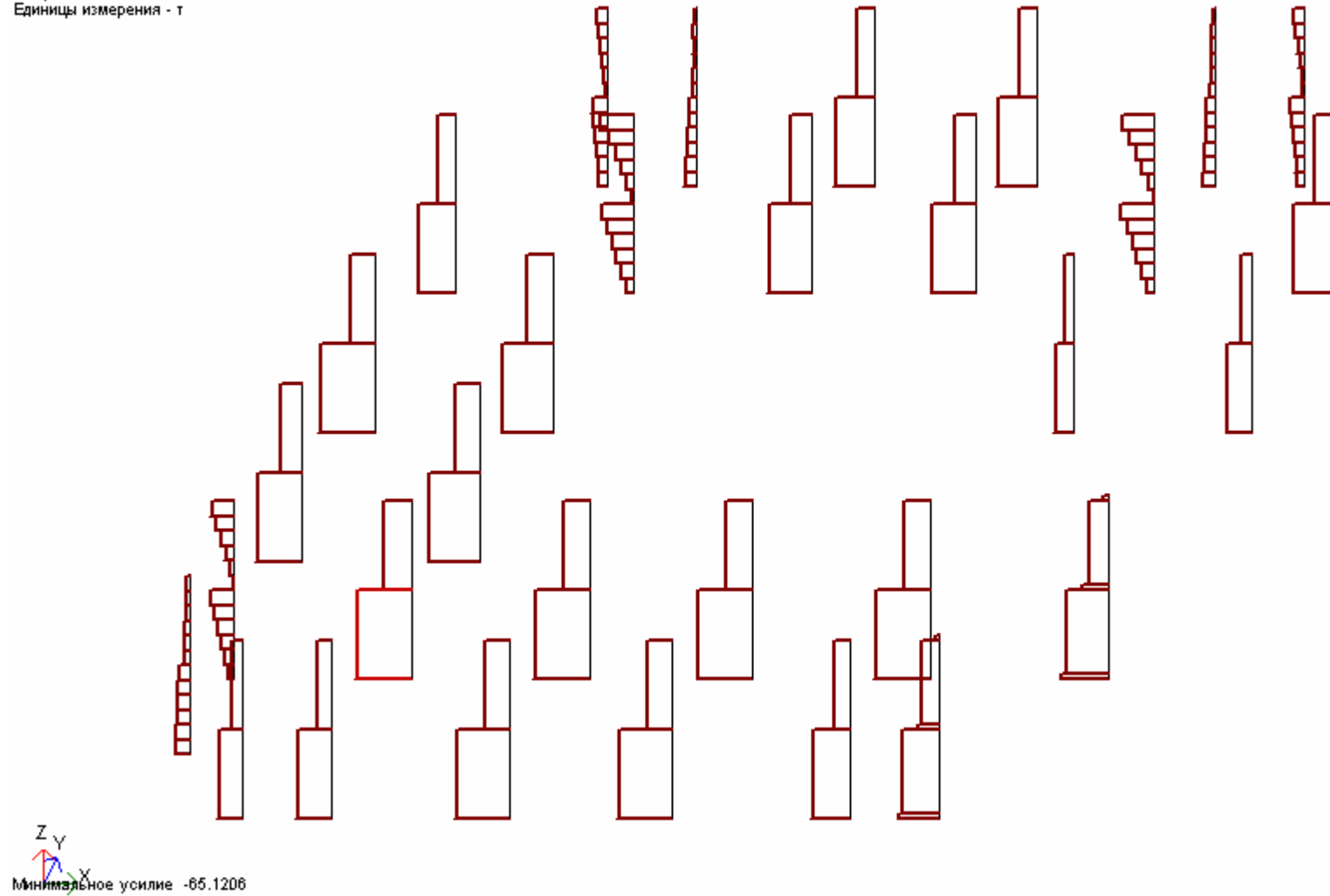


Рис. 2.14. Эпюры для колонн, примыкающих к семнадцатому этажу

РСН 6: сумма всех вертикальных нагрузок

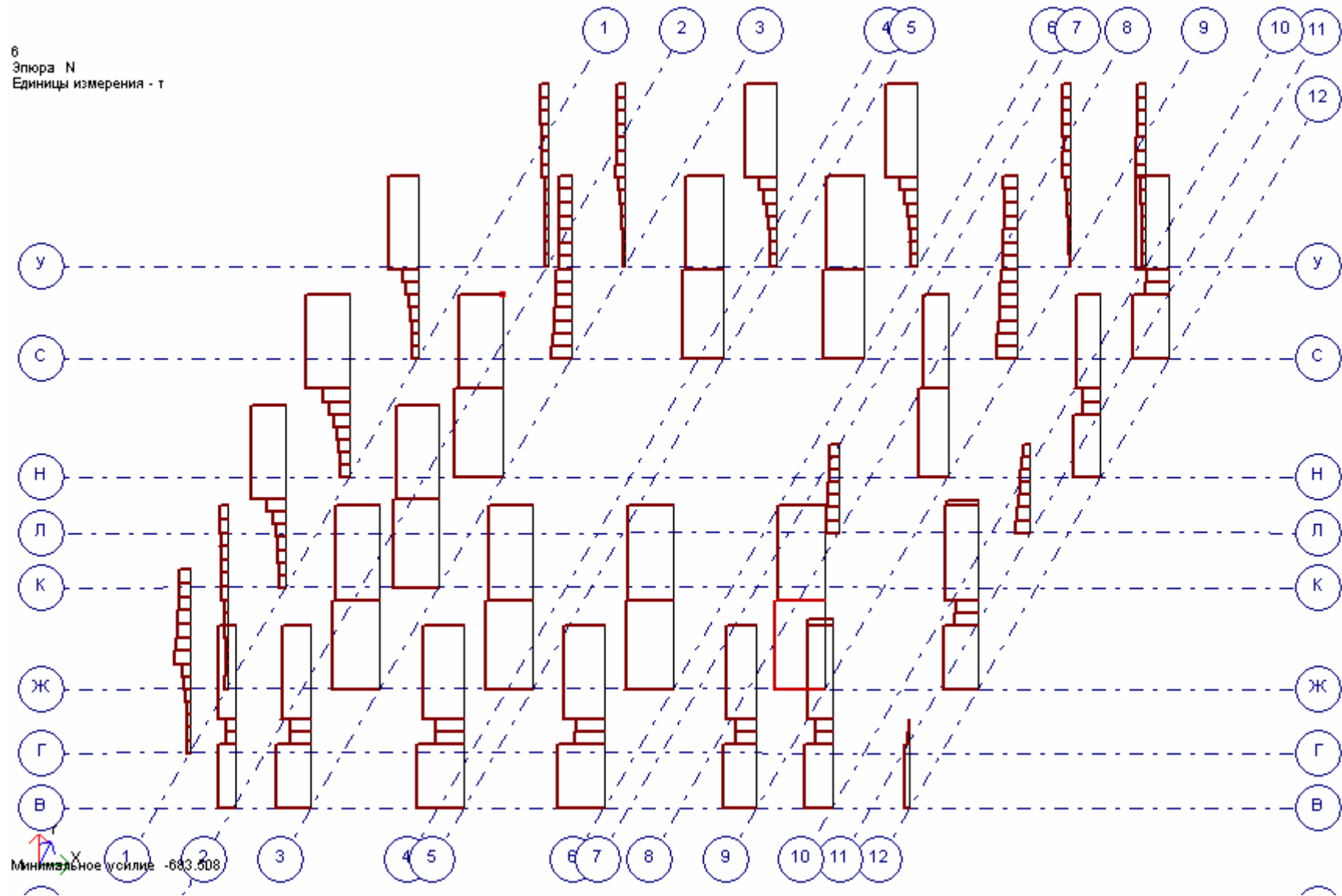


Рис. 2.15. Эпюры для колонн, примыкающих к первому этажу