ООО «ПМ «Капитель»
www.pmkapitel.com

чем меньше читаешь, тем больше знаешь…

# Пособие по проектированию и расчету зданий

Выпуск 2

Для внутреннего пользования

Содержание:

| | стр. |
|---|---|
| Предварительная компоновка каркаса | 1-28 |
| Рамно-связевые конструкции зданий | 1 |
| Перекрытие | 13 |
| Стены-диафрагмы | 18 |
| Колонны | 20 |
| Фундаменты | 22 |
| Схемы ферм | 29 |
| Кирпичная кладка | 30 |
| Ж/бетонные изделия | 31-33 |

| | |
|---|---|
| Г И П | Петров С.Ю. |
| Инженер: | Павлов А.А. |
| Инженер: | Полянский А.А. |
| Инженер: | Невежин М.А. |
| Инженер: | Барыгин А.И. |

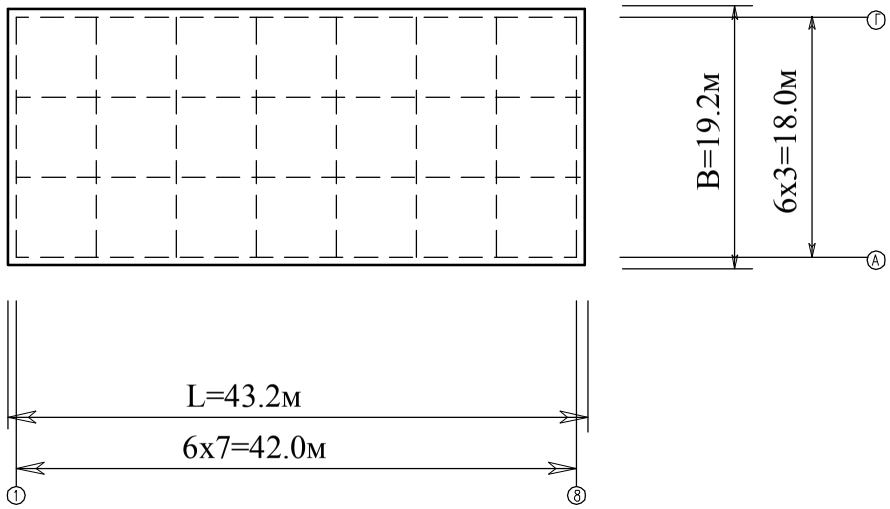
Калининград, 2014 г.

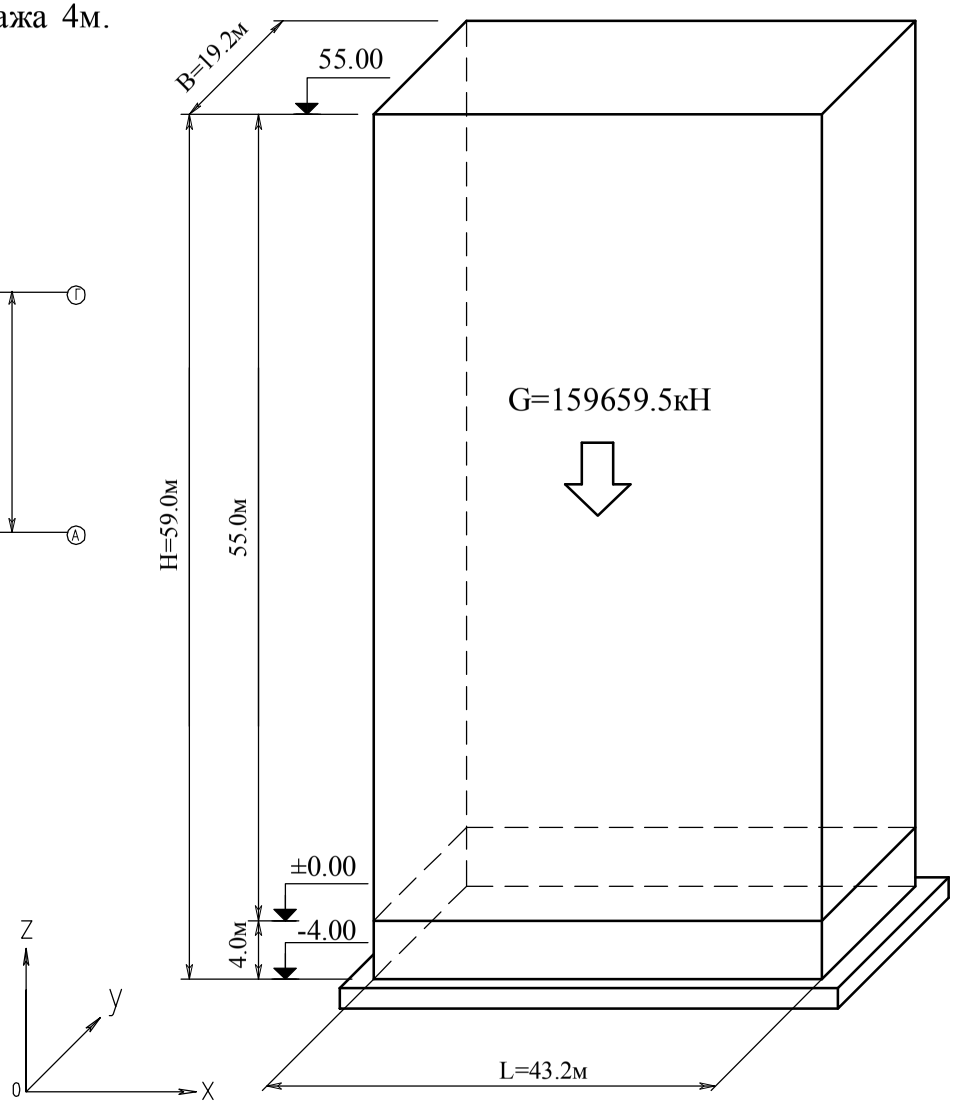
# Предварительная компоновка каркаса.
# Рамно-связевые конструкции зданий

Административное 16 этажное здание с подземным этажом . Высота здания 55м от планировочной отметки земли . Высота типового этажа 3.3м, высота технического этажа 2.2м, высота подземного этажа 4м. Сетка строительных осей 6х6м.

План

габариты здания




площадь плана A=829,4 м²

объем здания V=829,4 x 55=45617 м³

вес здания G=45617 x 3,5=159659,5 кН

осредненный вес одного м³ здания - 3,5 кН/м³

# Ветровая нагрузка на здание.

ветровой район III ; Wo=0.38кПа , тип местности С ; ( СНиП 2.01.07-85*)

Нормативное значение ветровой нагрузки w следует определять как сумму средней Wm и пульсационной Wp составляющих

$$W = Wm + Wp ;$$

где : $w_m = w_o\, k_{(z)}\, c$ , средняя составляющая ветровой нагрузки $w_m$ определена в программе ВЕСТ .

пульсационную составляющую ветровой нагрузки $w_p$ определим аналитически.

$$Wp = Wm\ \xi\ \zeta_{(z)}\ \nu ;$$

период первой формы колебания здания для многоэтажных зданий из железобетона или каменной кладки .

$$T_1 = 0.021H = 0.021x\ 55 = 1.15 сек ;$$

первая частота собственных колебаний $f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{1.15} = 0.869$ Гц ,

для ветрового района III при $\delta = 0.3$ , $f_l = 1.2$ Гц таб. 11.5 СП

так как $f_1 = 0.869 < f_l = 1.2$ Гц ,

необходим учет (реакции сооружения ) пульсационной составляющей ветровой нагрузки по формуле

$$Wp = Wm\ \xi\ \zeta_{(z)}\ \nu ;$$

где : $\xi$ -коэффициент динамичности,

позволяющий рассматривать динамическую наггрузку как статическую, определяется в зависимости от параметра $\varepsilon$

$\varepsilon = \frac{T\sqrt{Wo\gamma_f}}{940} = \frac{1.15\sqrt{380x1.4}}{940} = 0.028$ ; $\delta = 0.3$ ; рисунок 11.1 СНиП 2.01.07-85*

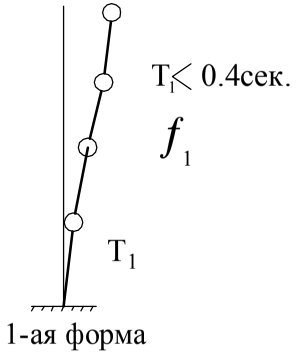
$\zeta_{(z)}$ — коэффициент пульсаций давления ветра на высоте Z , таб. 11.4 СНиП 2.01.07-85*

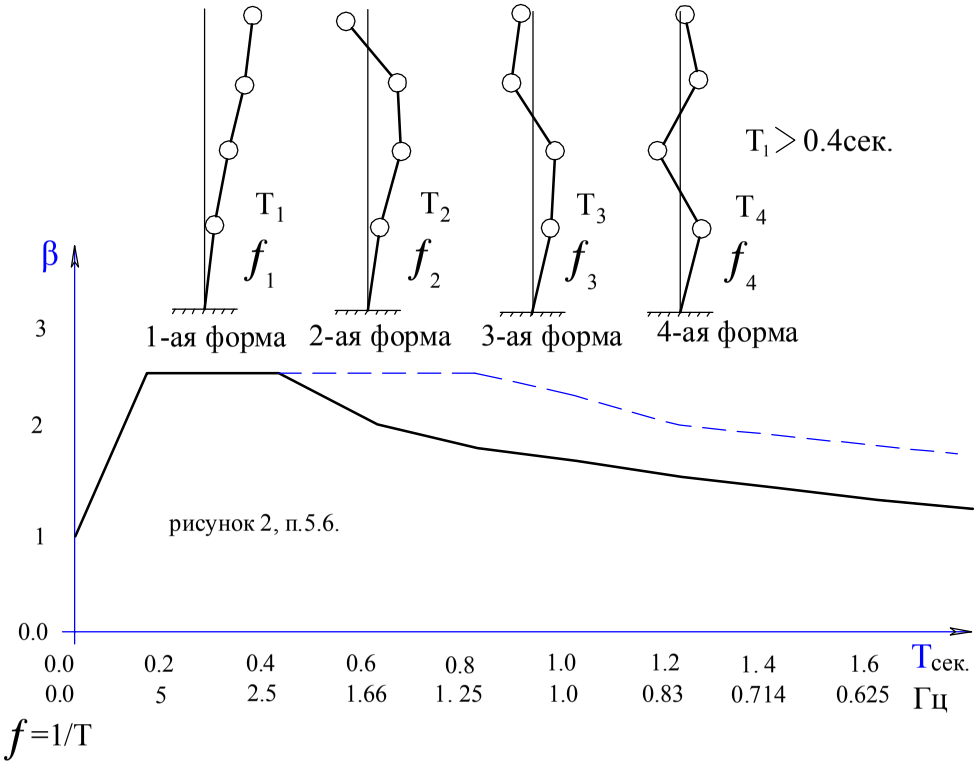
$\nu$ — коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра на высоте Z

( только для первой собственной частоты ) п. 11.1.11 СНиП 2.01.07-85*

Для многомассовых систем при определении сейсмических сил допускается ограничивать количество учитываемых форм . Не менее трех форм при $T_1 > 0.4$сек. и только первую форму при $T_1 < 0.4$сек.

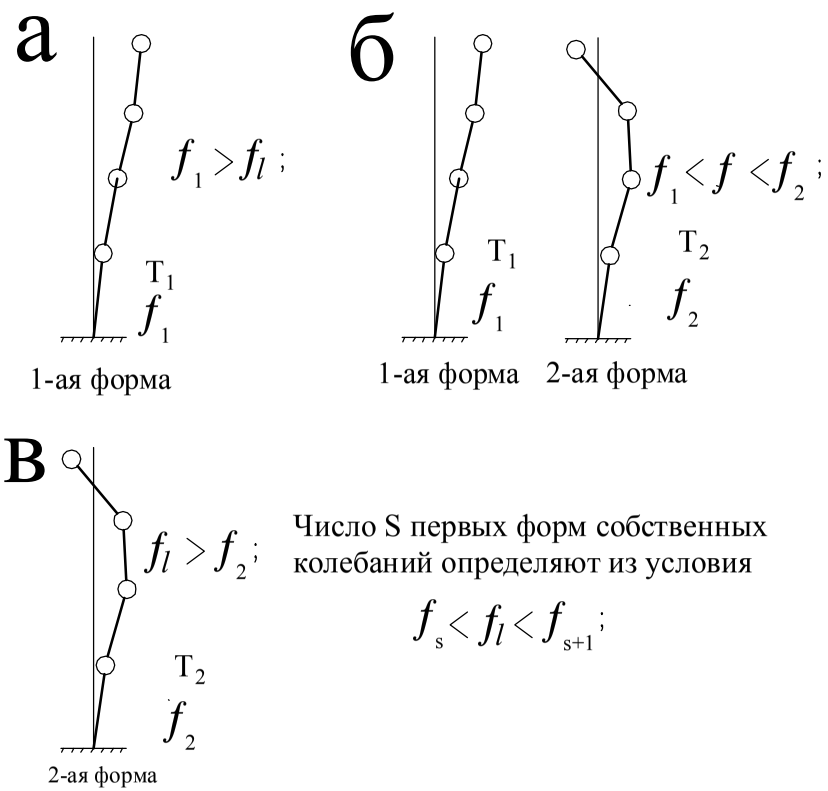
СП 14.13330.2014 п.5.9.




Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки для сооружений , определяются в зависимости от частоты собственных колебаний

СП 20.13330.2011 п.11.1.8.




Число S первых форм собственных колебаний определяют из условия

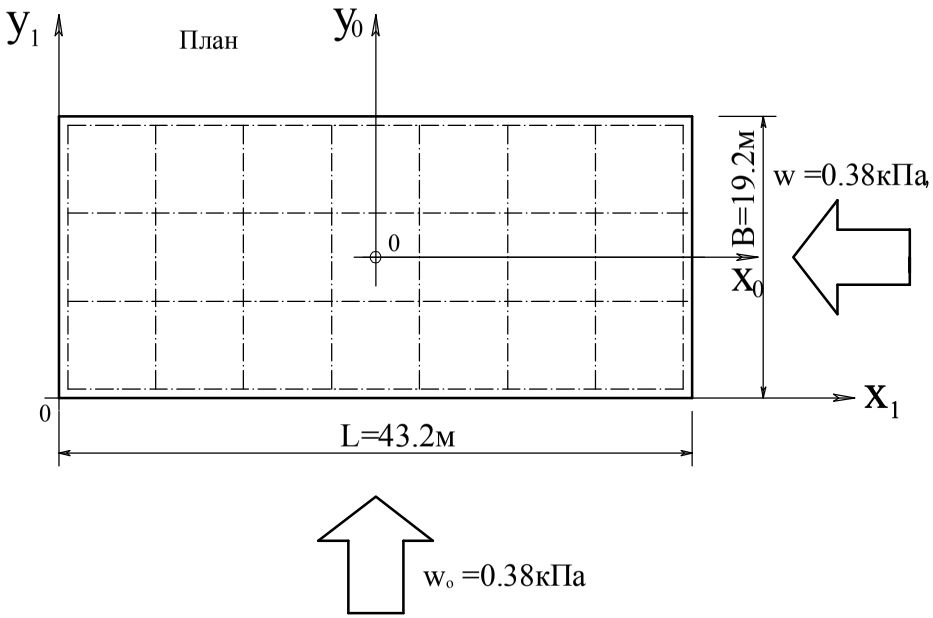
$$f_s < f_l < f_{s+1};$$

$f_l$ -предельное значение собственной частоты -таб.11.5

Допускается учитывать динамическую реакцию по трём низшим собственным формам колебаний (двум изгибным и одной крутильной...)

Перемещения ,а следовательно усилия по высоте здания будут самими большими по первой форме колебания, так как отклонение верха здания будет более продолжительно по времени .

# Ветровые нагрузки на фасады здания.




фасад в плоскости ZOY B=19.2м

| пульсационная составляющая на 1м2 | | | | | | расчетная ветровая нагрузка $w = w_m + w_p$, кПа | расчетная ветровая нагрузка $P_w$ на 1 пм фасада (множитель 19.2) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| высота уровня | ξ | $\zeta_{(z)}$ | ν | $w_m$ | $W_p = W_m\ \xi\ \zeta_{(z)}\nu$ кПа | | |
| z=55м | 1.4 | 1.17 | 0.714 | 0.686 | 0.802 | 1.49 | 28.6 кН/м |
| 40м | | 1.26 | 0.733 | 0.585 | 0.754 | 1.34 | 25.7 кН/м |
| 20м | | 1.5 | 0.763 | 0.413 | 0.622 | 1.04 | 20.0 кН/м |
| 10м | | 1.78 | 0.783 | 0.292 | 0.57 | 0.86 | 16.5 кН/м |
| 5м | | 1.78 | 0.803 | 0.292 | 0.584 | 0.87 | 16.6 кН/м |
| 0 | | | | 0.292 | 0.584 | 0.87 | 16.6 кН/м |

фасад в плоскости ZOX L=43.2м

| пульсационная составляющая на 1м² | | | | | | расчетная ветровая нагрузка $w = w_m + w_p$, кПа | расчетная ветровая нагрузка $P_w$ на 1 пм фасада (множитель 43.2) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| высота уровня | ξ | $\zeta_{(z)}$ | ν | $w_m$ | $W_p = W_m\ \xi\ \zeta_{(z)}\nu$ кПа | | |
| z=55м | 1.4 | 1.17 | 0.647 | 0.686 | 0.727 | 1.41 | 60.9 кН/м |
| 40м | | 1.26 | 0.66 | 0.585 | 0.681 | 1.27 | 54.9 кН/м |
| 20м | | 1.5 | 0.689 | 0.413 | 0.598 | 1.0 | 43.2 кН/м |
| 10м | | 1.78 | 0.709 | 0.292 | 0.516 | 0.81 | 35 кН/м |
| 5м | | 1.78 | 0.709 | 0.292 | 0.516 | 0.81 | 35 кН/м |
| 0 | | | | 0.292 | 0.516 | 0.81 | 35 кН/м |

Ориентировочные данные о границах диапазона ( T1,T2) можно принять по ГОСТ Р 54859-2011 " Здания и сооружения.определение параметров основного тона собственных колебаний" , приложение Ж.

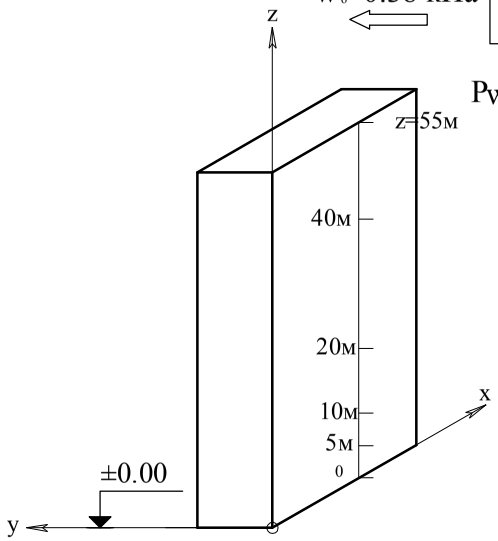
Изгибающие моменты от ветровой нагрузки от отм. 0.00 до отм. 55.0

фасад в поскости ZOX

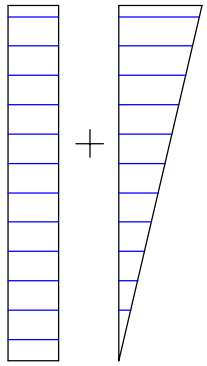
$w_o$=0.38 кПа

$M^w$=35 x 55²/2+712.3 x 36.7 = 79.07 x 10³ кНм;

Эпюры усилии

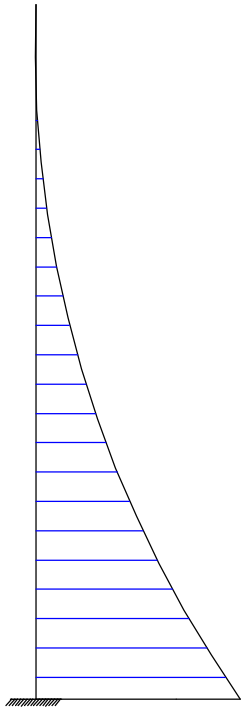


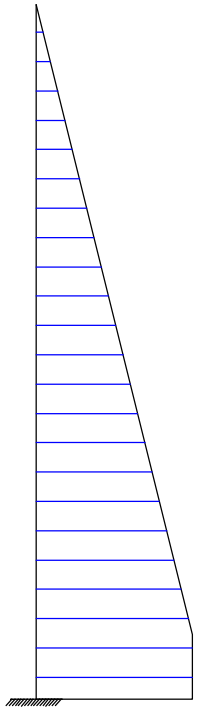

Pwo =35кН/м ; $Pw_{55}$- Pwo =60.9-35=25.9 кН/м;

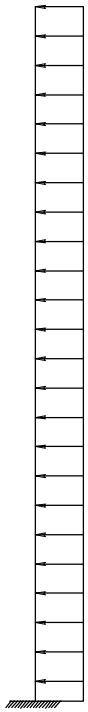


F=55 x 25.9/2=712.3 кН;

36.7м





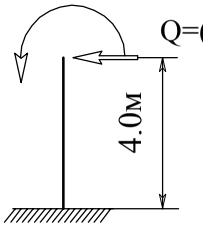


p= 1.58кПа

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки для H=59м.

$M_{act}$=79.07 x 10³ кНм;

Q=(35 x 55 + 712.3) кН;




$M^w_{act}$=89.6 x 10³ кНм  Q=2.64 x 10³ кН

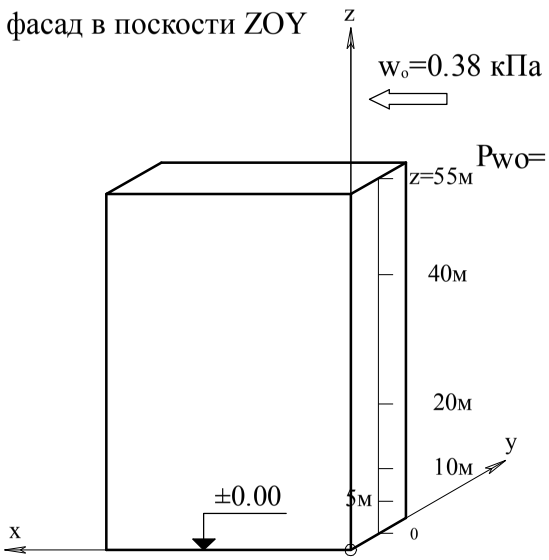
$M^w_{act}=M_{act}$ + Q x 4=79.07 x 10³+(35 x 55+712.3) x 4 = 89.6 x 10³ кНм

Эквивалентная по изгибающему моменту равнамерно распределенная ветровая нагрузка на м .

p= (2 x $M^w_{act}$/H )²/L=( 2 x 89.6 x 10³ /59 )² / 43.2 = 1.58 кПа

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки от отм. 0.00 до отм. 55.0

фасад в поскости ZOY




$M^{w}$=16.6 x 55²/2 + 330 x 36.7 = 37.22 10³ кНм;

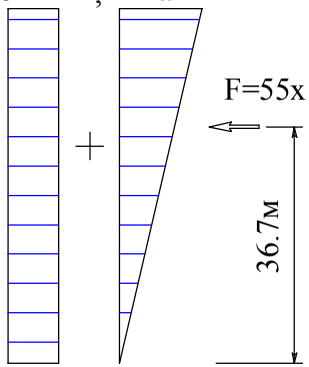
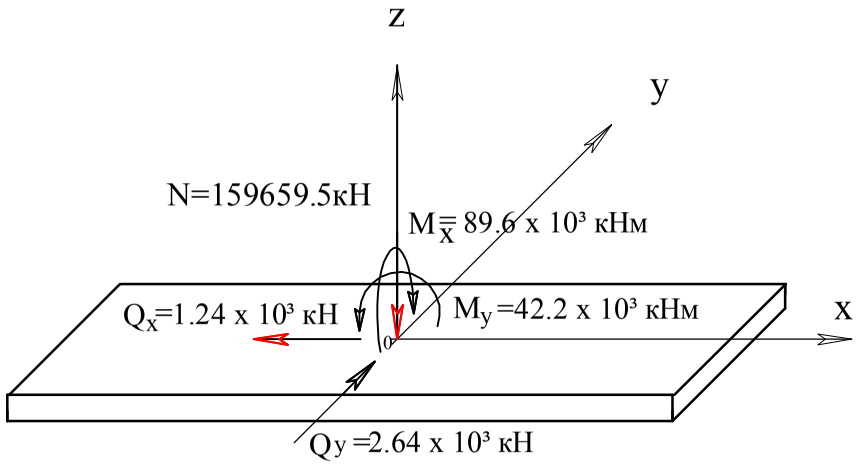
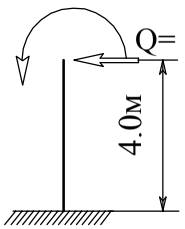



Схема ветровых нагрузок на фундамент.




Изгибающие моменты от ветровой нагрузки для H=59м.

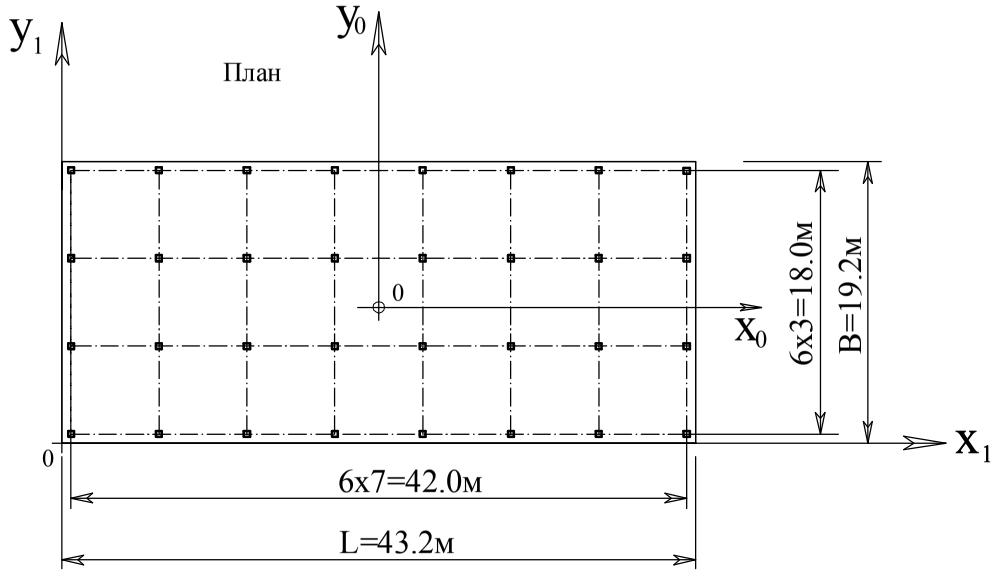
$M_{act}$=37.22 x 10³ кНм;

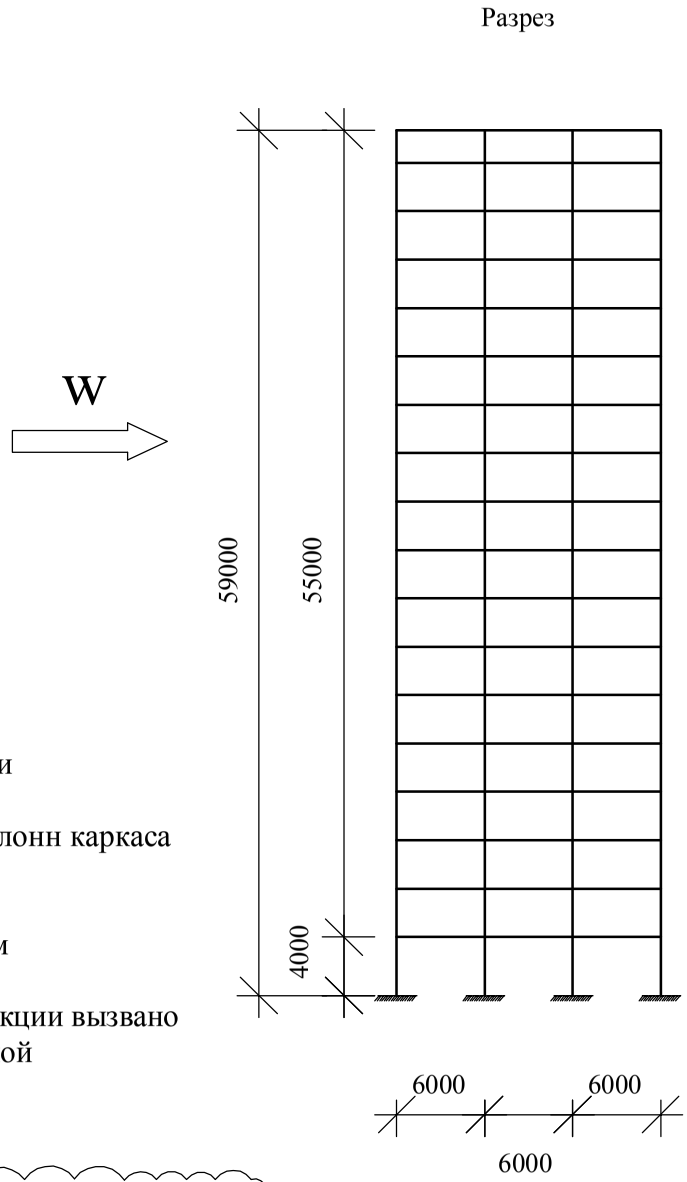



Q= (16.6 x 55+330) кН;

$M^{w}_{act}$= $M_{act}$ + Q x 4= 37.22 x 10³ + (16.6 x 55 + 330) x 4 = 42.2 x 10³ кНм;

# Вариант каркаснаго рамной системы здания с безбалочным перекрытием.



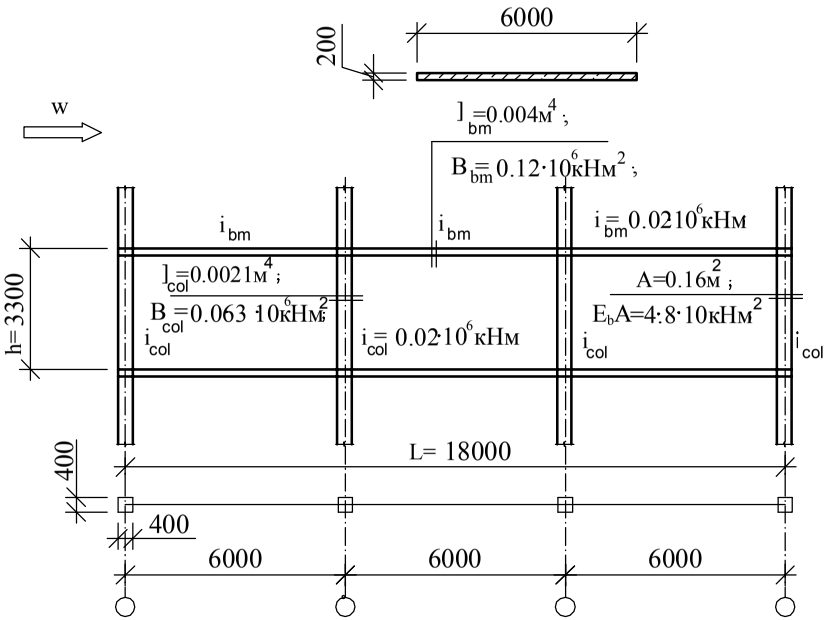




Работа каркасной рамной конструкции.
Каркасные балки, колонны воспринимают и вертикальные гравитационные нагрузки и горизонтальные нагрузки от ветровых и сейсмических воздействий .
При совместном действии этих нагрузок обычно большие усилия M, N, Q нижних колонн каркаса постепенно уменьшаются по направлению к верхним этажам .
Нижние колонны в основном работают как внецентренно сжатые стойки с малым эксцентриситетом, а колонны верхних этажей относятся к числу элементов с большим эксцентриситетом при внецентренном сжатии .
При действии горизонтальной нагрузки горизонтальное смещение каркасной конструкции вызвано двумя видами деформации. Одна из них является деформации сдвига, другая -изгибной деформацией.
Каркасы рамной конструктивной системы обладают малой боковой жёсткостью.

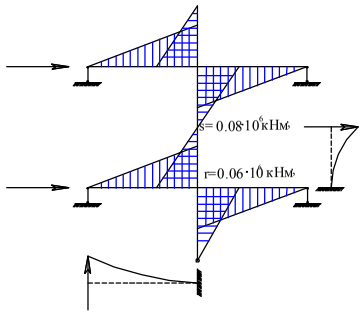
$$\frac{\sigma_{max}}{\tau_{max}} = k\frac{L}{h}$$

по мере уменьшения длины пролета или увеличение высоты сечения ригелей роль нормальных напряжений снижается.

поперечное сечение ригеля.




эпюра изгибающих моментов
по методу портальных рам.




Жесткости элементов рамы :

колонны: ригели

$I_{col}$=bh³/12=0.4 x 0.4³/12=0.0021 м$^4$; $I_{bm}$=bh³/12=6 x 0.2³/12=0.004 м$^4$;

изгибная $B_{col}$=0.0021x30x10$^6$=0.063x10$^6$кНм$^2$; $B_{bm}$= 0.004x30x10$^6$=0.12x10$^6$кНм$^2$;

погонная $i_{col}$= 0.063x10$^6$/3.3=0.02x10$^6$кНм; $i_{bm}$=0.12x10$^6$/6=0.02x10$^6$кНм;

суммарная s= $i_{col}$ x 4=0.02x10$^6$x4=0.08x10$^6$кНм; r= $i_{bm}$ x 3= 0.02x10$^6$x3=0.06x10$^6$кНм;

суммарная осевая
крайних колонн

A=0.4² =0.16 м² ;

$E_bA$= 0.16x30x10$^6$ =4.8x10$^6$кНм²;

$B_o$=$E_b$A L²/2=4.8x10$^6$x18² /2=777.6 кНм²;

Сдвиговая жесткость рамы :

$$K = \frac{12}{h(s^{-1} + r^{-1})} = \frac{12x10^6}{3.3(1/0.08 + 1/0.06)} = 1.23x10^6 \text{ кН} ;$$

Ветровая нагрузка с ширины 6м фасада.

p=1.57 x 6=9.42 кН/м,

Прогиб верха рамы.

$$f = pH^2/2K + pH^4/8B_o = 9.42 x 59^2/2x1.23x10^6 + 9.42x59^4/8x777.6 =$$

$$=0.133+0.018=0.151 м. > f_u = \frac{H}{500} = 59/500=0.118м$$

Преобладают сдвиговые деформации. =0.133м.

Вывод:.

Горизонтальный прогиб достаточно большой. В процентном соотношении доля отдельных составляющих в общем прогибе здания равна: изгиб колонн-20%,изгиб ригелей-80%.Следует увеличить изгибную жесткость ригелей.

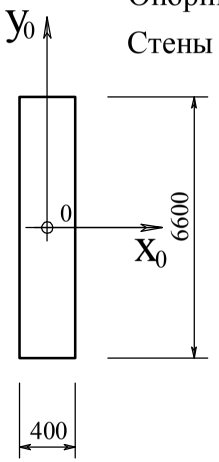
Необходима постановка диафрагм.

В практике проектирования неофициально применяется соотношение.

$$f_u = \frac{H}{1000} = 55/1000=0.055м ;$$

# Вариант каркасной системы здания с постановкой диафрагм.

Согласно СП 20.13330.2011 таб. Е4 допускаемый прогиб. $f_u = \frac{H}{500} = 55/500 = 0.11$м ;




Опорными элементами каркаса являются система железобетонных стен.

Стены работают как косоль, и эта форма не изменяется при деформации.

Изгибная жесткость стены $B = I_b E$ ;

конструкционный бетон класса прочности В25 $E_b = 30x10^3$ МПа ;

$I_x = bh^3/12 = 0.4x\ 6.6^3/12 = 9.58м^4$ ; $B_x = 9.58x30x10^6 = 287.4x10^6 кНм^2$;

Предельно допустимый изгибающий момент по условию ограничения горизонтального перемещения верха стены определится из формулы прогиба консоли:

$$f = qL^4/8E] \ ; \ M_{пр} = 0.008\frac{B}{H} \ ; \ M^x_{пр} = 0.008\frac{287.4x10^6}{55} = 26.1x10^3 кНм \ ;$$

количество стен в поперечном направлении:

$$п = \frac{M^w_{act}}{M^x_{пр}} = \frac{89.6\cdot10^3}{26.1x10^3 x\ 0.85} \approx 4шт$$

суммарные моменты инерции стен по оси у.

$EI_y = 9.58\ x\ 4 = 38.32\ м^4$

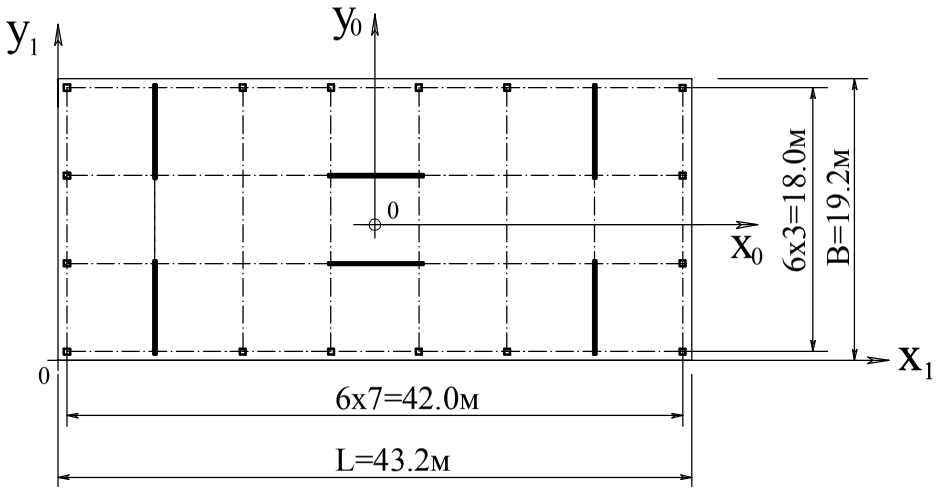
количество стен в продольном направлении:

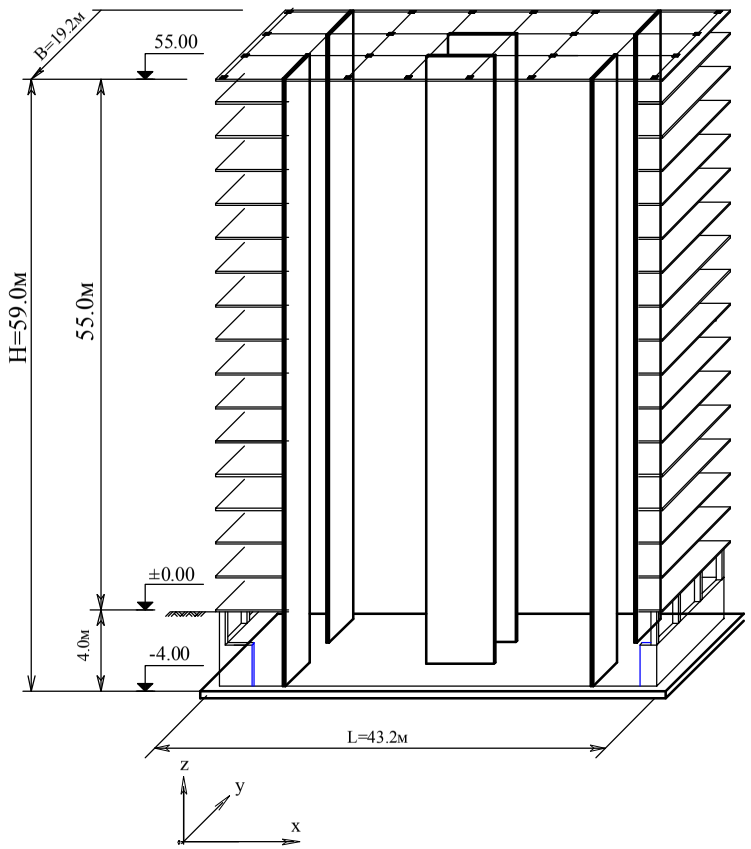
$$п = \frac{M^w_{act}}{M^x_{пр}} = \frac{42.2x10^3}{26.1x10^3 x\ 0.85} \approx 2шт$$

суммарные моменты инерции стен по оси х.

$EI_x = 9.58\ x\ 2 = 19.16\ м^4$

План




Устанавливаем две поперечные диафрагмы с проемом и две стены в продольном направлении.

Установка диафрагм приводит к увеличению конструктивной жесткости конструкции, при этом уменьшается период колебаний, но увеличивается сейсмическое воздействие.
При действии горизонтальных нагрузок стена-диафрагма испытывает изгибную деформацию, как в плоскости стены,так и из своей плоскости.

оптимальная компоновка :

1. стены -диафрагмы равномерно размещать по плану.
2. центр массы и центр изгиба совпадают в точке плана.
3. равнодействующая ветровой нагрузки проходит через эту точку.
4. длина стены не более 8м.
5. стен-диафрагм должно быть ограниченном количестве .
6. меньшая конструктивная жесткость - большой период собственных колебаний.
7. периоды собственных колебаний в направлении главных осей и под углом 45 должны быть одинаковы -достаточное подтверждение равномерной жесткости здания.
8. диафрагмы-стены ставить в местах изменения плана
9. объединение диафрагм - стен увеличивает жёсткость здания

# Совместная работа каркаса и стен-диафрагм.

Взаимодействие стен-диафрагм и жестких рам по восприятию горизонтальных нагрузок определится из рассмотрения их раздельной работы в системе здания.

Ветровая нагрузка воспринимается только жесткими рамами .
Нагрузка на одну раму собирается с площади A =6x59=354 м²;
W=1.58x354=559.22 кН;
Максимальный прогиб жесткой рамы f= 0.151 м.
Жесткость рамы на изгиб составит
$C_p$=W/f=559.22/0,151=3.7x10³ кН/м; $C_p$принимаем равное =1

Ветровая нагрузка воспринимается только стенами .
Нагрузка на одну стену собирается с площади A =42.3/4x59=624 м²;
W=1.58x624=985.8 кН;
Максимальный прогиб стены f= 0.088м.
Жесткость стены на изгиб составит
$C_c$=W/f=985.8/0,0088=11.2x10³ кН/м; тогда $C_c$= 11.2/3.7=3

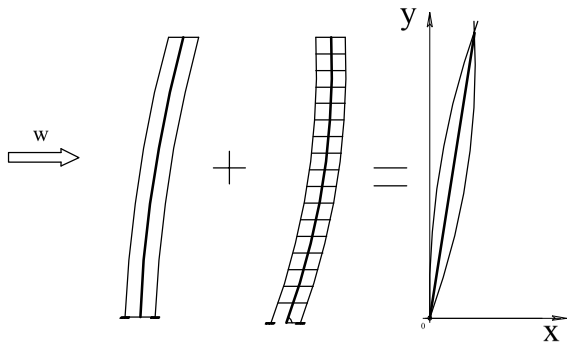
Общая относительная жесткость здания с четырьмя стенами и шестью жесткими рамами .

$\sum C=3x\ 4+1x\ 6=12+6=18$

В процентном .нагрузка воспринимаемая стенами ,при абсолютно жестких дисках перекрытий составит

12/18x100=66.6%

Расчет производился из условия отдельных стен , на самом деле имеется поперечная диафрагма с проемом с жесткостью превышающую в 10 раз жесткость отдельной стены. Если расположить стены в средних осях здания то количество рам уменьшится до 4 шт и стены будут воспринимать 75% горизонтальной нагрузки.




Деформация каркасной рамы - сдвиговой тип, т.е. чем выше сечение, тем меньше разница между горизонтальными перемещениями отдельных этажей (выпуклая кривая)

Угол наклона оси достигает максимальной величины в основании здания , где действует максимальная перерезывающая сила .

Деформация стены- диафрагмы - изгибный тип, её горизонтальное боковое смещение зависит от изгибающего момента, и боковое смещение возрастает пропорционально кубу высоты сечения стены-диафрагмы (вогнутая кривая)

Горизонтальная сдвигающая нагрузка от ветра воспринимается в основном рамами в верхней части здания и стеной-диафрагмой внизу.

## расчет по 2-ой группе предельных состояний .

1.Прогиб одной поперечной стены от погонной нагрузки
p=1.58x42.3/4=16.7 кН/м

$$f = pH^4/8B = 16.7x\ 59^4/8x287.4 = 0.088м < f_u = \frac{H}{500} = 59/500 = 0.118м$$

2.Ускорение колебаний верхнего этажа.

Согласно СП 20.13330.2011 п 11.4 максимальное ускорение этажа зданий не должно превышать величины

$$a_{c.max} = 0.08м/с^2 ;$$

ускорение свободных колебаний верхнего этажа :

$$a = \frac{w_p}{M_G} \leq a_{c.max} = 0.08м/с^2 ;$$

$w_p$-иненсивность динамической нагрузки в уровне верха здания.

Вес здания G=159659.5 кН ;

$M_G$ - отношение веса здания к площади фасада, перпендикулярного к направлению ветра

Из этого соотношения можно определить минимальную толщину здания по условию ограничения предельных ускорений

$$M_G = G/A = 159659.5/43.2x55 = 67.2\ кН/м^2 ;$$

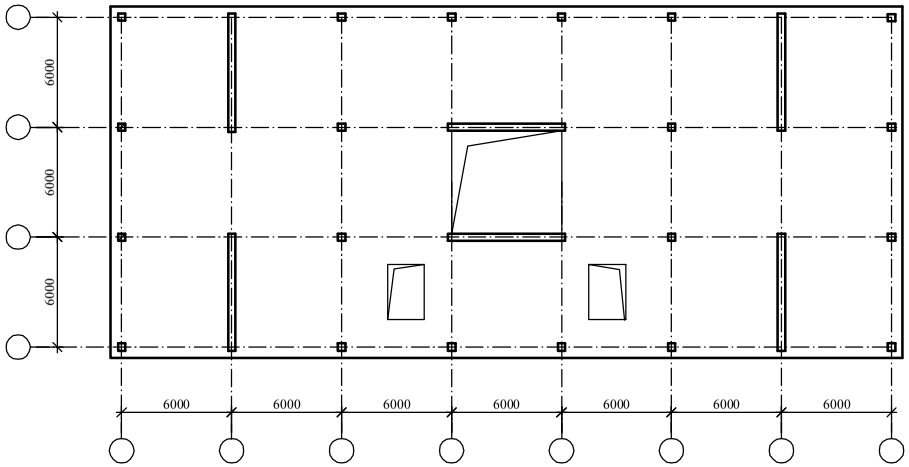
В процессе проектирования необходимо проверять вес одного кубического метра здания и регулировать вес всего здания.

$$a = 0.727/67.2 = 0.011\ м/с^2 < 0.08\ м/с^2;$$

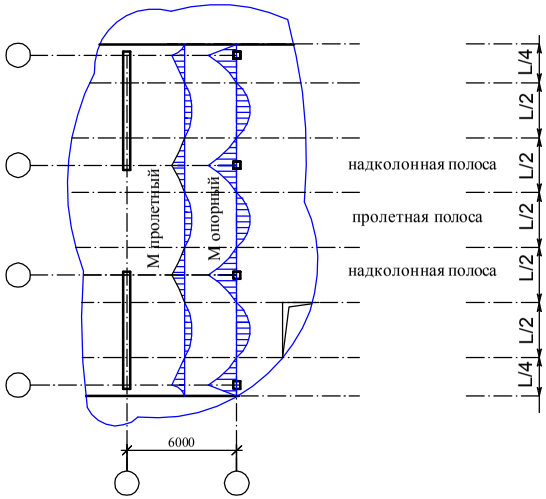
Расчетные осевые силы N колонн и стен в принципе совпадают со значениями , найденными по простой формуле N=qA. Здесь q является величиной гравитационных нагрузок на единицу площади . Для каркасных конструкций примерно 12-14кН/м², для каркасной конструкции со стенами -диафрагмами примерно 13-15кН/м², для конструкций стены-диафрагмы примерно 14-16кН/м².

# 1.2 Перекрытие

План




Эпюры изгибающих моментов по ширине плиты .

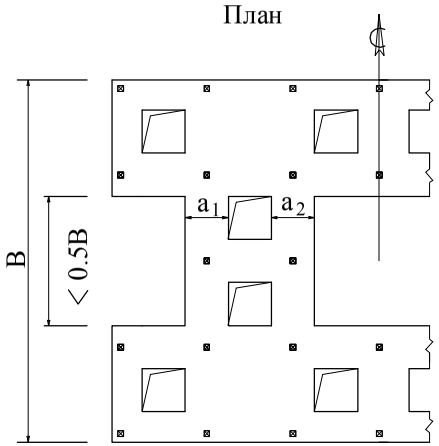



Перекрытие здания состоит из балочных плит , что образует несущую горизонтальную жесткую конструкцию . В соединении с вертикальными элементами образует конструкцию , которая эффективно передает вертикальные и горизонтальные нагрузки на основание.

При анализе внутренних сил и смещений в строительной конструкции используется гипотеза бесконечной жесткости перекрытия в своей плоскости . Перекрытие считается жёстким в своей плоскости , если относительный прогиб из своей плоскости меньше или равен

$f_u$ =0.2h; и таб.Е1 СНиП 2.01.07-85* где: h-высота плиты перекрытия ;

План




Для сохранения жёсткости перекрытия в своей плоскости необходимо :

1. общая площадь проемов не должна превышать 30% площади перекрытия.
2. размер выреза или проема должен быть не более половины ширины перекрытия.
3. после вычета размера выреза или проема минимальный размер перекрытия по любому направлению не менее 5 м.
4. расстояние от края проема до края перекрытия должно быть не менее 2 м.

$a_1 \geqslant 2$м.

$a_2 \geqslant 2$м.

$a_1 + a_2 \geqslant 5$м.

# Типы опирания свободных краев монолитных ж/б плит перекрытия на колонны

1

План

монолитный ригель

плита перекрытия

1

1

колонна

2

План

$b_к/2+h$

min 400

плита перекрытия

2

2

колонна

$b_к$

обязательный охват колонны плитой

1-1

ж/б колонна

$M_{кр}$

S.F.L

min 250

монолитный ригель

2-2

ж/б колонна

$M_{кр}$

S.F.L

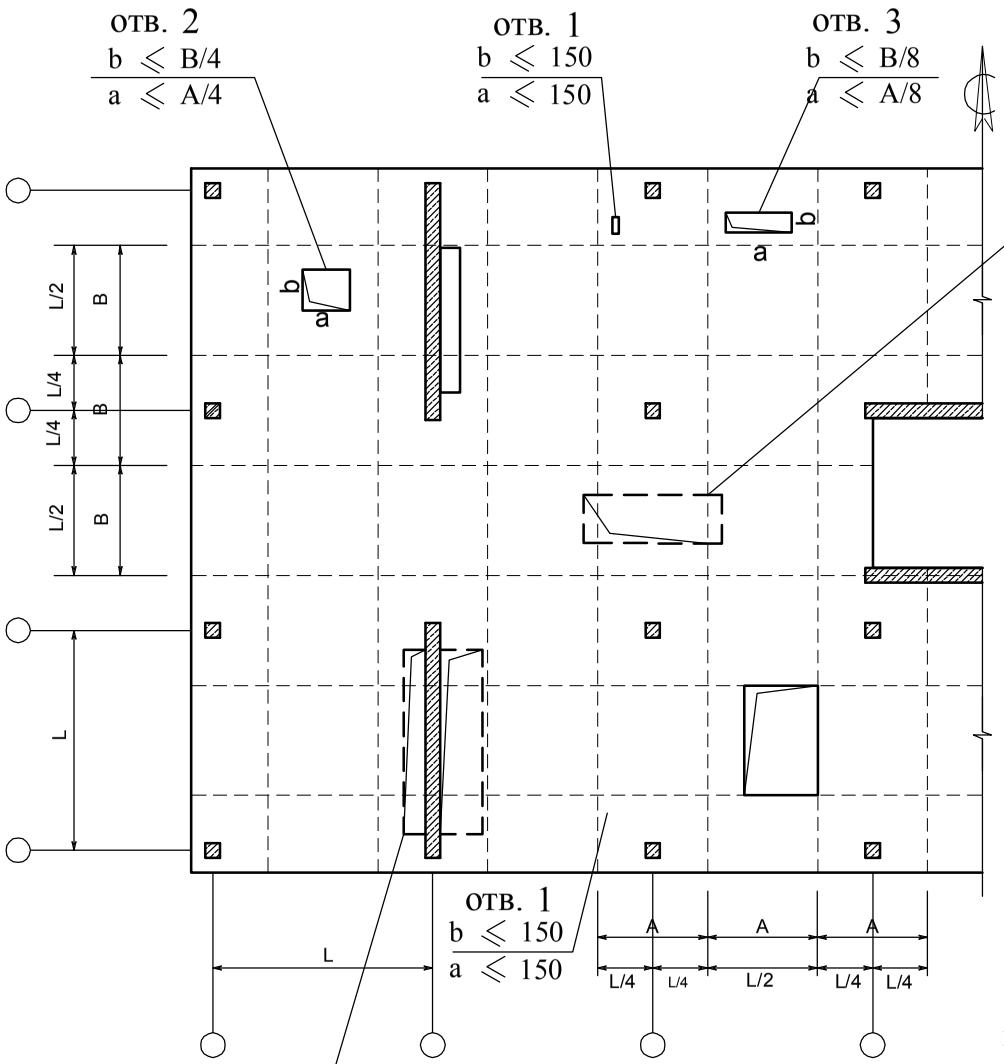
min 400

При отсутствия выступа перекрытия с наружной стороны крайней колонны, высота сечения крайней балки не меньше, чем 2.5 толщины плиты. При проектировании крайних балок учитывается часть перекрытия, которая совместно воспринимает изгибающий момент, сдвиг и крутящий момент и удовлетворяет требованиям минимального армирования.

Для уменьшения прогиба и изгибающего момента в центре крайнего пролета и неуравновешенного изгибающего момента колонн, проектировать выступ свободных краев перекрытий. Длина выступа (от края плиты до центра колонн не должна превышать 0.3 пролета перекрытия в выступающем направлении.

# Отверстия в перекрытии.

План




Необходимо избегать устройства проемов с двух сторон стены -диафрагмы, так как невозможно эффективно передать горизонтальную силу на стену . В этом случае усилия в каркасных рамных колоннах будут больше расчетных .

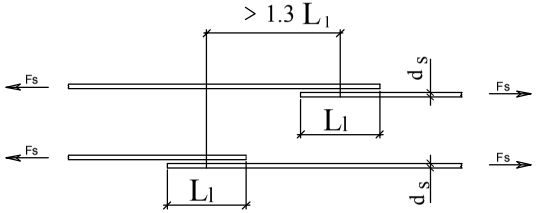
Отверстия 1,2,3 можно ставить конструктивно при соблюдение параметров. Отверстия и проемы больших размеров должны подтверждатся расчетом по прочности и жесткости.

По контуру отверстия в бетонном слое необходимо предусматривать компенсирующую арматуру.

| длина заанкеривания арматурных стержней | | |
|---|---|---|
| | $L_{an}$, $d_s$ | 1 |
| приваренный поперечный стержень внутри Lan | $L_{an}$ x 0.7, $d_s$ | 0.7 |
| два приваренных поперечных стержня внутри Lan | $L_{an}$ x 0.5, $d_s$, ≥ 5 $d_s$, ≥ 5см, ≤ 10см | 0.5 |
| | $L_{an}$ x 0.7, $d_s$ | 0.7 (1) |
| приваренный поперечный стержень внутри Lan | $L_{an}$ x 0.5, ≥ 5 $d_s$, $d_s$ | 0.5 (0.7) |
| | $L_{an}$ x 0.7, ≥ 5 $d_s$, $d_s$ | 0.7 (1) |
| приваренный поперечный стержень внутри Lan | $L_{an}$ x 0.5, $d_s$ | 0.5 (0.7) |
| | $L_{an}$ x 0.7, $d_s$ | 0.7 (1) |
| приваренный поперечный стержень внутри Lan | $L_{an}$ x 0.5, $d_s$ | 0.5 (0.7) |

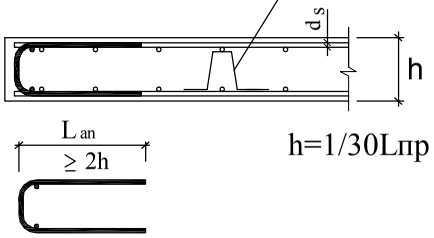
значения в скобках действительны, когда защитный слой бетона перпендикулярно оси искревления составляет < $d_s$, или нет поперечного давления, или нет часто расположенных хомутов.

продольное смещение арматурных стержней в районе стыка нахлест




обрамляющяя арматура на свободном крае плиты

шаг 50$d_s$ и не более 600 мм




h=1/30Lпр

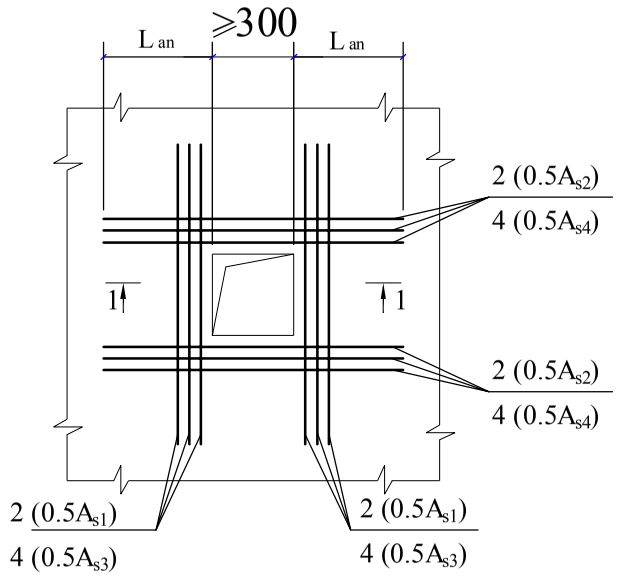
$$L_{an} = a \times L_{0,an} \times \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$$

(СП 52-101-2003, п. 8.3.21,22)

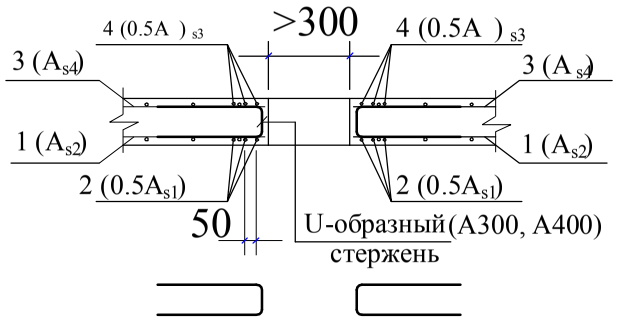
$$L_1 = a \times L_{0,an} \times \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$$

(СП 52-101-2003, п. 8.3.27)

Армирование ж/бетонных плит в местах отверстий.




1-1



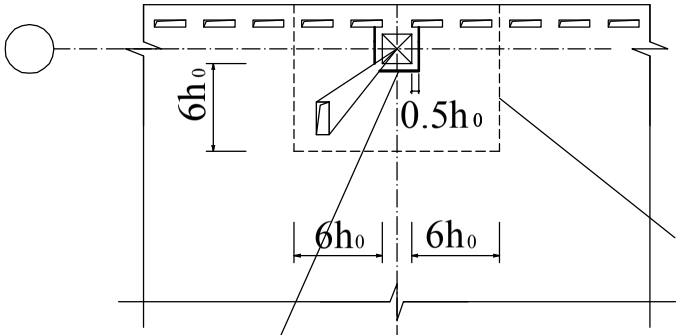

1,3 - стержни арматуры плиты;

2,4 - специальные стержни арматуры, окаймляющие отверстие

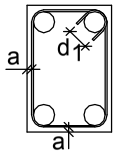
Примечания : Два крайних стержня ставятся с промежутком 50 мм.

При армировании сварными сетками отверстий до 300 мм арматуру рекомендуется вырезать по месту, при этом разрезанные стержни целесообразно отгибать в тело плиты.

расчетный контур поперечного сечения
при наличии отверстия




зона влияния отверстия




данные об изгибе стержней

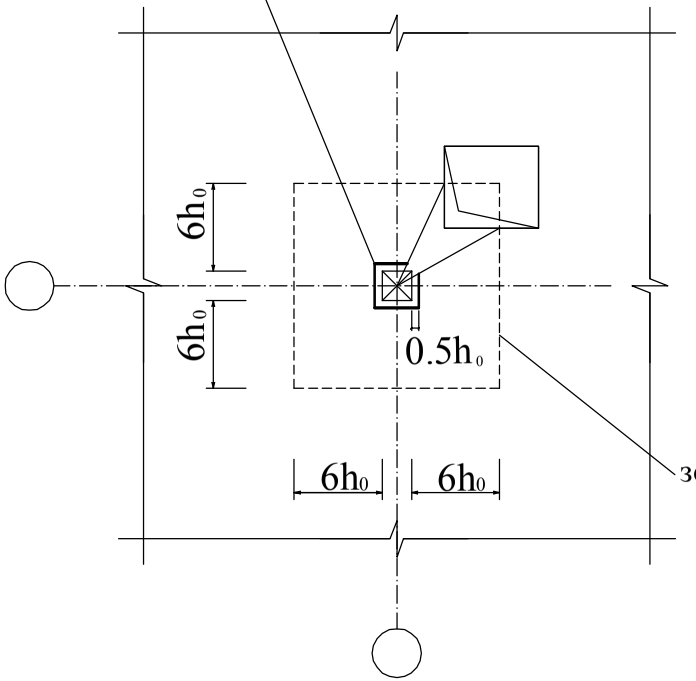
Для стержней
периодического профиля

$d_s < 20$ мм | $d_1 = 6\,d_s$

$d_s > 20$ мм | $d_1 = 10\,d_s$

$d_2 = 15\,d_s$

расчетный контур
поперечного сечения




зона влияния отверстия

Защитный слой бетона :

| | | |
|---|---|---|
| В фундаменте | | $a = 70$ мм в чистоте |
| В колоннах и балках | $d_s \leqq 20$ мм | $a = 20$ мм от хомута |
| | $20$ мм $< d_s \leqq 25$ мм | $a = 25$ мм от хомута |
| | $d_s \geqq 25$ мм | $a = 30$ мм от хомута |
| В перекрытиии | | $a = 20$ мм в чистоте |

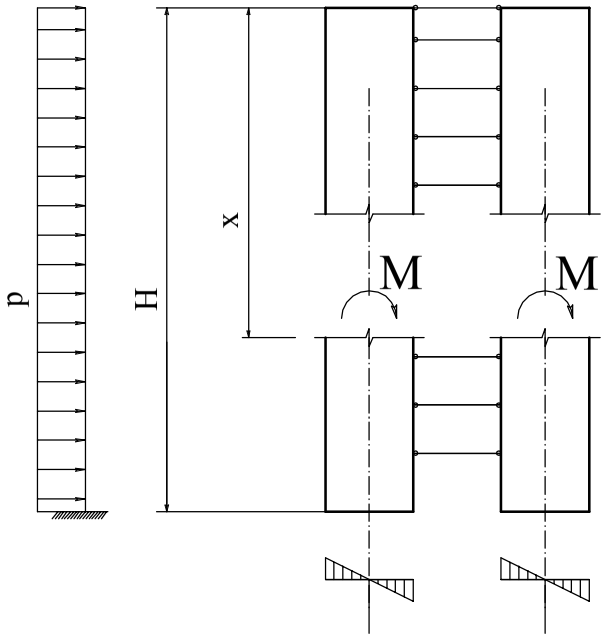
Материал :

конструкционный тяжелый бетон
классов В 10-В 60 по ГОСТ 25192-82

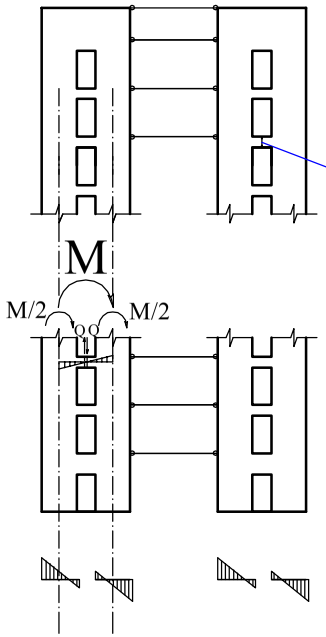
# 1.3 Стены-диафрагмы

Изгибные свойства стен-диафрагм.

Диафрагма без проемов в ветвях.



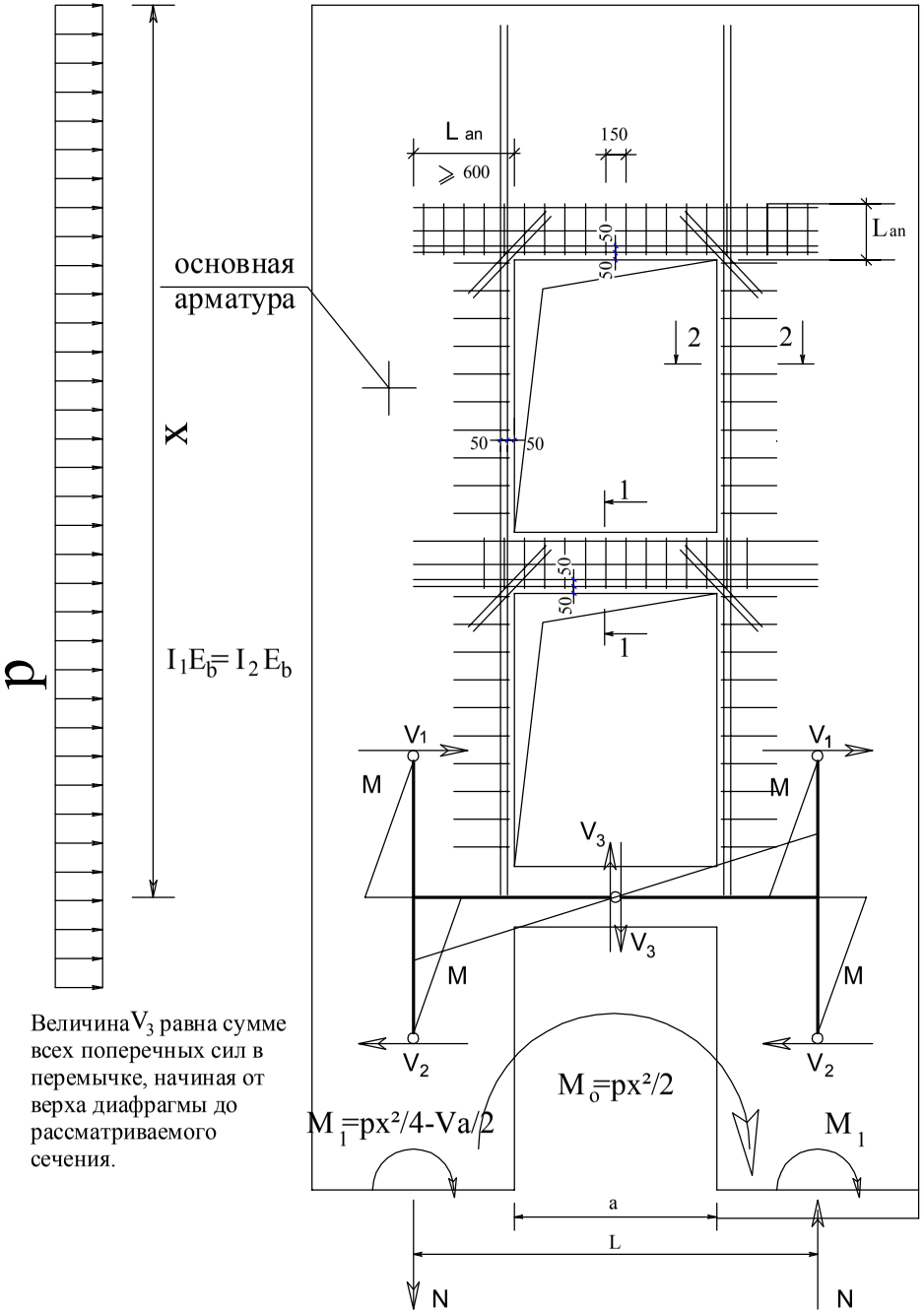

Диафрагма с проемами в ветвях..




Высота стены между верхним и нижним проемами (в том числе балки) оптимально не больше 1/5 высоты этажа.

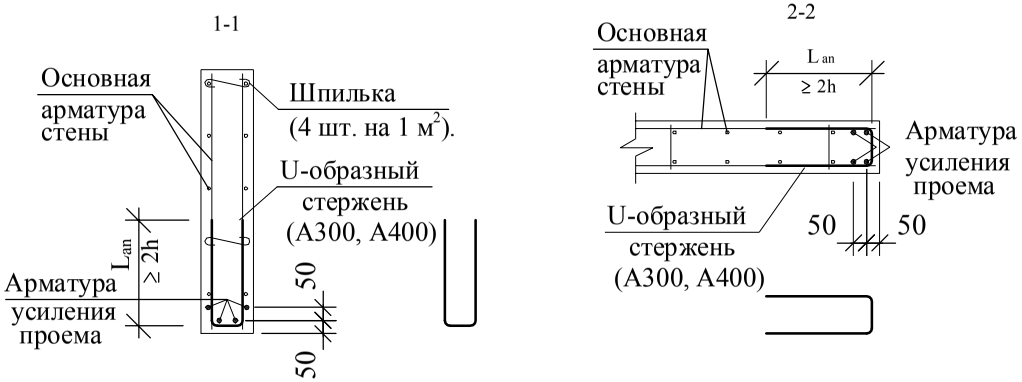
Стена-диафрагма с высокими проемами. Расчетная схема в виде двух ветвей, соединенных балками. Жесткость каждой ветви на много больше жесткости соединительных балок, поэтому последние в расчетной схеме можно заменить стержнями, имеющие шарнирное закрепление в ветвях стены. Ветвь работает как отдельная консольная балка. Эпюра моментов представляет гладкую кривую. Нормальные силы в каждой ветви от горизонтальной нагрузки равны нулю.

Стена-диафрагма с двумя ветвями из монолитных стен соединенных балками, причем последние обладают ограничительным влиянием на ветви стен. На эпюре моментов каждой ветви, в местах крепления балок появляются скачки и возникают нормальные силы от поперечных сил в соединительных балках. Напряжения в поперечном сечении каждой ветви определяются с учетом изгибающих моментов и нормальных сил.




Величина $V_3$ равна сумме всех поперечных сил в перемычке, начиная от верха диафрагмы до рассматриваемого сечения.

## Обрамление проемов в стенах-диафрагмах.

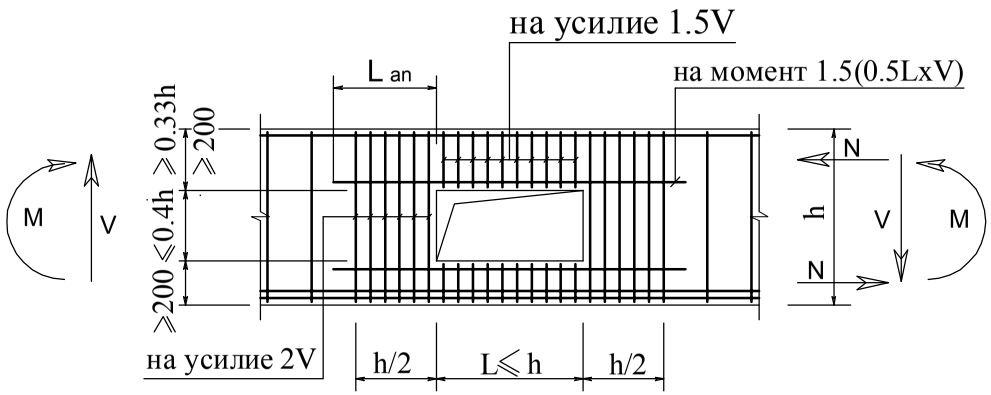



Арматура усиления проемов диаметром не менее 12мм.

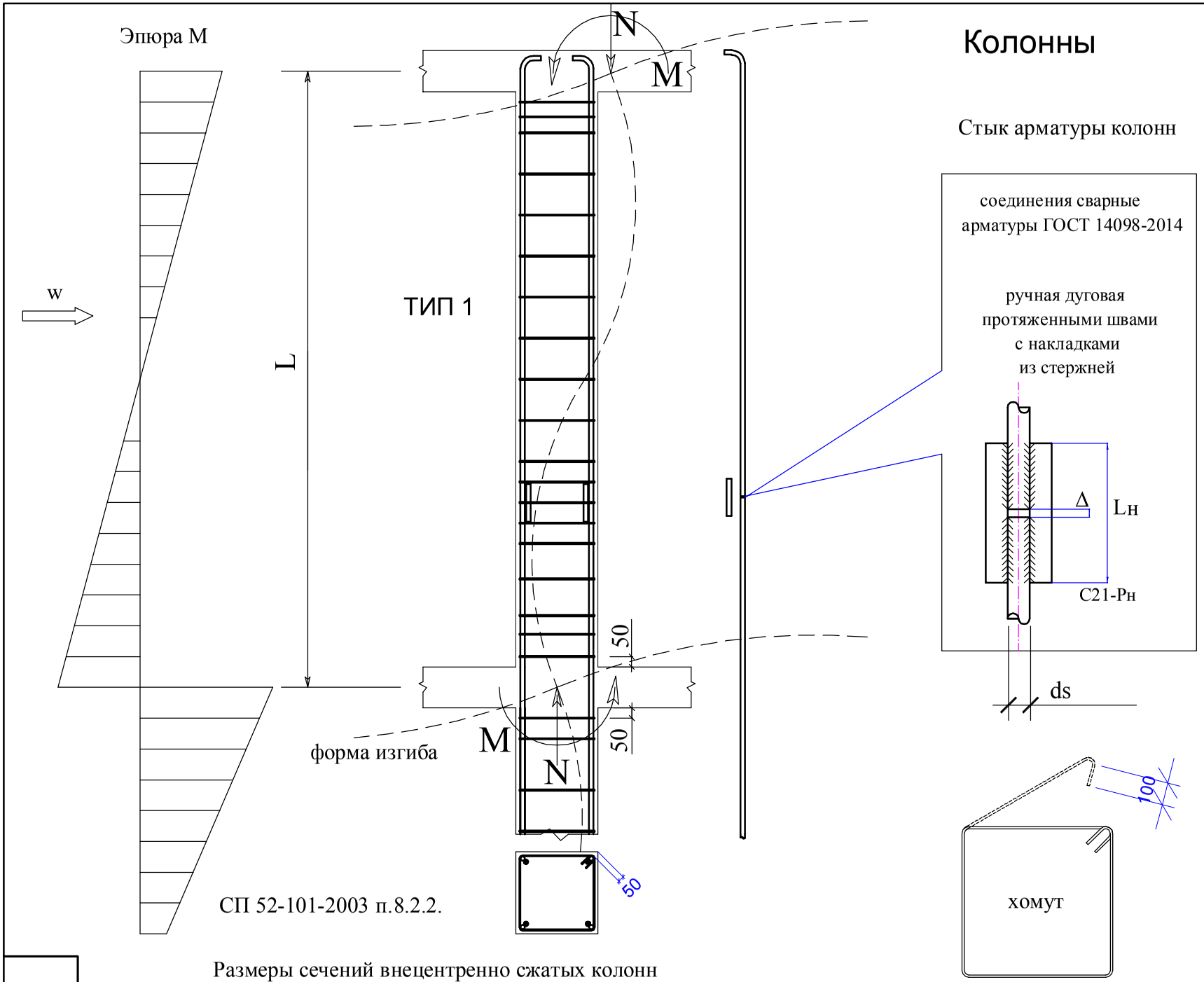
По всей длине балок диаметр хомутов не менее 6мм, шаг не более 150мм.

Горизонтальная рабочая арматура балок в стене условно не показана .

## Устройство проемов в балках.



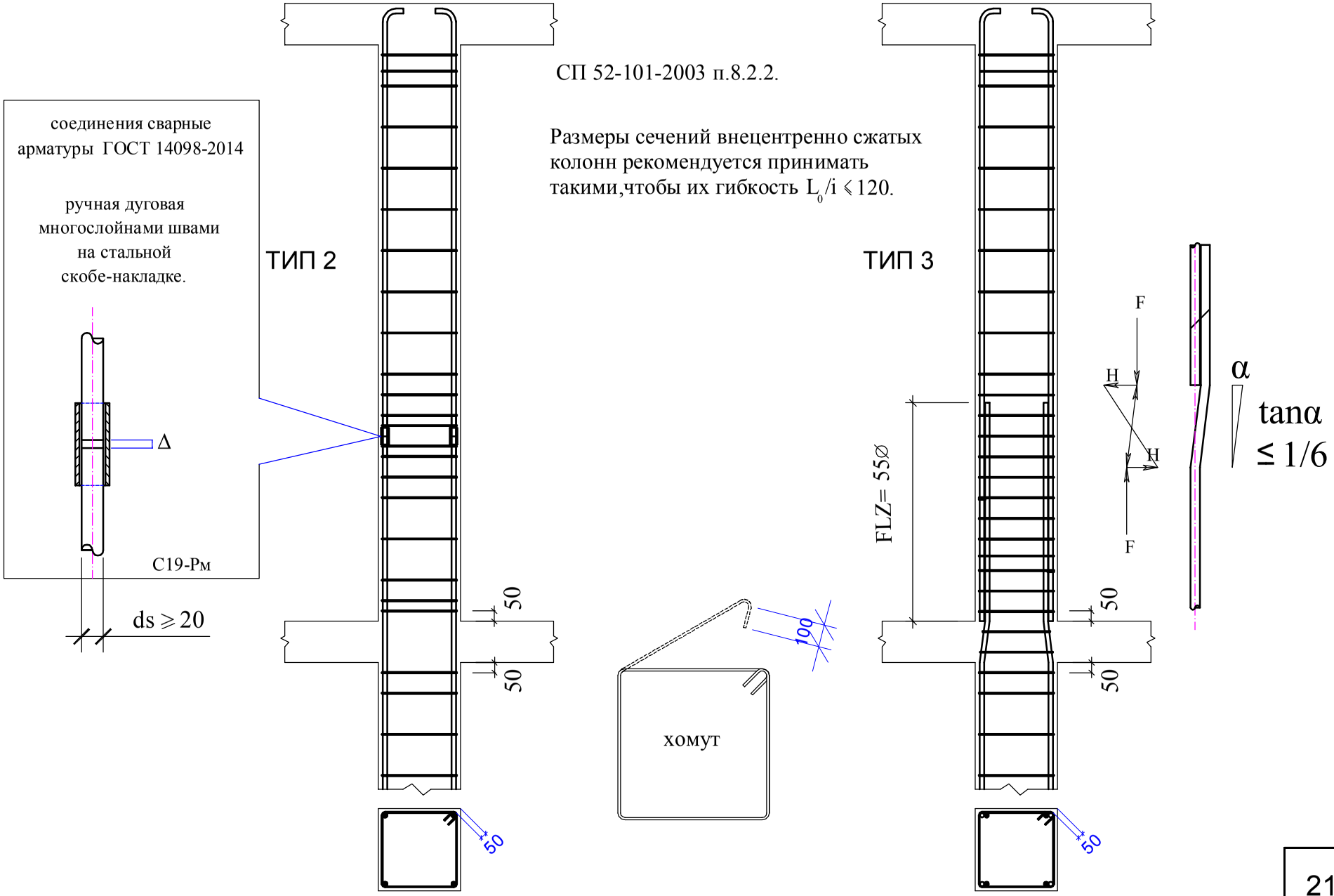
# Колонны




СП 52-101-2003 п.8.2.2.

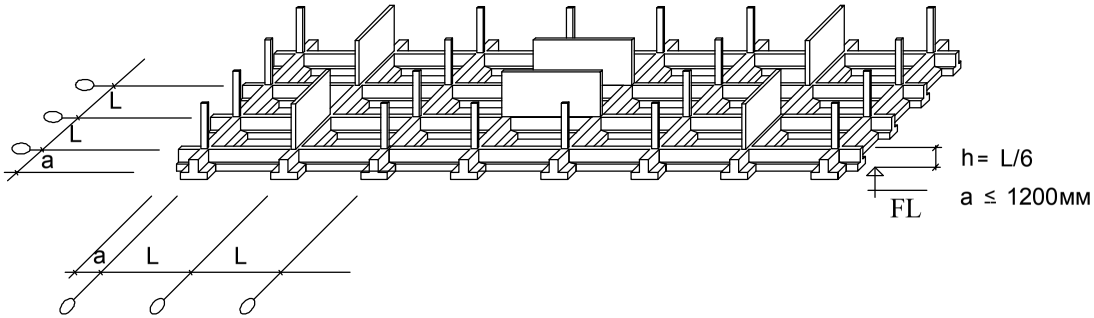
Размеры сечений внецентренно сжатых колонн
рекомендуется принимать такими ,чтобы их гибкость $L_0/i \leqslant 120$.

Стык арматуры колонн



# 1.5 Фундаменты

Балочный ростверк - система перекрестных фундаментных балок .




Основание в виде балочного ростверка , объединенного со стенами-диафрагмами, имеет большую монолитность .

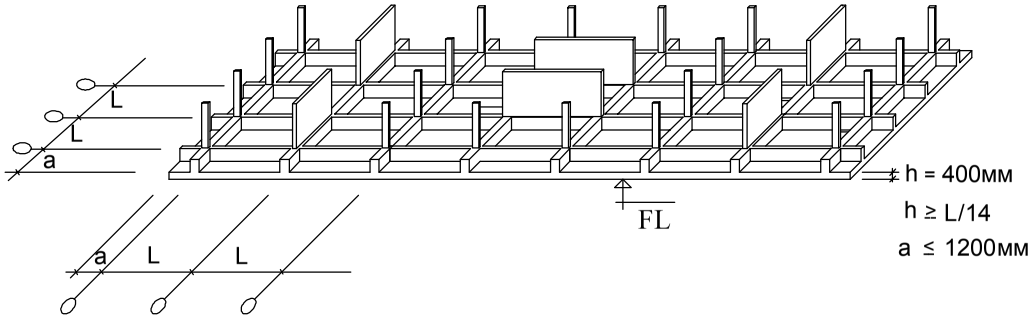
Фундаментные балки в пересечении колонн имеют хорошую пространственную жесткость , не только передают нагрузки от колонн в продольном и поперечном направлении , но и регулируют неравномерность осадок основания .

Если верхняя конструкция имеет большую общую жесткость , фундаментная балка является жесткой балкой, и ее можно рассматривать как неразрезную балку .
Нагрузкой на продольные и поперечные неразрезные балки является чистая реактивная сила основания.
При этом необходимо высота сечения балки ленточного основания больше или равна 1/6 шага между колоннами.
При других условиях следует считать как балку на упругом основании .

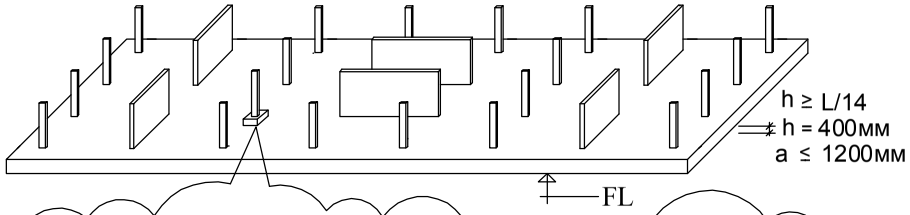
Балочный ростверк работает совместно с плитами перекрытий нижних этажей . Это благоприятно влияет на работу грунтового (свайного) основания, так как выравнивает отпор грунта (усилия в сваях), моменты в фундаментной конструкции уменьшаются за счет условно большой высоты (это несколько нижних этажей). Но при этом возникают большие сдвигающие силы в вертикальных элементах , расположенных в периферийных зонах фундаментной плиты .

# Плитный ростверк.

## Фундаментная плита + балки.




## Фундаментная плоская плита.




1. Определение толщины плиты проводится для колонн с меньшей нагрузкой.
Под колонны с значительной нагрузкой необходимо проектировать подколонники.
При невозможности устройства подколонников, увеличивают толщину плиты.

2. Разница осадок между двух колонн должна соответствовать:

$$\frac{\Delta_s}{L} \leq 0.02$$

Основание в виде плитного ростверка, объединенного с колоннами и стенами-диафрагмами, имеет большую монолитность.

Фундамент в виде плиты имеет большую целостную жёсткость, эффективно регулирует напряжения на подошве основания и неравномерность осадок.

Толщина плиты, если сооружение выше 12 этажей, должна быть не менее 400мм, причём отношение толщины плиты к минимальному пролету не менее 1/14.

При равномерном основании, хорошей жёсткости верхней конструкции, изменении нагрузок от соседних колонн и изменении шага между колоннами не более 20% фундамент рассчитывают как перевёрнутую неразрезную плиту.
Во всех других случаях расчёт ведут по методике расчета упругого основания.

Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий....
(москва строиздат 1984)

п 3.6 толщину фундамента принимают не менее требуемой из расчета прочности на продавливание бетона (без учета поперечного армирования) базами колонн или подколонниками...

Плитный ростверк работает совместно с плитами перекрытий нижних этажей . Это благоприятно влияет на работу грунтового (свайного) основания, так как выравнивается отпор грунта (усилия в сваях), моменты в фундаментной плите уменьшаются за счет условно большой высоты (это несколько нижних этажей). Но при этом возникают большие сдвигающие силы в вертикальных элементах, расположенных в наружных зонах фундаментной плиты .

Физико-механические характеристики строительных материалов.

| Материал | Плотность кН/м³ нормативная | Модуль упругости кН/м² | Коэффициент Пуассона |
|---|---|---|---|
| Бетон тяжелый В20. | 25.0 | 2.75e7 | 0.2 |
| Бетон тяжелый В25. | 25.0 | 3.0e7 | 0.2 |
| Бетон тяжелый В30. | 25.0 | 32.5e7 | 0.2 |
| Бетон тяжелый В35. | 25.0 | 3.45e7 | 0.2 |
| Бетон тяжелый В40. | 25.0 | 3.6e7 | 0.2 |
| Бетон тяжелый В45. | 25.0 | 3.7e7 | 0.2 |
| Бетон тяжелый В50 | 25.0 | 3.8e7 | 0.2 |
| Бетон тяжелый В55 | 25.0 | 3.9e7 | 0.2 |
| Бетон тяжелый В60 | 25.0 | 3.95e7 | 0.2 |
| Сталь обыкновенная | 78.5 | 2.06e8 | 0.3 |
| Сталь специализированная | 78.5 | 2.06e8 | 0.3 |
| Сталь легированная | 78.5 | 2.06e8 | 0.3 |
| Алюминиевые сплавы | 27.0 | 0.63e8 | 0.3 |
| Арматура класса А | 78.5 | 2.0e8 | 0.3 |

## Сортамент арматуры

| Теоретический вес 1 м, кг | Номинальный диаметр стержней, мм | Расчетная площадь поперечного сечения, см², при числе стержней | | | | | | | | | Диаметр арматуры классов | | | Максимальный размер сечения стержня периодического профиля |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | А240, А400, А500 | А300 | В500 | |
| 0,055 | 3 | 0,071 | 0,141 | 0,212 | 0,283 | 0,353 | 0,424 | 0,495 | 0,565 | 0,636 | - | - | + | - |
| 0,099 | 4 | 0,126 | 0,251 | 0,377 | 0,502 | 0,628 | 0,754 | 0,879 | 1,005 | 1,130 | - | - | + | - |
| 0,154 | 5 | 0,196 | 0,393 | 0,589 | 0,785 | 0,982 | 1,178 | 1,375 | 1,571 | 1,767 | - | - | + | - |
| 0,222 | 6 | 0,283 | 0,57 | 0,85 | 1,13 | 1,41 | 1,70 | 1,98 | 2,26 | 2,54 | + | - | + | 6,75 |
| 0,395 | 8 | 0,503 | 1,01 | 1,51 | 2,01 | 2,51 | 3,02 | 3,52 | 4,02 | 4,53 | + | - | + | 9,0 |
| 0,617 | 10 | 0,785 | 1,57 | 2,36 | 3,14 | 3,93 | 4,71 | 5,50 | 6,28 | 7,07 | + | + | + | 11,3 |
| 0,888 | 12 | 1,131 | 2,26 | 3,39 | 4,52 | 5,65 | 6,79 | 7,92 | 9,05 | 10,18 | + | + | + | 13,5 |
| 1,208 | 14 | 1,539 | 3,08 | 4,62 | 6,16 | 7,69 | 9,23 | 10,77 | 12,31 | 13,85 | + | + | - | 15,5 |
| 1,578 | 16 | 2,011 | 4,02 | 6,03 | 8,04 | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08 | 18,10 | + | + | - | 18 |
| 1,998 | 18 | 2,545 | 5,09 | 7,63 | 10,18 | 12,72 | 15,27 | 17,81 | 20,36 | 22,90 | + | + | - | 20 |
| 2,466 | 20 | 3,142 | 6,28 | 9,42 | 12,56 | 15,71 | 18,85 | 21,99 | 25,13 | 28,27 | + | + | - | 22 |
| 2,984 | 22 | 3,801 | 7,60 | 11,40 | 15,20 | 19,00 | 22,81 | 26,61 | 30,41 | 34,21 | + | + | - | 24 |
| 3,84 | 25 | 4,909 | 9,82 | 14,73 | 19,63 | 24,54 | 29,45 | 34,36 | 39,27 | 44,18 | + | + | - | 27 |
| 4,83 | 28 | 6,158 | 12,32 | 18,47 | 24,63 | 30,79 | 36,95 | 43,10 | 49,26 | 55,42 | + | + | - | 30,5 |
| 6,31 | 32 | 8,043 | 16,09 | 24,13 | 32,17 | 40,21 | 48,26 | 56,30 | 64,34 | 72,38 | + | + | - | 34,5 |
| 7,99 | 36 | 10,179 | 20,36 | 30,54 | 40,72 | 50,89 | 61,07 | 71,25 | 81,43 | 91,61 | + | + | - | 39,5 |
| 9,865 | 40 | 12,566 | 25,13 | 37,70 | 50,27 | 62,83 | 75,40 | 87,96 | 100,53 | 113,10 | + | + | - | 43,5 |

### Расчетная площадь поперечного сечения арматурных стержней на 1м погонный, см²/м.п.

| Диаметр стержней, мм | Шаг стержней, мм | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 100 | 150 | 200 | 250 | 300 | 400 |
| 6 | 2,83 | 1,89 | 1,41 | 1,13 | 0,943 | 0,708 |
| 8 | 5,03 | 3,35 | 2,51 | 2,01 | 1,677 | 1,258 |
| 10 | 7,85 | 5,23 | 3,93 | 3,14 | 2,617 | 1,963 |
| 12 | 11,31 | 7,54 | 5,65 | 4,52 | 3,77 | 2,828 |
| 14 | 15,39 | 10,26 | 7,69 | 6,16 | 5,13 | 3,848 |
| 16 | 20,11 | 13,40 | 10,05 | 8,04 | 6,703 | 5,028 |
| 18 | 25,45 | 16,98 | 12,72 | 10,18 | 8,483 | 6,363 |
| 20 | 31,42 | 20,95 | 15,71 | 12,56 | 10,473 | 7,855 |
| 22 | 38,01 | 25,34 | 19,005 | 15,20 | 12,67 | 9,50 |
| 25 | 49,09 | 32,72 | 24,54 | 19,63 | 16,36 | 12,27 |

### Расчетная масса 1 м² арматурной сетки, кг

| Диаметр стержней, мм | Размер ячейки, мм | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 100 | 150 | 200 | 250 | 300 |
| 6 | 4,44 | 2,96 | 2,22 | 1,80 | 1,48 |
| 8 | 7,90 | 5,30 | 3,95 | 3,20 | 2,63 |
| 10 | 12,34 | 8,23 | 6,17 | 5,00 | 4,11 |
| 12 | 17,76 | 11,9 | 8,88 | 7,10 | 5,92 |
| 14 | 24,2 | 16,11 | 12,1 | 9,70 | 8,05 |
| 16 | 31,6 | 21,1 | 15,8 | 12,62 | 10,52 |
| 18 | 40,0 | 26,7 | 20,0 | 16,00 | 13,32 |
| 20 | 49,32 | 32,9 | 24,7 | 19,73 | 16,44 |
| 22 | 59,68 | 39,79 | 29,84 | 23,87 | 19,89 |
| 25 | 76,8 | 51,2 | 38,4 | 30,72 | 25,6 |

Арматура по ГОСТ 5781–82*, СТО АСЧМ 7–93

Относительная длина анкеровки арматуры
(Пособие к СП 52-101-2003, таб. 3.3)

| Класс арматуры | Коэффициент a | Относительная длина анкеровки арматуры $l_{an} = l_{an}/d_s$ при бетоне классов | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | B10 | B15 | B20 | B25 | B30 | B35 | B40 | B45 | B50 | B55 | B60 |
| A240 | 0,7 | 45 | 33 | 28 | 24 | 22 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 | 15 |
| | 0,75 | 48 | 36 | 36 | 26 | 23 | 21 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 |
| | 1,0 | 64 | 48 | 40 | 34 | 31 | 28 | 26 | 24 | 22 | 21 | 20 |
| A300 | 0,7 | 34 | 25 | 21 | 18 | 16 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| | 0,75 | 36 | 27 | 23 | 19 | 18 | 16 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| | 1,0 | 48 | 36 | 30 | 26 | 23 | 21 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 |
| A400 | 0,7 | 44 | 33 | 28 | 24 | 22 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 | 15 |
| | 0,75 | 48 | 36 | 30 | 25 | 23 | 20 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 |
| | 1,0 | 63 | 47 | 39 | 34 | 31 | 27 | 25 | 24 | 22 | 21 | 20 |
| A500 | 0,7 | 54 | 41 | 34 | 29 | 26 | 23 | 22 | 20 | 19 | 18 | 17 |
| | 0,75 | 58 | 44 | 36 | 31 | 28 | 25 | 23 | 22 | 20 | 19 | 18 |
| | 1,0 | 78 | 58 | 48 | 41 | 38 | 33 | 31 | 29 | 27 | 26 | 24 |
| B500 | 0,7 | 65 | 48 | 40 | 35 | 32 | 28 | 26 | 24 | 23 | 21 | 20 |
| | 0,75 | 69 | 52 | 43 | 37 | 34 | 30 | 28 | 26 | 24 | 23 | 22 |
| | 1,0 | 93 | 69 | 58 | 49 | 45 | 40 | 37 | 35 | 32 | 31 | 29 |

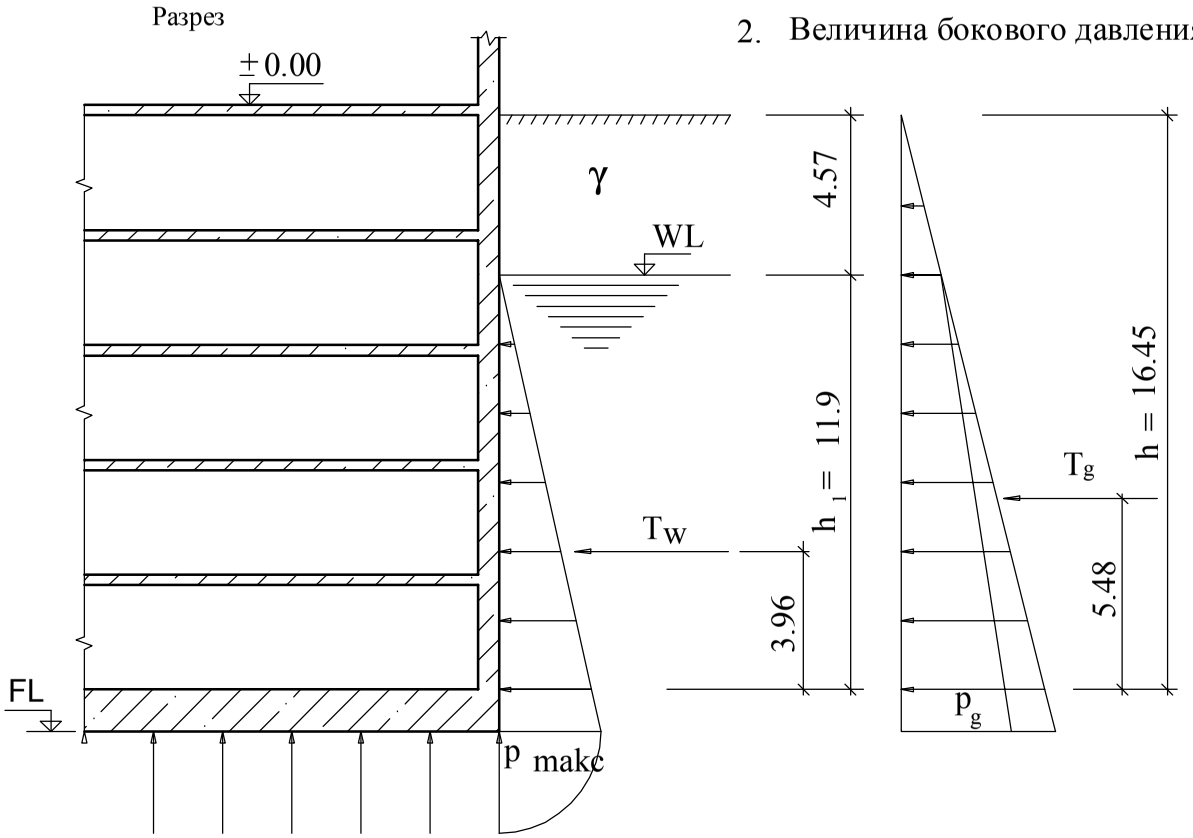
Примечание: При расчете с учетом только постоянных и длительных нагрузок значения $l_{an}$ следует делить на $g_{b1}$ =0,9.

# Нагрузки от давления воды и грунта

Предварительное определение бокового давления грунта на стены для последующего проектирования.

1. Максимальное давление воды $p_{макс} = h_1 \ g = 10 \times 11.9 = 119$ кПа на 1 м стены.

Полная горизонтальная нагрузка от воды $T_W = 11.9 \times 11.9/2 = 708$ кН на 1 м стены.




2. Величина бокового давления грунта зависит от типа грунта.

Для сухих грунтов приближенно можно принять эквивалентное давление воды 4.8 кПа на 1м глубины

Максимальное боковое давление грунта

$p_g = 4.8 \times 16.45 = 79$ кПа на 1 м стены.

Результирующая максимальная сила

$$T_g = 79 \ \frac{16.45}{2} = 650 \text{ кН на 1м стены.}$$

приближенный расчет
без учета выталкивающей силы на грунт
ниже уровня грунтовых вод

выталкивающую силу $p_{макс}$
на фундаментную плиту необходимо учитывать
на начальном этапе строительства.

# Температурные деформации. чердачные перекрытия при плоских крышах.

Чтобы иметь возможность назначить те или другие мероприятия для профилактики потенциальных повреждений, следует определить величины деформаций угловых участков покрытия по формуле

$$f = L\,a\,(T - T_0); \quad \text{где:}$$

$f$ — абсолютное удлинение конструкций в мм/м

L — длина конструкций или расстояние между деформационными швами в м

$(T - T_0)$ — перепад температур между самыми высокими летними температурами и самыми низкими зимними в °С

a — линейный коэффициент температурного расширения в мм/м °С

при расчете бетонных крыш среднее значение максимального нагрева поверхности крыши в летнее время в пределах 50 -75 °С

при минимальных зимних температурах наружного воздуха -15 °С перепад температур составит 65-90 °С

линейный коэффициент температурного расширения в мм/м

для железобетона может быть принят равным величине $0.00001 = 10^{-5} = 10 \times 10^{-6}$ на 1°С

удлинение бетона на 1° С и 1 м длины изделия составит в мм

$$10^{3} \times 10^{-5} \times 1 = 10^{-2} = 0.01 = 1/100 \quad \text{мм/м}$$

для неутепленной железобетонной плиты длиной 10м при перепаде температур $(T - T_0) = 80°$ С

абсолютная температурная деформация составит $f = 10 \times 80 \times 0.01 = 8$мм

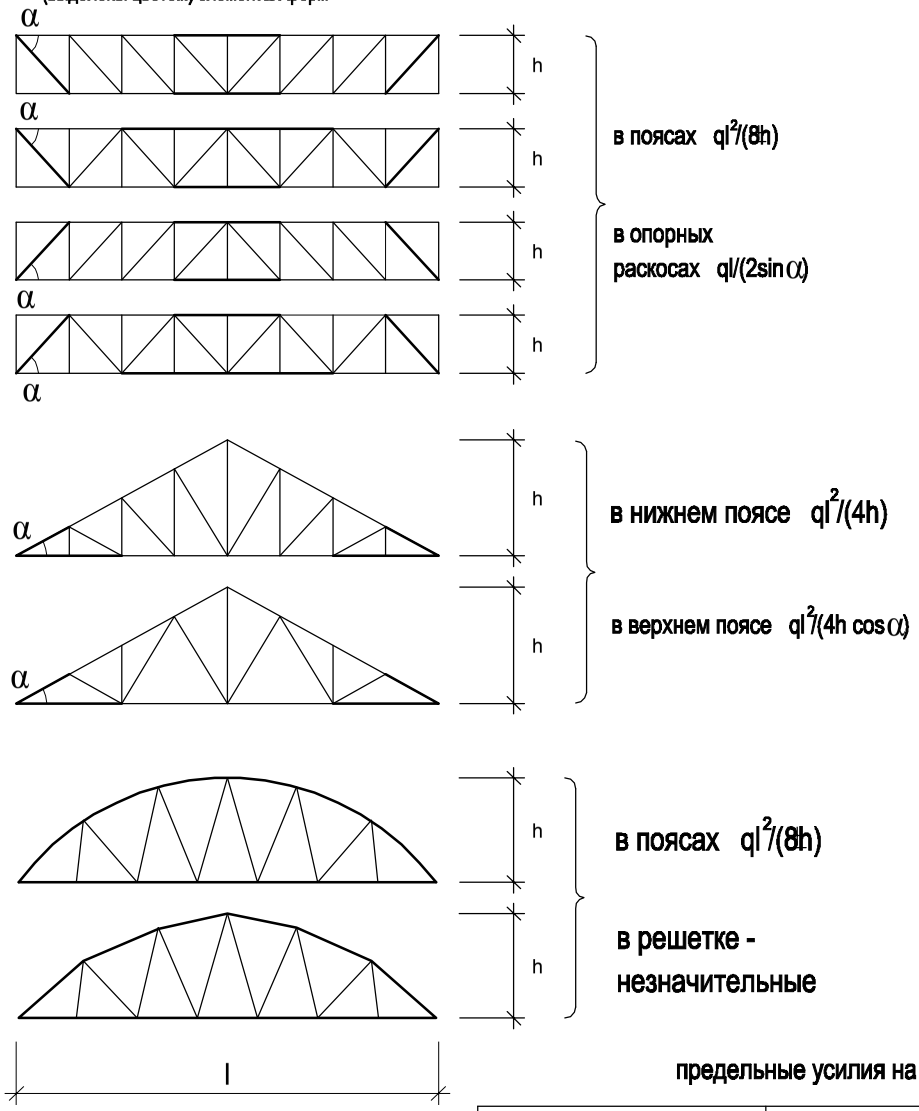
это означает что плита покрытия деформируется на 4мм в каждую сторону от своей средней оси.

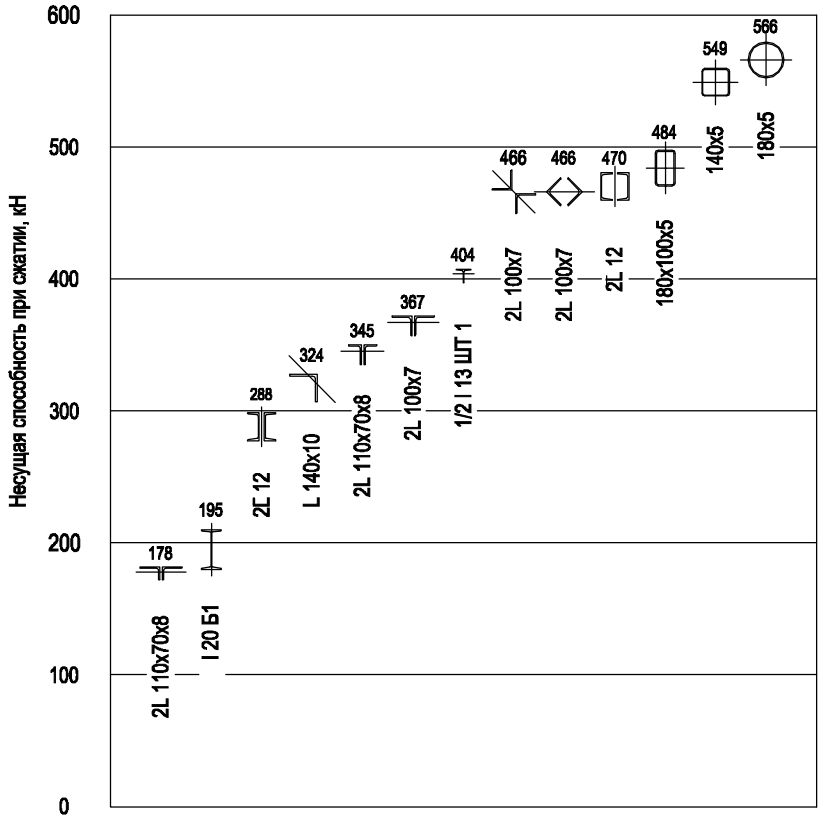
Теперь по соотношению $\boxed{\sigma = E\,\varepsilon}$ можно определить появление трещин в бетоне , и соответственно их ширину, шаг трещин $\varepsilon = \alpha / \ell$ , расположение по длине элемента .

# Схемы ферм

Формулы усилий в максимально напряженных (выделены цветом) элементах ферм

Формулы усилий :



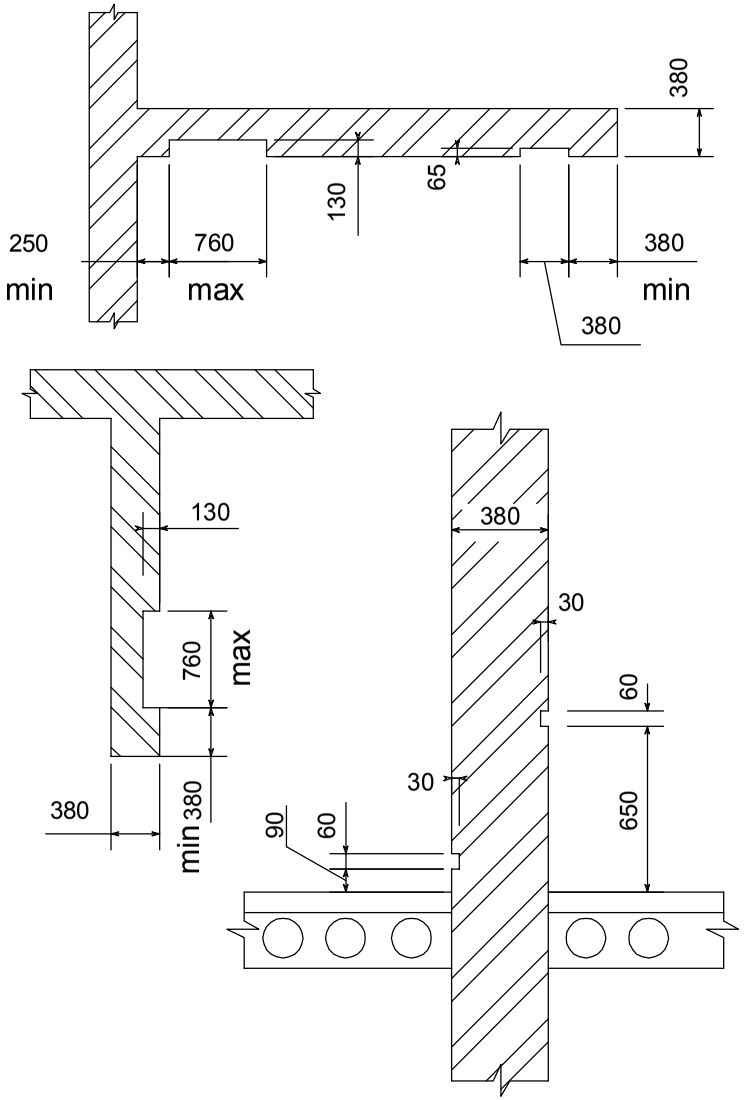

Несущая способность сжатых стержней фермы (длина 300 см, сталь с Ry=240 МПа, площадь сечения стержней везде одинакова и приведена к 27,5 см ).

На схемах профилей показаны оси наименьшей жесткости.

предельные усилия на сварные соединения с угловыми швами

| вид сварки.диаметр электрода.положение шва. | марка сварочной проволоки, тип электрода | $R_{un}$ свариваемой стали, МПа | предельные усилия, кН/см,на соединение при катете шва мм | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 |
| ручная ; во всех положениях | Э46, Э46А | Св340 до Св390 | 5.5 | 6.9 | 8.3 | 9.7 | 11.1 | 13.9 | 16.6 | 19.4 | 22.2 |
| | Э50, Э50А | Св340 | 6.0 | 7.5 | 9.0 | 10.5 | 12.1 | 15.1 | 18.1 | 21.1 | 24.1 |
| | Э60 | Св370 | 6.7 | 8.4 | 10.1 | 11.8 | 13.4 | 16.8 | 20.2 | 23.5 | 26.9 |

## устроиство ниш и борозд в кирпичных стенах толщиной 380мм без предварительного статического расчета.




## Размеры кладки по горизонтали

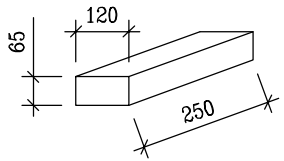
| | $\frac{1}{2}$к | $1\frac{1}{2}$к | $2\frac{1}{2}$к | $3\frac{1}{2}$к | $4\frac{1}{2}$к | $5\frac{1}{2}$к | $6\frac{1}{2}$к | $7\frac{1}{2}$к | $8\frac{1}{2}$к | $9\frac{1}{2}$к | $10\frac{1}{2}$к | $11\frac{1}{2}$к |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| мм | 120 | 380 | 640 | 900 | 1160 | 1420 | 1680 | 1940 | 2200 | 2460 | 2720 | 2980 |

| | 1к | 2к | 3к | 4к | 5к | 6к | 7к | 8к | 9к | 10к | 11к | 12к |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| мм | 250 | 510 | 770 | 1030 | 1290 | 1550 | 1810 | 2070 | 2330 | 2590 | 2850 | 3110 |

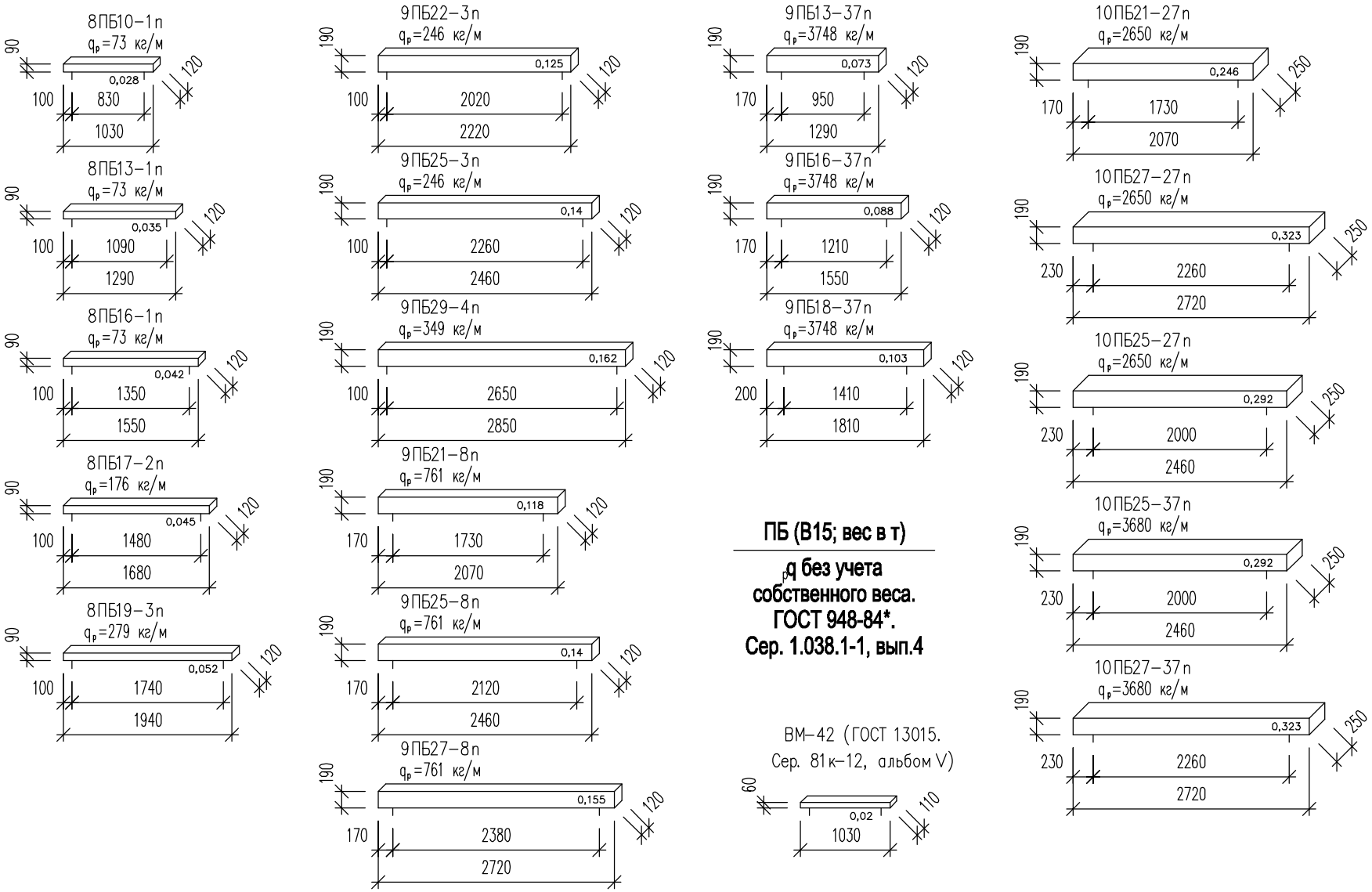
## Размеры кладки по вертикали

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 70 | | 5240 |
| | | | 46 | | 3440 | 69 | | 5165 |
| 23 | | 1715 | 45 | | 3365 | 68 | | 5090 |
| 22 | | 1640 | 44 | | 3290 | 67 | | 5015 |
| 21 | | 1565 | 43 | | 3215 | 66 | | 4940 |
| 20 | | 1490 | 42 | | 3140 | 65 | | 4865 |
| 19 | | 1415 | 41 | | 3065 | 64 | | 4790 |
| 18 | | 1340 | 40 | | 2990 | 63 | | 4715 |
| 17 | | 1265 | 39 | | 2915 | 62 | | 4640 |
| 16 | | 1190 | 38 | | 2840 | 61 | | 4565 |
| 15 | | 1115 | 37 | | 2765 | 60 | | 4490 |
| 14 | | 1040 | 36 | | 2690 | 59 | | 4415 |
| 13 | | 965 | 35 | | 2615 | 58 | | 4340 |
| 12 | | 890 | 34 | | 2540 | 57 | | 4265 |
| 11 | | 815 | 33 | | 2465 | 56 | | 4190 |
| 10 | | 740 | 32 | | 2390 | 55 | | 4115 |
| 9 | | 665 | 31 | | 2315 | 54 | | 4040 |
| 8 | | 590 | 30 | | 2240 | 53 | | 3965 |
| 7 | | 515 | 29 | | 2165 | 52 | | 3890 |
| 6 | | 440 | 28 | | 2090 | 51 | | 3815 |
| 5 | | 365 | 27 | | 2015 | 50 | | 3740 |
| 4 | | 290 | 26 | | 1940 | 49 | | 3665 |
| 3 | | 215 | 25 | | 1865 | 48 | | 3590 |
| 2 | | 140 | 24 | | 1790 | 47 | | 3515 |
| 1 | | 65 | 23 | | 1715 | 46 | | 3440 |

## Кирпич керамический одинарный ГОСТ 530-95



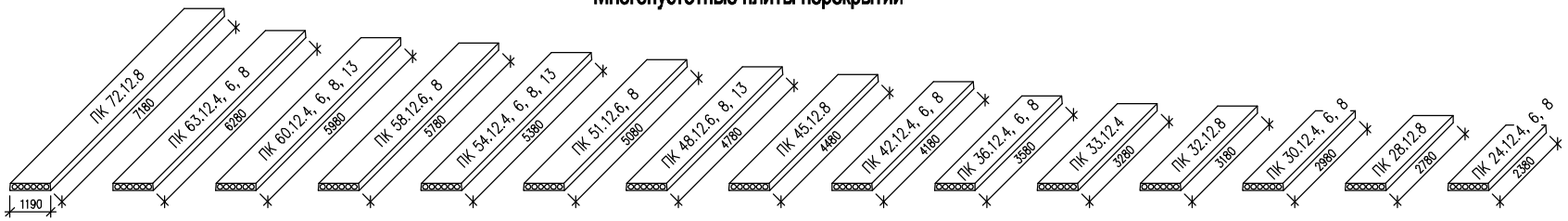
## перемычки

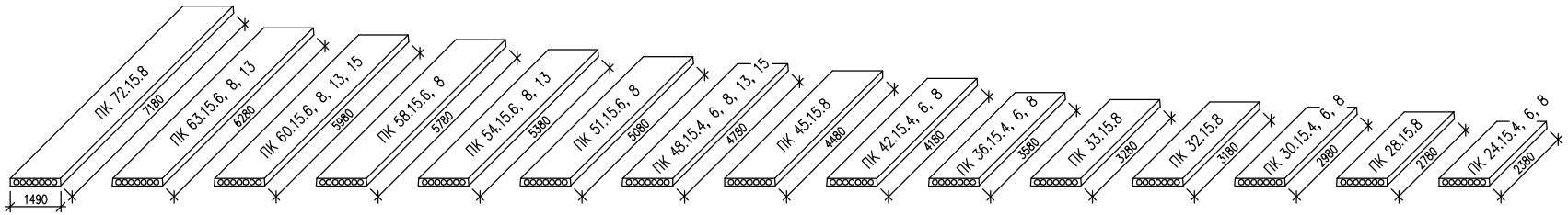



**ПБ (В15; вес в т)**

**$q_р$ без учета собственного веса. ГОСТ 948-84*. Сер. 1.038.1-1, вып.4**

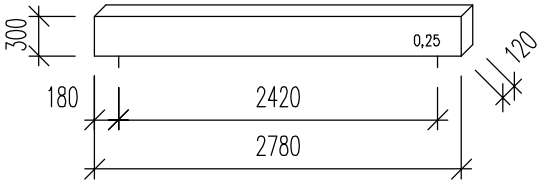
## Многопустотные плиты перекрытий



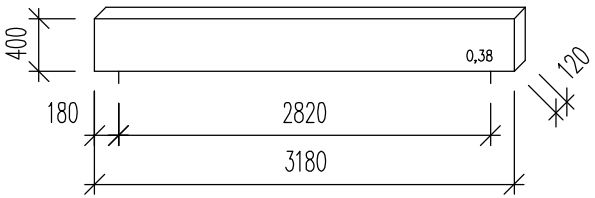




**Примечание : Подробные данные и маркировку смотреть в каталоге железобетонных изделий**

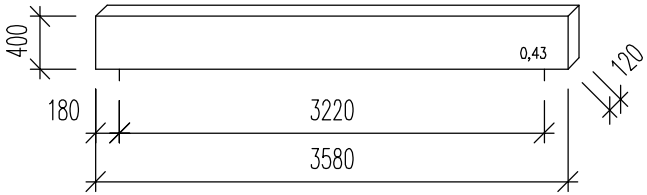
ПРГ28.1.3–4 AIII (B20)



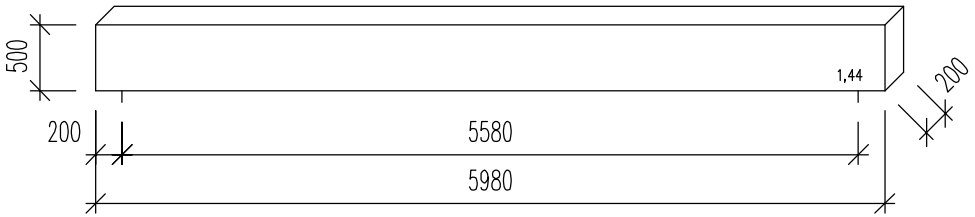

ПРГ32.1.4–4 AIII (B20)




ПРГ36.1.4–4 AIII (B20)




ПРГ60.2.5–4 AIII (B25)

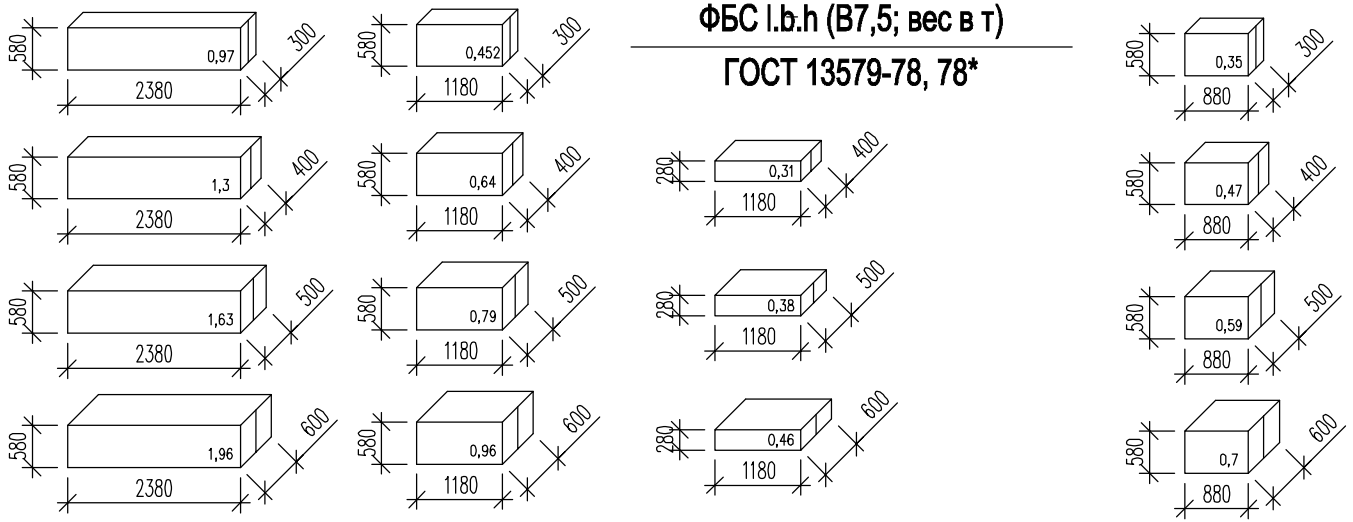


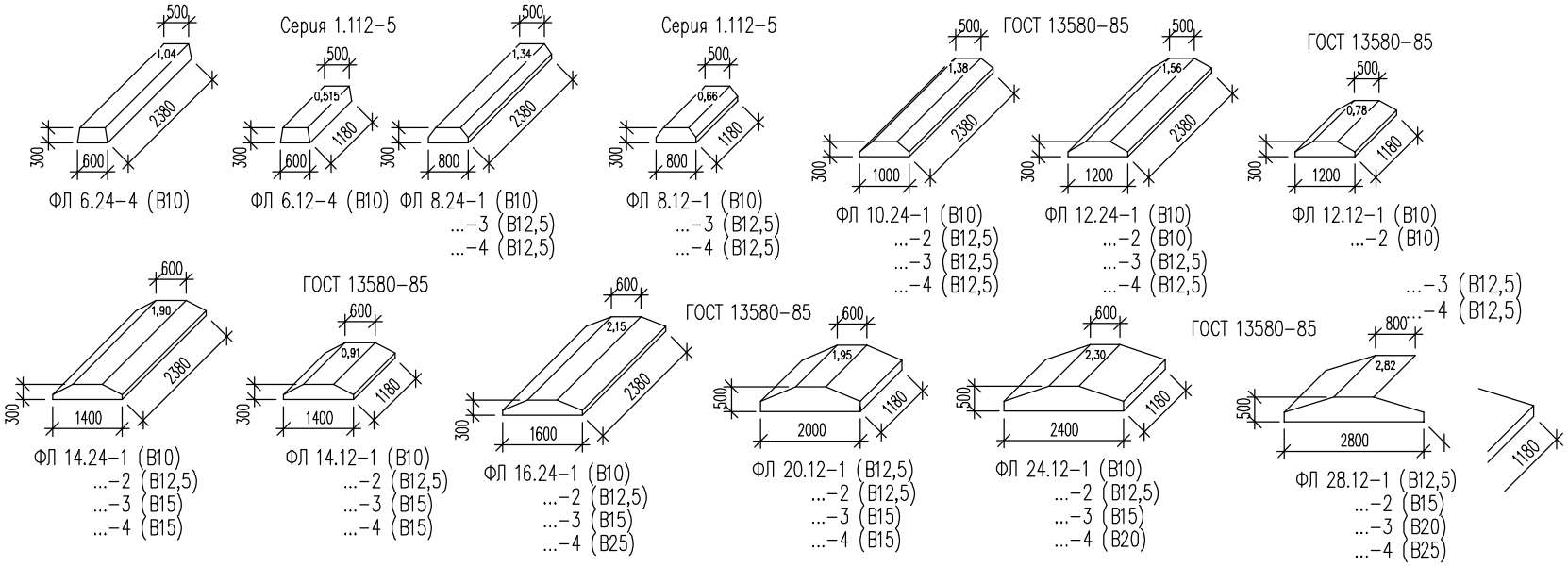

**ПРГ (вес в т)**

**$_p$q =4000 кг/м, без учета собственного веса. ГОСТ 13015. Сер. 1.225-2, вып. 12**

## ФБС l.b.h (В7,5; вес в т)

## ГОСТ 13579-78, 78*




## Плиты ленточных фундаментов (вес в т)