

ИФО | 01.03.04 | ПМ | 6-й семестр

Строительные конструкции

Лекция №23



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

www: mgsu.ru/universityabout/Struktura/Kafedri/ZhBK/

e-mail: gbk@mgsu.ru; dpekin@mail.ru

тел.: +7 495 287 49 14 доб. 3036, 3084

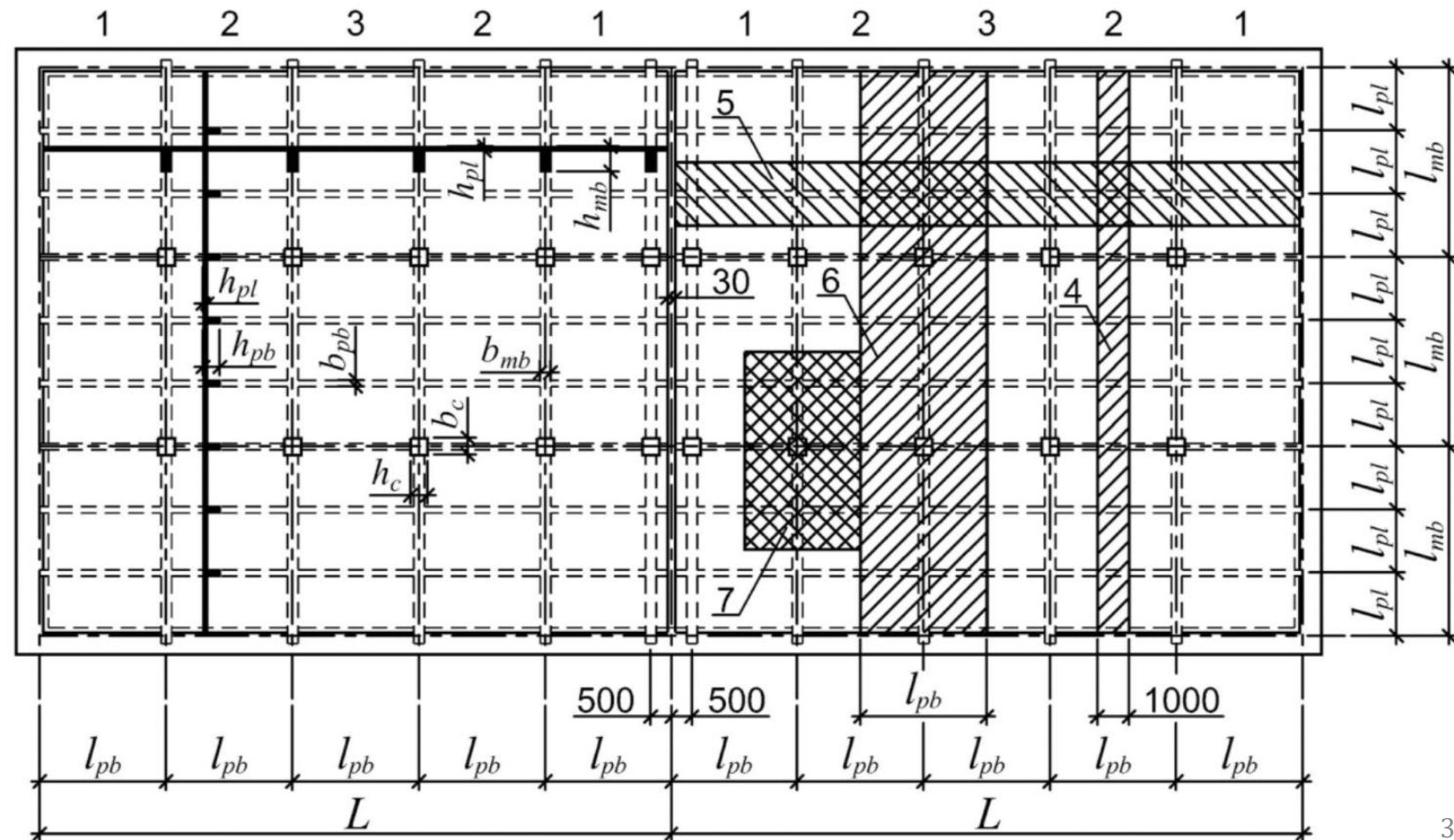
Пекин Дмитрий Анатольевич, доцент, к.т.н.

Лекция №23 – Железобетонные конструкции:

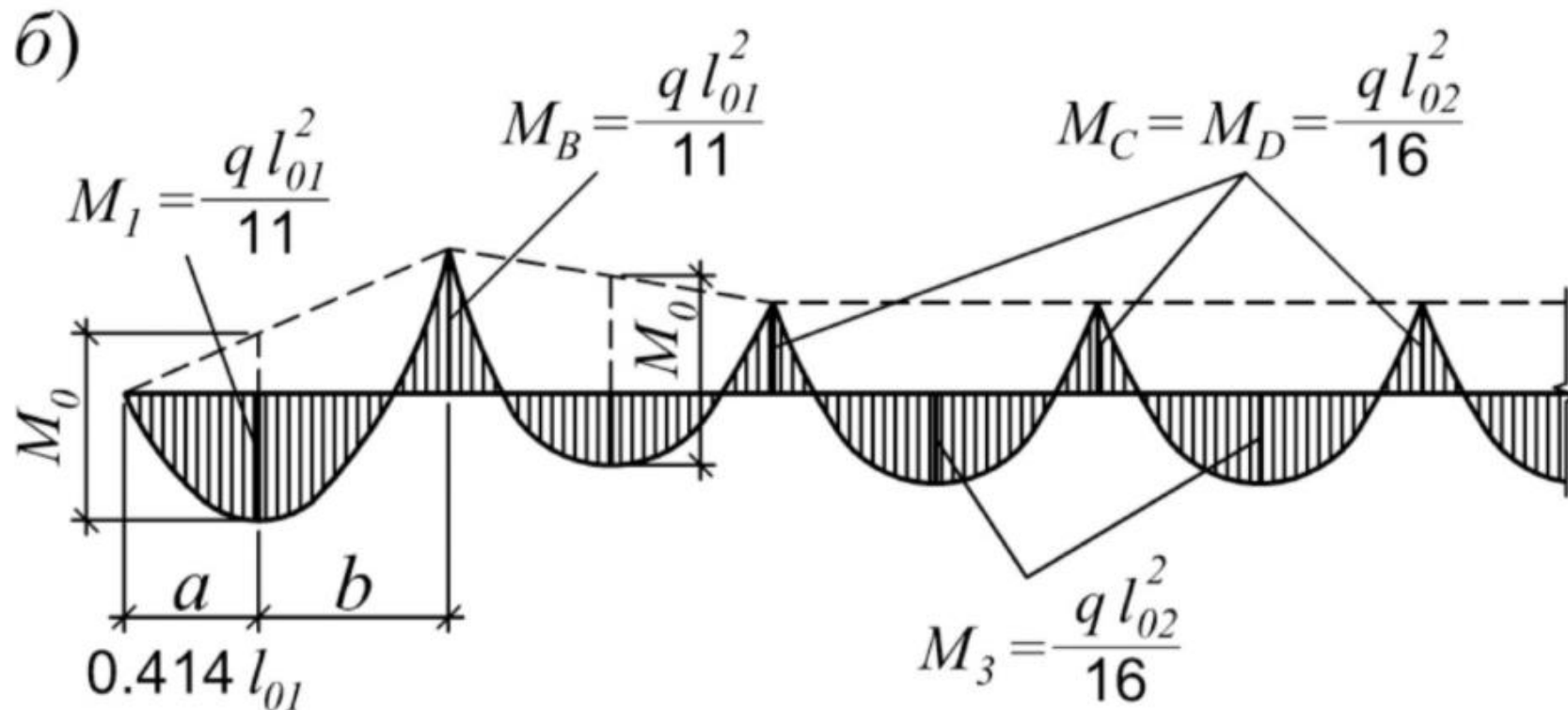
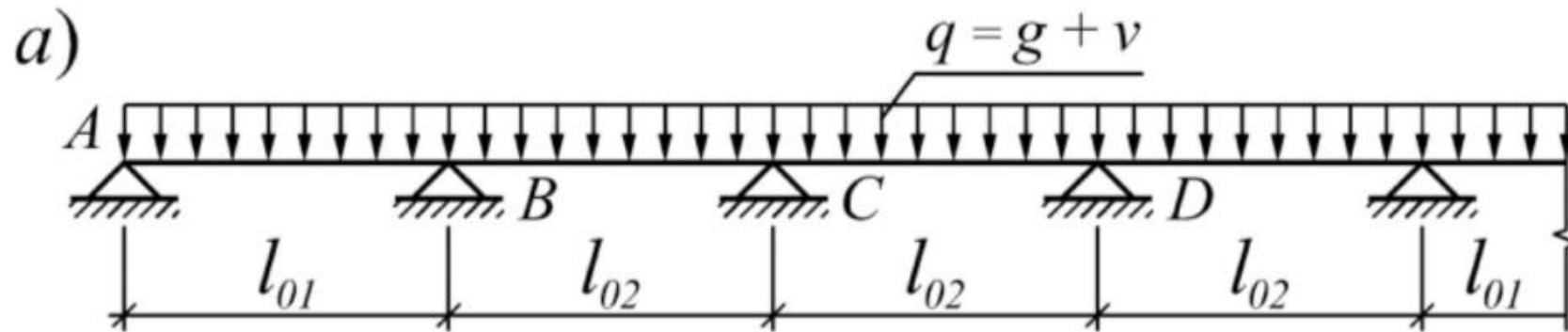
- Ребристые перекрытия
- Плиты, опертые по контуру
- Безбалочные перекрытия
- Одноэтажные производственные здания
- Тонкостенные пространственные покрытия зданий
- Подпорные стены
- Резервуары

Ребристые перекрытия

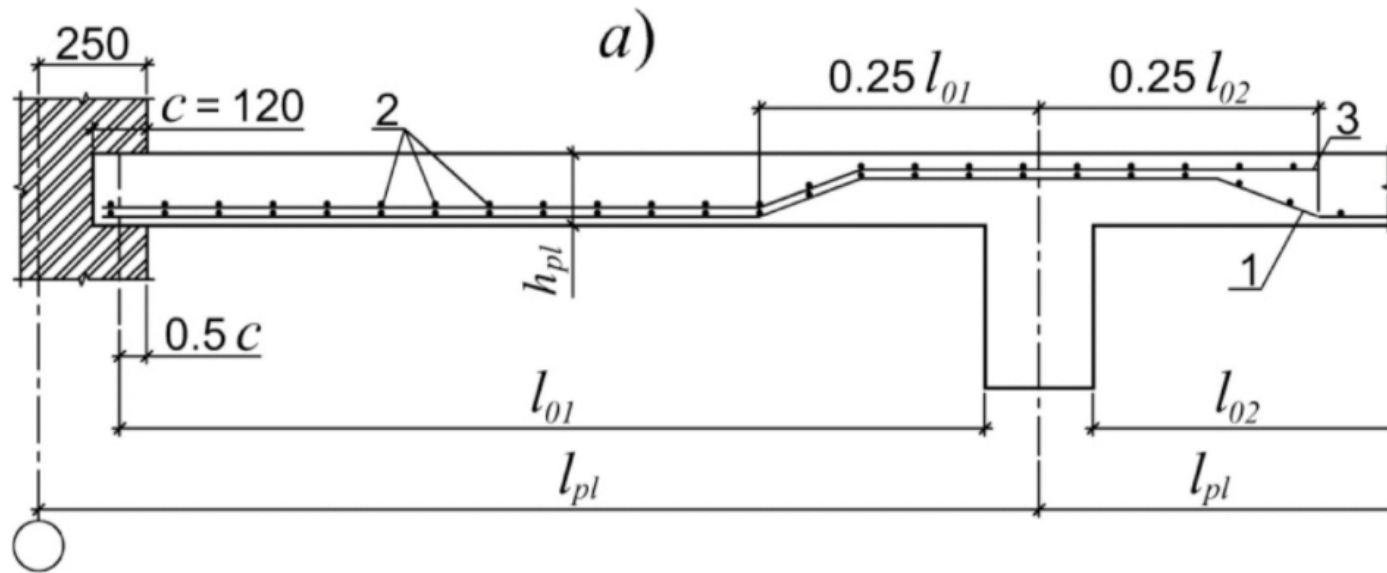
- 1, 2, 3 – первые (крайние), вторые и третьи пролеты второстепенных балок
- 4 – полоса перекрытия для расчета в виде многопролетной неразрезной балки
- 5 – грузовая площадь второстепенной балки
- 6 – грузовая площадь главной балки
- 7 – грузовая площадь колонны



Расчетная схема плиты и эпюра изгибающих моментов

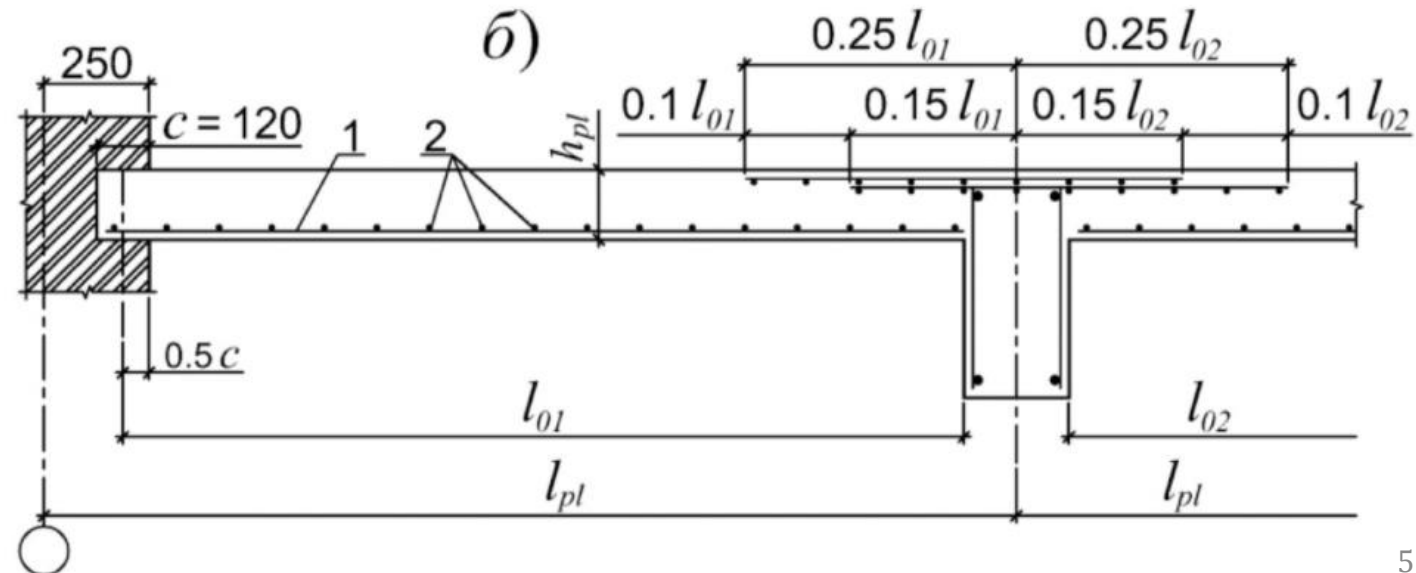


Армирование плиты сетками



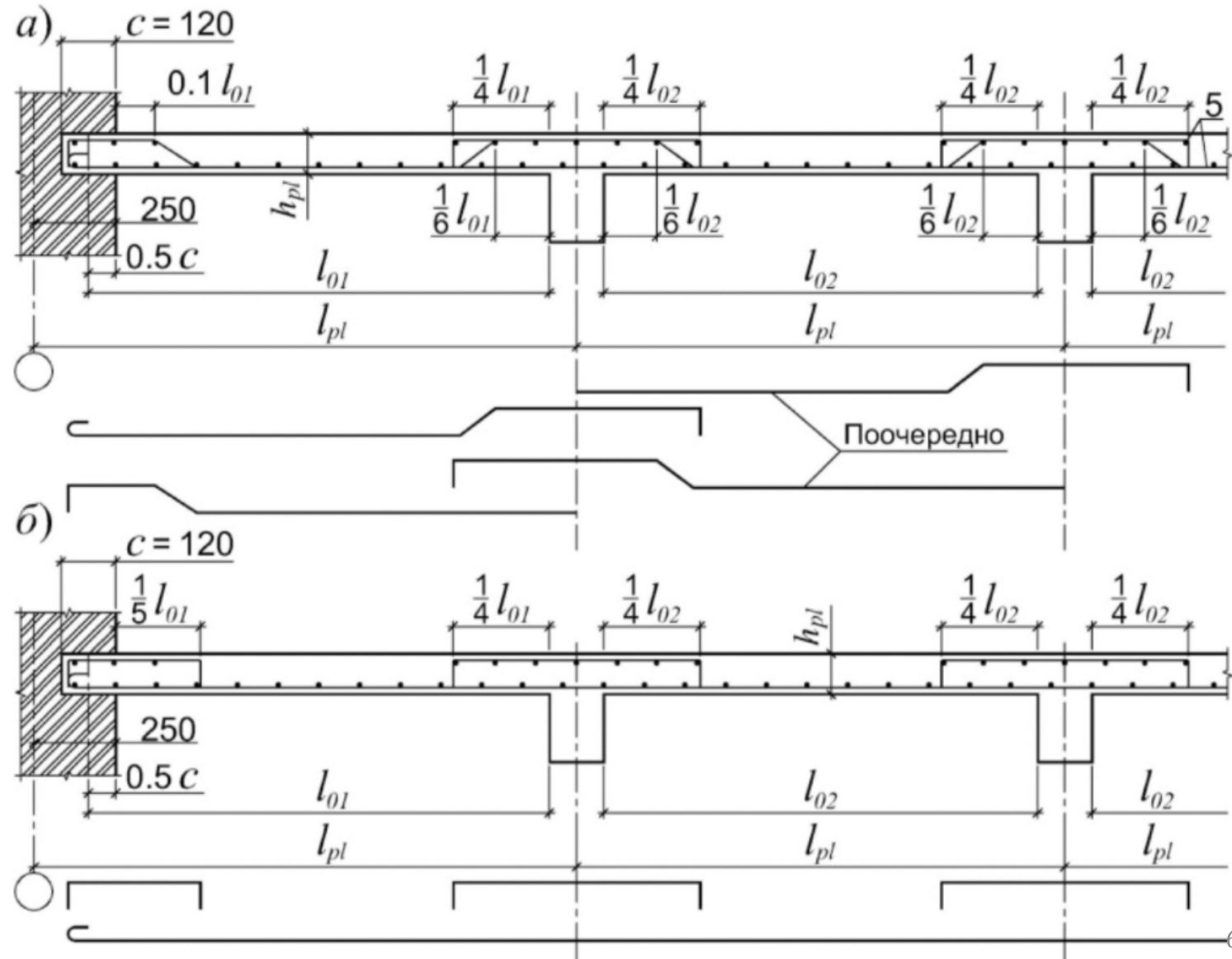
- **а)** – рулонными сетками
- **б)** – плоскими сварными сетками

- 1** – рабочая (растянутая) арматура (продольные стержни)
- 2** – распределительная арматура (поперечные стержни сетки)
- 3** – дополнительная рулонная сетка



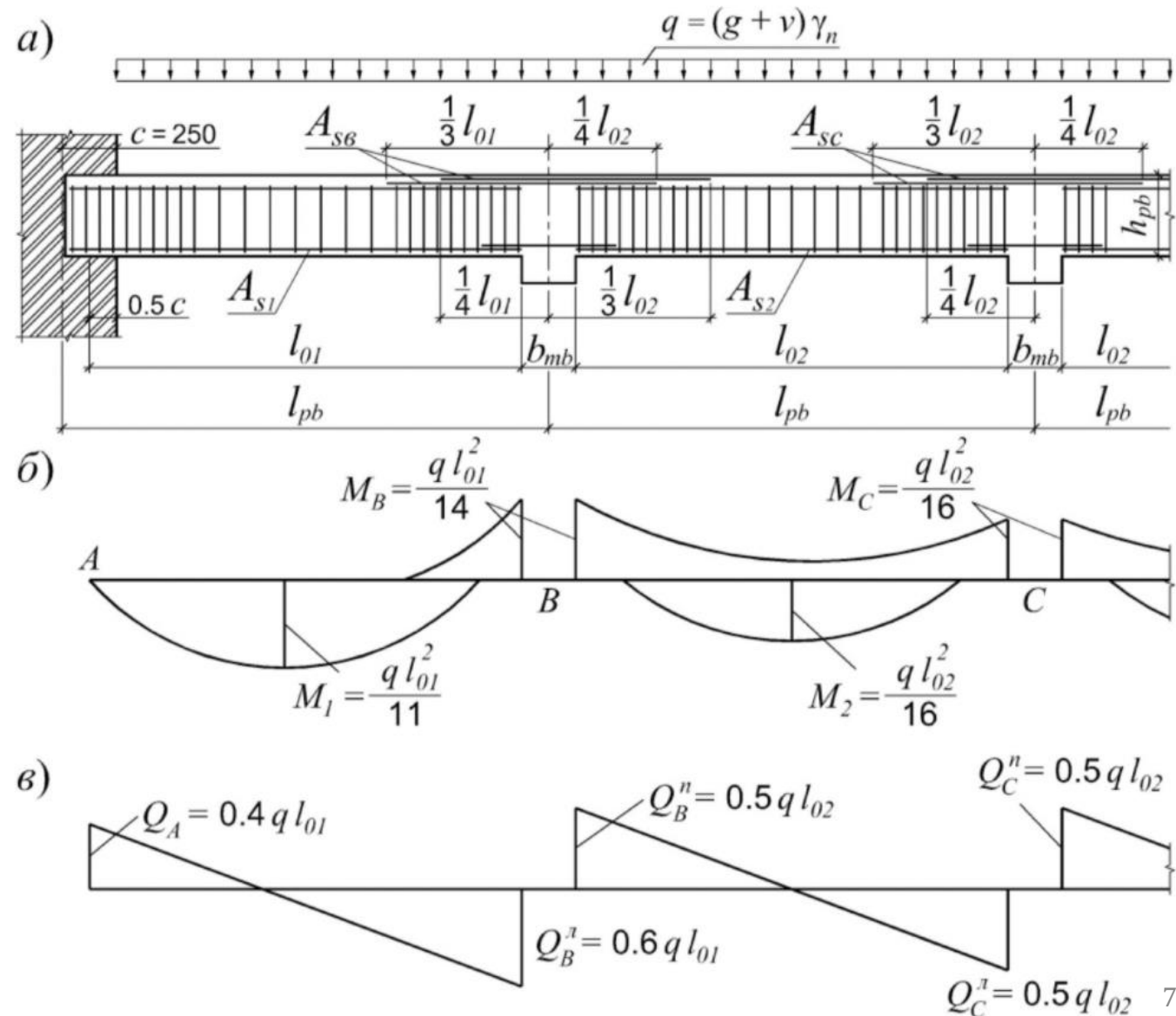
Армирование плиты отдельными стержнями

- **а)** – при толщине плиты более 80 мм
 - **б)** – при толщине плиты менее 80 мм
 - **в)** – сечение по главной балке
- 1** – главная балка **3** – плита
2 – второстепенная балка
4 – дополнительная арматура



Расчет и армирование второстепенной балки

- а) – схема нагружения и армирования
- б) – эпюра изгибающих моментов
- в) – эпюра поперечных сил



Расчет и армирование главной балки

- а) – схема нагружения и армирования
- б) – эпюры изгибающих и действительных моментов, воспринимаемых сечениями

К-1 и **К-3** – пролетные плоские каркасы

К-2 – пролетные каркасы, обрываемые в пролете

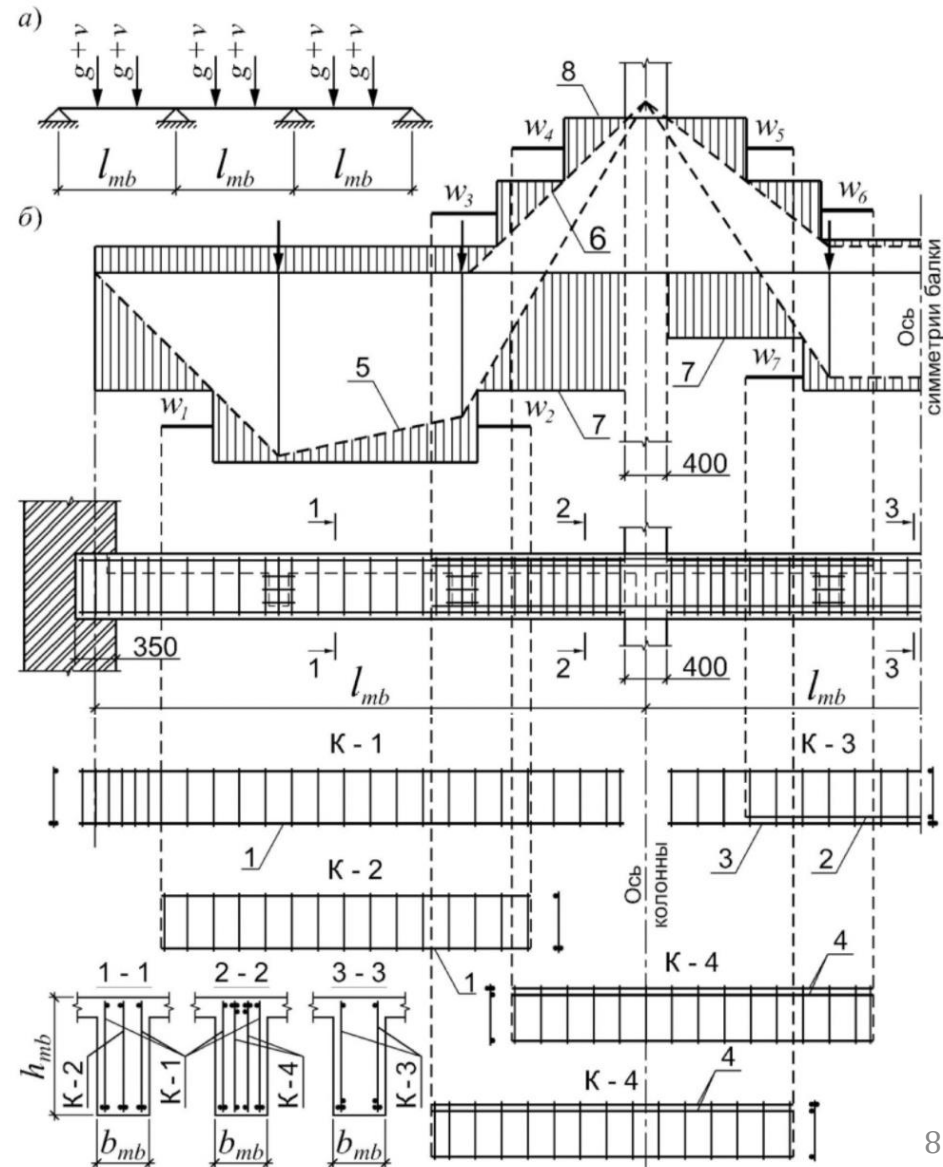
К-4 – опорные каркасы по огибающей эпюре надпорных изгибающих моментов

1, 2, 3 – продольные рабочие стержни К-1... К-3

4 – продольные рабочие стержни каркасов К-4

5, 6 – эпюры изгибающих моментов в пролете и на опоре

7, 8 – эпюры действительных моментов

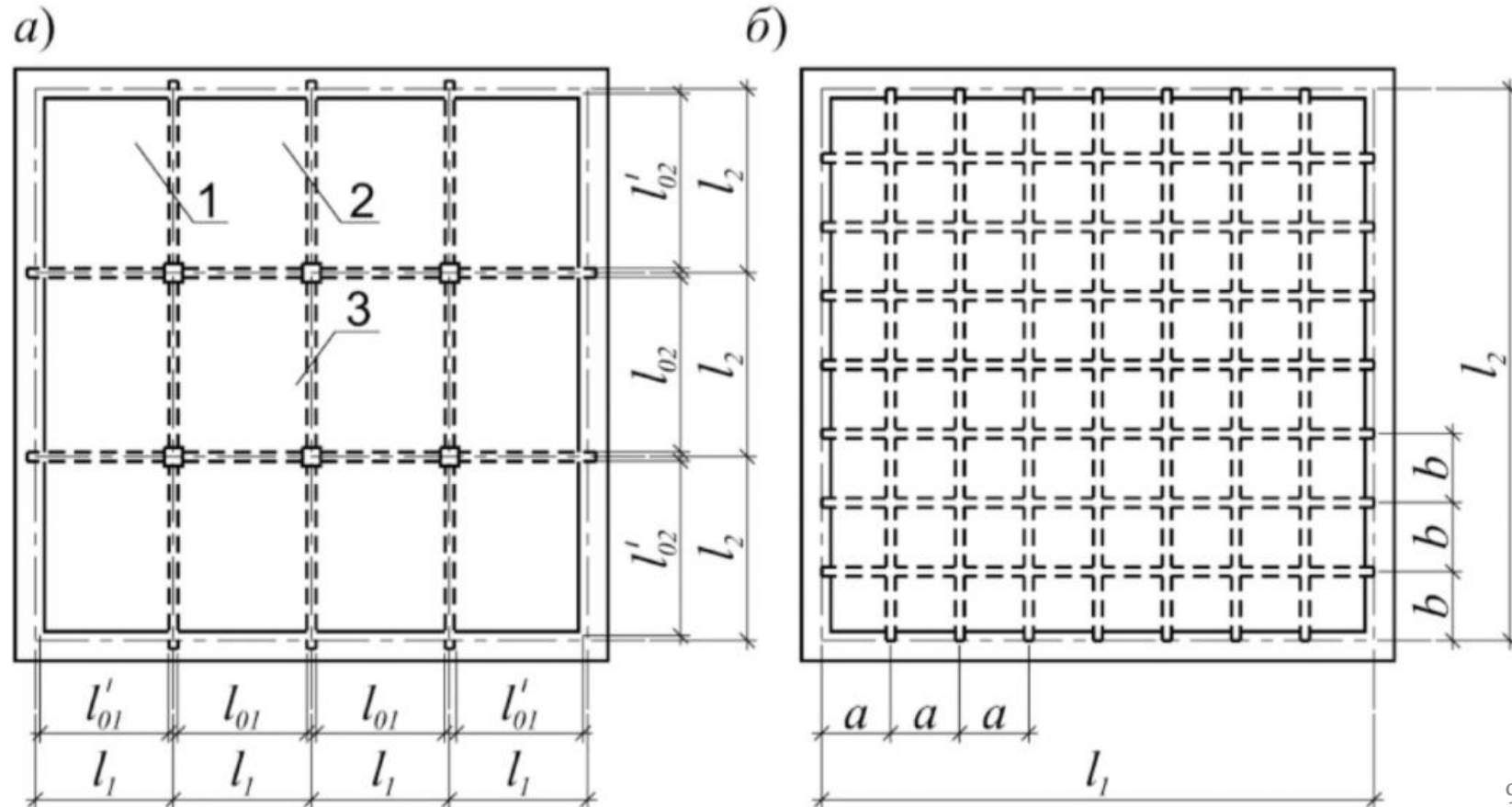


Плиты, опертые по контуру

В составе монолитных железобетонных перекрытий работают на изгиб в двух направлениях при соотношении длин пролетов $l_2/l_1 \leq 2$, толщина плиты при этом принимается не менее $l_1/50$, и может составлять 10...15 см в зависимости от нагрузки и размеров

- **а)** – с внутренними колоннами (плиты с пролетами 4...6 м)
- **б)** – без внутренних колонн (плиты с пролетами 1,5...3 м) – **кессонные** перекрытия

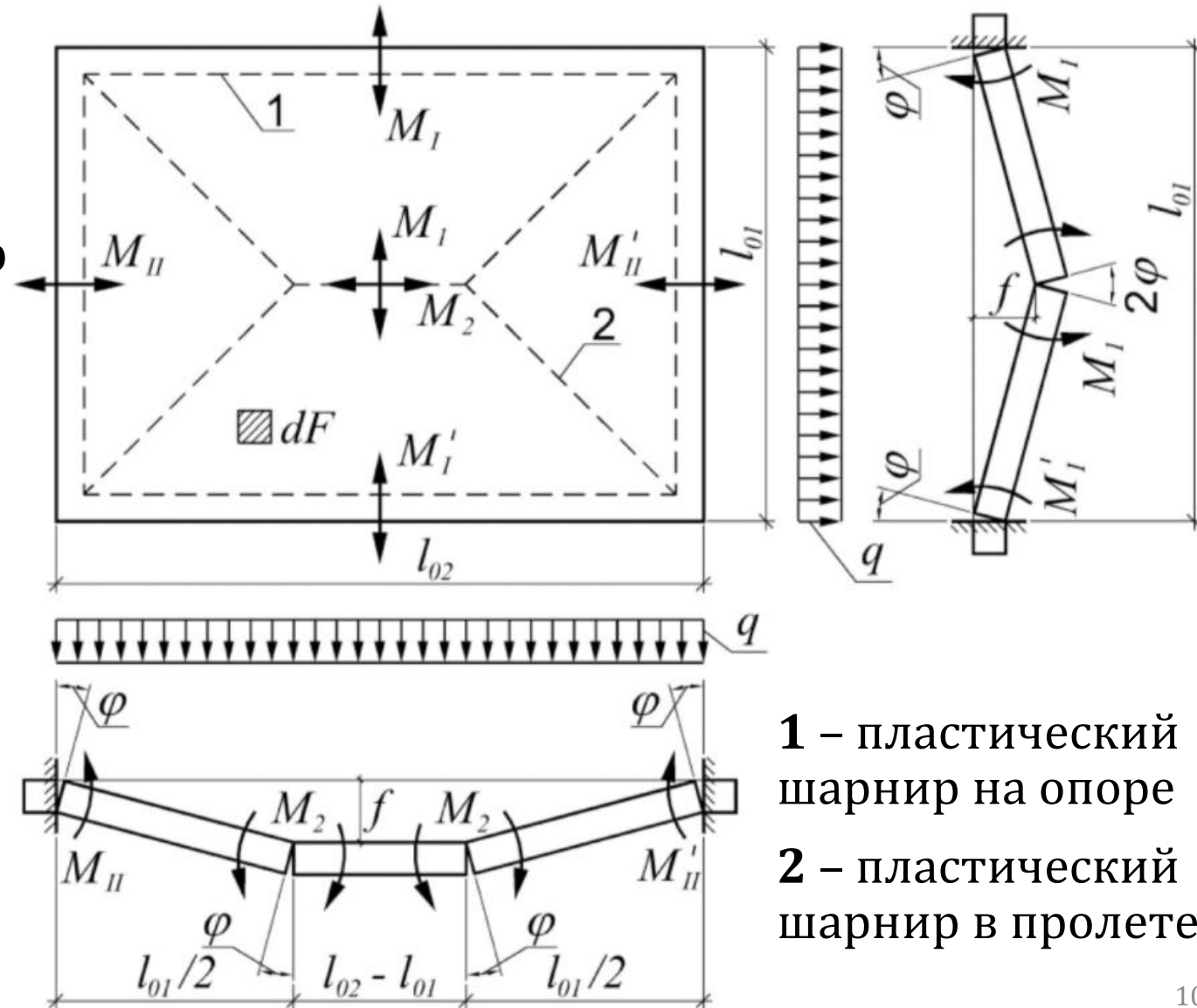
- 1 – угловая панель
- 2 – крайняя панель
- 3 – средняя панель



Расчет по прочности плит, опертых по контуру

На действие изгибающих моментов от равномерно распределенной нагрузки можно выполнить методом **предельного равновесия** кинематическим способом

При этом плита рассматривается как система **плоских** фрагментов, соединенных между собой по линиям излома **пластическими шарнирами**, возникающими в пролете по биссектрисам углов и на опорах вдоль балок – штриховые линии на рисунке



1 – пластический шарнир на опоре
2 – пластический шарнир в пролете

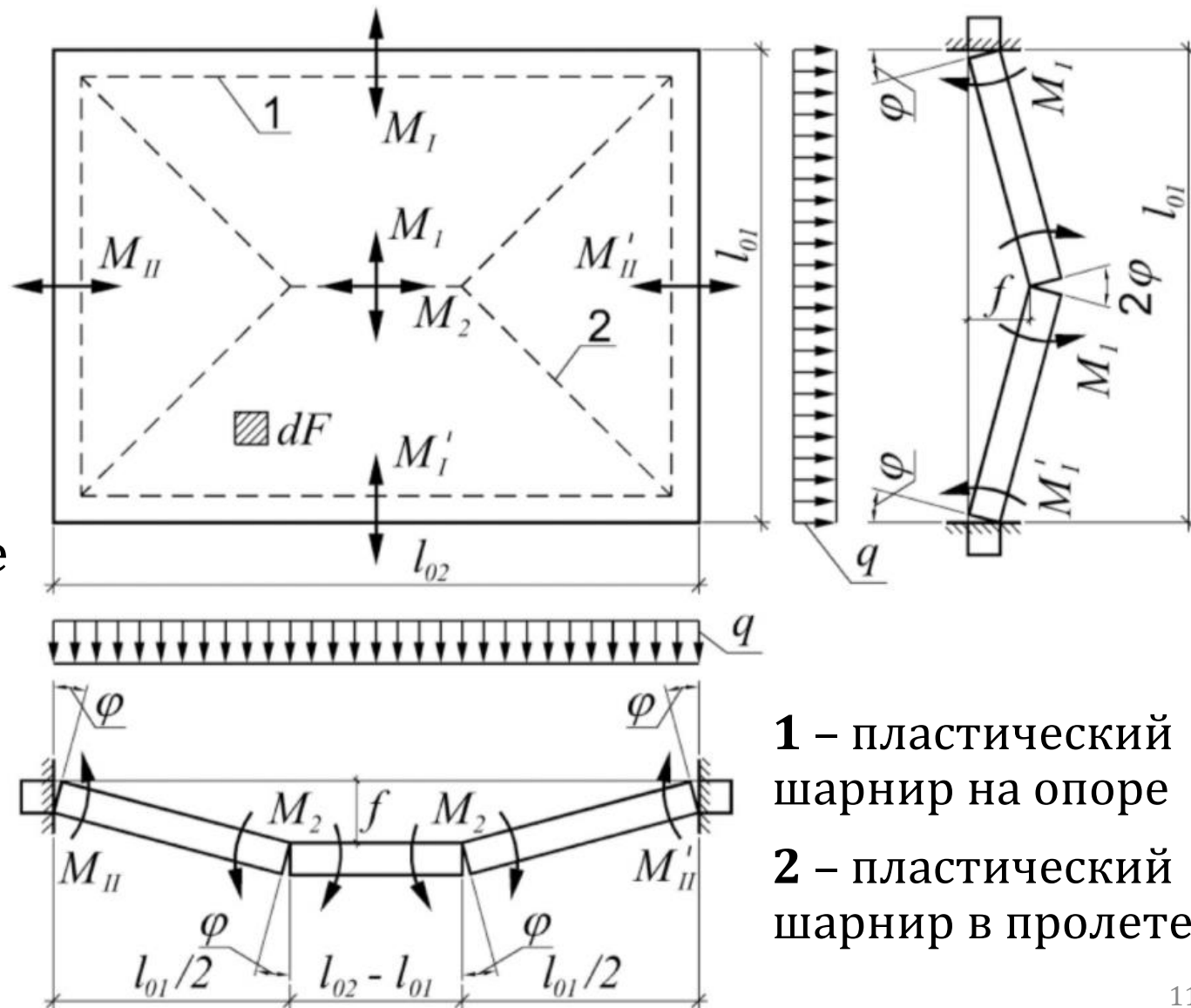
Предельные изгибающие моменты M

Зависят от площади арматуры A_s , пересеченной пластическим шарниром, и определяются на 1 м ширины плиты по формуле:

$$M = R_s \cdot A_s \cdot z_b$$

При различных граничных условиях опирания на контуре для определения изгибающих моментов составляется уравнение работ внешних и внутренних сил на перемещениях в предельном равновесии

В общем случае в плите действуют пролетные M_1, M_2 и опорные $M_I, M_{II}, M'_I, M'_{II}$ изгибающие моменты



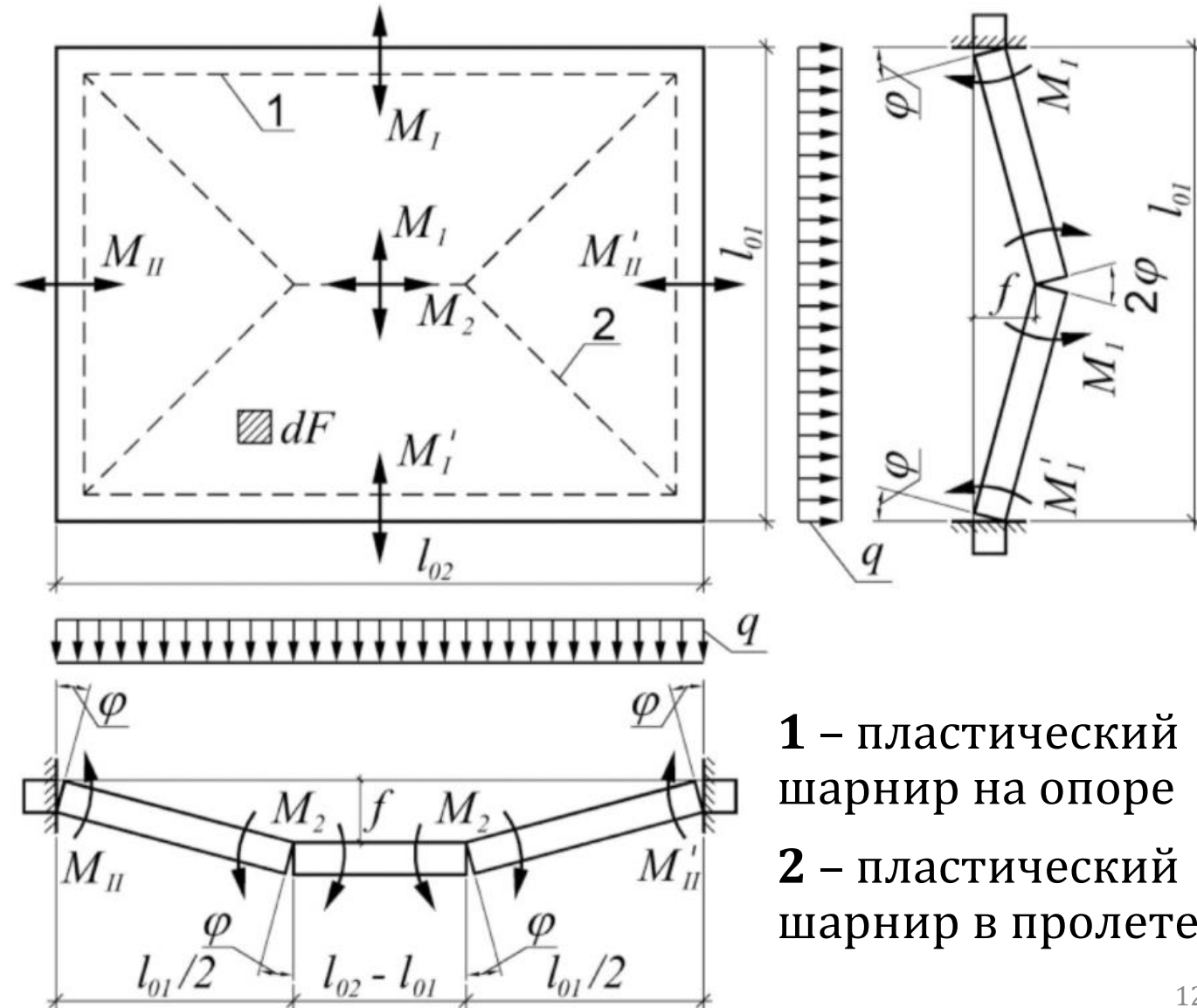
1 – пластический шарнир на опоре
2 – пластический шарнир в пролете

Метод предельного равновесия при расчете плит

Определяет поверхность изогнутой плиты в виде 4-х угольной пирамиды, гранями которой являются треугольные и трапециевидальные плоские фрагменты, с высотой равной максимальному прогибу – f

Угол поворота плоских фрагментов плиты при малых перемещениях принимается равным:

$$\varphi \cong \operatorname{tg} \varphi = \frac{2f}{l_{01}}$$



1 – пластический шарнир на опоре
2 – пластический шарнир в пролете

Уравнение работ внешних сил

Внешняя нагрузка совершает работу, равную произведению интенсивности нагрузки q на объем фигуры перемещения (пирамиды) V :

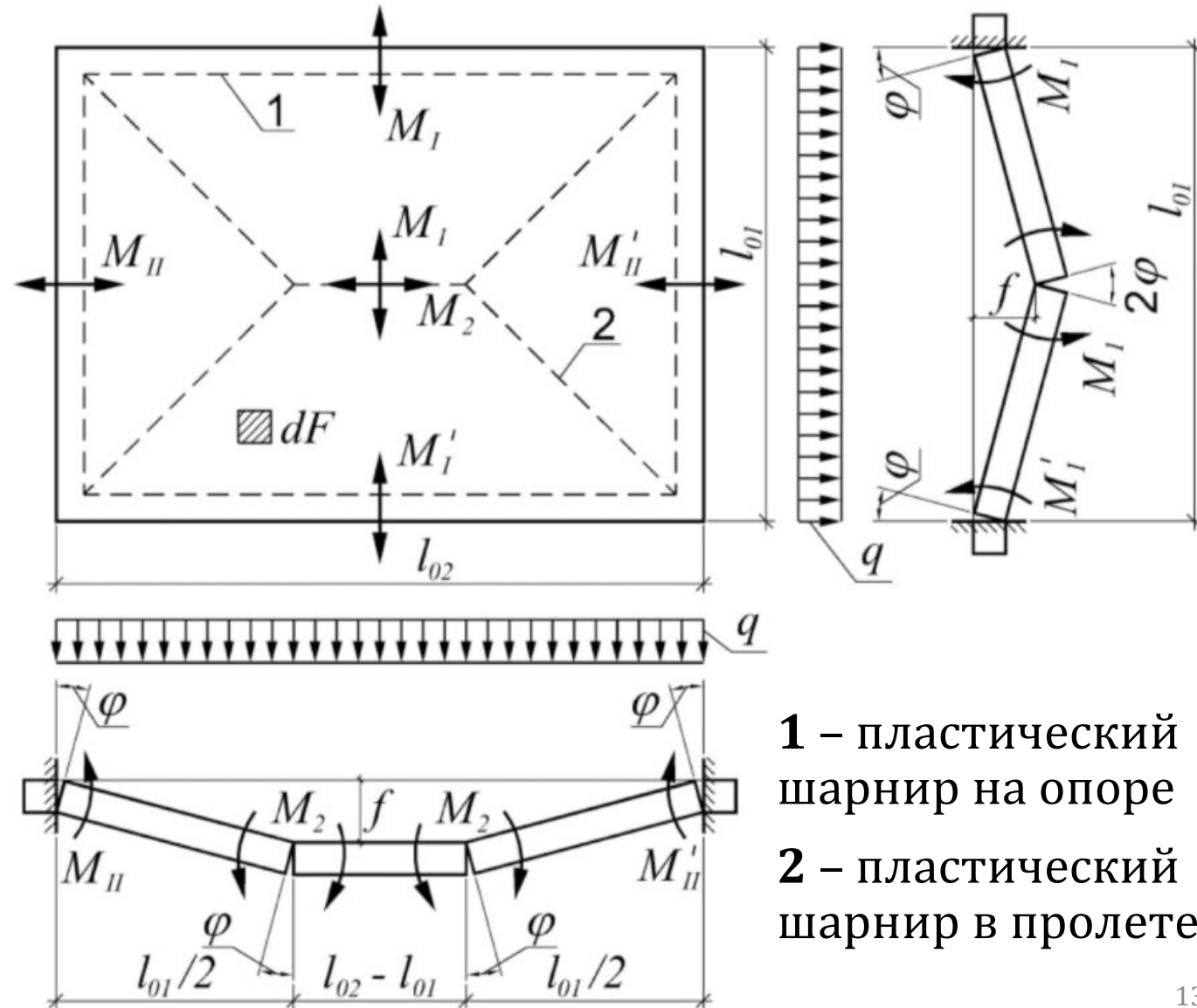
$$W_q = \int_0^F q \cdot z_i dF = q \cdot V =$$

$$= \frac{q \cdot f \cdot l_{01} (3l_{02} - l_{01})}{6}$$

где F – площадь плиты

z_i – перемещение произвольной точки плиты

l_{01}, l_{02} – длины пролетов



1 – пластический шарнир на опоре
2 – пластический шарнир в пролете

Уравнение работ внутренних усилий

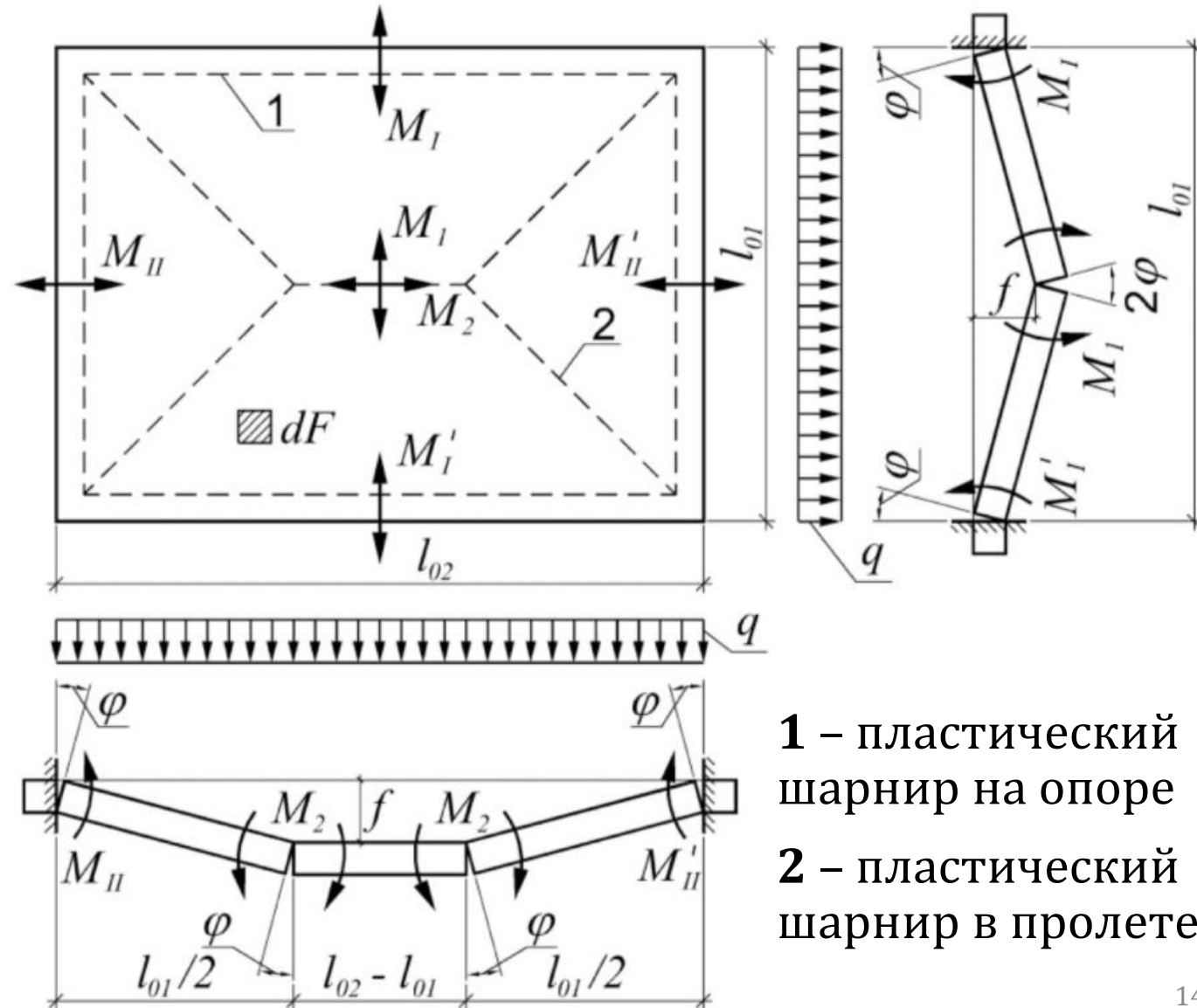
Определяется произведением изгибающих моментов на соответствующие углы поворота нормальных сечений:

$$W_M = \sum M \cdot \varphi =$$

$$= (2\varphi \cdot M_1 + \varphi \cdot M_I + \varphi \cdot M'_I)l_{02} + \\ + (2\varphi \cdot M_2 + \varphi \cdot M_{II} + \varphi \cdot M'_{II})l_{01}$$

где M_1, M_2 – пролетные изгибающие моменты

$M_I, M_{II}, M'_I, M'_{II}$ – опорные изгибающие моменты



1 – пластический шарнир на опоре
2 – пластический шарнир в пролете

Равенство работ внешних сил и внутренних усилий

С учетом принятого допущения по определению угла $\varphi \cong 2f/l_{01}$ запишется следующим образом:

$$\frac{q \cdot l_{01}^2 (3l_{02} - l_{01})}{12} =$$

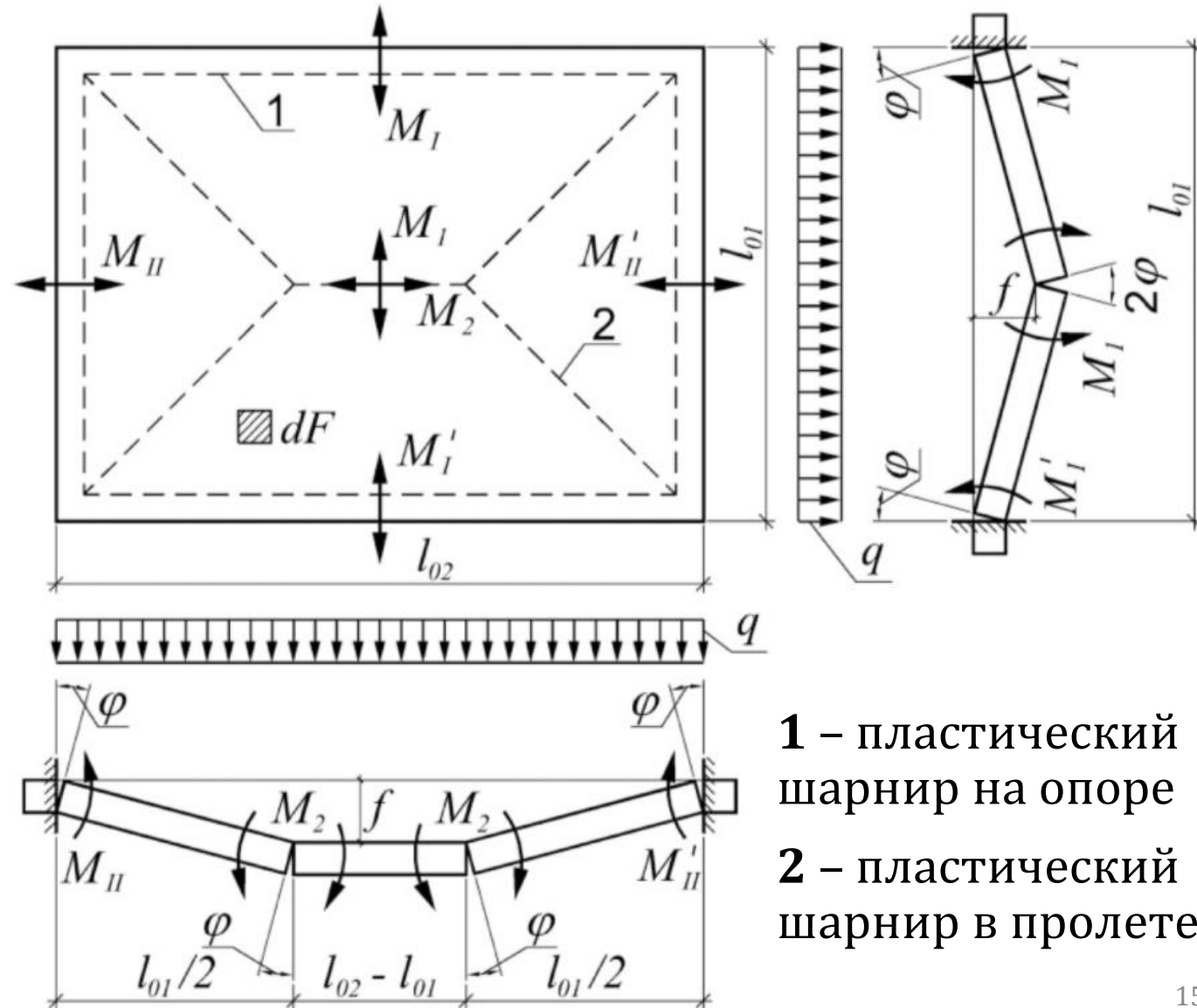
$$= (2M_1 + M_I + M'_I)l_{02} +$$

$$+ (2M_2 + M_{II} + M'_{II})l_{01}$$

и при заданной продольной арматуре в плите позволяет проверить условие прочности:

$$q \leq [q_{ult}]$$

где $[q_{ult}]$ вычисляется на основе уравнения равенства работ

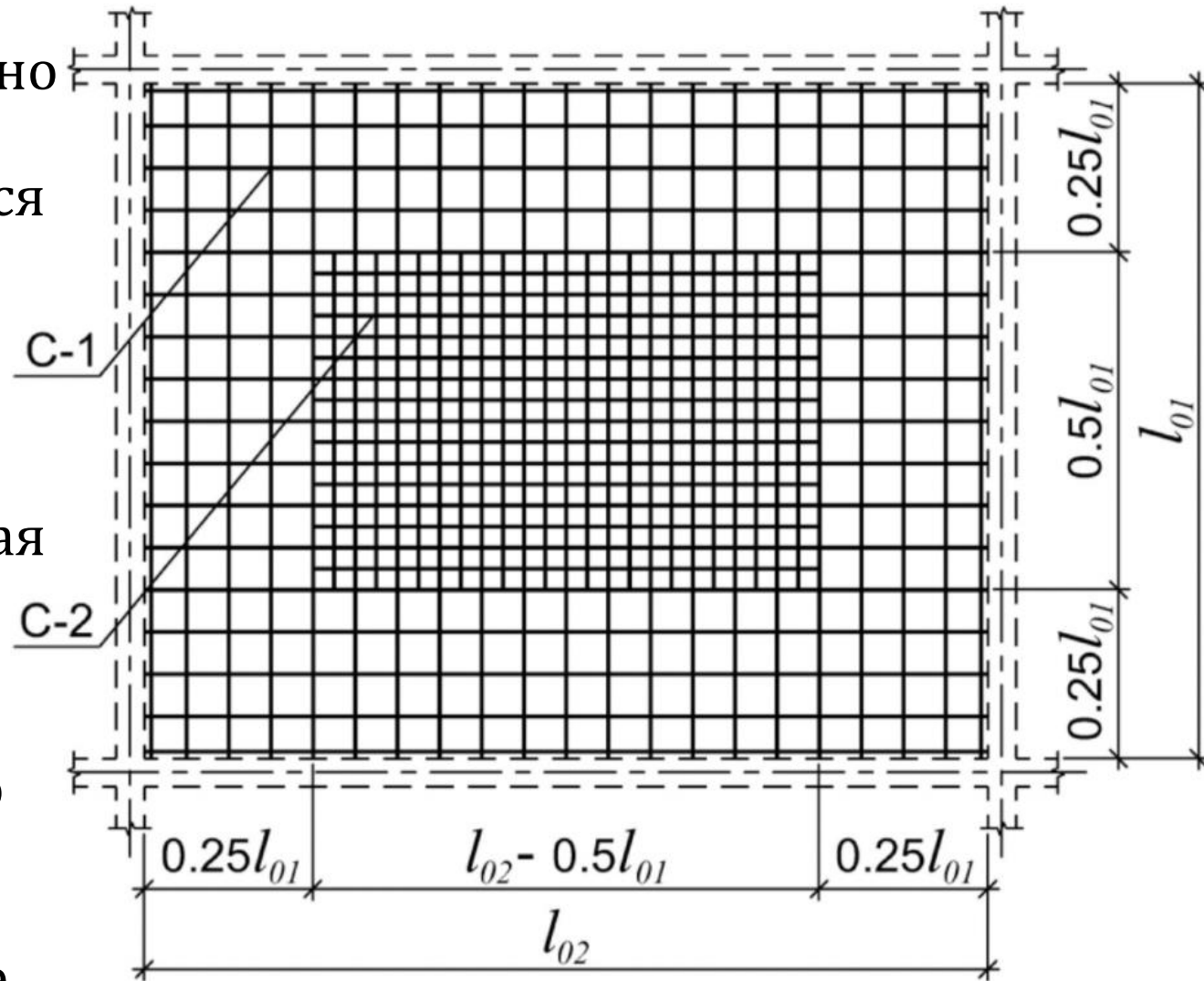


1 – пластический шарнир на опоре
2 – пластический шарнир в пролете

Армирование плит, опертых по контуру

В **нижней** зоне выполняется согласно схемы на рисунке – основная арматурная сетка (С-1) укладывается по всей площади плиты, дополнительные стержни в двух направлениях только в пролетной зоне на указанных расстояниях

В **верхней** зоне основная арматурная сетка также укладывается по всей площади плиты, а дополнительная надпорная арматура размещается перпендикулярно граням плиты, но только в **одном** направлении – на длину до границы дополнительной пролетной арматуры в нижней зоне

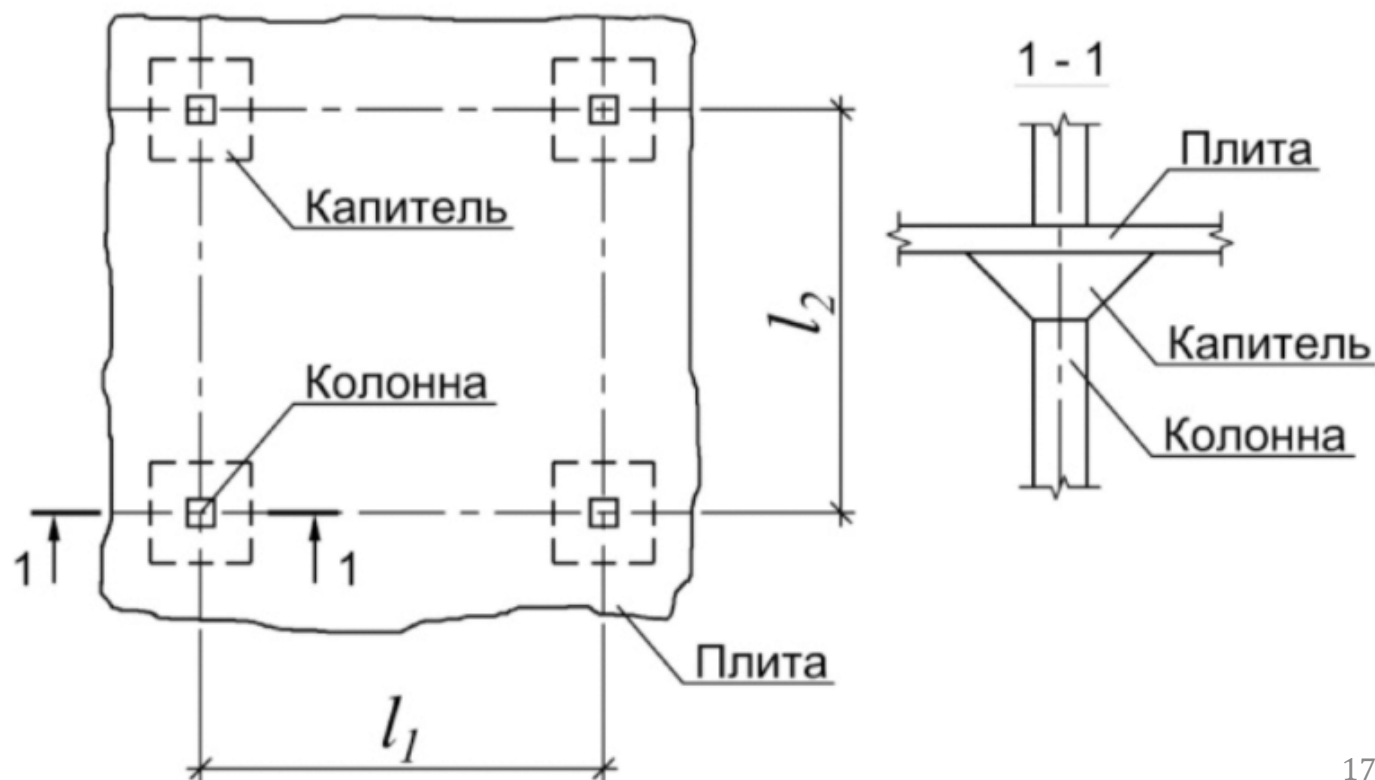


Безбалочные перекрытия

Выполняются в виде плоских сплошных или с организованными пустотами плит, опирающихся на колонны, пилоны, простенки или стены

При пролетах более 6 м и временных равномерно распределенных нагрузках выше 10 кПа в перекрытиях могут предусматриваться капители для:

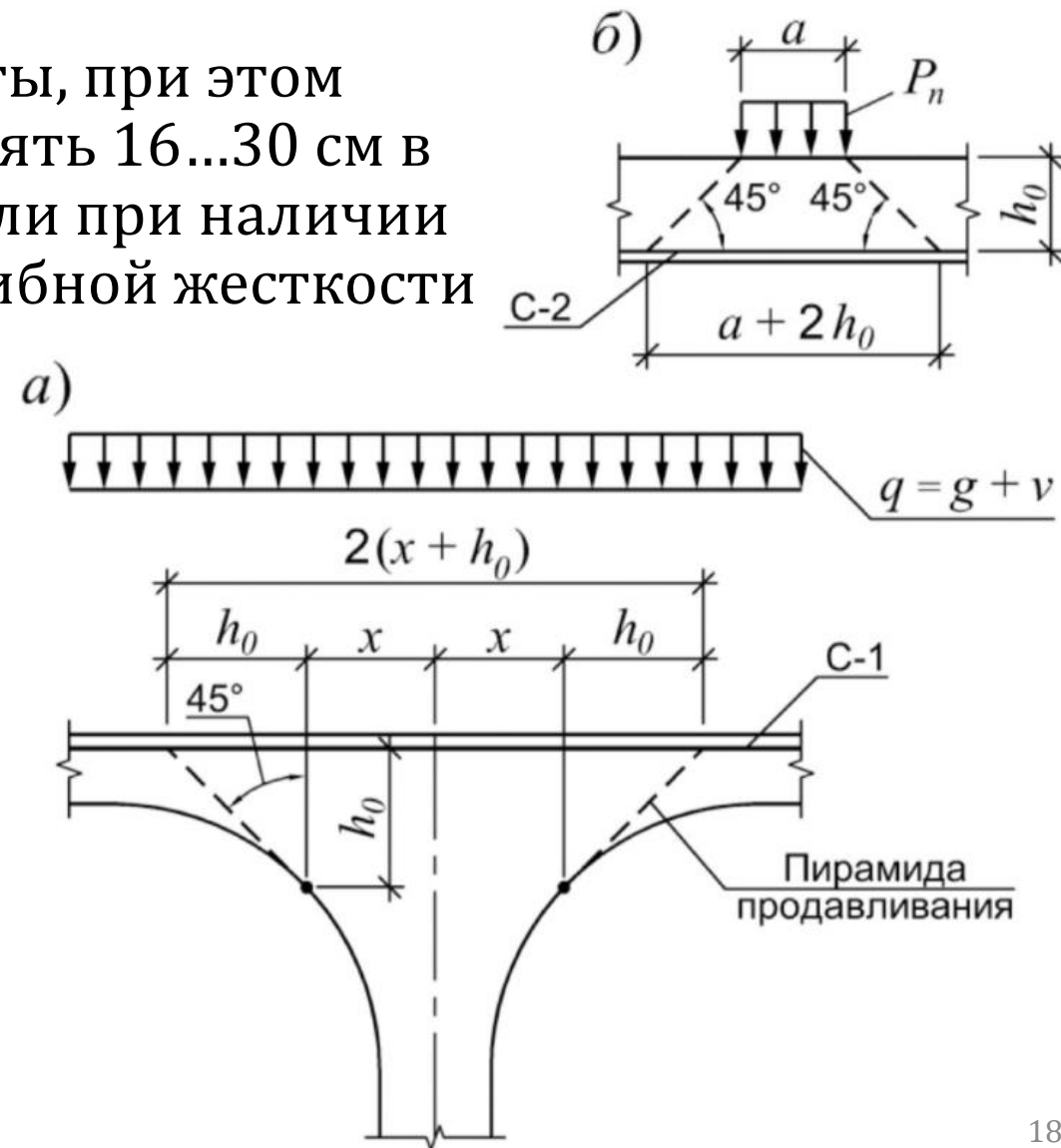
- Увеличения несущей способности на изгиб и снижения прогибов за счет уменьшения пролета плит
- Повышения несущей способности на продавливание
- Увеличения жесткости сопряжения колонны с плитой



Толщина безбалочных перекрытий

Назначается из условий продавливания плиты, при этом принимается не менее $l_1/35$ и может составлять 16...30 см в зависимости от длин пролетов и нагрузки, или при наличии капителей по минимально необходимой изгибной жесткости

- **а)** – обеспечение прочности плиты на продавливание с капителью или без нее
- **б)** – обеспечение прочности плиты на продавливание в любой точке из расчета габаритов грузовой площадки $a \times a$ при $a = 100$ мм и нагрузке $P_n = 1,5$ кН



Расчет безбалочных перекрытий на изгиб

Производится на полную расчетную нагрузку $q = g + v$ в двух направлениях без учета невыгодного загружения пролетов временной полезной нагрузкой с разделением на пролетные и надколонные полосы и рассмотрением в виде балок пролетом l_0 , для направления l_1 :

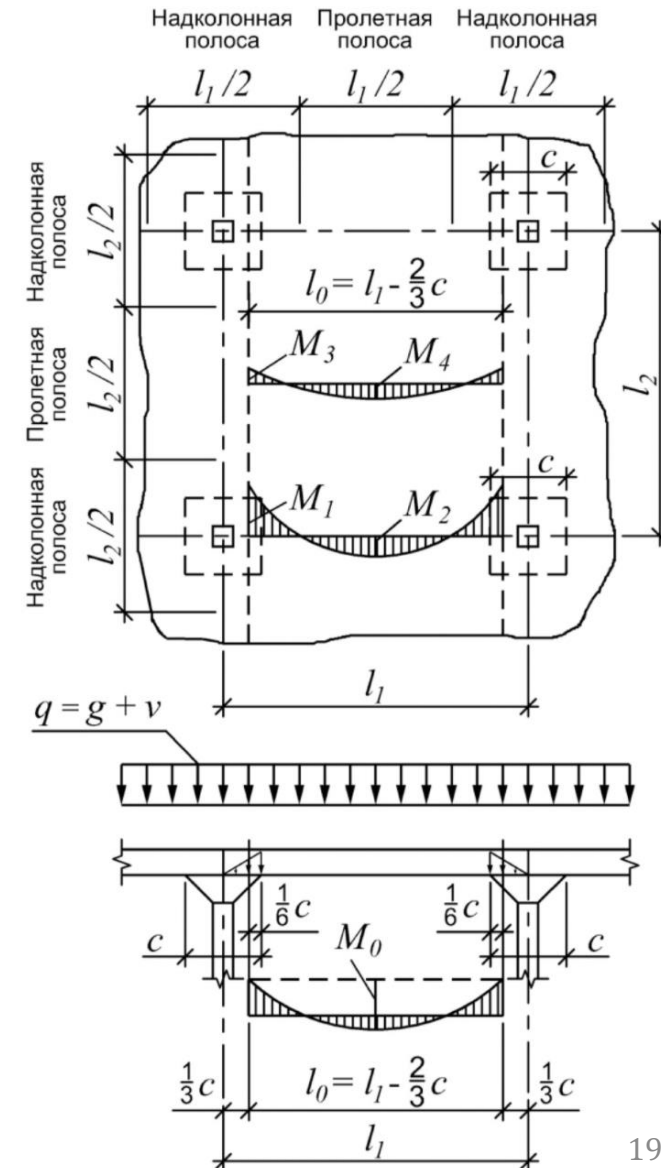
$$M_0 = \frac{q \cdot l_2}{8} \left(l_1 - \frac{2c}{3} \right)^2 = \frac{q \cdot l_1^2 \cdot l_2}{8} \left(1 - \frac{2c}{3l_1} \right)^2$$

где c – габарит верхнего основания капители

С учетом полной нагрузки на фрагмент $P = q \cdot l_1 \cdot l_2$ выражение запишется в виде:

$$M_{01} = \frac{P \cdot l_1}{8} \left(1 - \frac{2c}{3l_1} \right)^2 \quad \text{– в направлении } l_1$$

$$M_{02} = \frac{P \cdot l_2}{8} \left(1 - \frac{2c}{3l_2} \right)^2 \quad \text{– в направлении } l_2$$



Расчет безбалочных перекрытий на изгиб

При равной длине пролетов $l = l_1 = l_2$ получим:

$$M_{01} = \frac{P \cdot l}{8} \left(1 - \frac{2c}{3l} \right)^2$$

Значения пролетных и опорных моментов M_1, M_2, M_3, M_4 в пропорции от M_0 определяются по формулам:

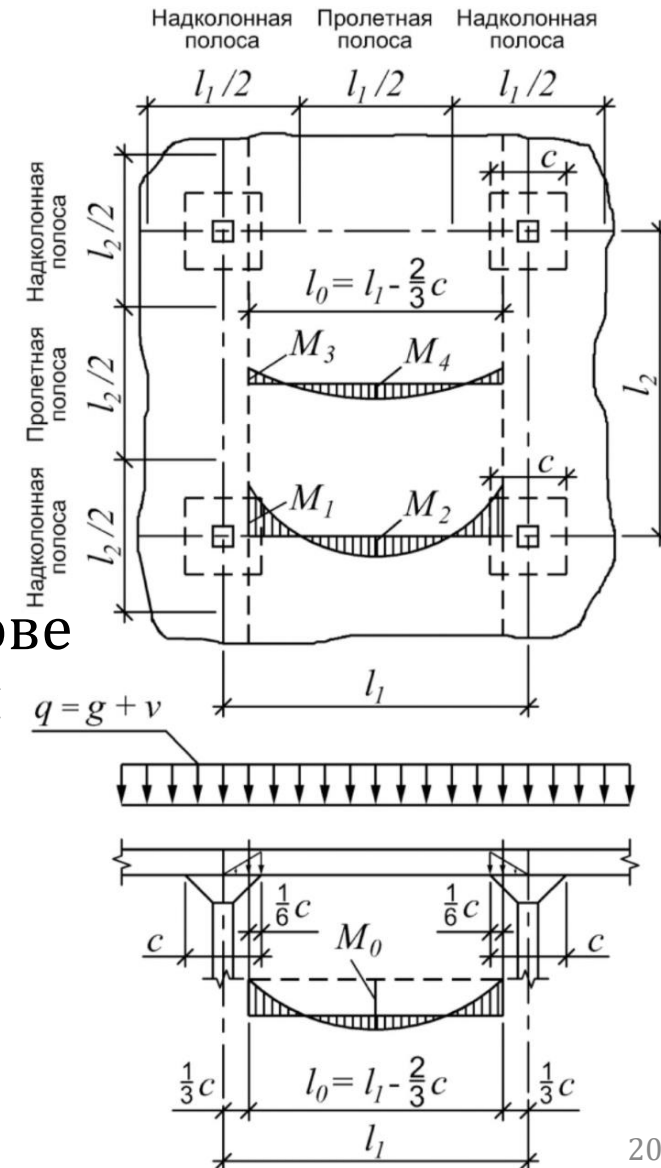
$$M_1 = 0,5M_0; M_2 = 0,2M_0; M_3 = M_4 = 0,15M_0$$

Подбор арматуры для каждого расчетного сечения на основе соответствующих изгибающих моментов в надколонных и пролетных полосах выполняется по формуле:

$$A_{si} = \frac{0,7M_i}{R_s \cdot z_{bi}}$$

где 0,7 – эмпирический коэффициент

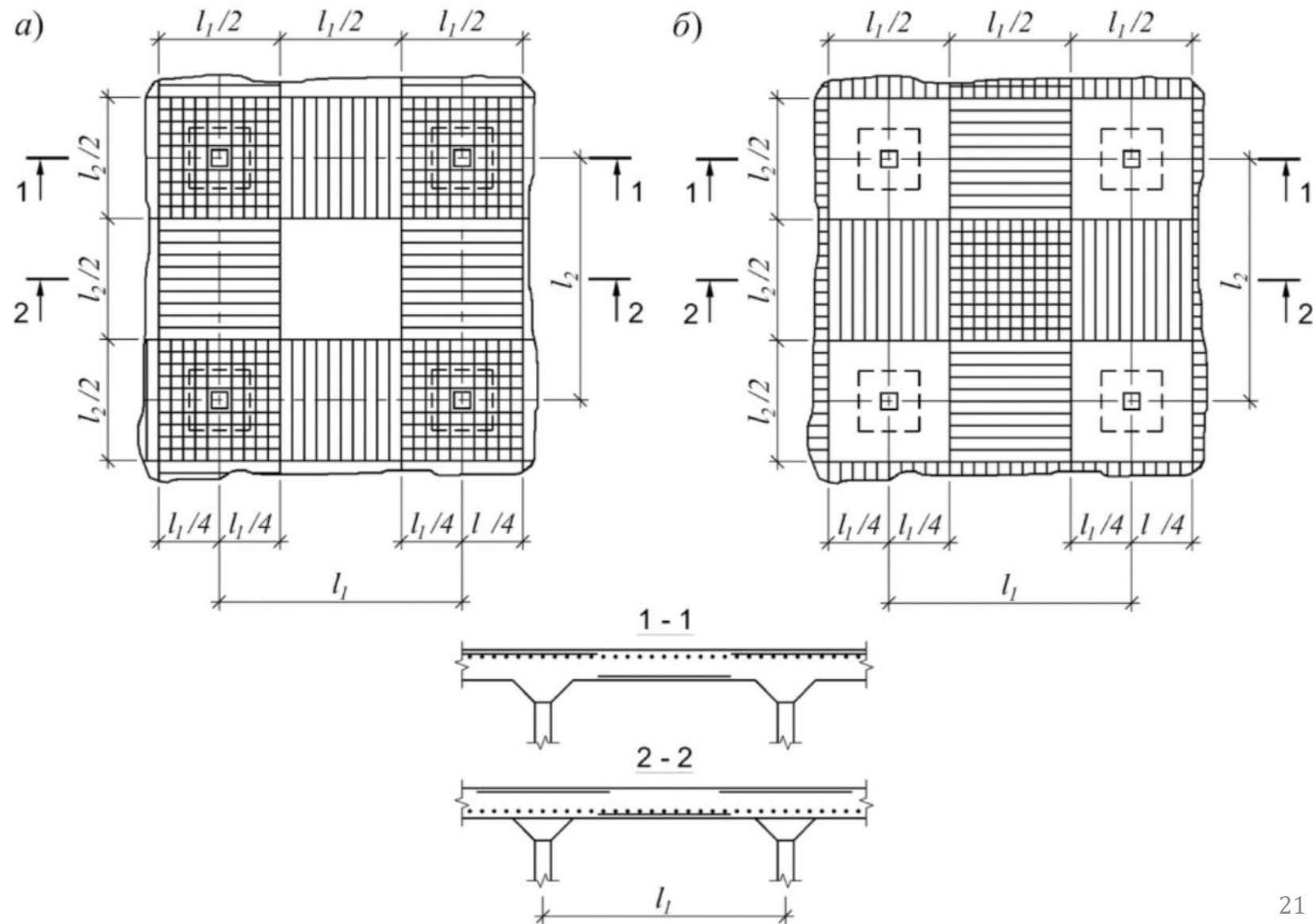
$z_{bi} = 0,9h_{0i}$ – плечо внутренней пары



Армирование безбалочных перекрытий

- а) – рабочая арматура в верхней зоне плиты
- б) – рабочая арматура в нижней зоне плиты

Конструктивная арматура (в нижней зоне опорных и в верхней зоне пролетных участков) на планах и сечениях **УСЛОВНО** не показана

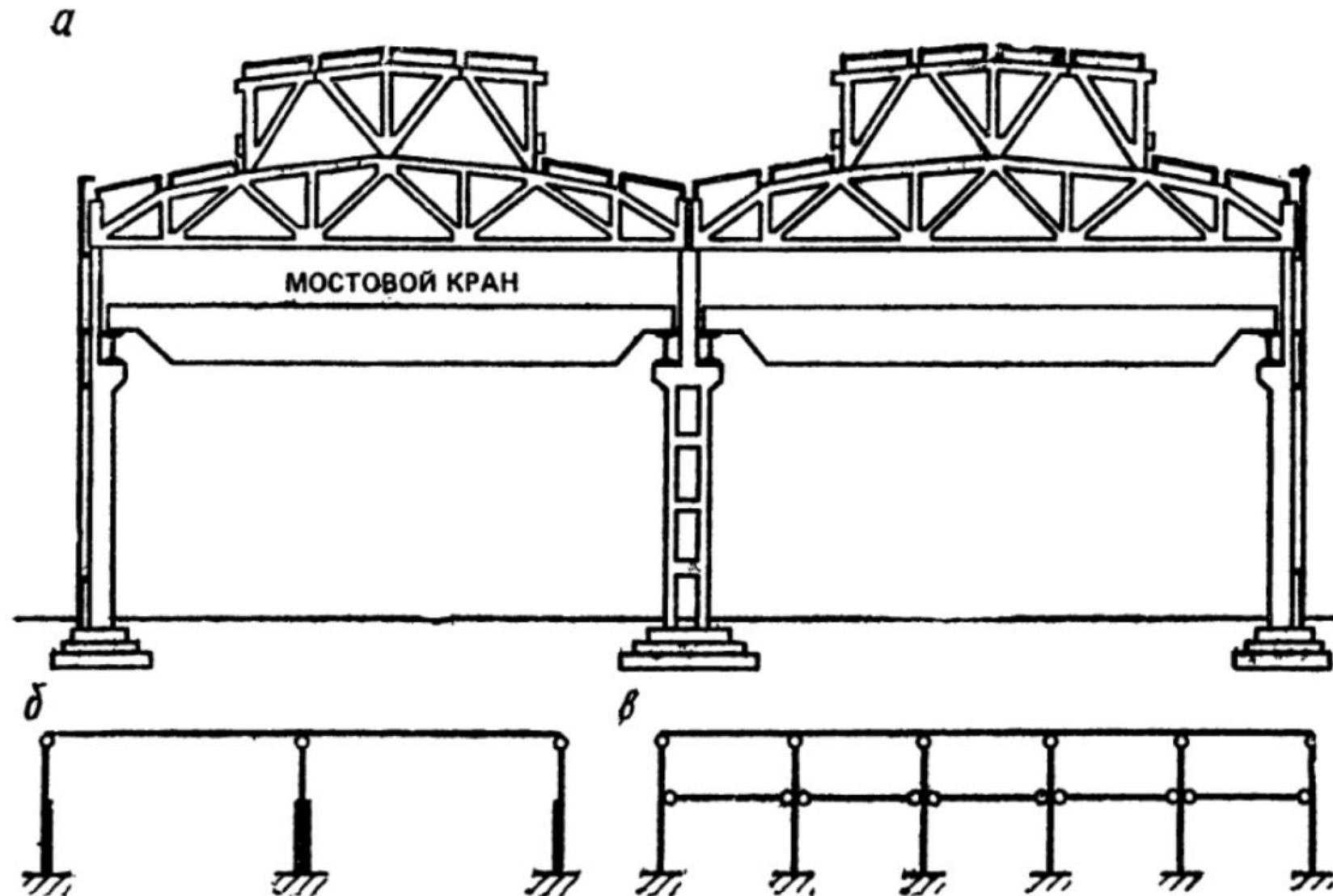


Описание сборного железобетонного каркаса:

- Колонны выполняются сплошными прямоугольного сечения или сквозными двухветвевыми с консолями для опирания подкрановых балок
- Стропильные конструкции (ригели) выполняются в виде балок, ферм, арок, опираются на колонны или подстропильные конструкции, располагаются в поперечном направлении
- Подстропильные конструкции выполняются в виде балок или ферм, опираются на колонны и размещаются в продольном направлении
- Панели покрытия в виде ребристых, пустотных или ТТ-образных плит укладываются на стропильные конструкции в продольном направлении
- В продольном направлении размещаются подкрановые балки, распорки в уровне оголовков колонн и вертикальные связи

Поперечный разрез и расчетные схемы:

- а) – поперечный разрез
- б) – расчетная схема поперечной рамы
- в) – расчетная схема продольной рамы*

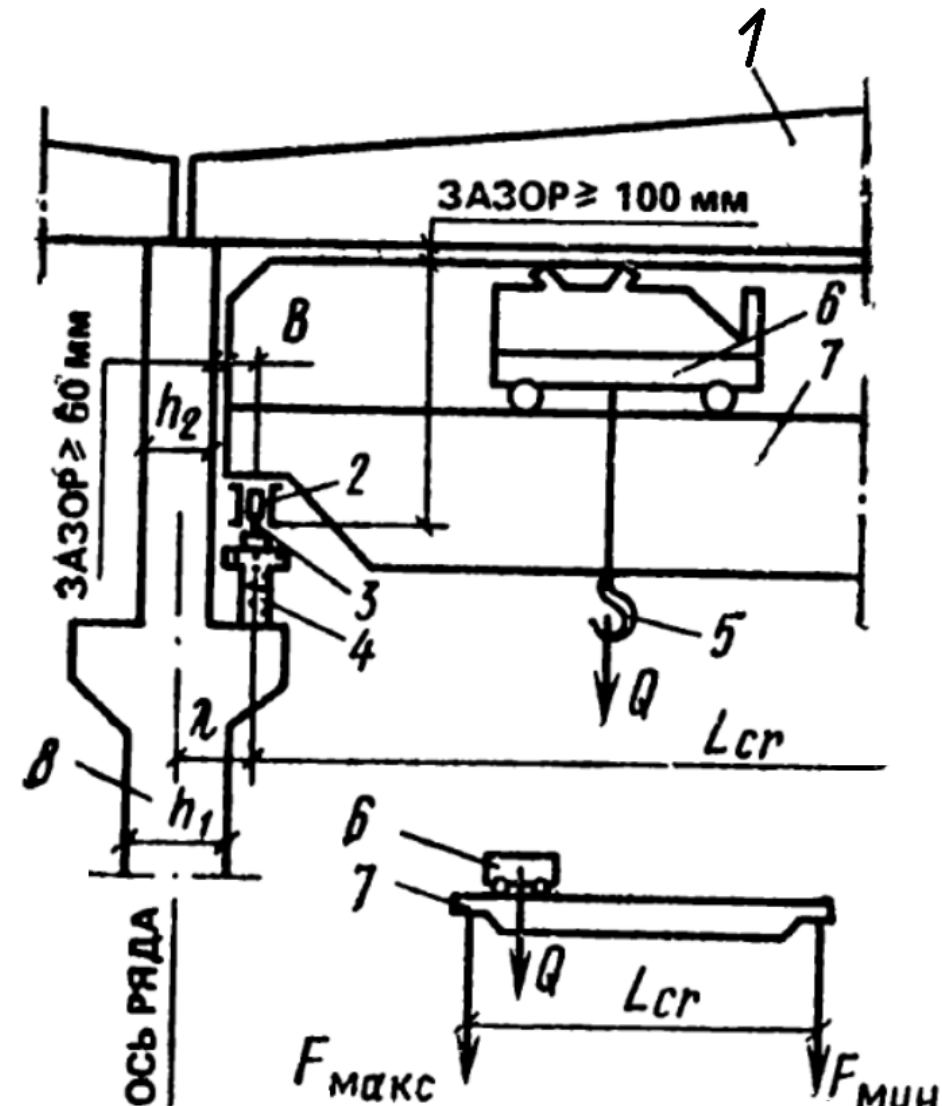


* – на рис. в)
продольные связи
условно не показаны

Схема мостового крана с крюком на гибком подвесе:

- 1 – стропильная конструкция (ригель)
- 2 – колесо крана
- 3 – подкрановый рельс
- 4 – подкрановая балка
- 5 – крюк на гибком подвесе
- 6 – тележка мостового крана
- 7 – мостовой кран
- 8 – средняя колонна каркаса

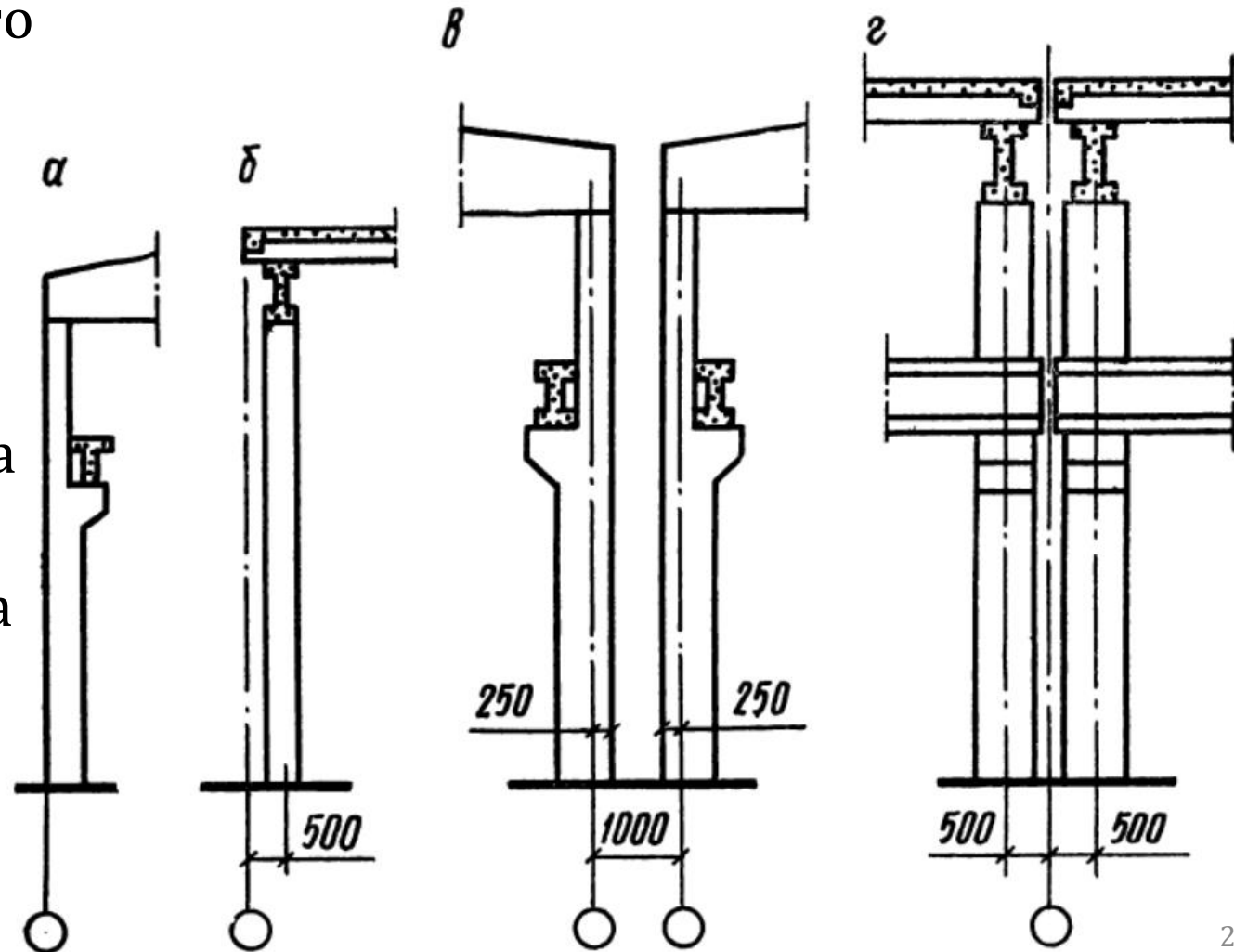
При наличии жесткого диска покрытия горизонтальные нагрузки от торможения тележки крана распределяются на соседние колонны каркаса



Компоновка здания и привязки колонн к осям:

- **а)** – привязка «0» в поперечном направлении для колонн крайнего ряда с шагом 6 м и $Q \leq 30$ т
- **б)** – привязка 500 мм в продольном направлении для угловых колонн
- **в)** – привязки и разрыв в месте продольного температурного шва
- **г)** – привязки и разрыв в месте поперечного температурного шва

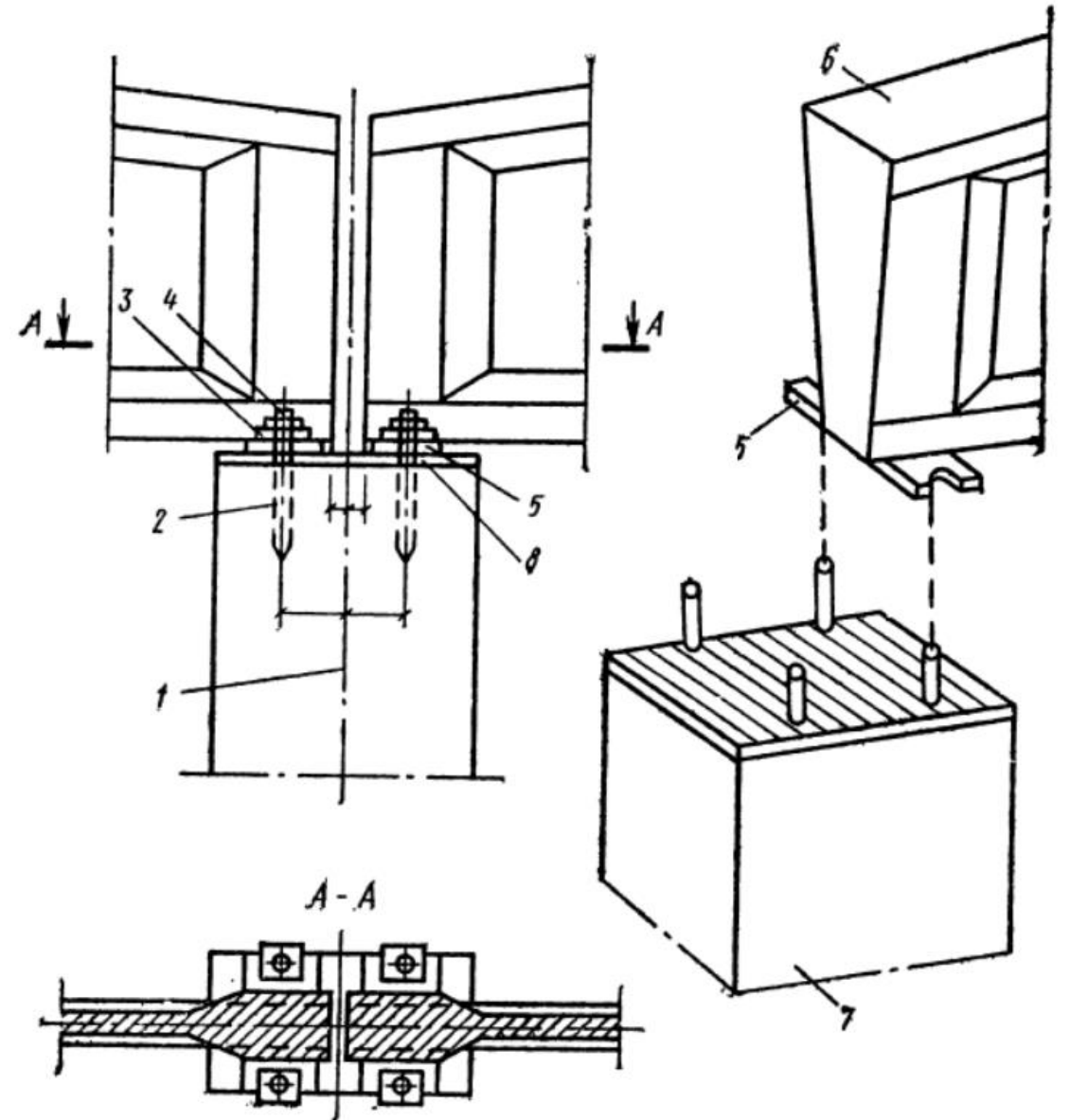
Сетка колонн: 12×18, 12×24, 12×30
или 6×18, 6×24, 6×30 м (при необходимости шаг средних колонн принимается 12 м)



Узел сопряжения ригелей с колоннами:

- 1 – ось среднего ряда
- 2 – анкер
- 3 – шайба
- 4 – гайка
- 5 – опорная пластина ригеля
- 6 – ригель (стропильная конструкция)
- 7 – колонна
- 8 – закладная деталь колонны

Узлы сопряжения ригелей и колонн в большинстве случаев приняты шарнирными



Узел сопряжения колонн с фундаментом:

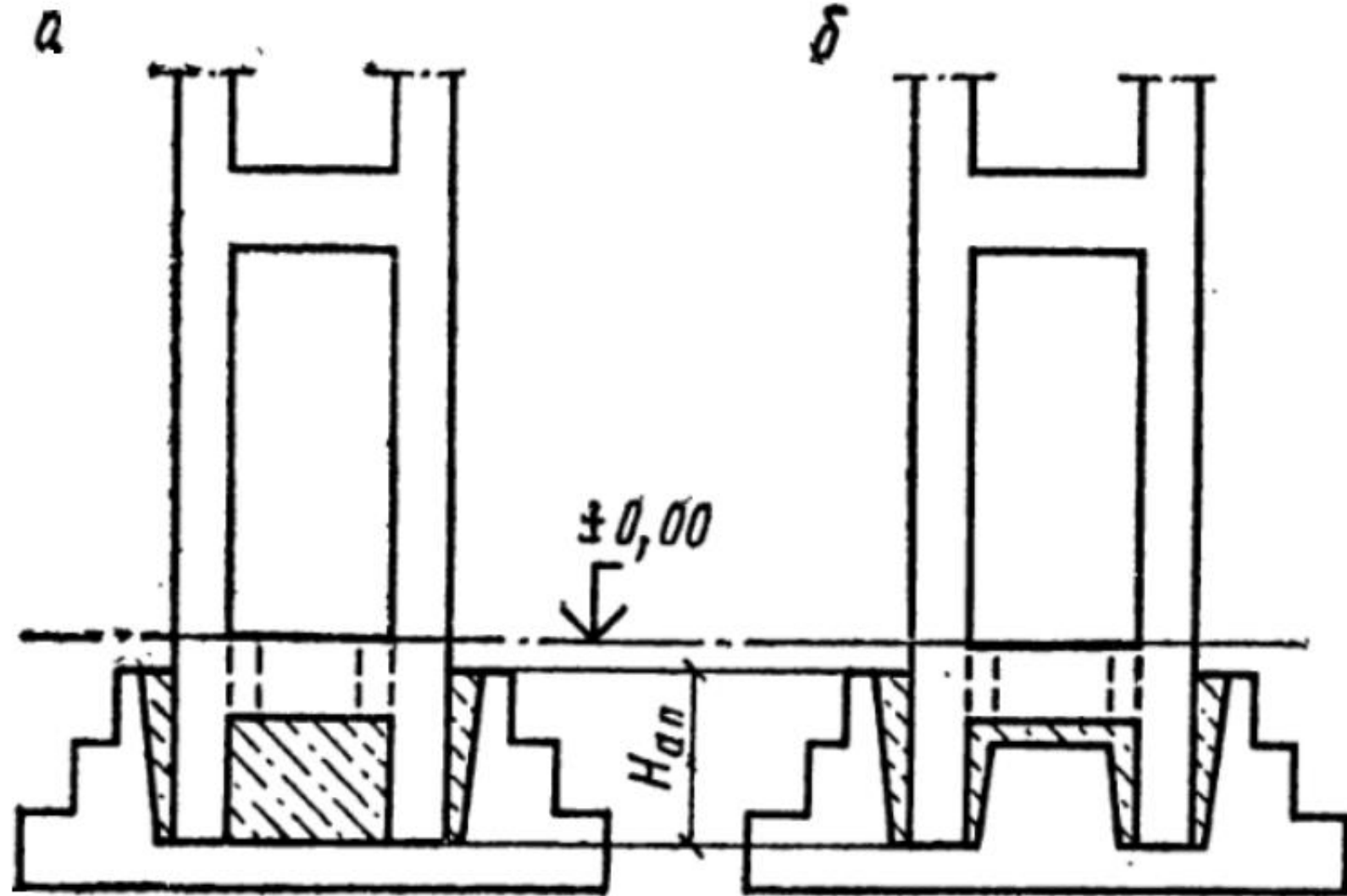
- а) – в общем стакане
- б) – в разных стаканах

H_{ah} – глубина заделки колонны в фундамент:

$$H_{ah} > 0,5 + 0,33h_1 \text{ или}$$

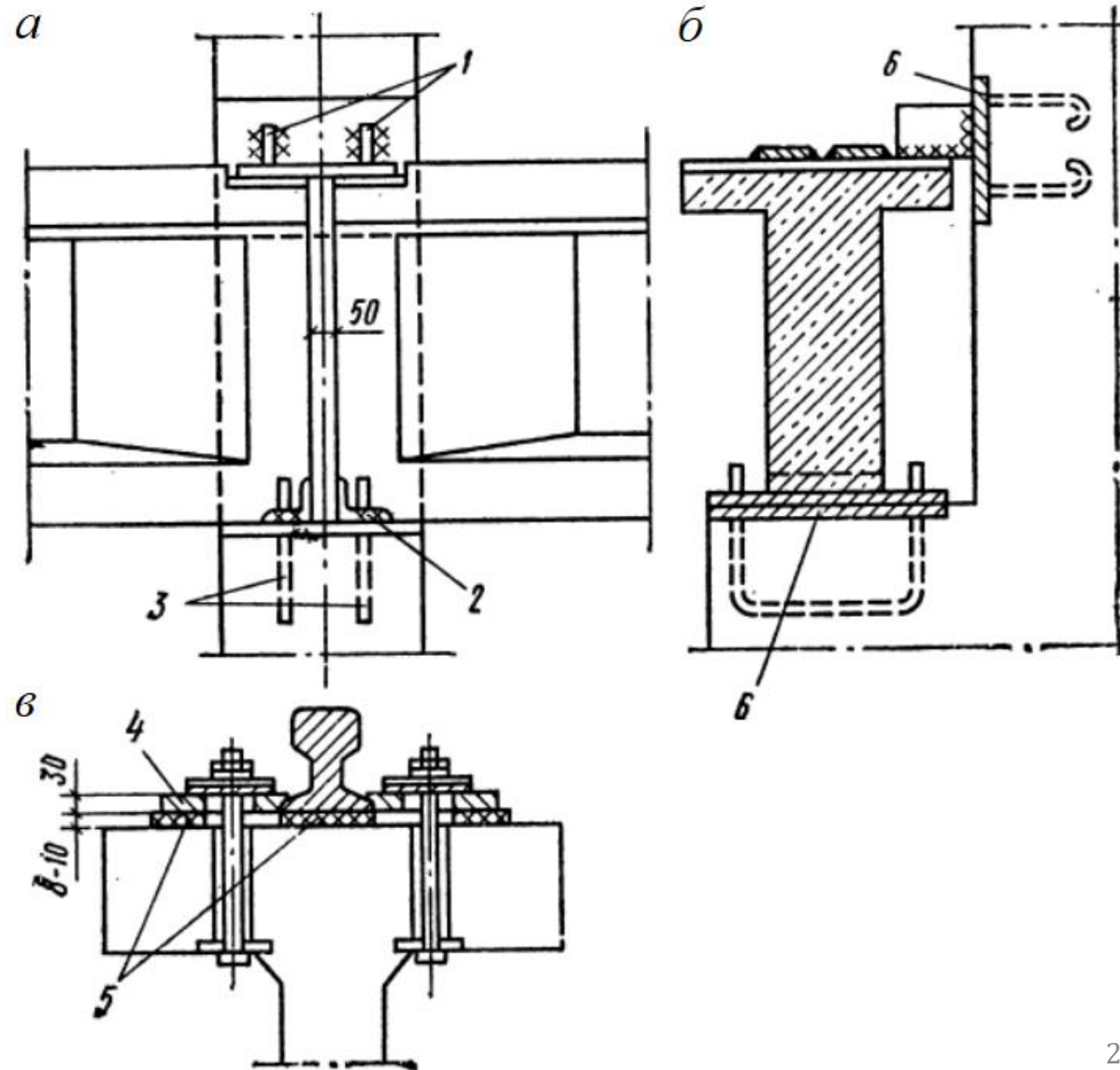
$$H_{ah} > 1,5b,$$

где h_1 и b – высота и ширина сечения нижней части колонны



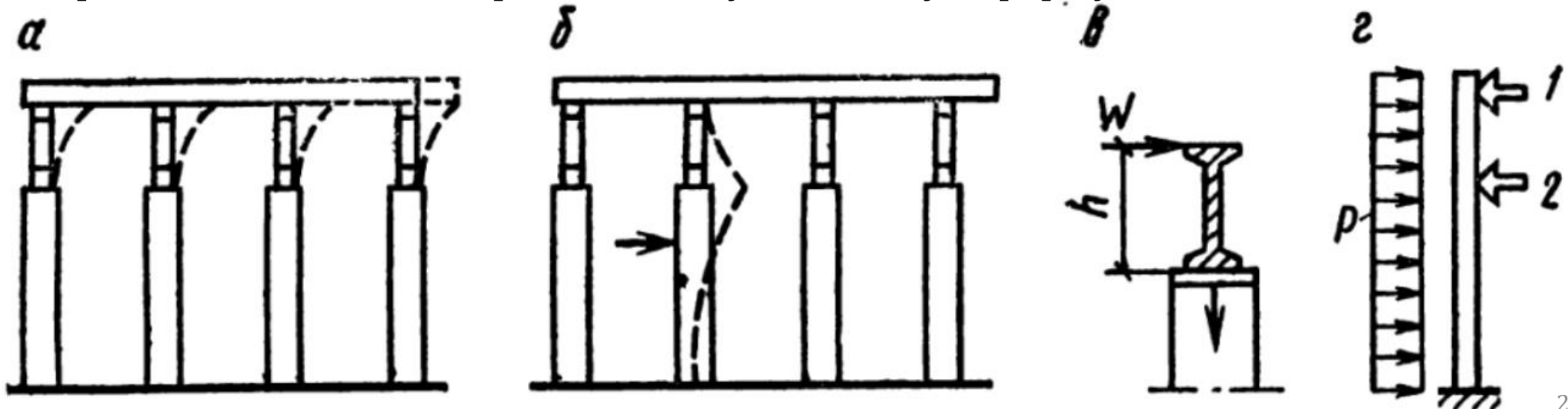
Узел сопряжения подкрановых балок с колонной:

- а) – вид сбоку в поперечном направлении
 - б) – сечение по колонне и балке
 - в) – крепление рельса к балке
- 1 – косынки крепления балки к колонне
2 – закладная деталь балки
3 – анкеры колонны
4 – прижимная планка
5 – упругие прокладки
6 – закладная деталь колонны



Деформации конструкций в продольном направлении:

- а) – стропильные конструкции (ригели) от действия ветровых нагрузок
- б) – колонна от действия горизонтальных крановых нагрузок
- в) – схема к определению момента $M = Wh$ для расчета элементов крепления крайнего ригеля и колонны на действие ветровых нагрузок
- г) – расчетные схемы торцевых колонн:
 - 1 – опирание колонны на диск покрытия
 - 2 – опирание колонны на горизонтальную связевую ферму



Схемы размещения связей:

- а) – вертикальные связи
- б) – горизонтальные связи по нижнему поясу
- в) – горизонтальные связи по верхнему поясу
- г) – связи фонаря

1 – вертикальные связевые фермы

2 – распорки по верху колонн

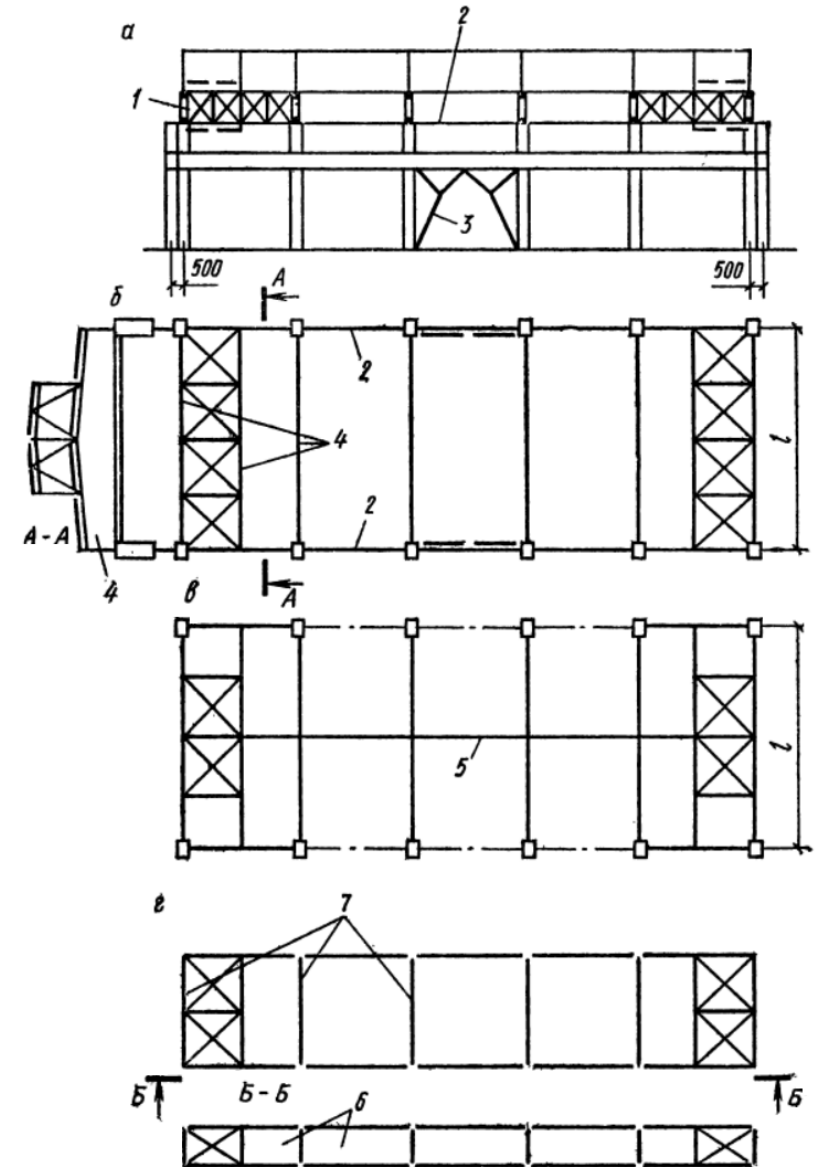
3 – вертикальные связи по колоннам

4 – ригели поперечной рамы

5 – распорка по верху ригеля

6 – плоскость остекления фонаря

7 – фермы фонаря

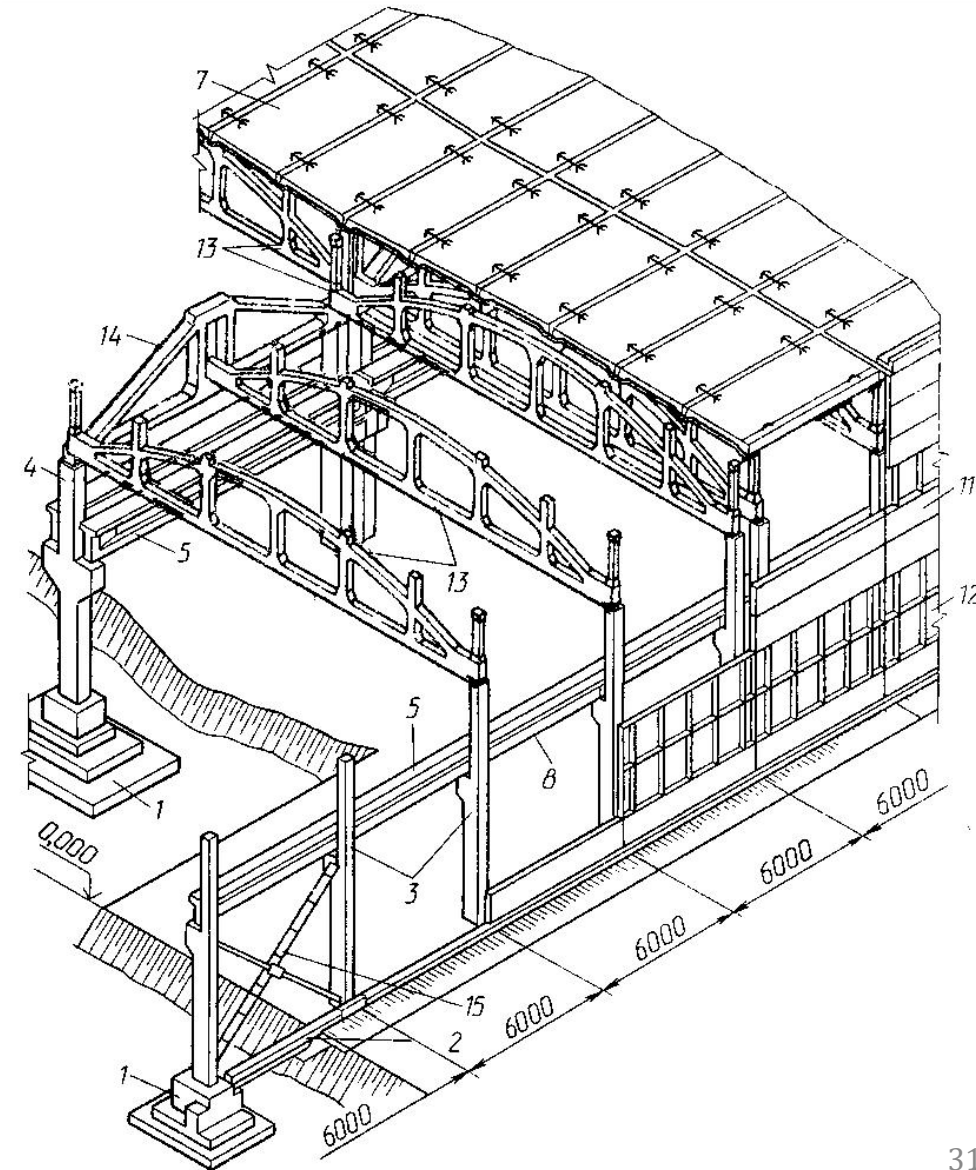


Пространственная жесткость и устойчивость каркаса

В поперечном направлении достигаются в первую очередь за счет жестких узлов сопряжения колонн с фундаментами и совместной работы с ригелями и диском покрытия

В продольном направлении за счет совместной работы колонн, вертикальных связей, распорок, подкрановых балок, подстропильных конструкций и диска покрытия

В зависимости от типа фундаментов каркас решается по рамной в двух направлениях или рамно-связевой схемам



Нагрузки и воздействия согласно СП 20.13330:

- Собственный вес конструкций, ограждения, кровли и т.п.
- Вертикальные и горизонтальные нагрузки от мостовых кранов
- Снеговая нагрузка
- Основная ветровая нагрузка
- Температурные климатические воздействия
- Сейсмические воздействия
- Прочие нагрузки (специальные технологические нагрузки, вибрационные нагрузки от всех видов транспорта, влажностные и усадочные воздействия, нагрузки от отложения производственной пыли, от вулканического пепла, песка в пустынных районах)

Габариты температурных блоков (п. 10.2.3 СП 63)

Определяются по результатам расчета конструктивных элементов каркаса с учетом температурных климатических воздействий

Допускается при расчетной температуре наружного воздуха минус 40°C и выше принимать без расчета по табл. 10.1а СП 63.13330

Конструкции (в зданиях без вертикальных связей или при размещении связей по середине температурного блока)	Наибольшие расстояния (м) между температурно-усадочными швами для конструкций, находящихся		
	в отапливаемых зданиях или в грунте	в неотапливаемых зданий	на открытом воздухе
1. Бетонные:			
а) сборные	40	35	30
б) монолитные:			
при конструктивном армировании	30	25	20
без конструктивного армирования	20	15	10
2. Железобетонные:			
а) сборно-каркасные:			
одноэтажные	72	60	48
многоэтажные	60	50	40
б) сборно-монолитные и монолитные:			
каркасные	50	40	30
сплошные	40	30	25

Эксцентриситеты приложения нагрузок:

- а) – «нулевая» привязка
- б) – привязка 250 мм
- в) – средняя колонна

H_b и H_t – высоты нижней и верхней частей колонны

N_i – продольные усилия в колонне

G_i – нагрузки от собственного веса

D и T – нагрузки от мостового крана

e_i – эксцентриситеты приложения нагрузок (сил)

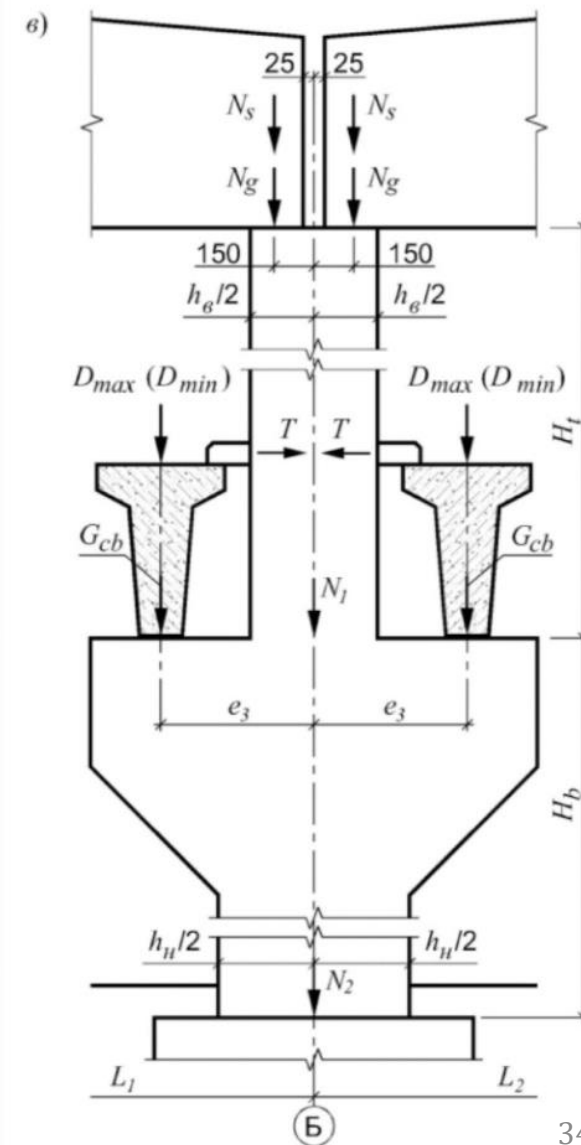
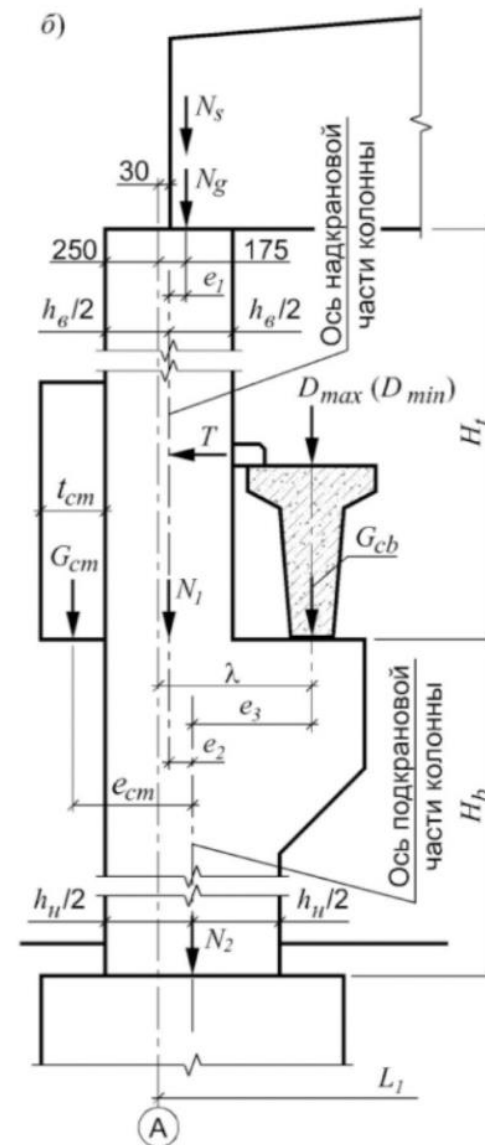
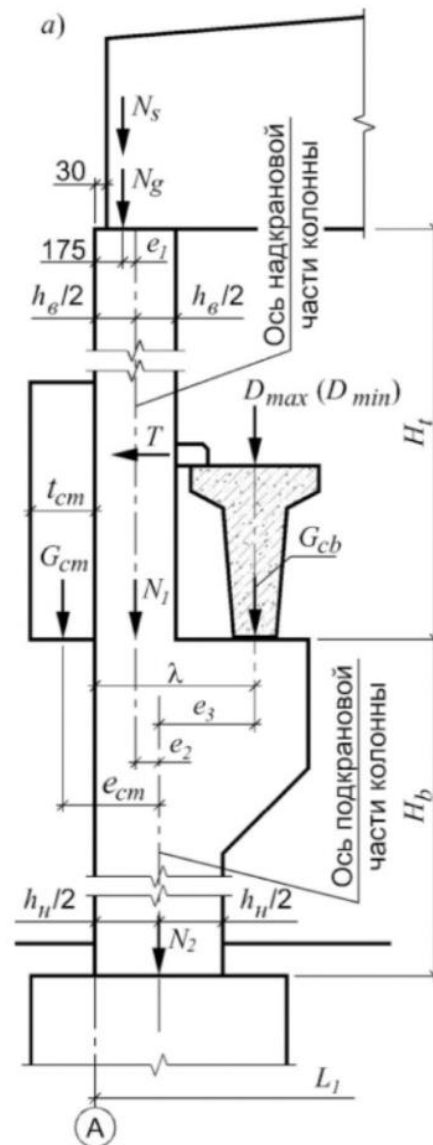
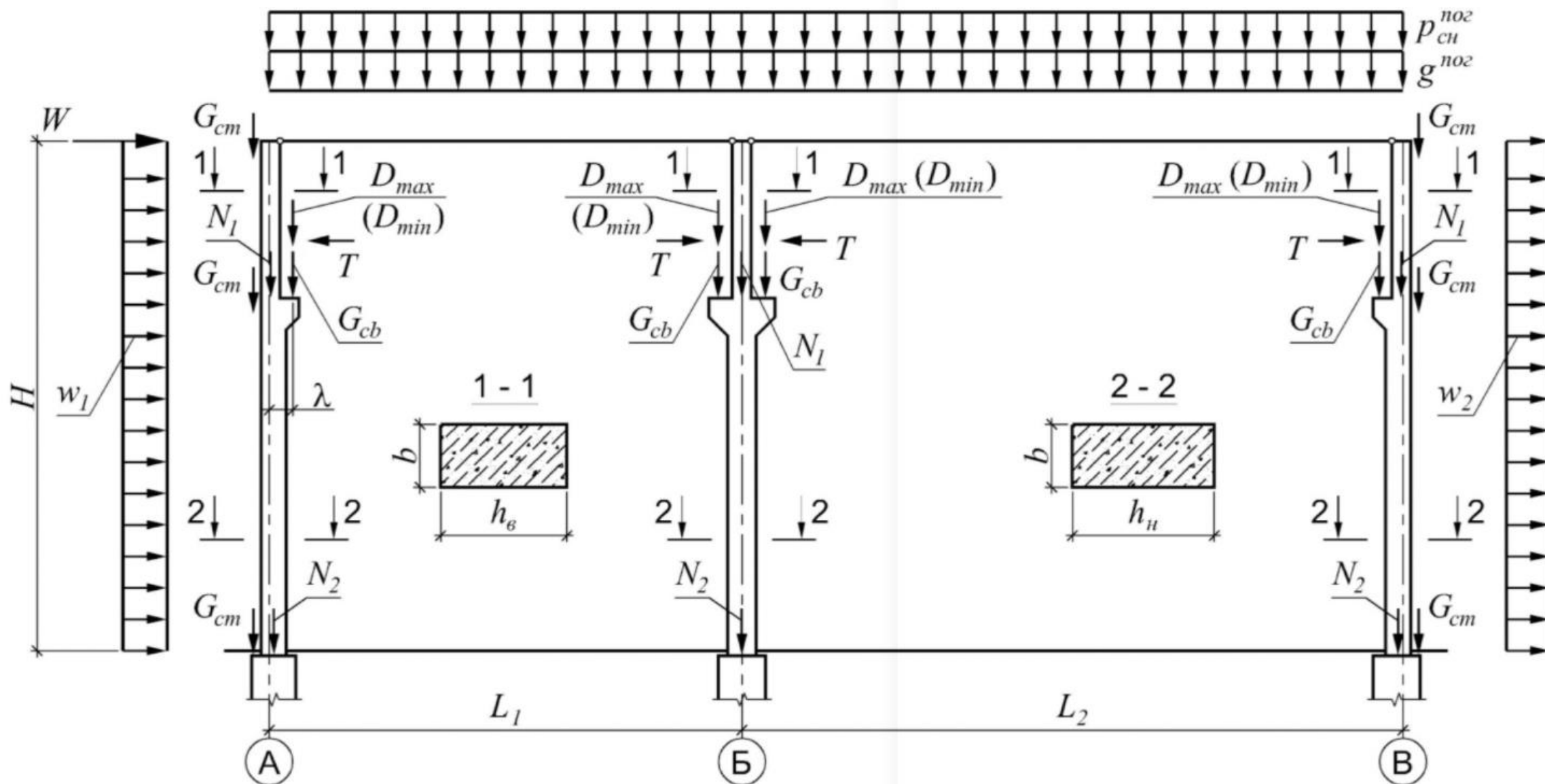


Схема приложения нагрузок:



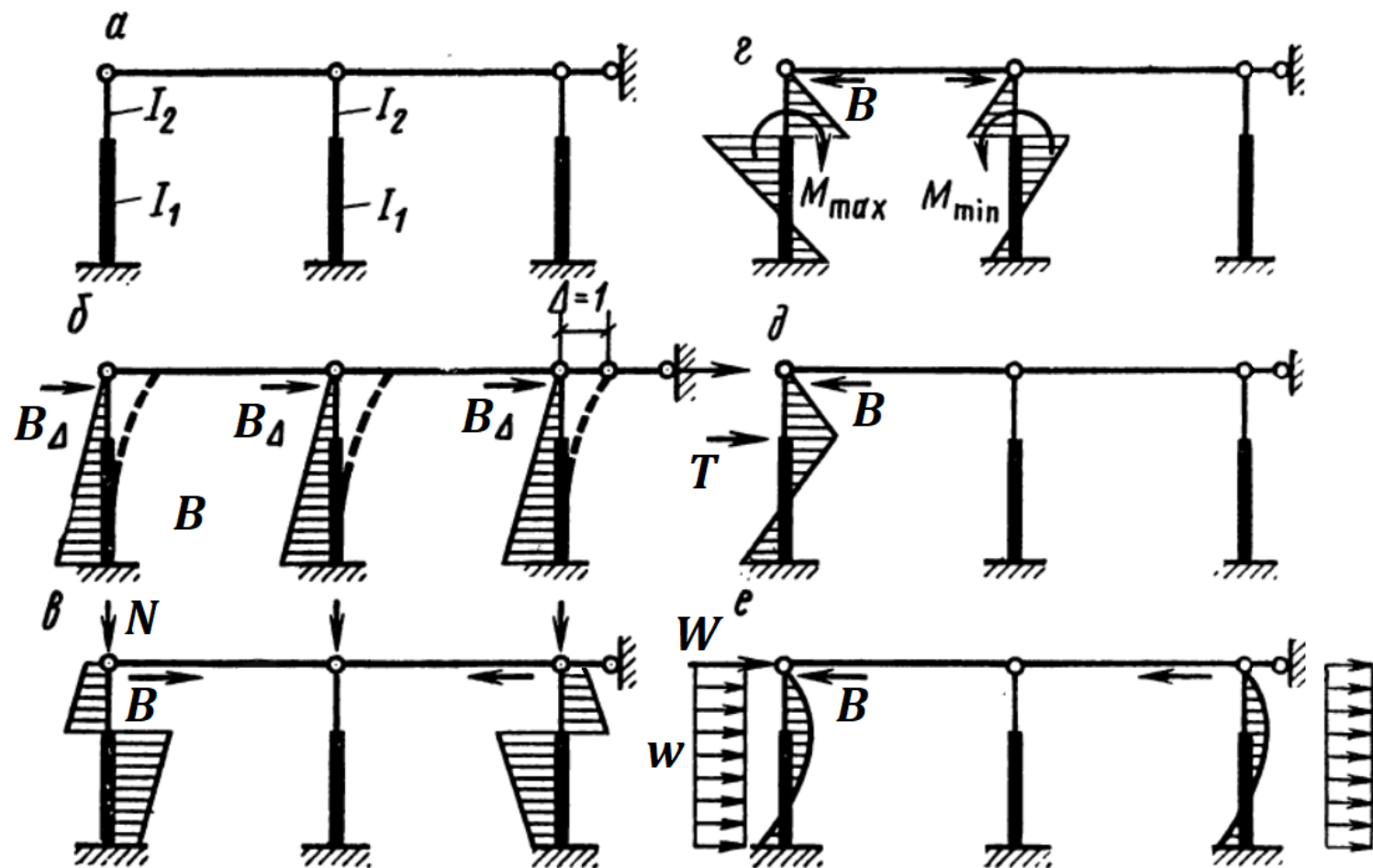
Расчетная схема поперечной рамы:

- а) – на основе метода перемещений

Эпюры изгибающих моментов:

- б) – от единичного смещения
- в) – от вертикальной нагрузки
- г) – от вертикальной нагрузки крана
- д) – от горизонтальной нагрузки крана
- е) – от ветровой нагрузки

I_1 и I_2 – моменты инерции нижней и верхней частей колонны



Расчет поперечной рамы методом перемещений

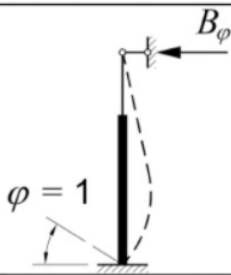
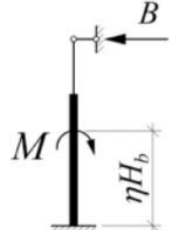
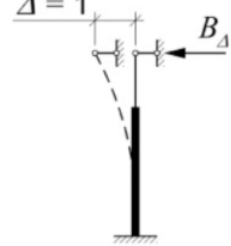
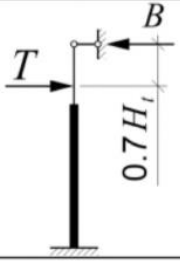
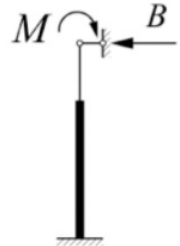
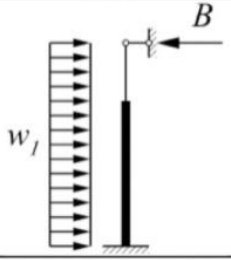
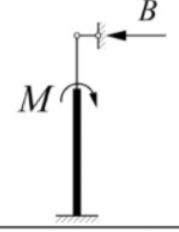
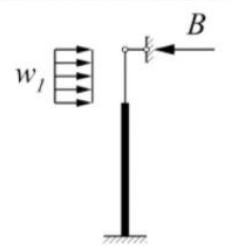
Выполняется на основе канонического уравнения для каждого нагружения:

$$c_{dim} r_{11} \Delta_{1,i} + R_{1p,i} = 0$$

в следующей последовательности:

- задаемся сечением колонн, определяем нагрузки и моменты инерции I_1 и I_2
- вычисляем реакции при $\Delta = 1$ (от единичного смещения) - $B_{\Delta} = \frac{3E_b I_2}{H^3(1+k+k_1)}$
- при $\Delta = 1$ находим сумму реакций верха колонн - $r_{11} = \sum_{j=1}^n (B_{\Delta j})$
- для каждого нагружения ($N_g, N_s, D_{max}, D_{min}, T, w, \dots$) определяем реакции B_i по формулам на следующем слайде и сумму опорных реакций $R_{1p,i} = \sum_{j=1}^n (B_{ij})$
- находим смещение верха колонн для каждого нагружения - $\Delta_{1,i} = -\frac{R_{1p,i}}{c_{dim} r_{11}}$
- определяем упругие реакции верха колонн - $B_{e,i} = B_i + \Delta_{1,i} B_{\Delta}$
- определяем усилия M_i, N_i, Q_i в сечениях колонны по консольной схеме от внешних нагрузок и соответствующих упругих реакций $B_{e,i}$, составляем таблицу M_i, N_i, Q_i

Формулы для расчета колонн:

Схемы загрузки	Опорная реакция	Схемы загрузки	Опорная реакция
	$B_{\phi} = \frac{3E_b \cdot I_2}{H^2(1+k+k_1)}$		$B = \frac{3M \cdot \eta \cdot (2 - \eta)}{2H(1+k+k_1)}$
	$B_{\Delta} = \frac{3E_b \cdot I_2}{H^3(1+k+k_1)}$		$B = \frac{T \cdot (1 - \alpha + k_1)}{1 + k + k_1}$
	$B = \frac{3M \cdot (1 + k/\alpha)}{2H(1+k+k_1)}$		$B = \frac{3w_1 H [1 + \alpha k + 1,33(1 + \alpha) \cdot k_1]}{8(1+k+k_1)}$
	$B = \frac{3M \cdot (1 - \alpha^2)}{2H(1+k+k_1)}$		$B = \frac{w_1 H [3(1 + \alpha k) - (3 + \alpha) \cdot (1 - \alpha)^3 + k_1]}{8(1+k+k_1)}$

Параметры для расчета колонн:

Параметры для нахождения опорных реакций в оголовках колонн:

$$I_1 = \frac{bh^3}{12}, I_2 = \frac{bh_{br}^3}{12} + \frac{bh_{br}c^2}{2}, k = \alpha^3 \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right), k_1 = \frac{(1 - \alpha^3)I_2}{8n^2 I_{br}}, I_{br} = \frac{bh_{br}^3}{12}, \alpha = \frac{H_t}{H_b}$$

I_1 – момент инерции верхней части

I_2 – момент инерции нижней части

I_{br} – момент инерции ветви

h – высота сечения верхней части

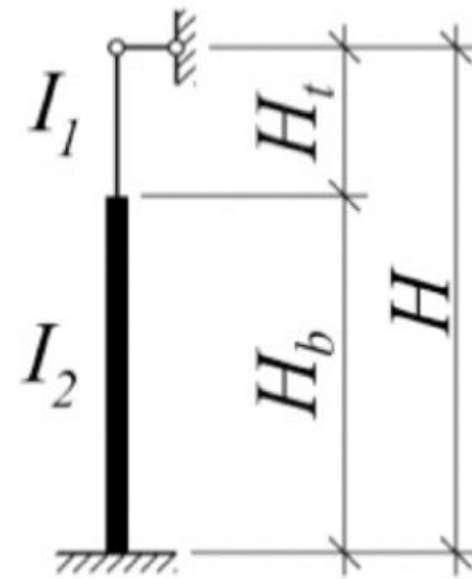
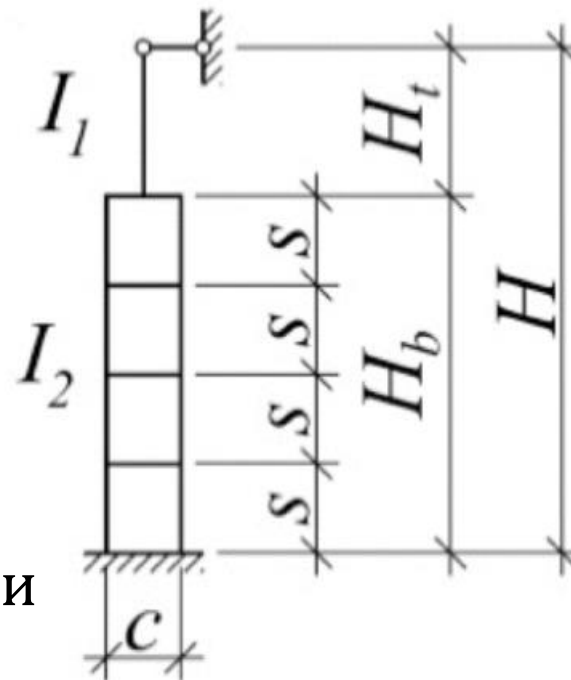
h_{br} – высота сечения ветви

c – расстояние между осями ветвей

s – расстояние между распорками

n – количество распорок между ветвями

H_t, H_b и H – высоты верхней, нижней частей и общая высота соответственно



Расчетные длины колонн в ОПЗ с мостовыми кранами:

Рассчитываемая часть колонны	Расчетная длина – l_0		
	в поперечном направлении	в продольном направлении со связями	в продольном направлении без связей
<i>С учетом крановой нагрузки:</i>			
- подкрановая	$1,5 H_b$	$0,8 H_b$	$1,2 H_b$
- надкрановая	$2 H_t$	$1,5 H_t$	$2 H_t$
<i>Без учета крановой нагрузки:</i>			
- подкрановая в однопролетных зданиях	$1,5 H$	$0,8 H_b$	$1,2 H$
- подкрановая в многопролетных зданиях	$1,2 H$	$0,8 H_b$	$1,2 H$
- надкрановая	$2,5 H_t$	$1,5 H_t$	$2,0 H_t$

H_t , H_b и H – высоты верхней, нижней частей и общая высота колонны соответственно

Серии сборных железобетонных конструкция для ОПЗ:

- **Серия 1.412.1-6.** Фундаменты монолитные железобетонные на естественном основании под типовые железобетонные колонны одноэтажных и многоэтажных производственных зданий. Выпуски (далее В.) 0-3
- **Серия 1.424.1-5.** Колонны железобетонные прямоугольного сечения для одноэтажных производственных зданий высотой 8,4-14,4 м, оборудованных мостовыми опорными кранами грузоподъемностью до 32 т. В. 0-11
- **Серия 1.462.1-16.** Балки стропильные железобетонные двутавровые пролетом 18 м для покрытий одноэтажных зданий промышленных предприятий. В. 0-3
- **Серия 1.463.1-16.** Фермы стропильные железобетонные сегментные для покрытий одноэтажных производственных зданий пролетами 18 и 24 м. В. 0-6
- **Серия 1.463.1-19.** Фермы подстропильные железобетонные предварительно напряженные пролетом 12 м для покрытий зданий со скатной кровлей. В. 1, 2
- **Серия 1.426.1-4.** Балки подкрановые железобетонные пролетами 6 и 12 м под мостовые опорные краны общего назначения грузоподъемностью до 32 т. В. 1-3
- **Серия 1.465.1-17.** Плиты железобетонные ребристые размером 3×6 м для покрытий одноэтажных производственных зданий. В. 0-5

Оболочка

Пространственная конструкция покрытия, ограниченная двумя криволинейными поверхностями, расстояние между которыми существенно меньше других размеров. Описание различных форм оболочек относится к их срединной поверхности, отстоящей от нижней и верхней поверхностей на равные расстояния

- Поверхность оболочки обладает кривизной в одном или двух направлениях
- Форма поверхности оболочки подбирается таким образом, чтобы обеспечить ее работу преимущественно на сжатие, исключением являются висячие оболочки
- Изгибные внутренние усилия в оболочках могут действовать в отдельных локальных местах и крайне опасны, особенно, в случае применения тонкостенных конструкций

Криволинейная поверхность оболочек

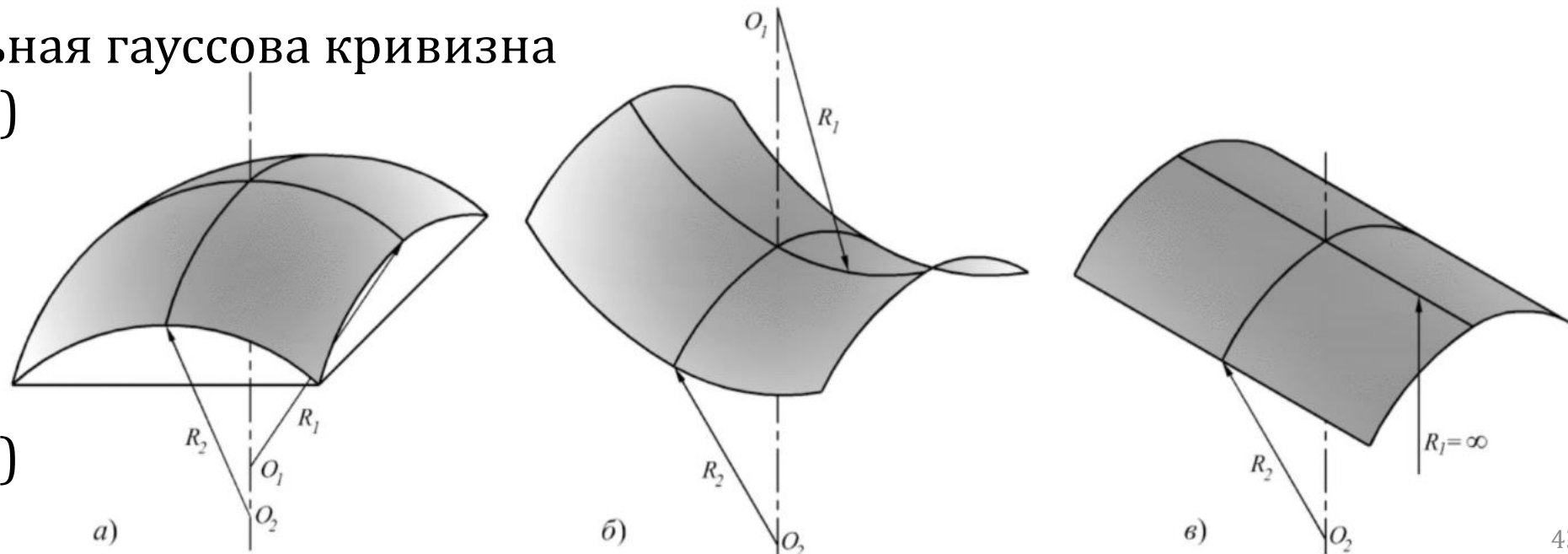
В любой точке содержит взаимно перпендикулярные кривые, каждая из которых имеет наибольший (R_1) и наименьший (R_2) радиусы кривизны

Соответствующие этим радиусам кривизны $\rho_1 = 1/R_1$ и $\rho_2 = 1/R_2$ называются главными, а их произведение $K = \rho_1\rho_2$ – **гауссовой кривизной**

- **а)** – положительная гауссова кривизна ($\rho_1 > 0$ и $\rho_2 > 0$)

- **б)** – отрицательная гауссова кривизна ($\rho_1 < 0$ и $\rho_2 > 0$)

- **в)** – нулевая (одинарная) гауссова кривизна ($\rho_1 = 0$ и $\rho_2 > 0$)



Типы оболочек

Разделяются в зависимости от способа формирования поверхностей на:

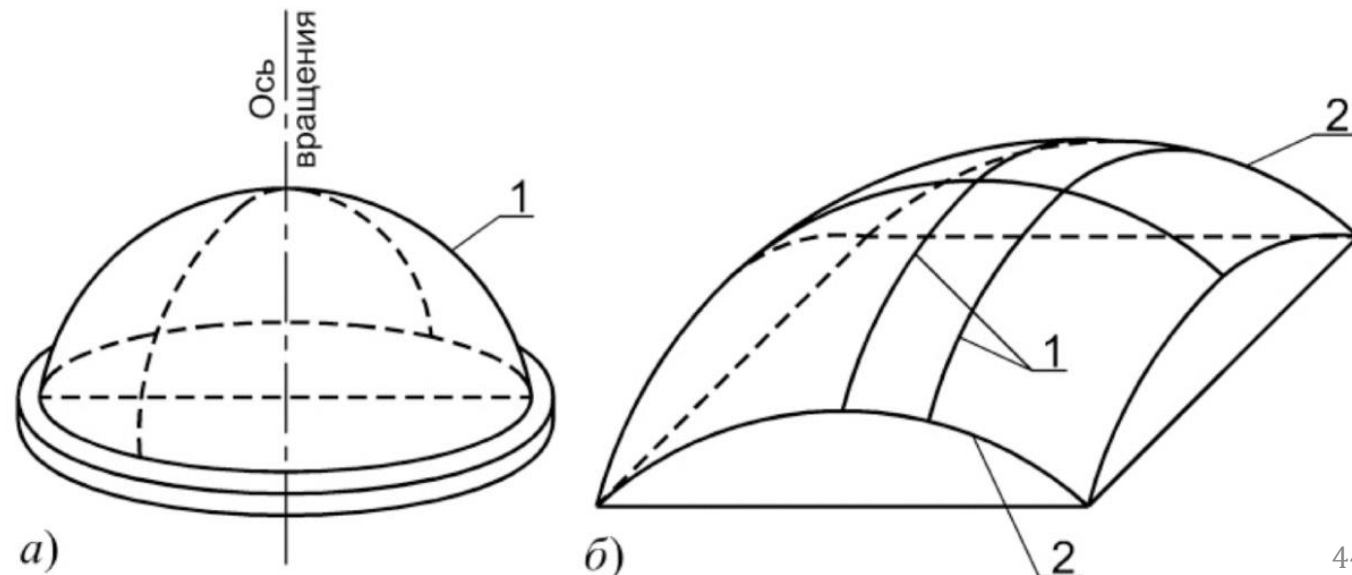
- **Оболочки вращения** – при вращении кривой, прямой или ломанной вокруг неподвижной вертикальной или горизонтальной оси, находящейся с ней в одной плоскости (купола или цилиндрические оболочки соответственно)
- **Оболочки переноса** – при непрерывном перемещении образующей в виде кривой или прямой линии вдоль криволинейной направляющей

- **а)** – оболочка вращения

- **б)** – оболочка переноса

1 – образующая

2 – направляющие



Наиболее распространенные оболочки:

- а) – цилиндрические оболочки
- б) – купола
- в) – оболочки положительной гауссовой кривизны
- г) – оболочки отрицательной гауссовой кривизны
- д) – волнистые своды
- е) – призматические складки

1 – оболочка

2 – диафрагма

3 – бортовой элемент

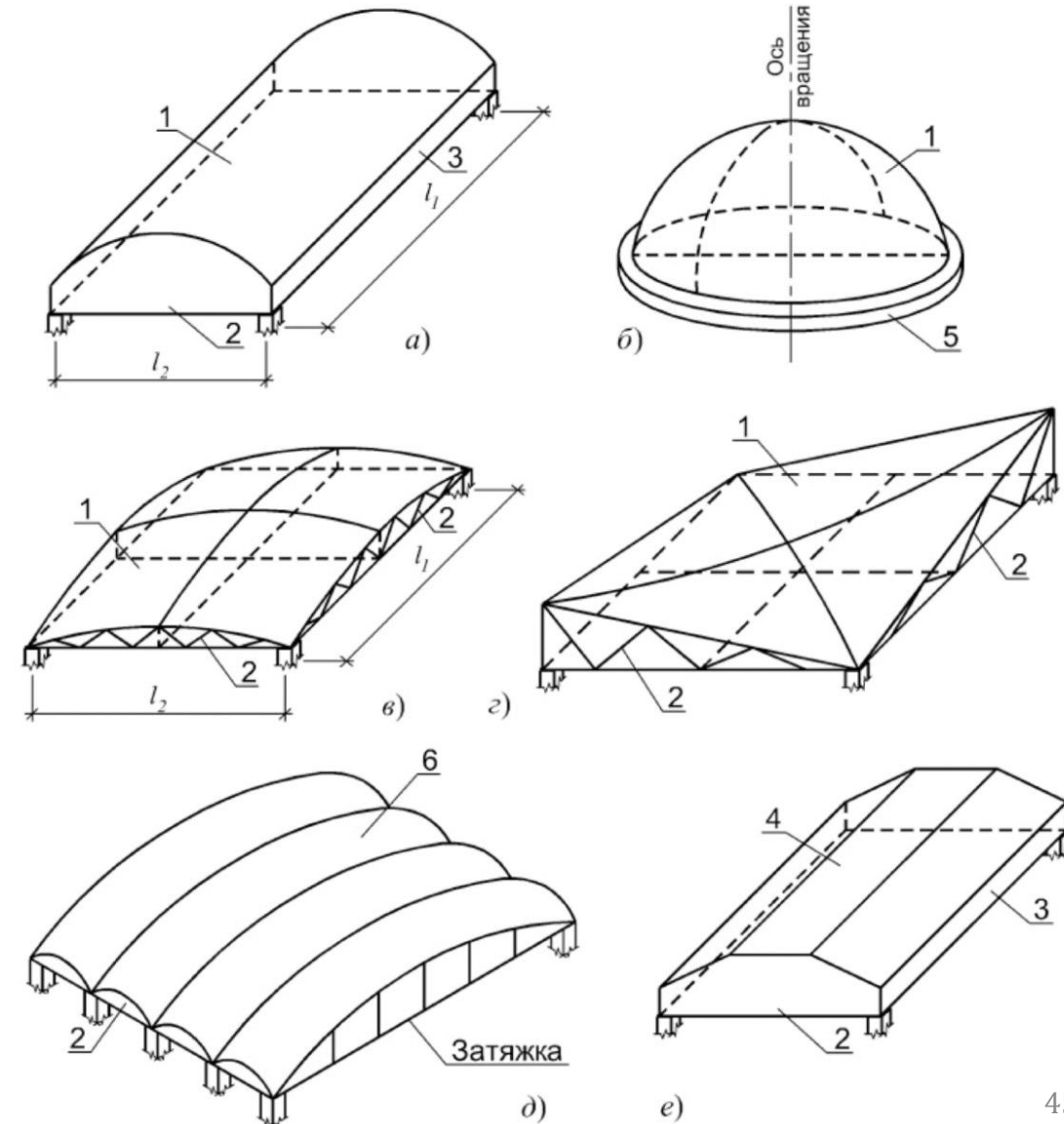
4 – складка

5 – опорное кольцо

6 – волна свода

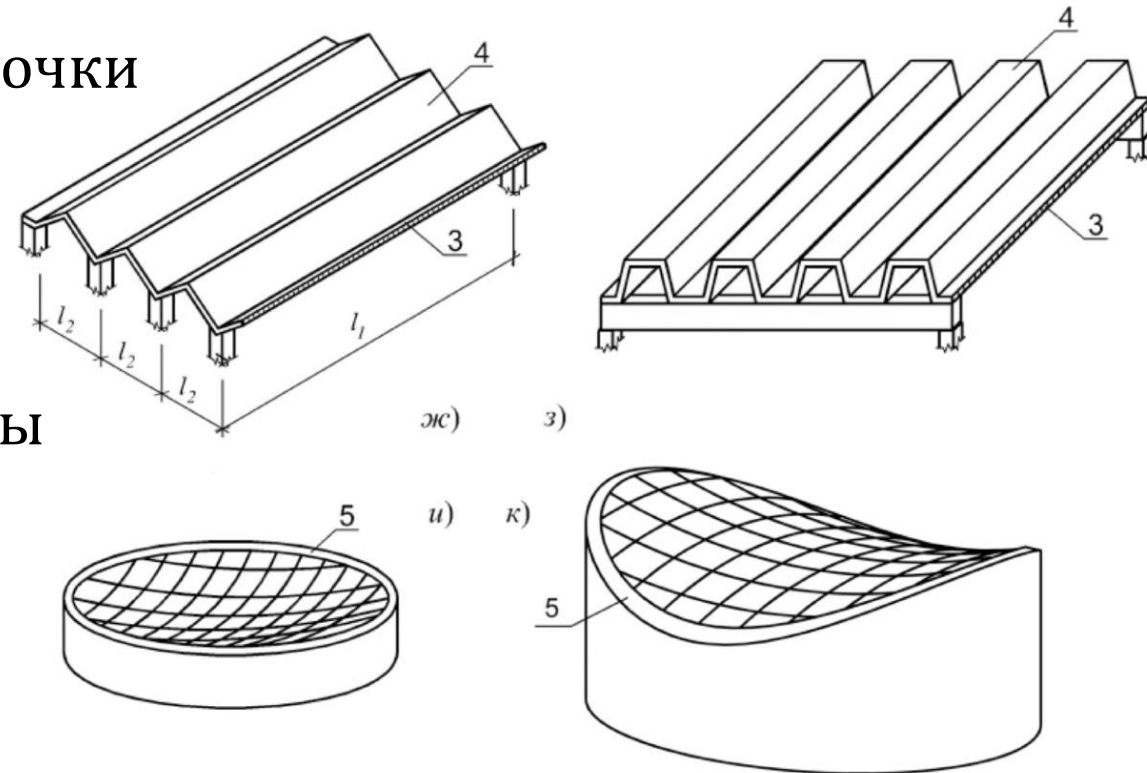
l_1 – пролет оболочки

l_2 – длина волны



Примеры призматических и висячих оболочек:

- **ж)** – призматические треугольные оболочки
- **з)** – призматические трапециевидные оболочки
- **и)** – висячая сферическая оболочка
- **к)** – висячая оболочка двойкой кривизны



3 – бортовой элемент

4 – складка

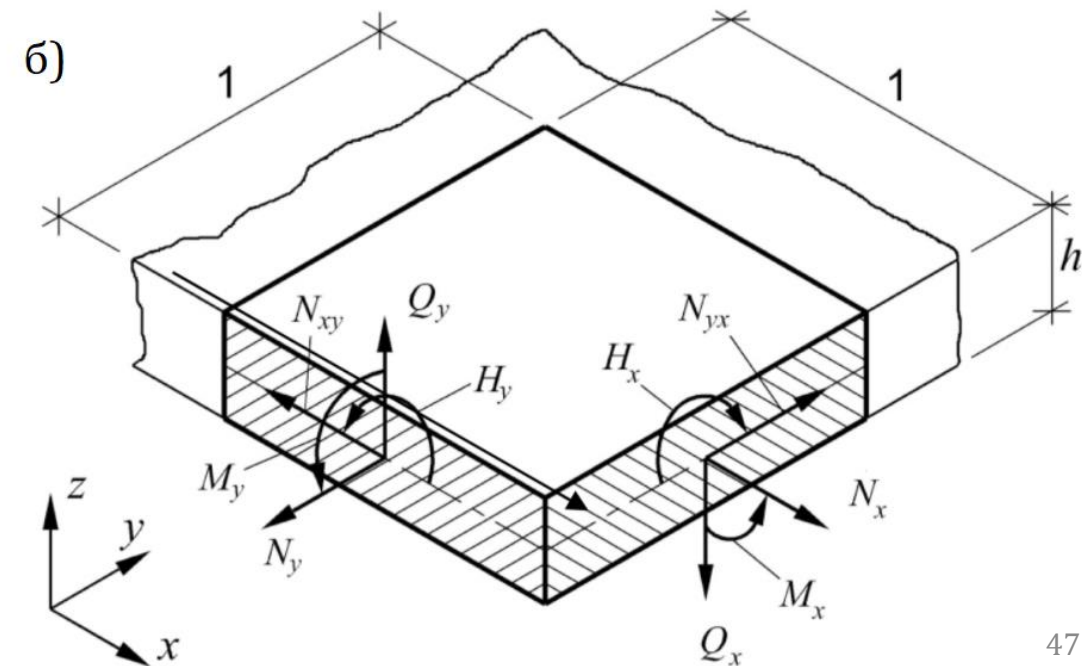
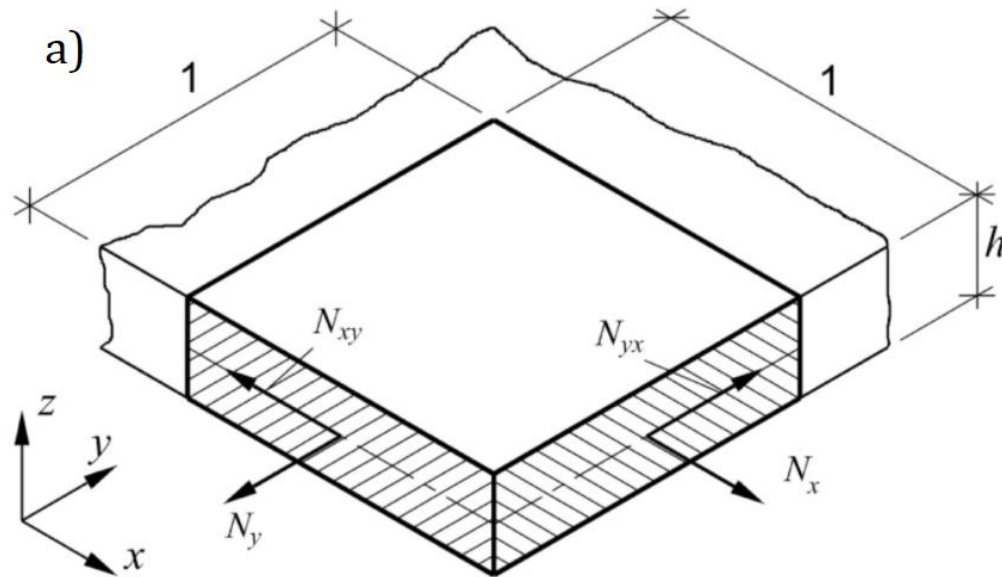
5 – опорное кольцо

l_1 – пролет оболочки

l_2 – длина волны

Теории расчета оболочек:

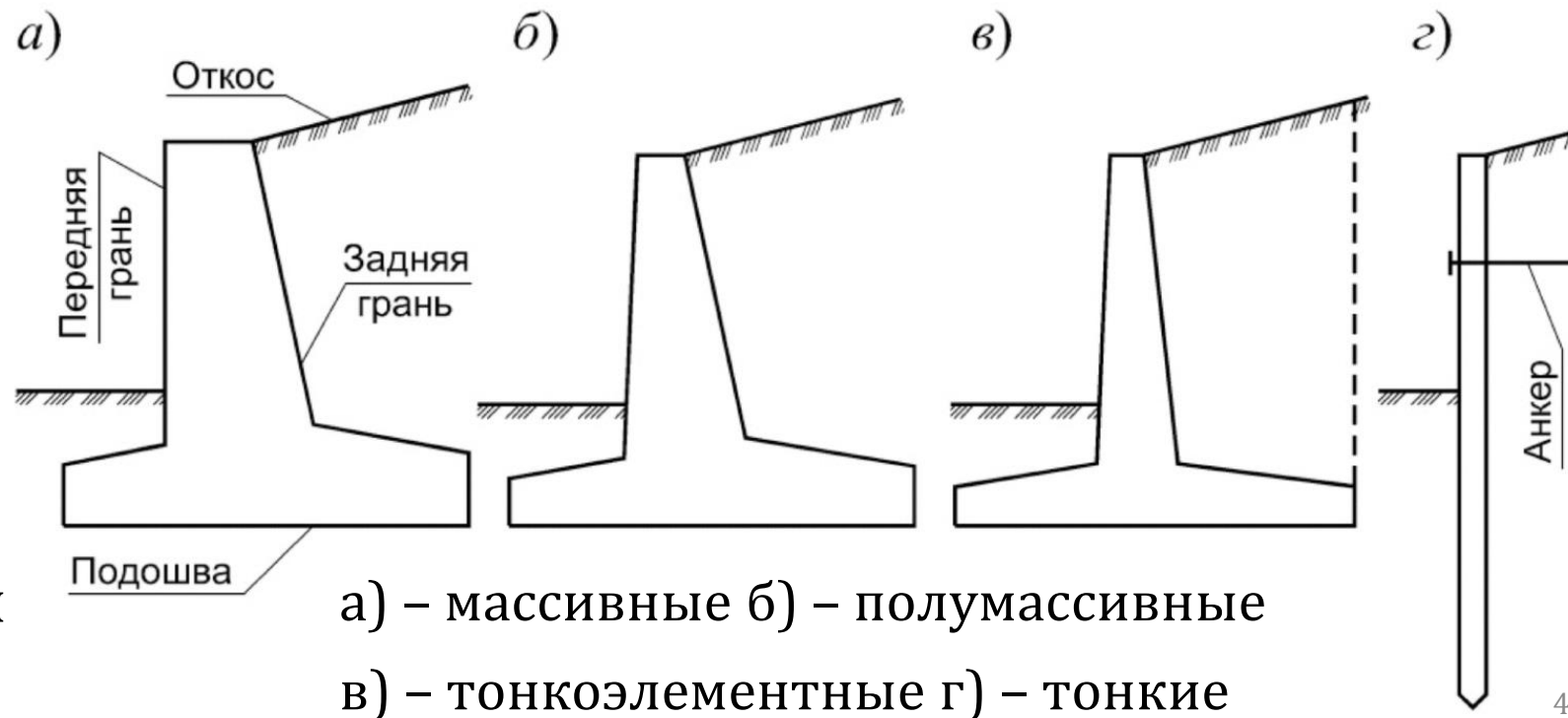
- **а)** Техническая теория тонких оболочек (безмоментная теория):
 - толщина меньше других размеров и изменяется плавно
 - отсутствие сосредоточенных нагрузок и резкого изменения распределенных
- **б)** Техническая теория изгиба пластин (теория Кирхгофа-Лява)
- **в)** Теория предельного равновесия (на основе метода Гвоздева)



Железобетонные подпорные стены

Разделяются в зависимости от характера работы на:

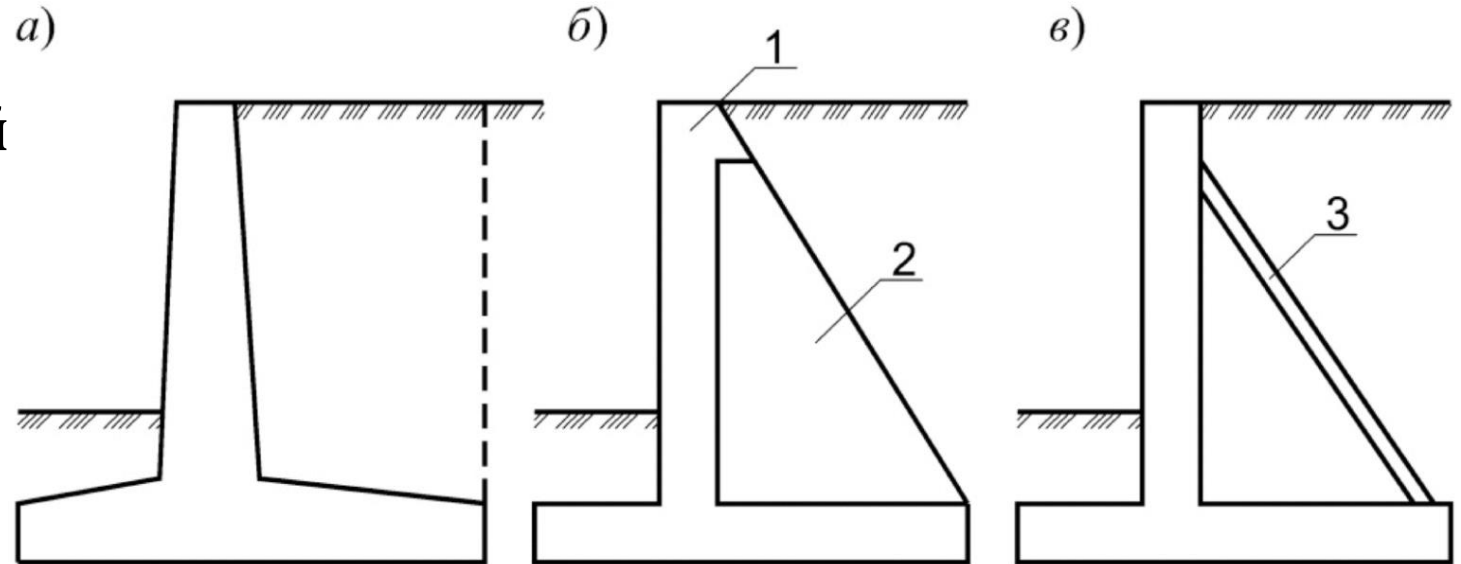
- **Массивные** – устойчивость обеспечивается за счет собственного веса
- **Полумассивные** – устойчивость обеспечивается за счет собственного веса и частично веса грунта на подошве подпорной стены
- **Тонкоэлементные** – устойчивость обеспечивается в основном за счет веса грунта на подошве подпорной стены
- **Тонкие** – устойчивость обеспечивается заделкой в основании и анкерами



Конструкции железобетонных подпорных стен

Наиболее распространенных в практике строительства:

- **Угловые** – консольная схема работы стенки и частей подошвы
- **Контрфорсные** – стенка и внутренняя часть подошвы рассчитываются как плиты, опертые по трем сторонам
- **Анкерные** – консольная схема работы с неподвижной опорой в местах сопряжения стенки и внутренней части подошвы с анкером



а) – угловые б) – контрфорсные в) – анкерные

1 – ребро жесткости 2 – контрфорс 3 – анкер

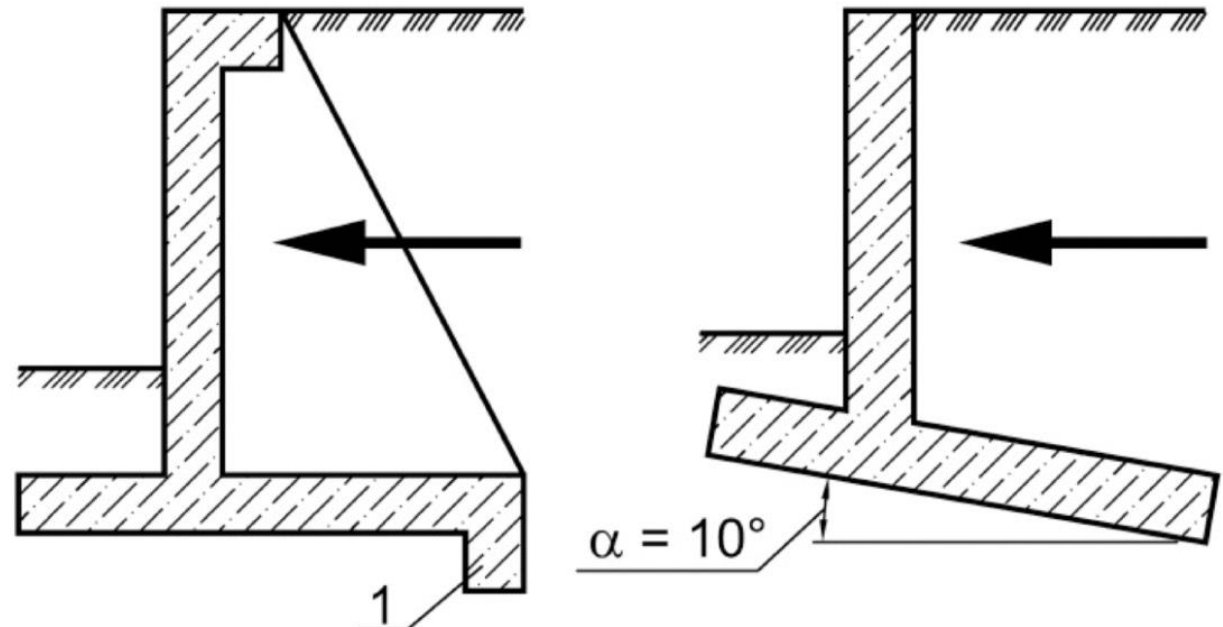
Устойчивость против скольжения

Подшвы монолитной железобетонной подпорной стены относительно грунта основания может быть повышена с помощью дополнительных конструктивных мероприятий – устройство:

- **Выступа** – вертикальный элемент, увеличивающий площадь поверхности материкового грунта, сопротивляющейся боковому давлению насыпи или
- **Наклона** подошвы подпорной стены относительно горизонтали с углом α до 10°

1 – выступ

стрелкой показано направление бокового давления грунта



Сборные железобетонные подпорные стены

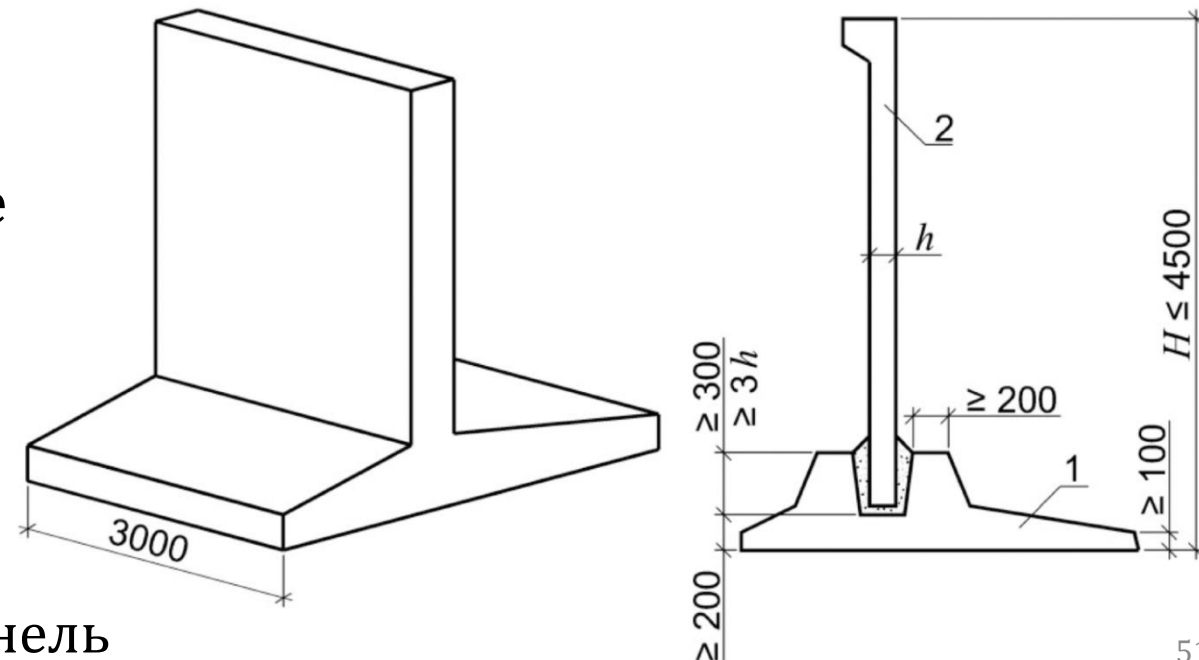
В зависимости от высоты выполняются уголковыми ($H \leq 4,5$ м) или контрфорсными ($H > 4,5$ м), с длиной элементов не более 3 м, исходя из ограничений транспортировки, и могут состоять из одного или нескольких конструктивных элементов

При монтаже элементы устанавливаются вплотную друг к другу, образуя подпорную стену необходимой длины

Для уголковых подпорных стен разработана **Серия 3.002.1-1** – Сборные железобетонные подпорные стены межотраслевого применения с высотой подпора 1,2-4,8 м

1 – подошва

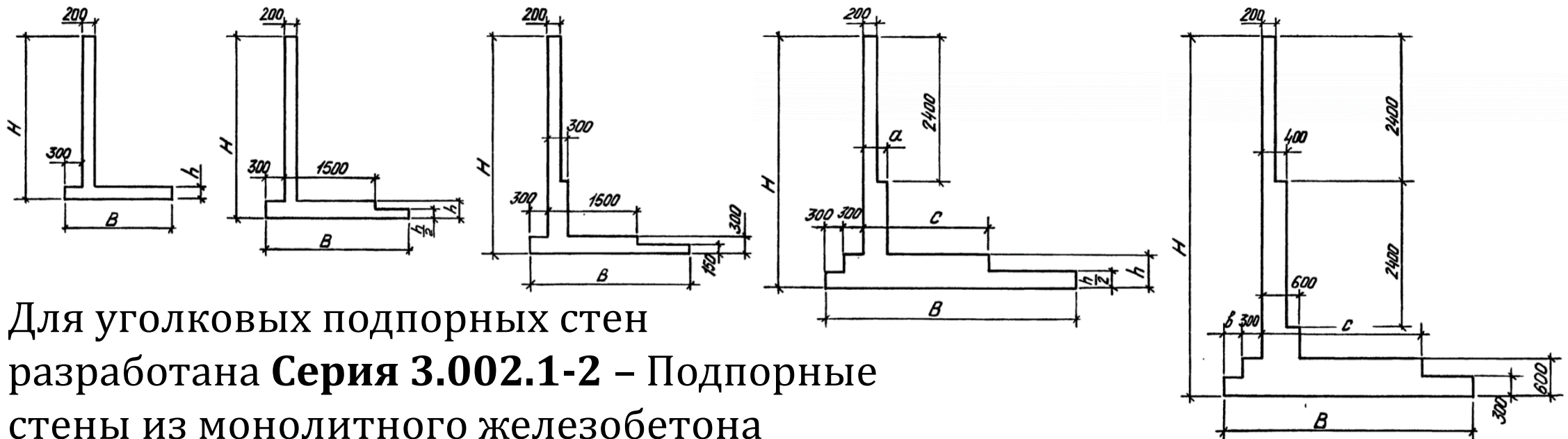
2 – вертикальная панель



Монолитные железобетонные подпорные стены

В зависимости от высоты также выполняются уголковыми с переменной толщиной стенки и подошвы ($H \leq 6,6$ м), контрфорсными или анкерными

Длина монолитных железобетонных подпорных стен без устройства температурных швов не должна превышать 25 м либо необходимо учитывать изменение средней температуры и перепад по сечению элемента



Для уголковых подпорных стен разработана **Серия 3.002.1-2** – Подпорные стены из монолитного железобетона

Давление грунта на подпорные стены (п. 9.18 СП 22)

Ограждения котлованов и стены подземных частей сооружений следует определять с учетом:

- Внешних нагрузок и воздействий на грунтовый массив (нагрузки от складированных материалов, строительных механизмов, транспортные нагрузки на проезжую часть, нагрузки, передаваемые фундаментами сооружений окружающей застройки) и пр.
- Наличия существующих подземных и заглубленных сооружений
- Наклона граней стены к вертикали
- Наклона поверхности грунта, неровности рельефа и отклонение границ инженерно-геологических элементов от горизонтали
- Возможности устройства берм и откосов в котловане в процессе производства работ
- Прочностных характеристик на контакте «конструкция – грунтовый массив»

Давление грунта определяется с учетом (п. 9.18 СП 22)

- Вертикальных и горизонтальных перемещений конструкции и их направление относительно основания
- Деформационных характеристик подпорной конструкции, анкерных и распорных элементов
- Последовательности производства работ
- Возможности перебора грунта в процессе экскавации
- Фильтрационных сил в массиве грунта
- Дополнительного давления на подпорные конструкции, вызванные морозным пучением и набуханием грунтов, а также проведением работ по нагнетанию в грунт растворов, тампонажу и пр.
- Температурных воздействий
- Динамических воздействий и их влияния на статическое давление грунта

Характеристики грунта (п. 9.19 СП 22)

Используемые при определении величины бокового давления зависят от вида расчета или группы предельных состояний:

- При расчетах по первой группе предельных состояний (прочность, устойчивость положения) следует использовать значения прочностных характеристик грунтов φ_I и c_I
- При расчетах по второй группе предельных состояний (образование трещин, раскрытие трещин, деформации) следует использовать значения прочностных характеристик грунтов φ_{II} и c_{II}

где φ_I и c_I (φ_{II} и c_{II}) – расчетные (нормативные) угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта

Коэффициент надежности по нагрузке для удельного веса грунта в обоих случаях должен приниматься $\gamma_{f(g)} = 1,0$

Боковое давление в состоянии покоя (п. 9.20 СП 22)

При горизонтальных перемещениях u подпорного сооружения или стены подвала менее $0,0005H$ (H – глубина котлована или высота конструкции) на глубине z вычисляют по формуле:

$$\sigma'_{h,0}(z) = K_0 [\sigma'_{z\gamma}(z) + \sigma'_{zp}(z)]$$

где K_0 – коэффициент бокового давления грунта в покое

$\sigma'_{z\gamma}(z)$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z

$\sigma'_{zp}(z)$ – вертикальное напряжение на глубине z от поверхностной нагрузки

Коэффициент бокового давления грунта в покое следует определять в процессе инженерно-геологических изысканий полевыми методами

При горизонтальной или наклонной поверхности грунта коэффициент K_0 или $K_{0,\beta}$ для нормально уплотненных грунтов допускается вычислять по формуле:

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad \text{или} \quad K_{0,\beta} = K_0 (1 + \sin \beta)$$

где ν – коэффициент поперечной деформации грунта

β – угол наклона поверхности грунта к горизонтали ($\beta \leq \varphi$)

Активное и пассивное давления (п. 9.21 СП 22)

При горизонтальных перемещениях u подпорного сооружения или стены подвала более $0,0005H$ зависимость величин бокового давления грунта допускается определять в соответствии с кусочно-линейной диаграммой (знак перемещений считается положительным при перемещении конструкции в направлении грунтового массива):

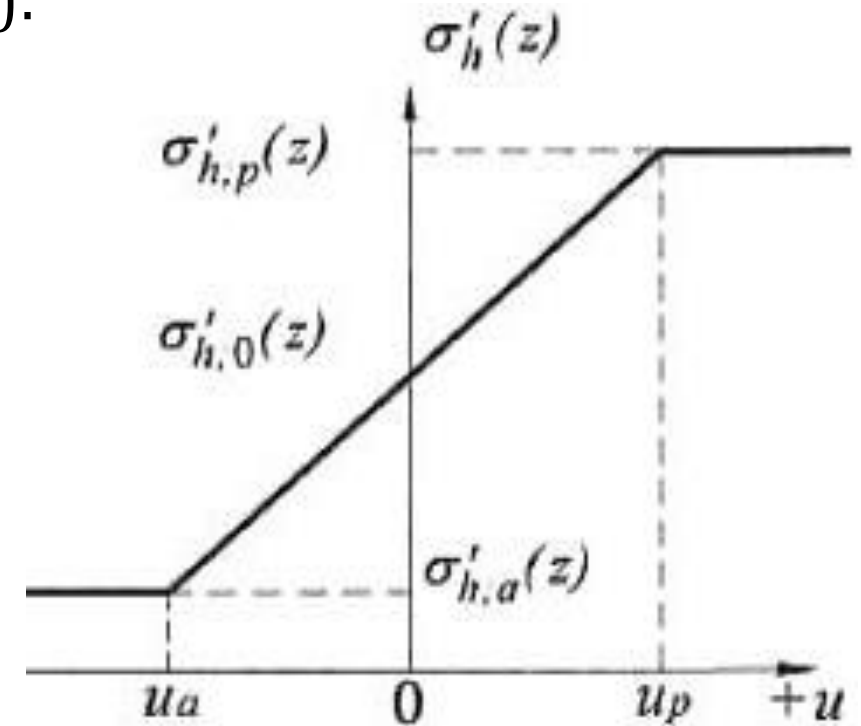
$\sigma'_{h,a}(z)$ – активное боковое давление грунта на глубине z

$\sigma'_{h,0}(z)$ – боковое давление грунта в состоянии покоя на глубине z

$\sigma'_{h,p}(z)$ – пассивное боковое давление грунта на глубине z

$u_a = 0,001H$ – перемещение конструкции и грунта в одном направлении

$u_p = (0,01 \dots 0,02)H$ – перемещение конструкции и грунта навстречу друг другу



Боковое активное давление грунта (п. 9.22 СП 22)

При горизонтальных перемещениях u_a подпорного сооружения или стены подвала более $0,001H$ и при наличии вертикальной равномерно распределенной нагрузки P на поверхности определяется по формуле:

$$\sigma'_{h,a}(z) = K_a(\gamma z + P) - 2c\sqrt{K_a}$$

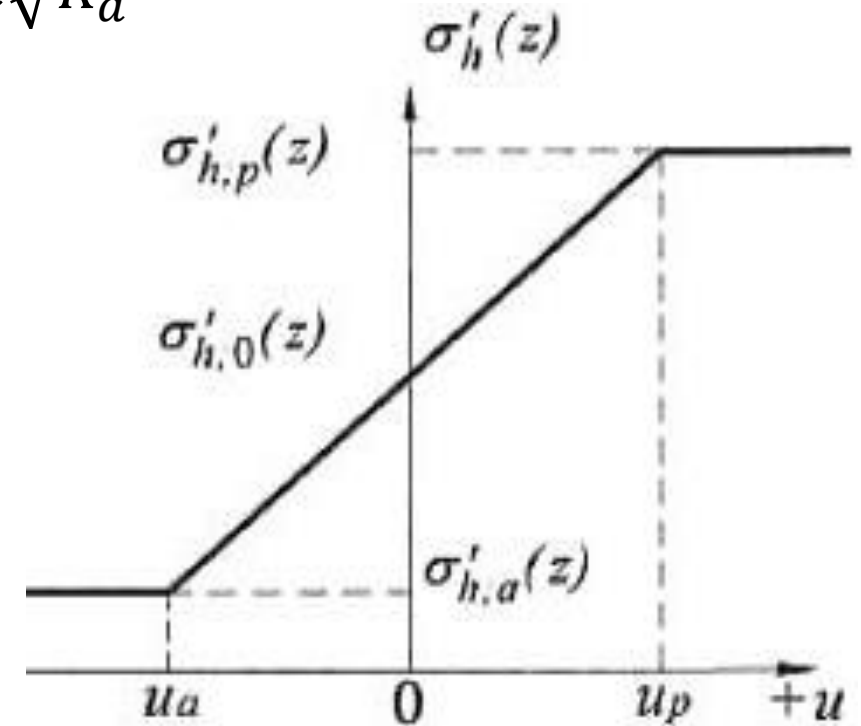
где γ – удельный вес грунта, принимаемый во взвешенном состоянии для водонасыщенных грунтов

c – удельное сцепление грунта

z – глубина, на которой определяется боковое давление грунта

P – вертикальная нагрузка на поверхности

K_a – коэффициент активного давления



Боковое пассивное давление грунта (п. 9.23 СП 22)

При горизонтальных перемещениях u_p подпорного сооружения или стены подвала более $0,01H$ (для влажных) и $0,02H$ (для водонасыщенных) и при наличии вертикальной равномерно распределенной нагрузки P на поверхности определяется по формуле:

$$\sigma'_{h,a}(z) = K_p(\gamma z + P) + 2c\sqrt{K_p}$$

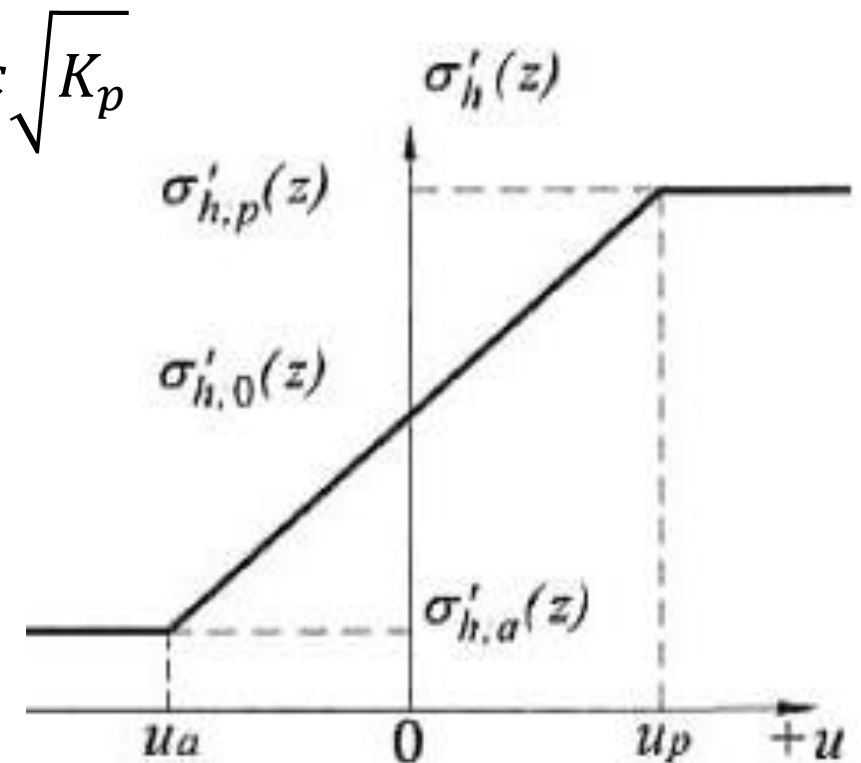
где γ – удельный вес грунта, принимаемый во взвешенном состоянии для водонасыщенных грунтов

c – удельное сцепление грунта

z – глубина, на которой определяется боковое давление грунта

P – вертикальная нагрузка на поверхности

K_p – коэффициент пассивного давления



Коэффициенты активного K_a и пассивного K_p давлений

В общем случае определяются по формулам:

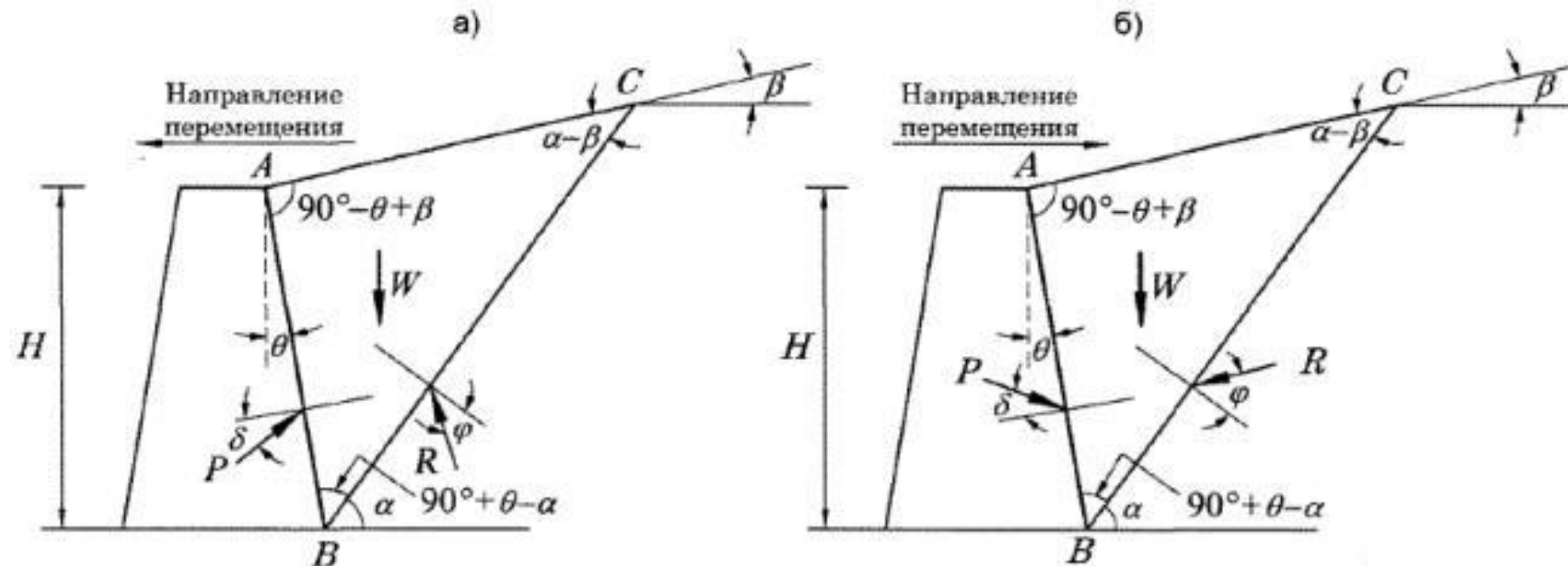
$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\theta - \beta)}} \right]^2} \quad \text{и} \quad K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2\theta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta)\cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

где β – угол наклона поверхности грунта к горизонту

θ – угол отклонения грани конструкции от вертикали

φ – угол внутреннего трения грунта

$\delta = \gamma_k \varphi$ – угол трения грунта по материалу конструкции



Активное боковое давление. Коэффициенты K_a и K_p

В частном случае при горизонтальной поверхности грунта и вертикальной абсолютно гладкой грани конструкции определяются по формулам:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{и} \quad K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

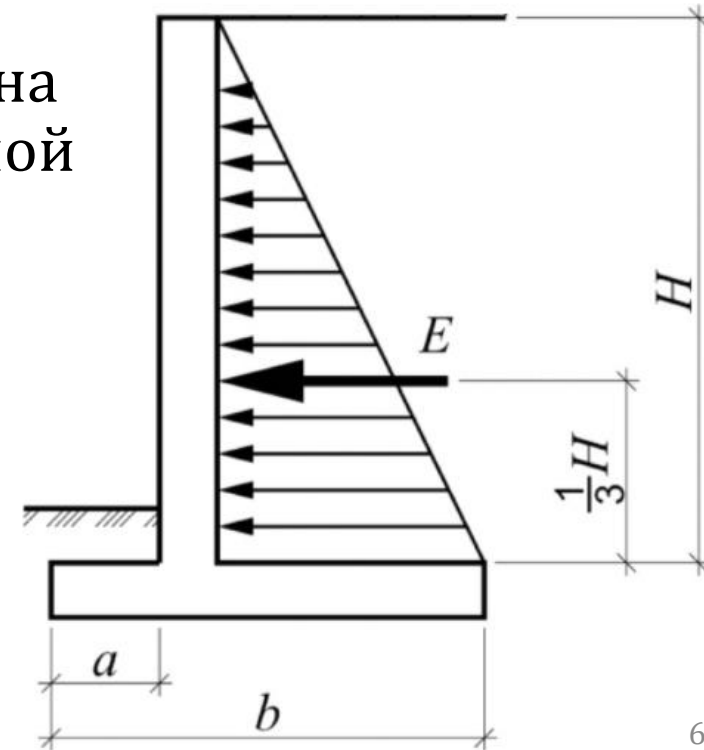
где φ – угол внутреннего трения грунта

Боковое активное давление грунта на подпорную стену на глубине H и равнодействующая E без учета поверхностной нагрузки находятся по формулам:

$$\sigma'_{h,a}(H) = K_a \gamma H = \gamma H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$E = \frac{H}{2} \cdot \sigma'_{h,a}(H) = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Слагаемым $2c\sqrt{K_a}$ в формуле $\sigma'_{h,a}(H)$ **в запас пренебрегают**



Активное боковое давление

Боковое активное давление грунта на подпорную стену от поверхностной нагрузки на глубине 0 или H и равнодействующая E_P находятся по формулам:

$$\sigma'_{h,a,P}(0) = \sigma'_{h,a,P}(H) = K_a P = P \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$E_P = H \cdot \sigma'_{h,a,P}(H) = H \cdot P \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

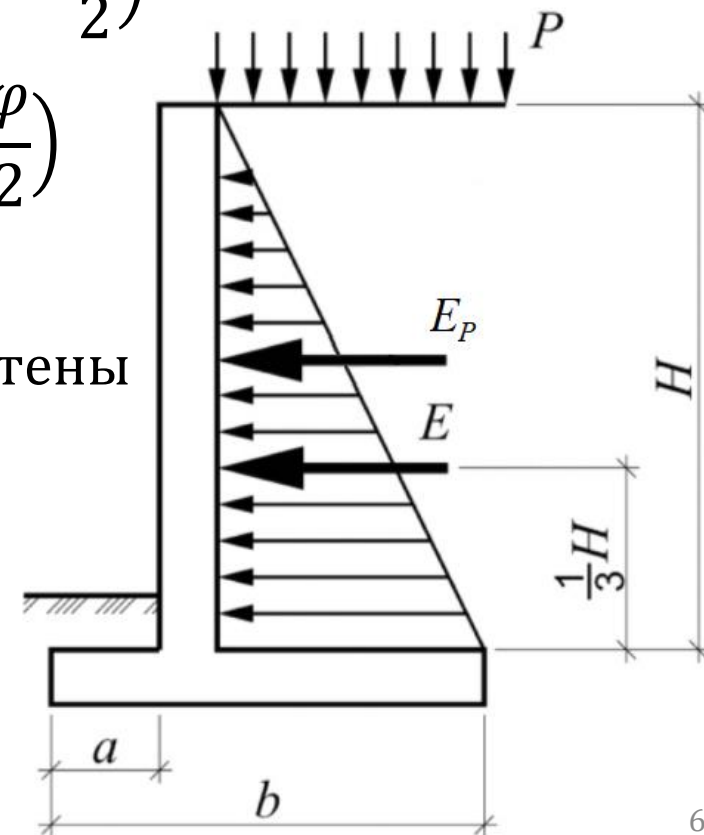
где φ – угол внутреннего трения грунта

H и $b = (0,5 \dots 0,7)H$ – высота и ширина подошвы подпорной стены

$a = (0,25 \dots 0,3)b$ – расстояние от края стенки до подошвы

P – вертикальная нагрузка на поверхности

Расстояния от верхней грани подошвы до равнодействующих E и E_P составляют $H/3$ и $H/2$ соответственно



Устойчивость положения подпорной стены

Определяется следующими проверками для предотвращения скольжения подошвы (с длиной $l = 1$ м) по грунту и опрокидывания относительно точки O :

$$\frac{\Sigma G_i \mu_{\text{тр}}}{E} \geq 1,2 \quad \text{и} \quad \frac{M_{\text{уд}}}{M_{\text{опр}}} > 1,5$$

где $\Sigma G_i = G_1 + G_2 + G_3$ – суммарная расчетная нагрузка от веса элементов подпорной стены и грунта (со знаком «+»)

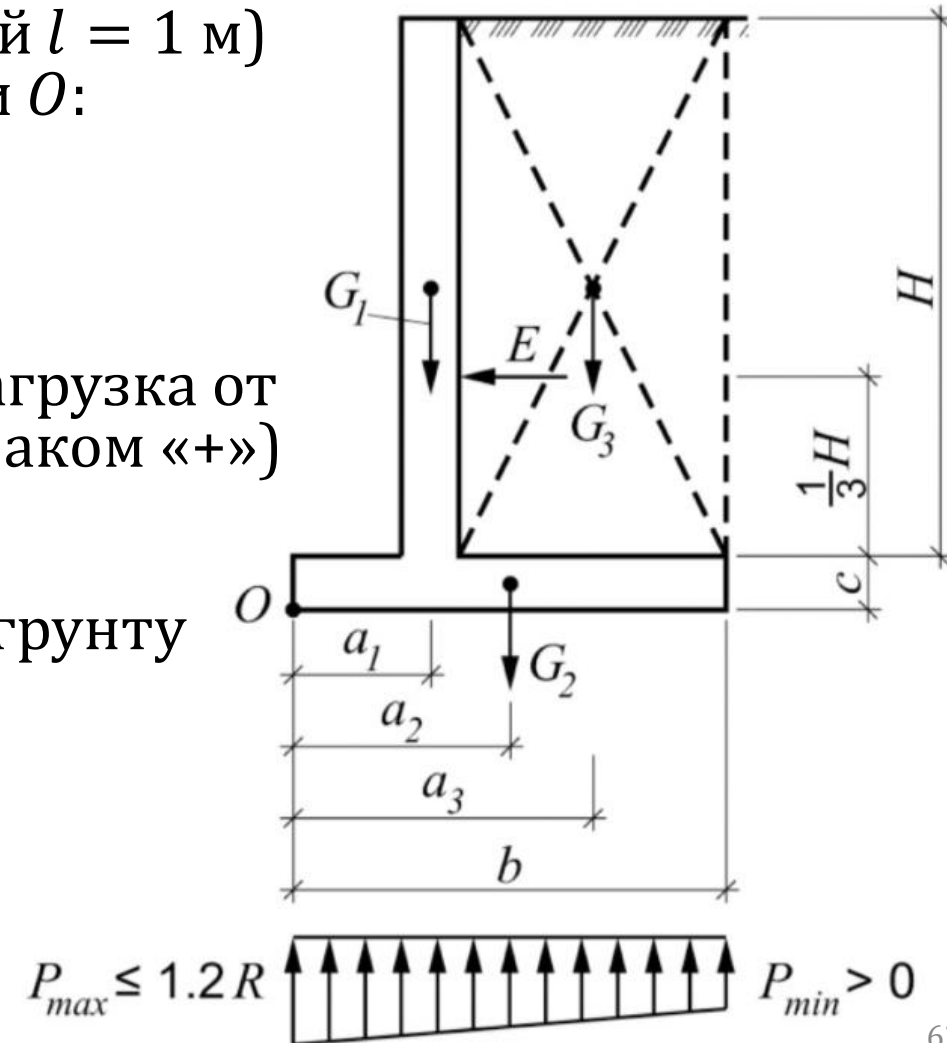
$E = H \cdot \sigma'_{h,a}(H)/2$ – сдвигающая сила

$\mu_{\text{тр}} = 0,3 \dots 0,6$ – коэффициент трения бетона по грунту

$M_{\text{уд}} = G_1 a_1 + G_2 a_2 + G_3 a_3$ – удерживающий от опрокидывания момент

$M_{\text{опр}} = E(H/3 + c)$ – опрокидывающий момент

где b , c и H – ширина, толщина подошвы и высота подпорной стены



Давление на грунт под подошвой подпорной стены

Определяется как для внецентренно-нагруженного фундамента (с длиной подошвы $l = 1$ м) по формулам:

$$P_{max} = \frac{\Sigma G_i}{lb} + \frac{12a_2 M}{lb^3} \leq 1,2R \quad \text{и} \quad P_{min} = \frac{\Sigma G_i}{lb} - \frac{12a_2 M}{lb^3} > 0$$

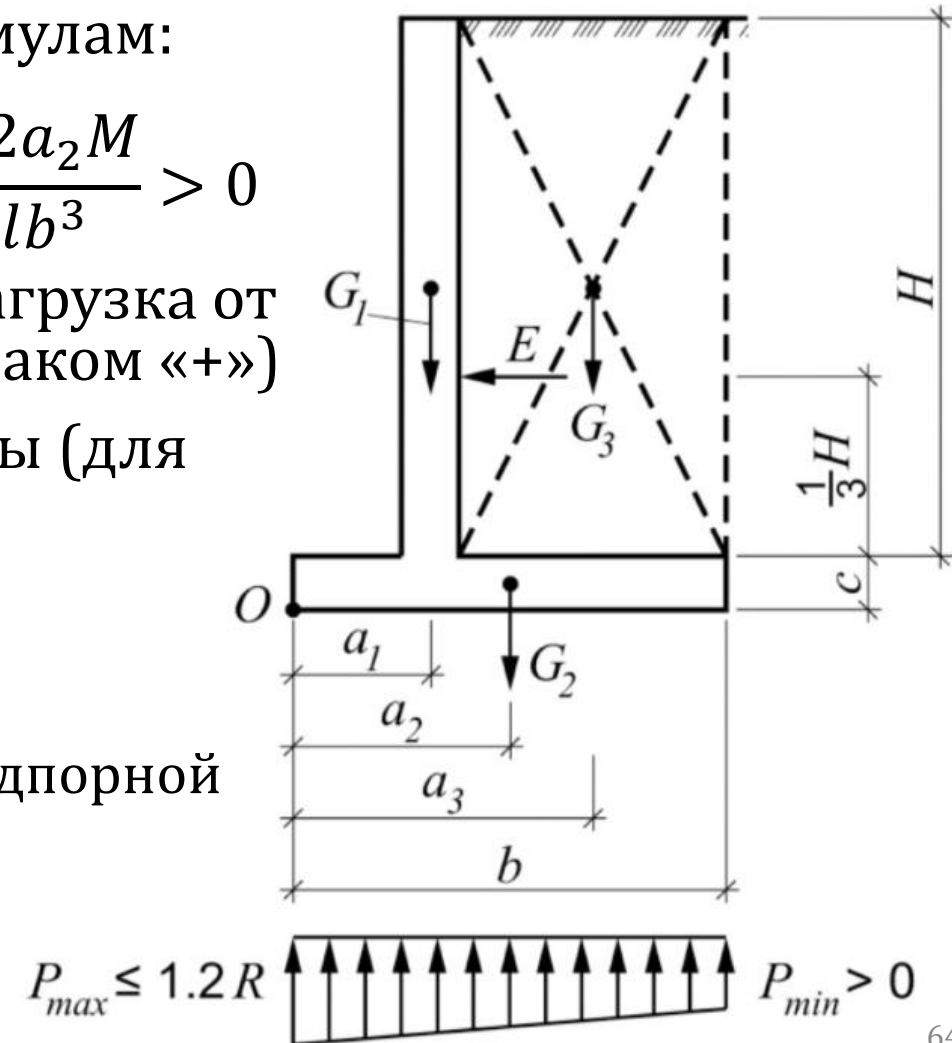
где $\Sigma G_i = G_1 + G_2 + G_3$ – суммарная расчетная нагрузка от веса элементов подпорной стены и грунта (со знаком «+»)

$a_2 = b/2$ – расстояние от центра до края подошвы (для случая с постоянной толщиной подошвы)

$$M = G_1 \left(\frac{b}{2} - a_1 \right) - G_3 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) + E \left(\frac{H}{3} + c \right)$$

где b , c и H – ширина, толщина подошвы и высота подпорной стены

(M определен при постоянной толщине подошвы без учета поверхностной нагрузки P)



Расчетная схема стенки

Расчет стенки выполняется по консольной схеме (с длиной пролета H) на действие максимального изгибающего момента и поперечной силы в заделке, определяемых по формулам:

$$M_{\text{ст}} = M + M_P = \frac{EH}{3} + \frac{E_P H}{2} = \frac{H^2 \cdot \sigma'_{h,a}(H)}{6} + \frac{H^2 \cdot \sigma'_{h,a,P}(H)}{2}$$

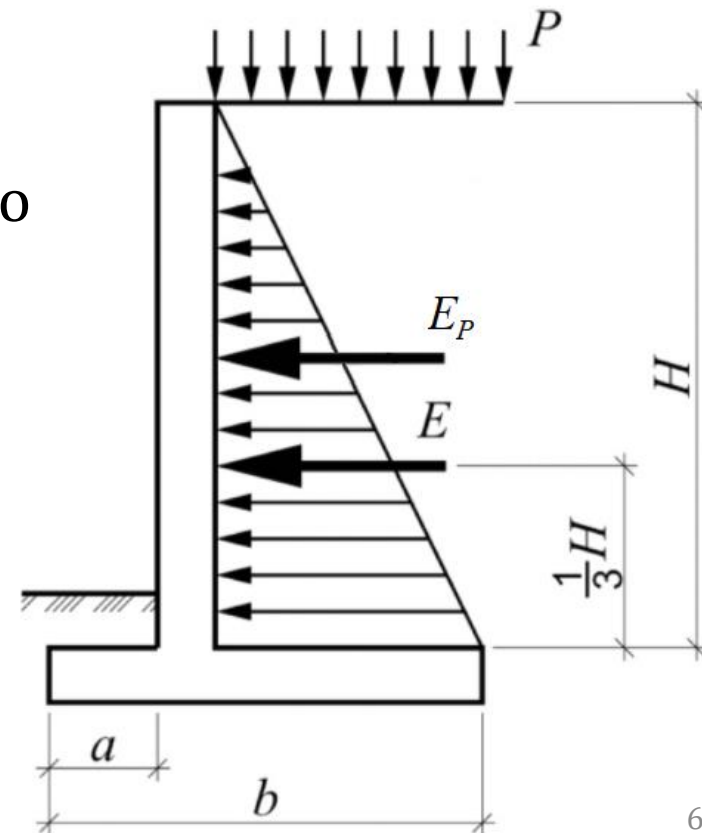
$$Q_{\text{ст}} = E + E_P = H \cdot \sigma'_{h,a}(H)/2 + H \cdot \sigma'_{h,a,P}(H)$$

Максимальный прогиб (в конце консоли) вычисляется по формуле:

$$f_{\text{tot}} = f + f_P$$

$$f = \frac{H^4 \cdot \sigma'_{h,a}(H)}{30 \cdot E_{b1} I_{x,red,crc}} = \frac{H^2}{5} \cdot \frac{H^2 \cdot \sigma'_{h,a}(H)}{6 \cdot E_{b1} I_{x,red,crc}} = \frac{H^2}{5} \cdot \frac{M}{D_{crc}} = U \cdot \frac{1}{r}$$

$$f_P = \frac{H^4 \cdot \sigma'_{h,a,P}(H)}{8 \cdot E_{b1} I_{x,red,crc}} = \frac{H^2}{4} \cdot \frac{H^2 \cdot \sigma'_{h,a,P}(H)}{2 \cdot E_{b1} I_{x,red,crc}} = \frac{H^2}{4} \cdot \frac{M_P}{D_{crc}} = U_P \cdot \frac{1}{r_P}$$



Расчетная схема короткого участка подошвы

Расчет короткого участка подошвы также выполняется по консольной схеме (с длиной пролета a) на действие максимального изгибающего момента и поперечной силы в заделке (наружная грань стенки) от реактивного отпора грунта и пригруза G_4 , определяемых по формулам:

$$M_K = \frac{(P_K - q_1)a^2}{2} + \frac{2(P_{max} - P_K)a^2}{3}$$

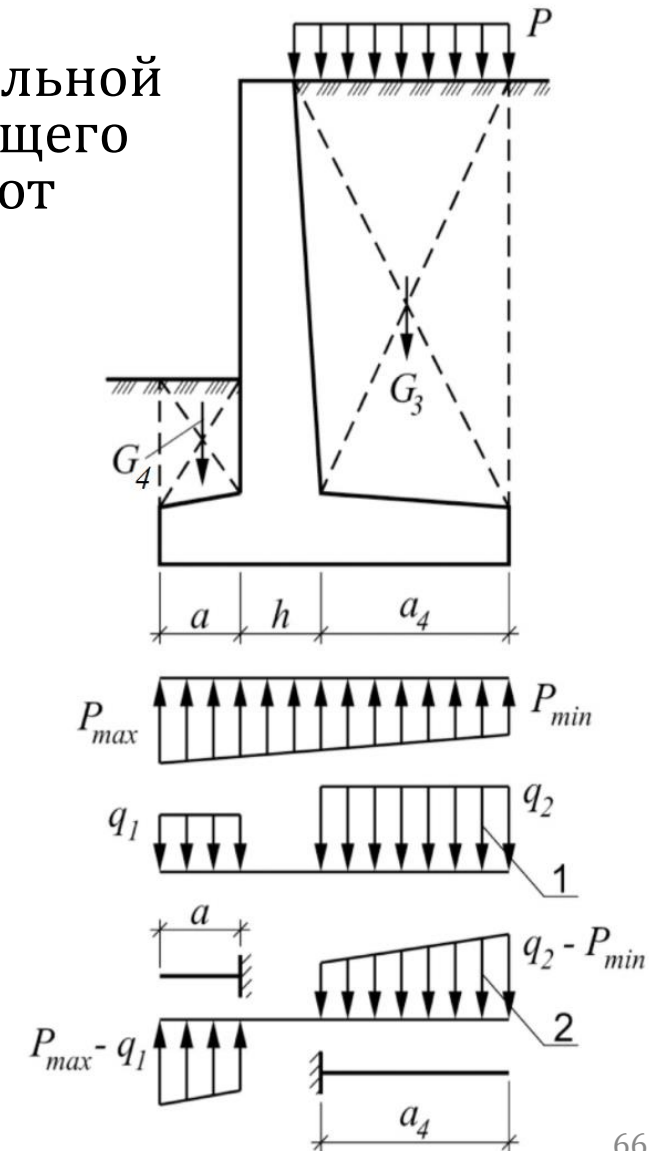
$$Q_K = (P_K - q_1)a + \frac{(P_{max} - P_K)a}{2}$$

где $q_1 = G_4/a$ – давление грунта на консоль шириной 1 м

$P_{max} = \frac{\Sigma G_i + Pa_4}{lb} + \frac{12a_2M}{lb^3}$ – максимальный реактивный отпор

$P_K = \frac{\Sigma G_i + Pa_4}{lb} + \frac{12(a_2 - a)M}{lb^3}$ – реактивный отпор в заделке

$$M = G_1 \left(\frac{b}{2} - a_1 \right) - G_3 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) - Pa_4 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) + E \left(\frac{H}{3} + c \right) + E_P \left(\frac{H}{2} + c \right)$$



Расчетная схема длинного участка подошвы

Расчет длинного участка подошвы также выполняется по консольной схеме (с длиной пролета a_4) на действие максимального изгибающего момента и поперечной силы в заделке (внутренняя грань стенки) от пригруза G_3 с дополнительным давлением P , определяемых по формулам:

$$M_{\text{д}} = \frac{(q_2 - P_{\text{д}})a_4^2}{2} + \frac{2(P_{\text{д}} - P_{\text{min}})a_4^2}{3}$$

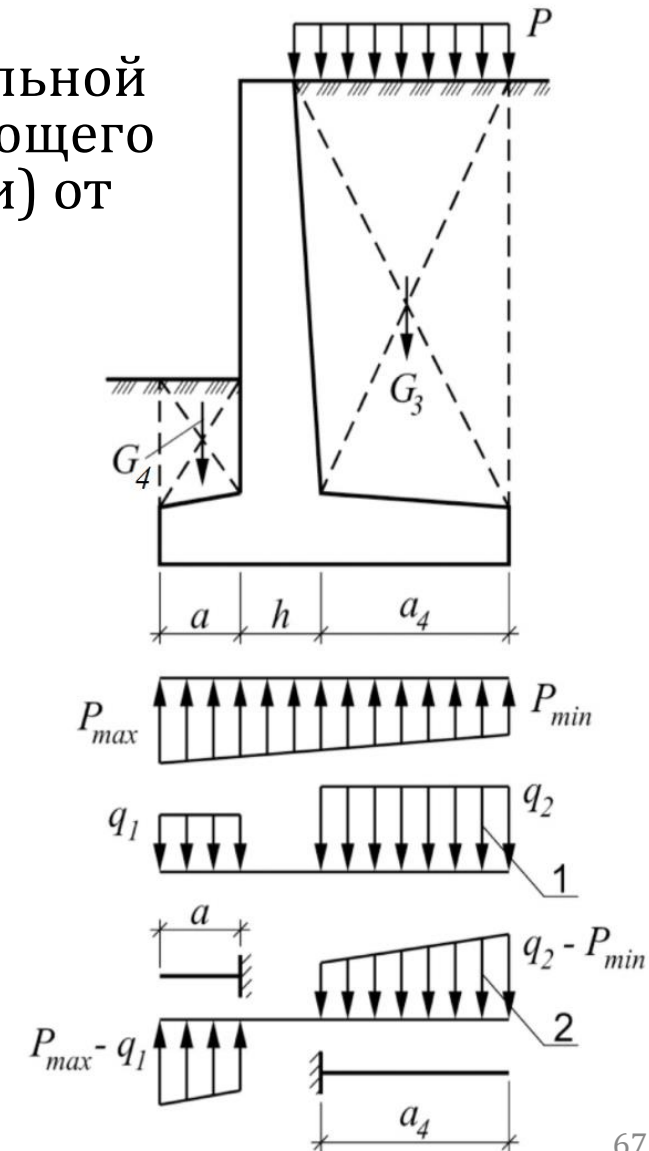
$$Q_{\text{д}} = (q_2 - P_{\text{д}})a_4 + \frac{(P_{\text{д}} - P_{\text{min}})a_4}{2}$$

где $q_2 = G_3/a_4 + P$ – давление на консоль шириной 1 м

$P_{\text{min}} = \frac{\Sigma G_i + Pa_4}{lb} - \frac{12a_2M}{lb^3}$ – минимальный реактивный отпор

$P_{\text{д}} = \frac{\Sigma G_i + Pa_4}{lb} + \frac{12(a_2 - a - h)M}{lb^3}$ – реактивный отпор в заделке

$$M = G_1 \left(\frac{b}{2} - a_1 \right) - G_3 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) - Pa_4 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) + E \left(\frac{H}{3} + c \right) + E_P \left(\frac{H}{2} + c \right)$$

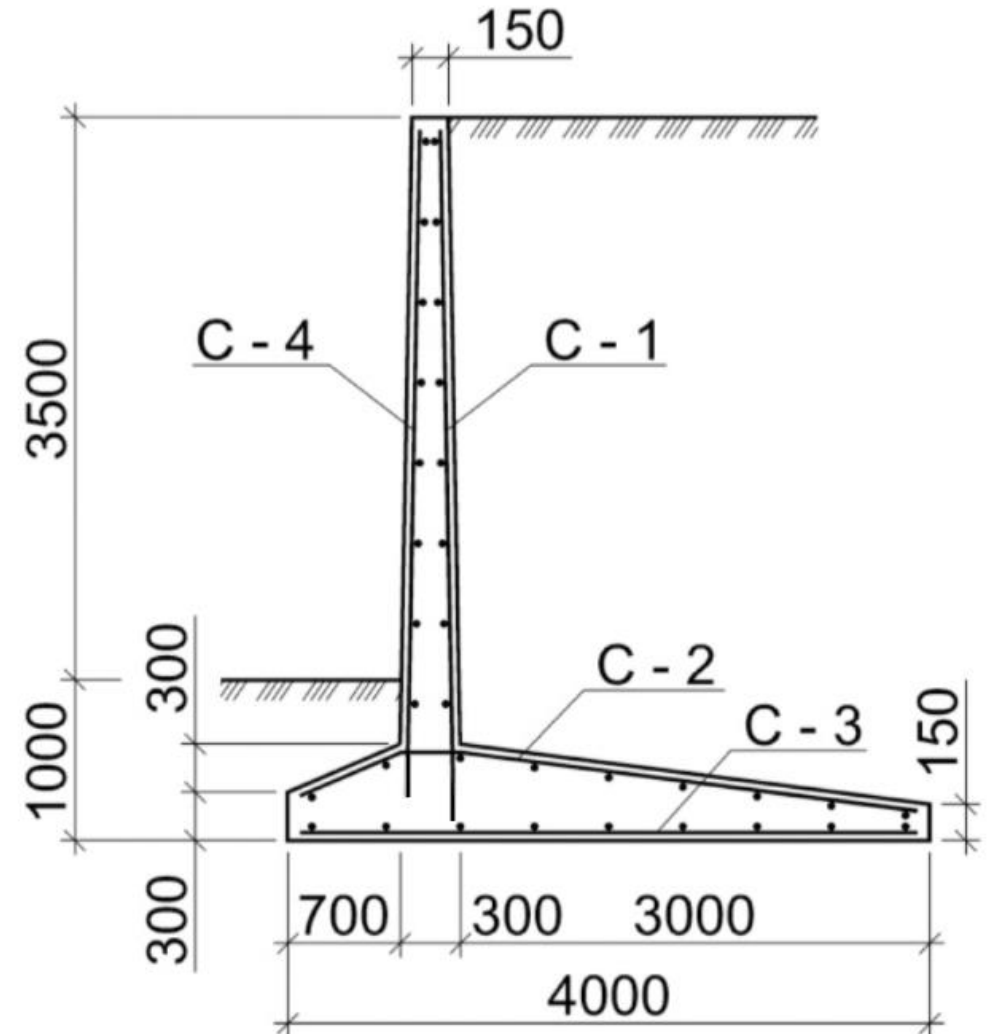
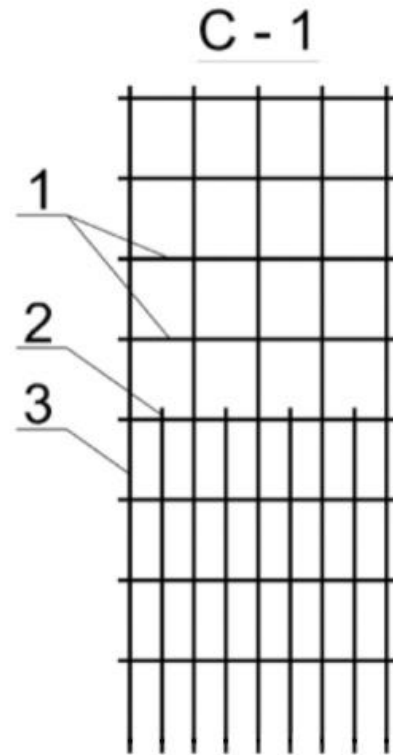
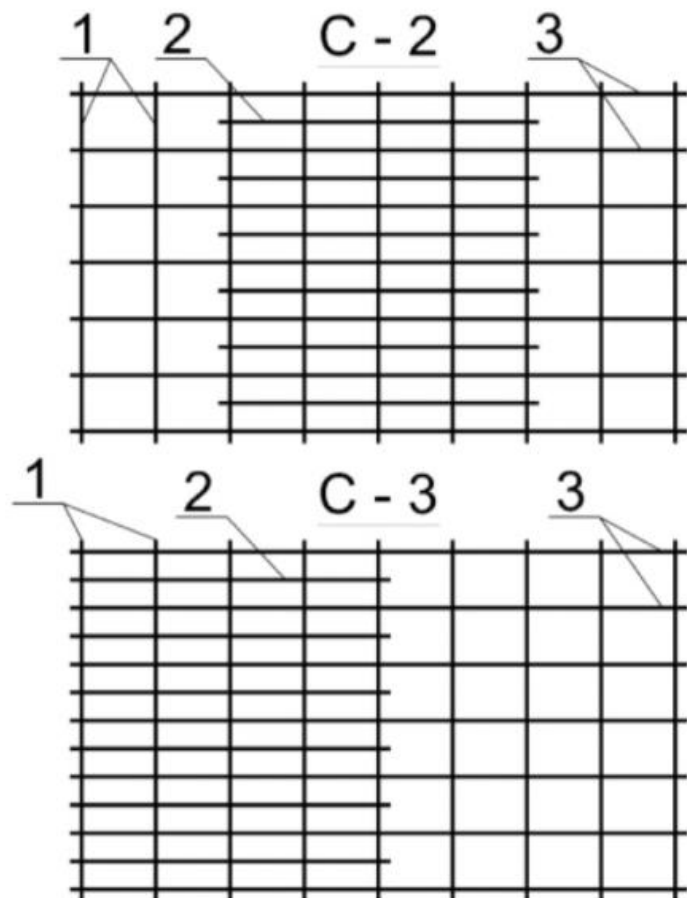


Пример армирования подпорной стены сетками

1 – распределительные стержни

2 – дополнительная рабочая арматура

3 – основная рабочая арматура



Железобетонные резервуары

По форме в плане разделяются на:

- Прямоугольные
- Цилиндрические
- Овальные
- Сложной формы (сферические, торовые, линзообразные и др.)

По функциональному назначению для:

- Хранения нефти и нефтепродуктов
- Систем водоснабжения и водоотведения
- Хранения продуктов производства (растворов, удобрений и др.)

Железобетонные резервуары

По расположению в пространстве:

- Заглубленные (подземные) и полузаглубленные (частично подземные)
- Наземные (на поверхности земли) и надземные (водонапорные башни)

По конструктивному решению стен:

- С вертикальными или наклонными стенами
- Со стенами из пространственных конструкций

По конструктивному решению покрытия:

- С плоским или пространственным покрытием
- С комбинированным вариантом покрытия или без покрытия

Пример сборного железобетонного резервуара

- а) – план в двух вариантах
- б) и в) – разрезы для этих вариантов

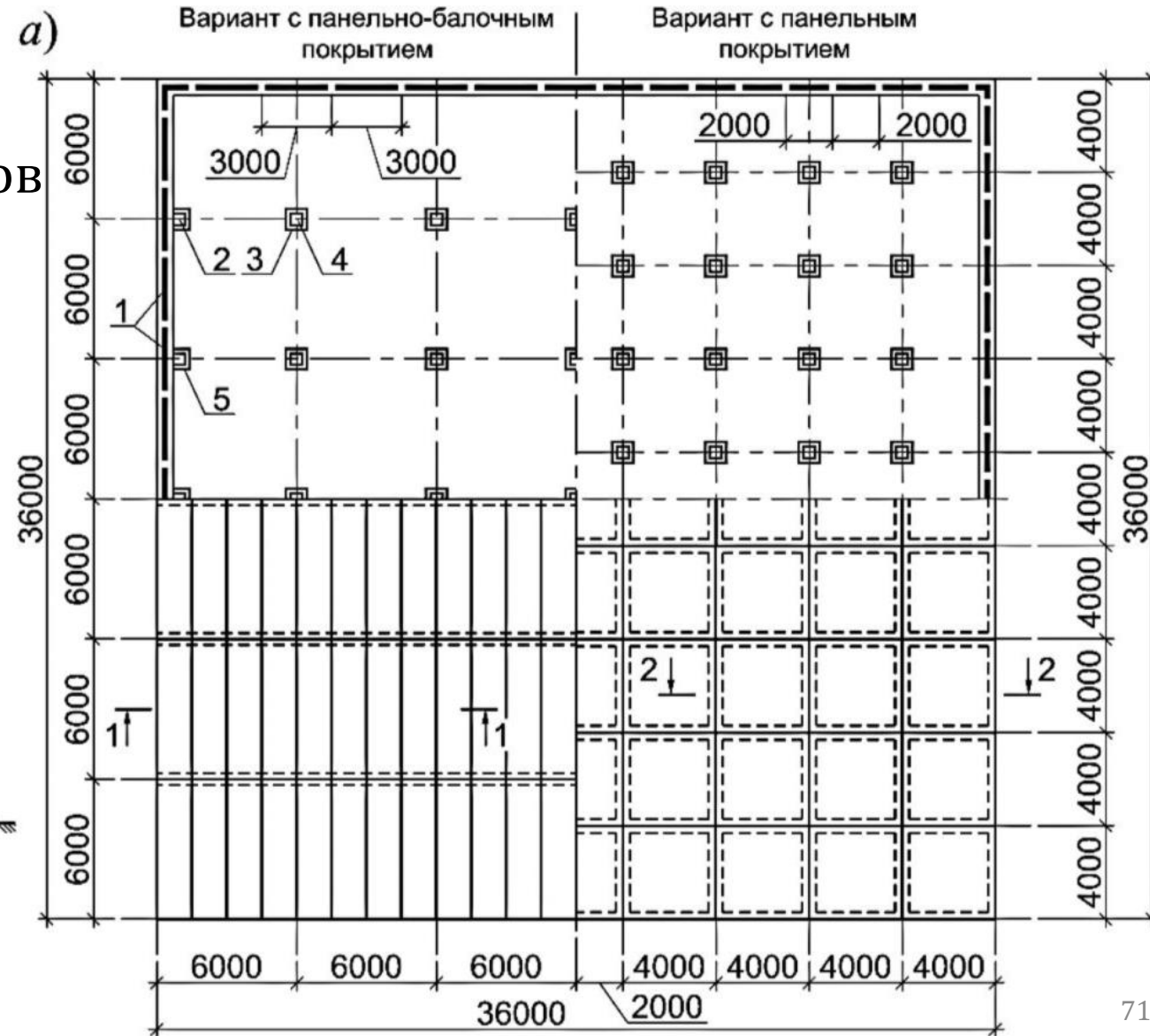
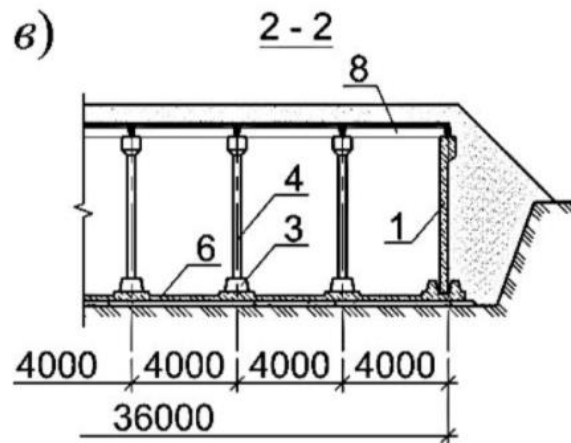
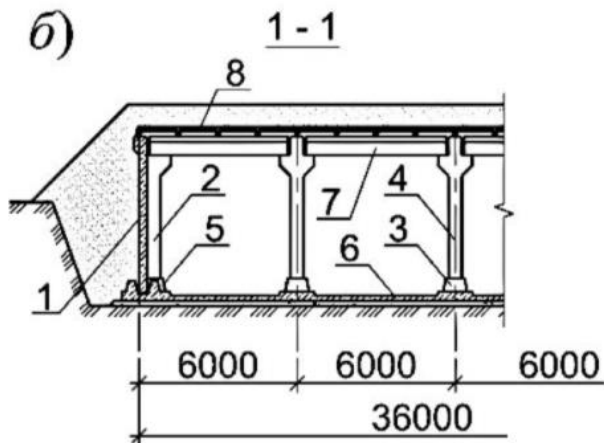
1 – стеновые панели

2 и 5 – крайняя колонна и ее фундамент

3 и 6 – подколонник и плита днища

4 – центральная колонна

7 и 8 – ригель и плита покрытия



Расчет стен резервуаров без контрфорсов

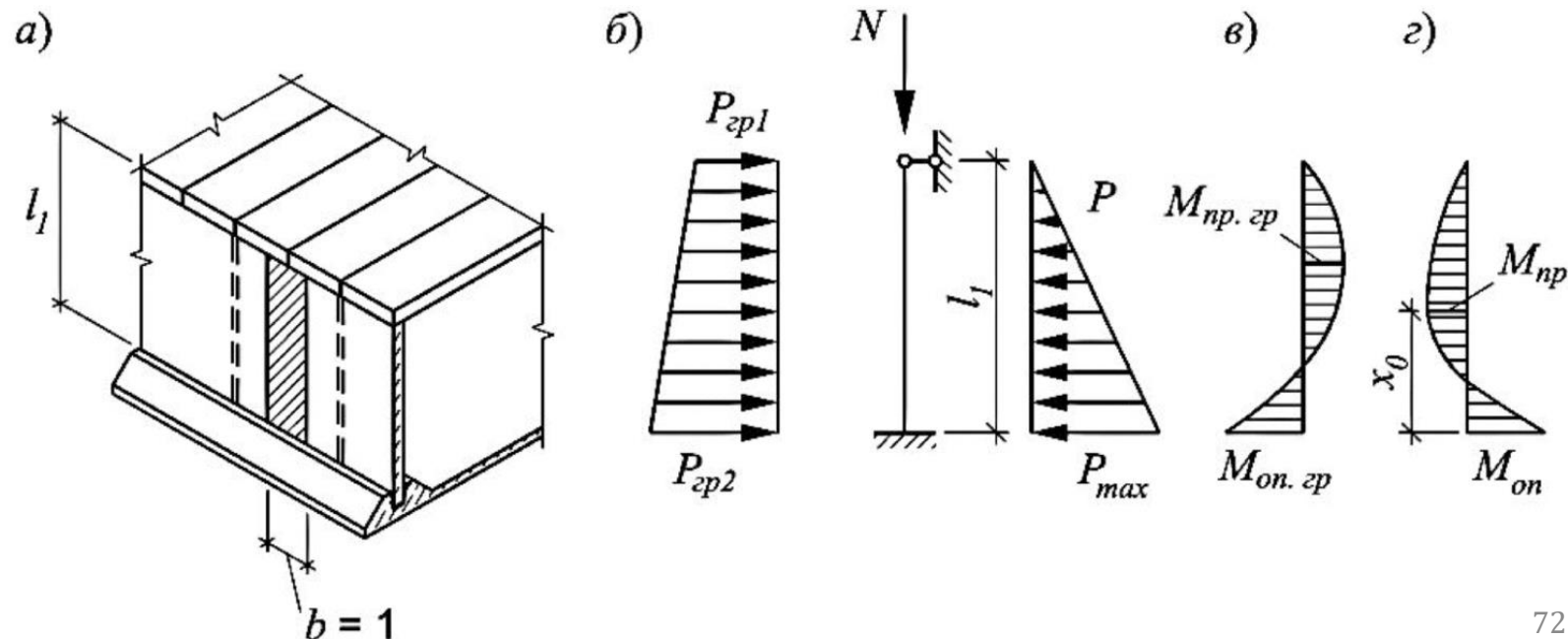
- а) – конструктивное решение подземного резервуара
- б) – расчетная схема при шарнирном узле опирания покрытия на стену
- в) – эпюра изгибающих моментов от бокового давления грунта
- г) – эпюра изгибающих моментов от гидростатического давления жидкости

Расчетные ситуации:

1 – давление жидкости
(случай испытаний герметичности)

2 – давление грунта
(случай ремонта)

3 – давление жидкости и
грунта (случай
эксплуатации)



Расчет стен резервуаров с контрфорсами

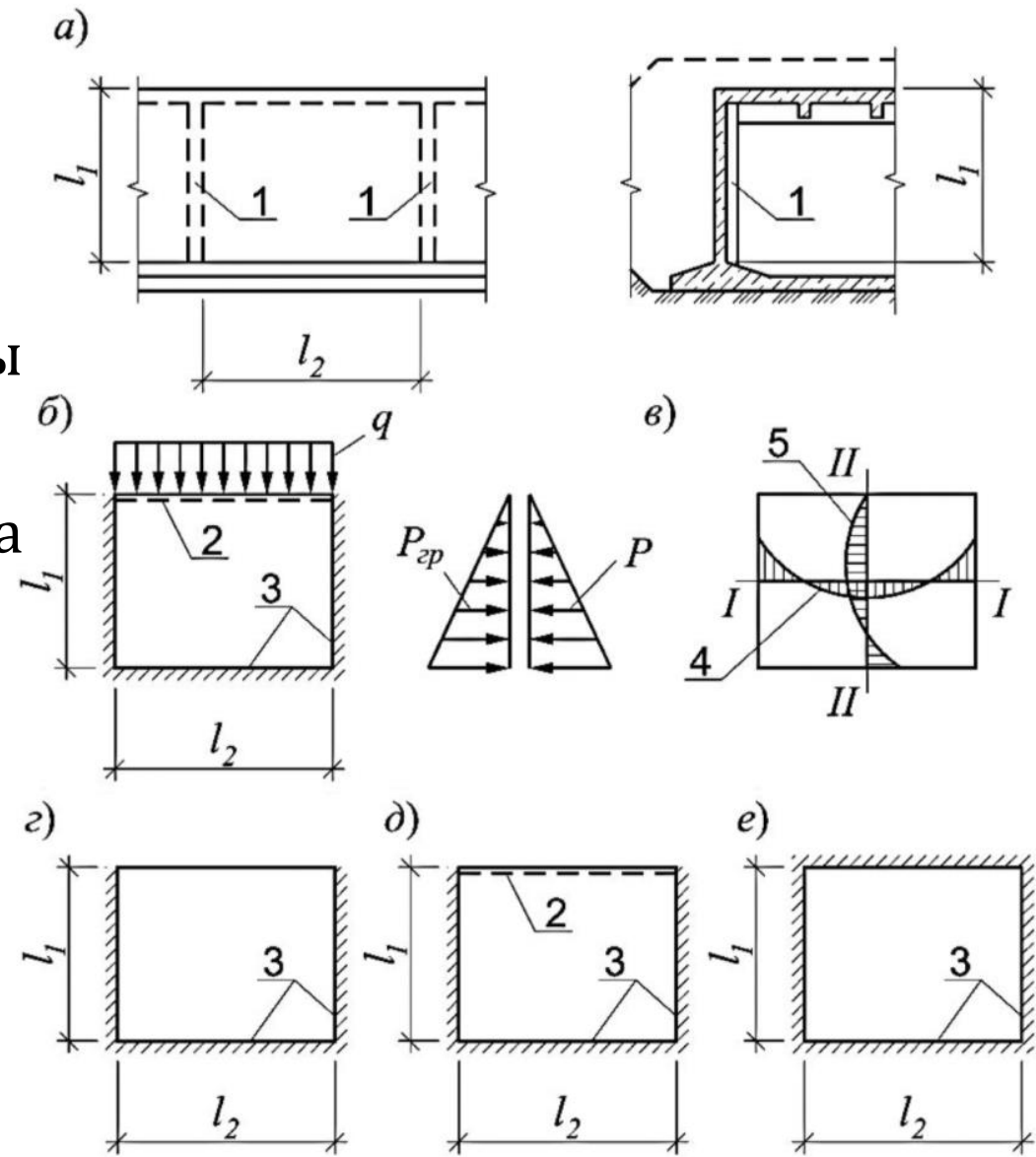
- **а)** – конструктивное решение подземного резервуара
- **б) и в)** – расчетная схема при шарнирном узле опирания покрытия на стену и эпюры изгибающих моментов
- **г)** – расчетная схема открытого резервуара
- **д) и е)** – расчетные схемы при шарнирном и жестком узлах покрытия и стен

1 – контрфорсы

2, 3 – шарнирное, жесткое сопряжение

4, 5 – эпюры изгибающих моментов в горизонтальном и вертикальном направлениях

q – нагрузка от покрытия



Литература:

- СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции
- СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений
- СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия
- Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. 5-е издание, перер. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
- Кумпяк О. Г., Самсонов В. С., Галяутдинов З. Р., Пахмурин О. Р. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Издательство АСВ, 2014. – 672 с.

ИФО | 01.03.04 | ПМ | 6-й семестр

Строительные конструкции

Лекция №23



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

www: mgsu.ru/universityabout/Struktura/Kafedri/ZhBK/

e-mail: g bk@mgsu.ru; dpekin@mail.ru

тел.: +7 495 287 49 14 доб. 3036, 3084

Пекин Дмитрий Анатольевич, доцент, к.т.н.