

ИСА | 08.03.01 | ПГС | 6-й семестр

Железобетонные и каменные конструкции

Практическое занятие №10



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

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

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

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

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

Практическое занятие №10 – краткий обзор:

Одноэтажные производственные здания из сборного железобетона:

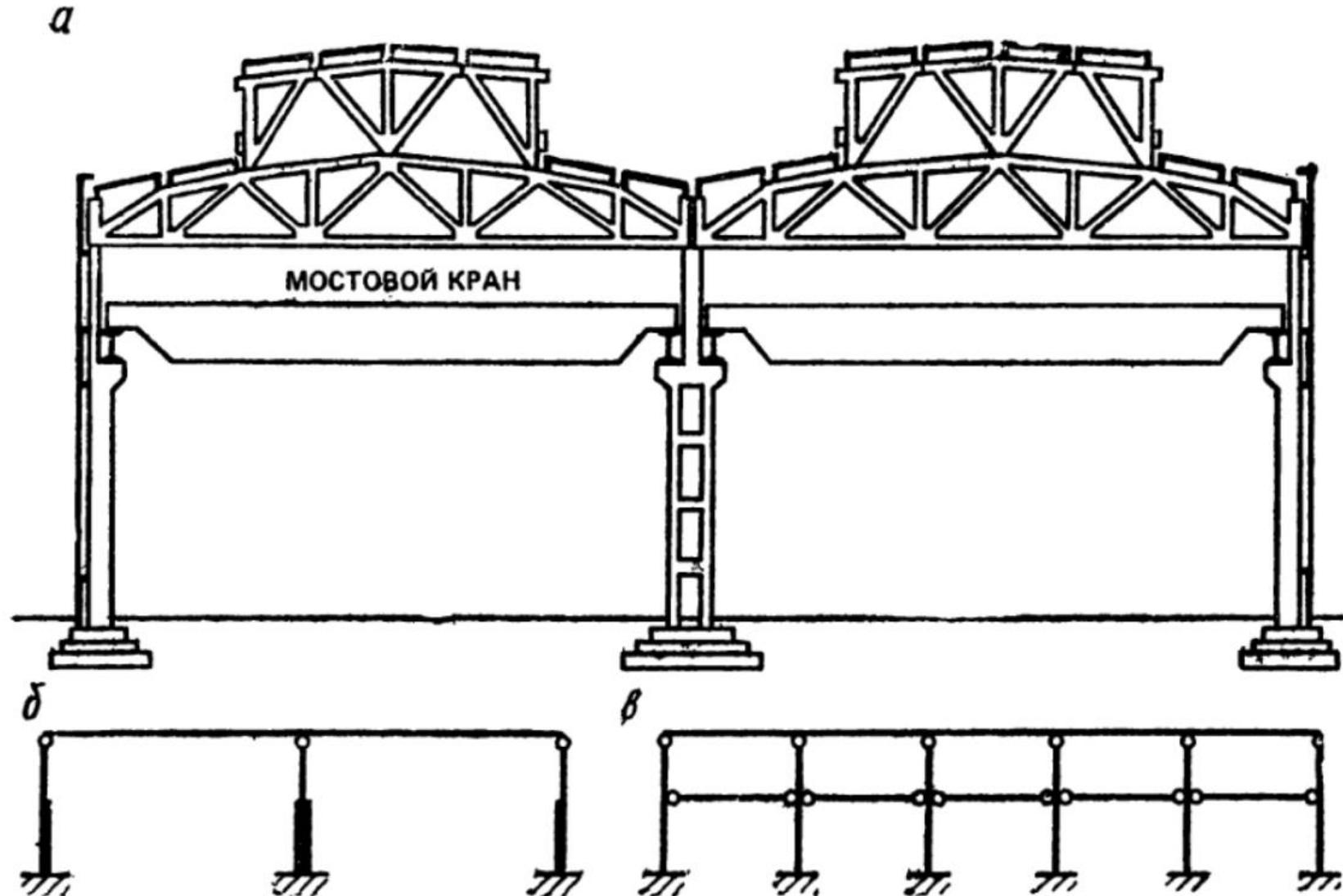
- Описание каркаса
- Сбор нагрузок
- Расчет каркаса
- Серии типовых конструктивных решений

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*

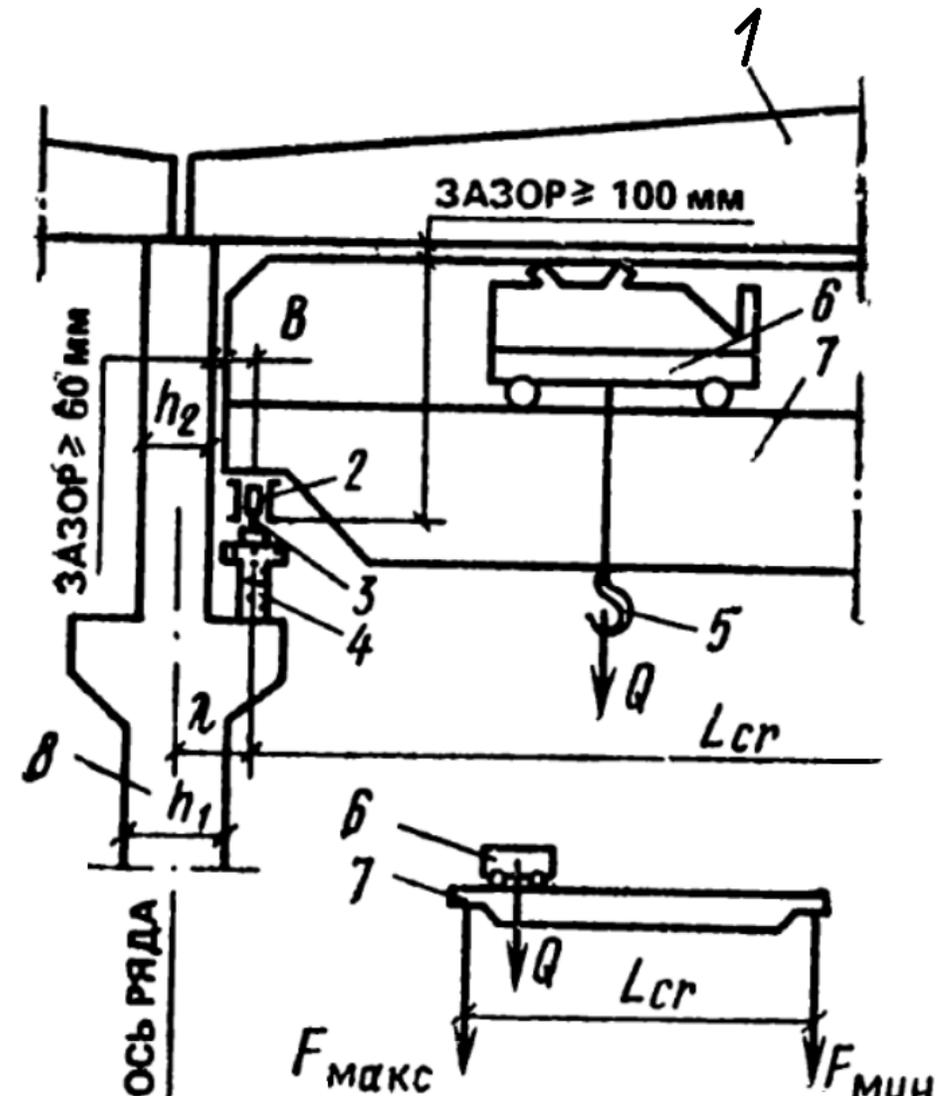


* – на рис. в)
продольные связи
условно не показаны

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

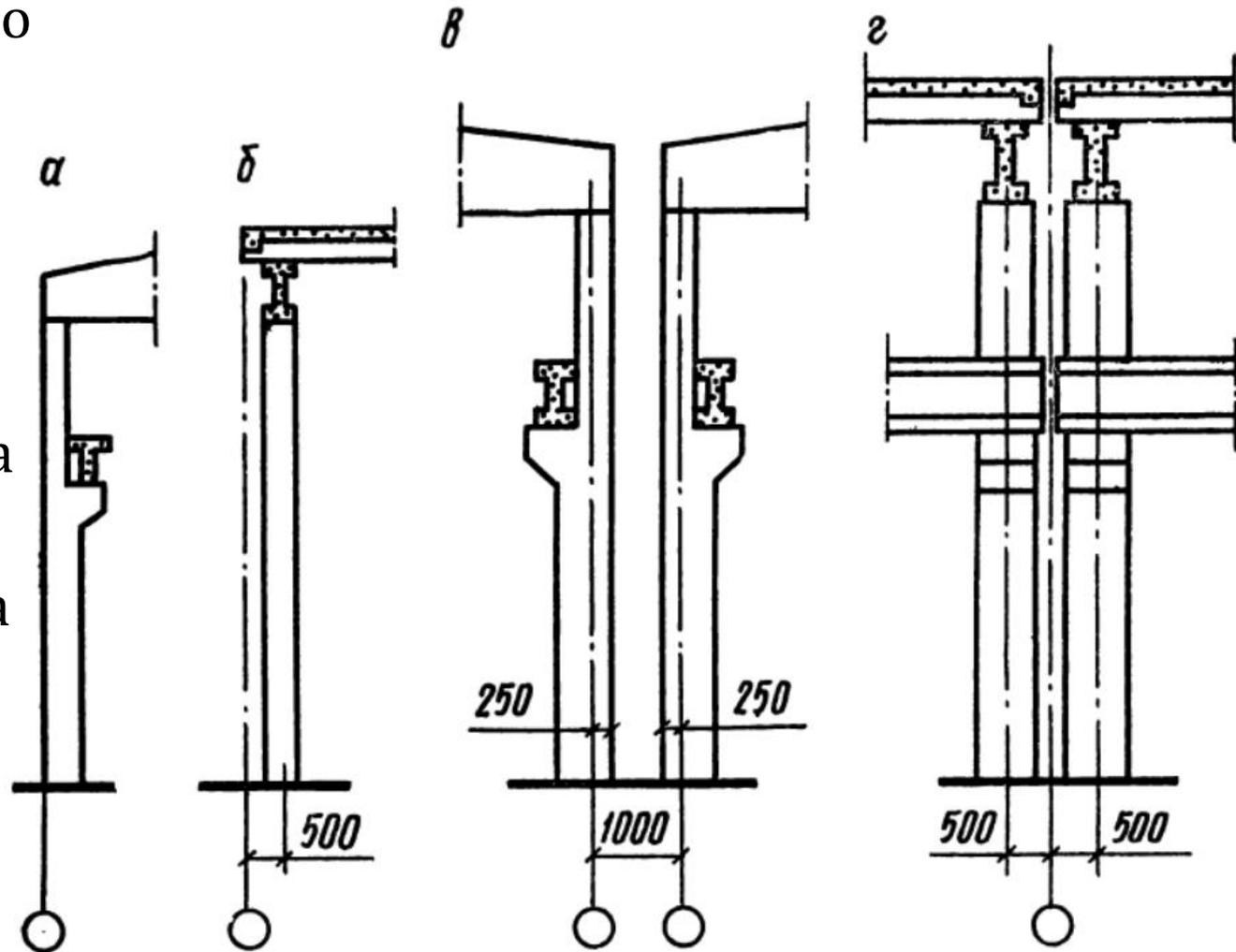
При наличии жесткого диска покрытия горизонтальные нагрузки от торможения тележки крана распределяются на соседние колонны каркаса



Компоновка здания и привязки колонн к осям:

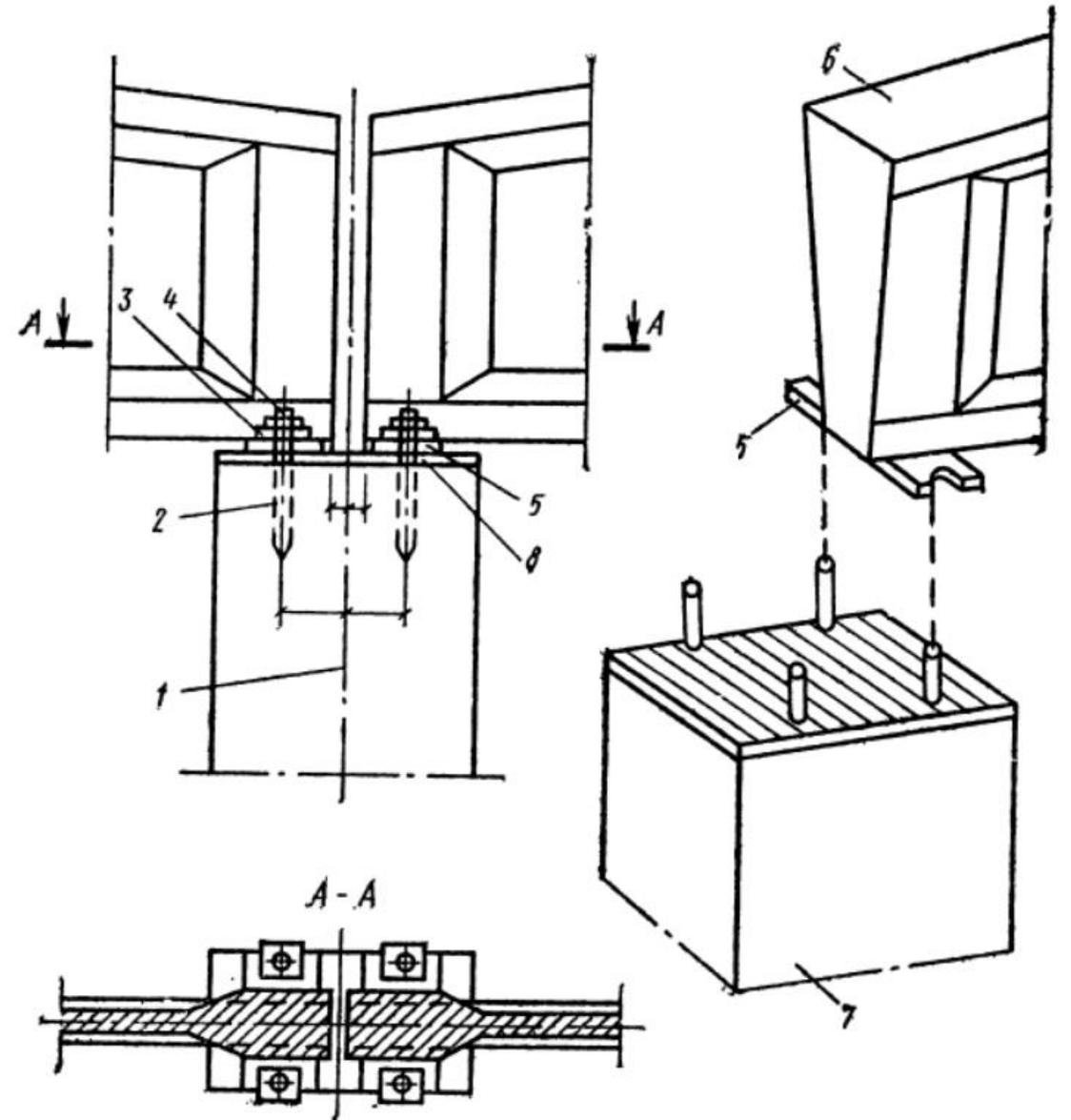
- а) – привязка «0» в поперечном направлении для колонн крайнего ряда с шагом 6 м и $Q \leq 30$ т
- б) – привязка 500 мм в продольном направлении для угловых колонн
- в) – привязки и разрыв в месте продольного температурного шва
- г) – привязки и разрыв в месте поперечного температурного шва

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 – анкеры
 - 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:

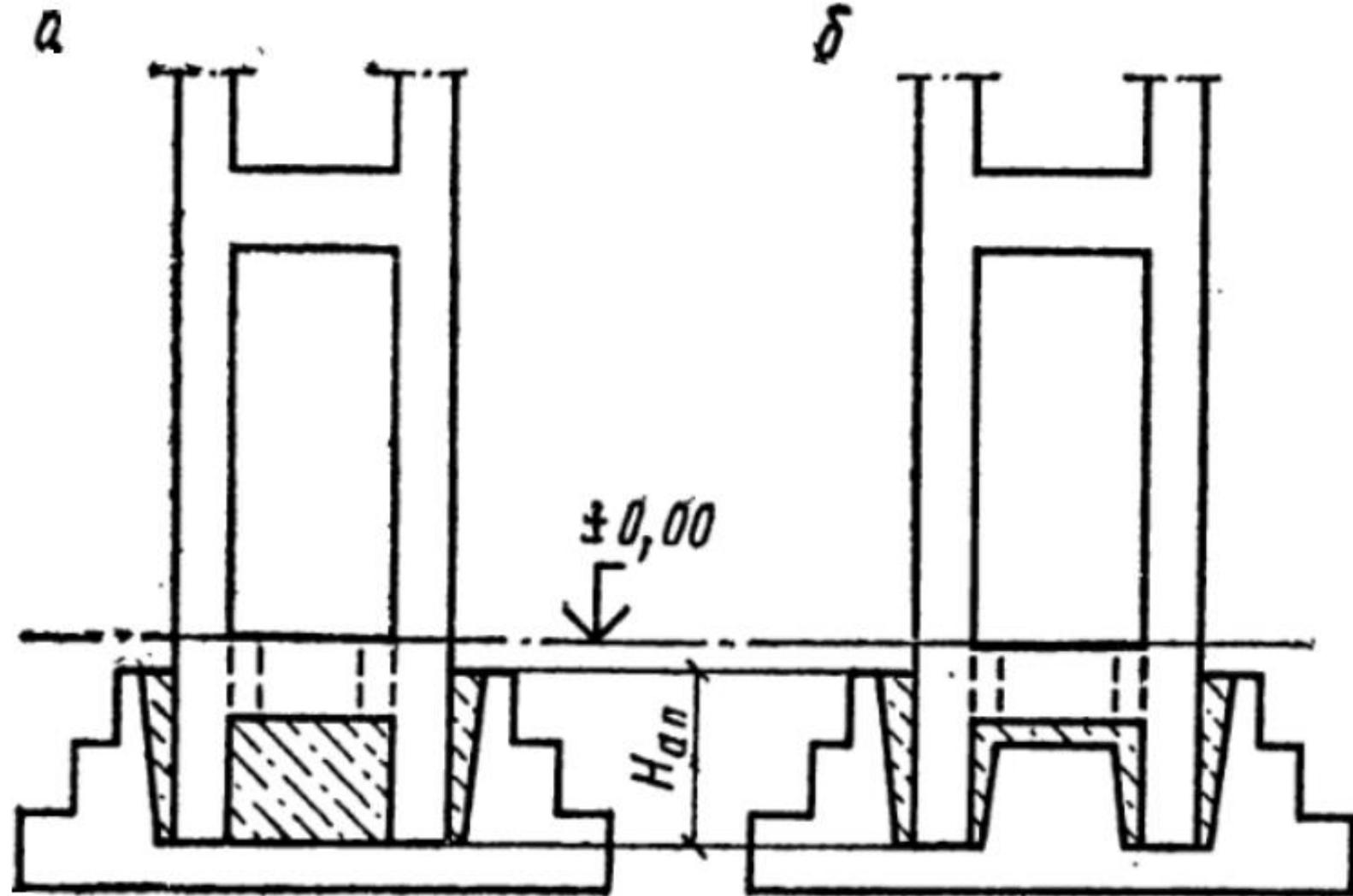
- а) – в общем стакане
- б) – в разных стаканах

H_{ah} – глубина заделки колонны в фундамент:

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

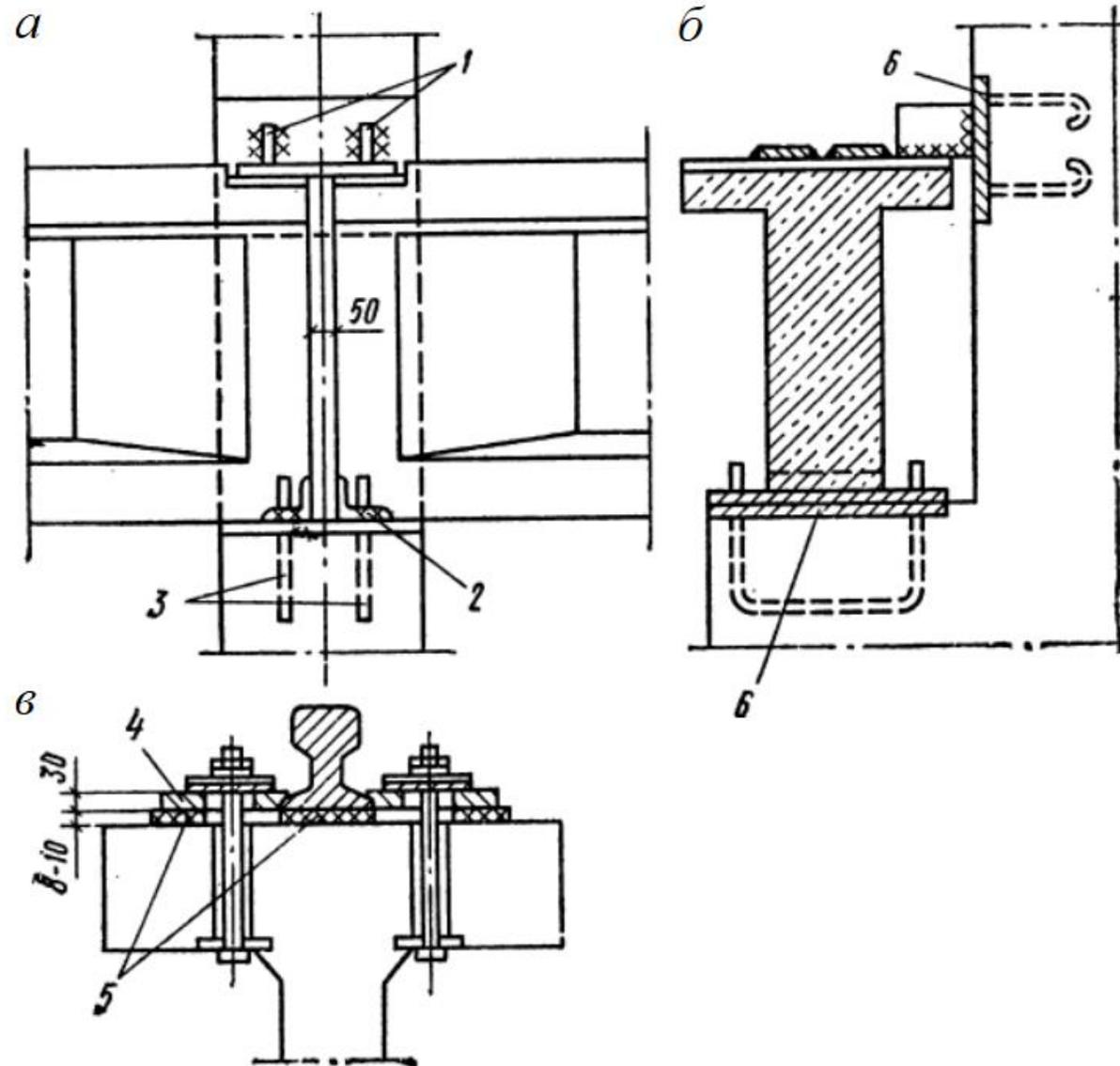
$$H_{ah} > 1,5b,$$

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



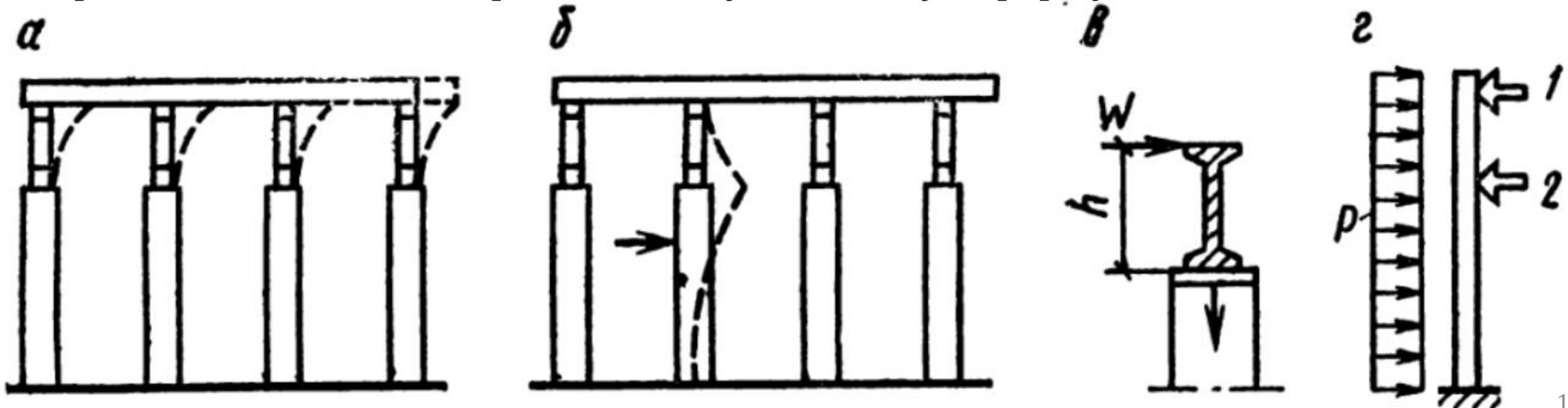
Узел сопряжения подкрановых балок с колонной:

- 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

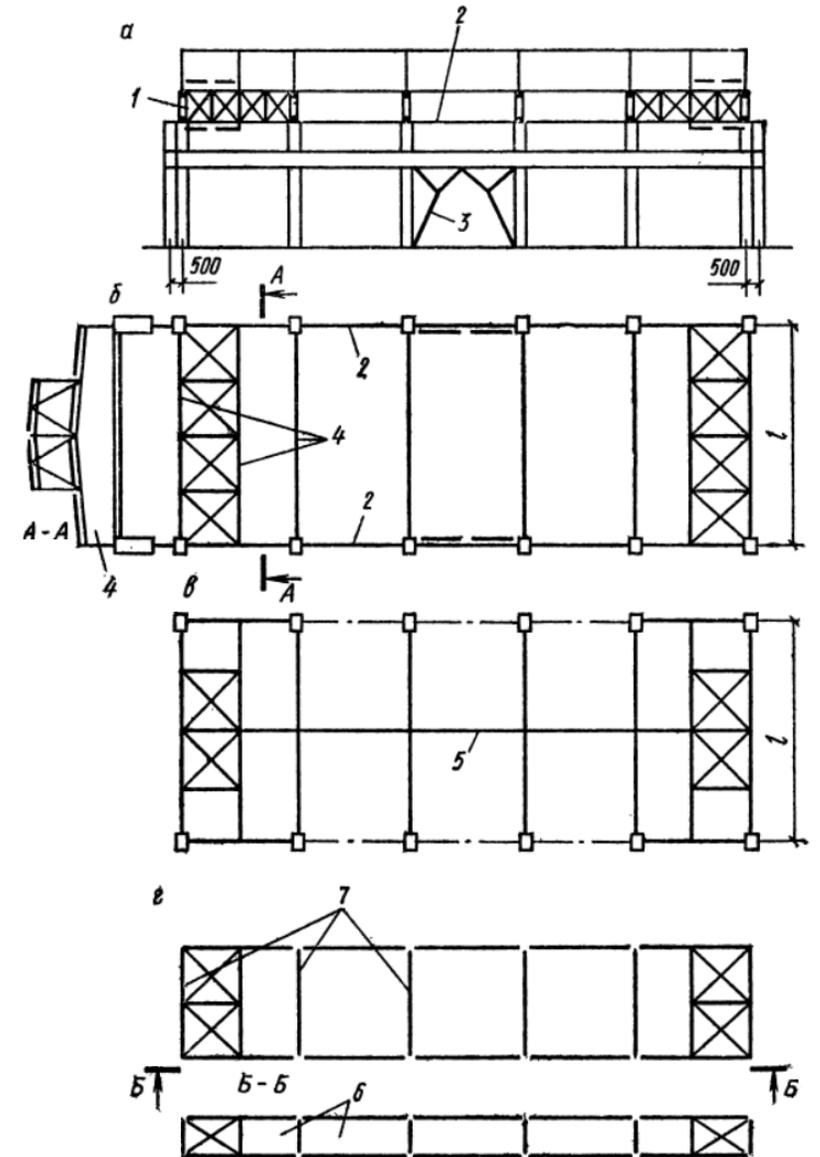
3 – вертикальные связи по колоннам

4 – ригели поперечной рамы

5 – распорка по верху ригеля

6 – плоскость остекления фонаря

7 – фермы фонаря

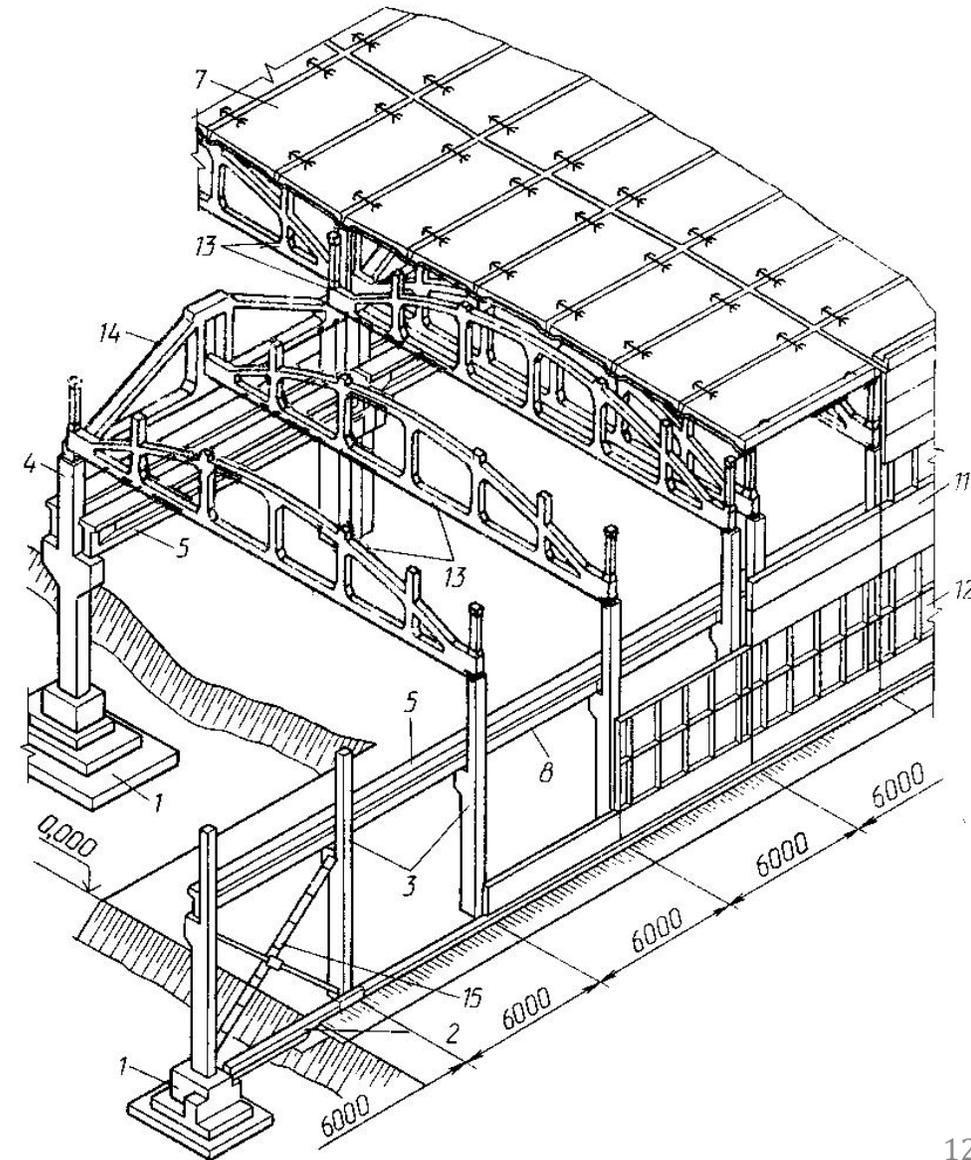


Пространственная жесткость и устойчивость каркаса

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)

Нагрузки от мостовых кранов (р. 9 СП 20) с $\gamma_f = 1,2$:

- Следует определять в зависимости от групп режимов их работы, устанавливаемых в таблице А.1 Приложения А СП 20 и других нормативных документах, от вида привода и способа подвеса груза
- Вертикальные нагрузки, передаваемые колесами кранов на подкрановые балки принимаются согласно стандартов или данных заводов-изготовителей
- Горизонтальные нагрузки, возникающие при торможении крана **вдоль путей**, принимаются равными 0,1 полной вертикальной нагрузки на тормозные колеса с рассматриваемой стороны крана
- Горизонтальные нагрузки, возникающие при торможении тележки крана **поперек путей**, принимаются равными 0,05 (для гибкого подвеса) и 0,1 (для жесткого подвеса) от суммы подъемной силы крана и веса тележки только с **одной стороны пролета**
- При расчете подкрановых балок и их креплений по I группе предельных состояний расчетные значения вертикальных крановых нагрузок следует умножать на **коэффициент динамичности**, равный 1,2

Снеговая нагрузка (р. 10 СП 20) с $\gamma_f = 1,4$

На горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле:

$$S_0 = c_e c_t \mu S_g$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытия (п. 10.5-10.9 СП 20)

c_t – термический коэффициент (п. 10.10 СП 20)

μ – коэффициент формы, учитывающий переход от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие (п. 10.4 СП 20)

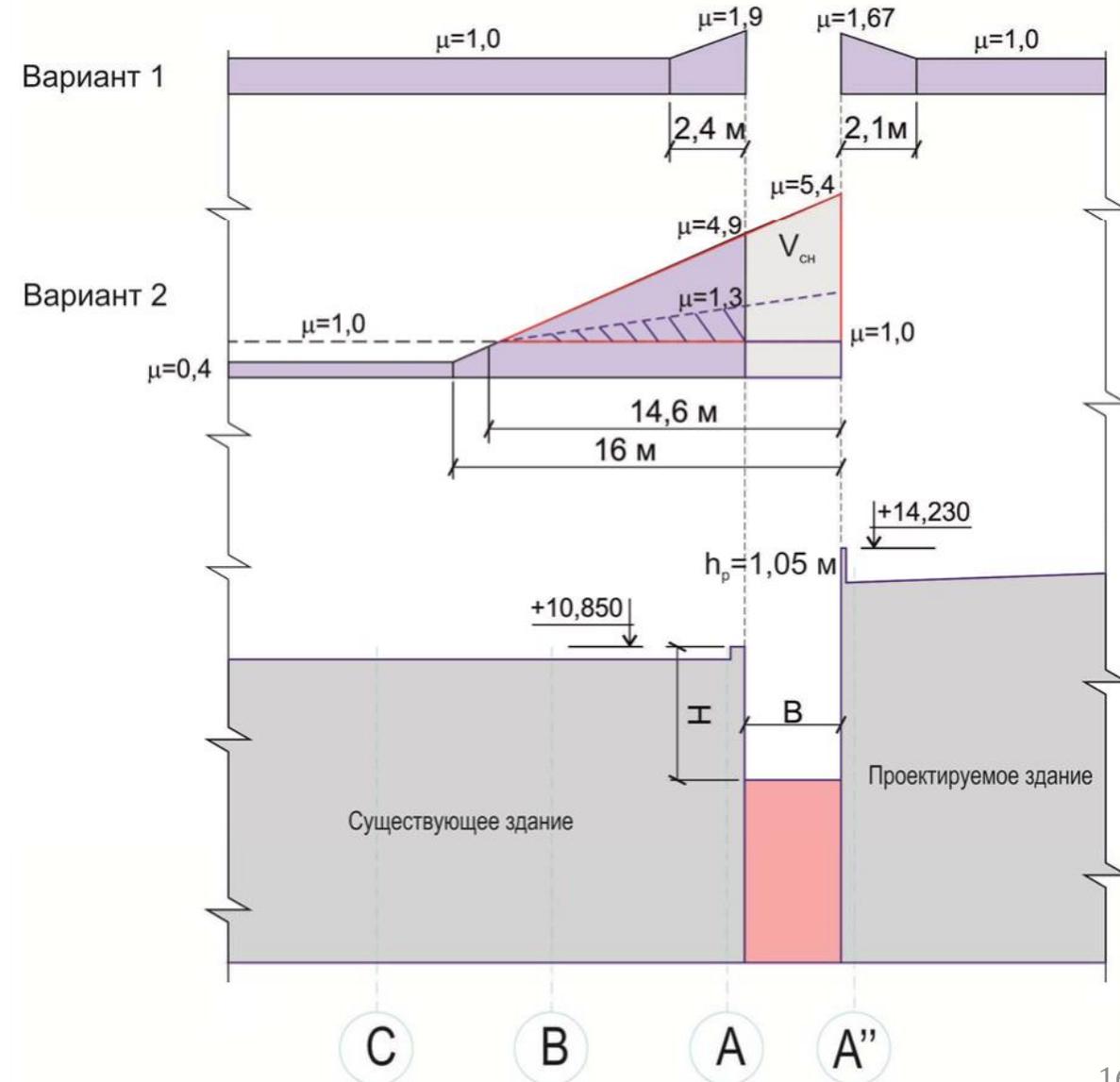
S_g – нормативный вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли: 0,5; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0 кПа для I; II; III; IV; V; VI; VII; VIII снеговых районов соответственно (п. 10.2 СП 20)

Снижение снеговой нагрузки за счет коэффициента c_e **не распространяется:**

- на покрытия со среднемесячной температурой воздуха в январе выше минус 5°С
- на участки покрытий у перепадов высот зданий и парапетов
- для покрытий зданий, защищенных от прямого воздействия ветра

Пример образования снеговых мешков

И недопущения дополнительных нагрузок на покрытие существующего здания



Основная ветровая нагрузка (р. 11 СП 20) с $\gamma_f = 1,4$

Определяется как сумма средней статической w_m и пульсационной w_g составляющих:

$$w = w_m + w_g$$

где $w_m = w_0 k(z_e) c$

w_0 – нормативное ветровое давление: 0,17; 0,23; 0,30; 0,38; 0,48; 0,60; 0,73; 0,85 кПа для Ia; I; II; III; IV; V; VI; VII ветровых районов соответственно (п. 11.1.4 СП 20)

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления с высотой z_e (п. 11.1.5, 11.1.6 СП 20)

c – аэродинамический коэффициент (п. 11.1.7, Приложение В СП 20)

$w_g = w_m \zeta(z_e) \nu$ – для многоэтажных железобетонных зданий высотой до 40 м и одноэтажных железобетонных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5, размещаемых в местностях типа А и В

$\zeta(z_e)$ – коэффициент пульсации давления ветра на высоте z_e (табл. 11.4 СП 20)

ν – коэффициент пространственной корреляции пульсаций (п. 11.1.11 СП 20)

Пульсационная составляющая ветра (п. 11.1.8 СП 20)

В общем случае на высоте z_e определяется в зависимости от частоты собственных колебаний f конструктивной системы:

- при $f_1 > f_{lim}$ по формуле: $w_g = w_m \zeta(z_e) v$
- при $f_1 < f_{lim} < f_2$ по формуле: $w_g = w_m \xi \zeta(z_e) v$
где $\xi > 1$ – коэффициент динамичности (рис. 11.1 СП 20)
- при $f_2 < f_{lim}$ выполняется динамический расчет с учетом s первых форм собственных колебаний, количество форм s находится из условия $f_s < f_{lim} < f_{s+1}$
- при расчете зданий допускается учитывать динамическую реакцию по трем низшим собственным формам колебаний (двум изгибным и одной крутильной или смешанным крутильно-изгибным)

Усилия и перемещения при динамическом расчете определяются по формуле:

$$X^2 = \sum X_s^2 \quad \text{или} \quad X = \sqrt{\sum X_s^2}$$

где X – суммарные усилия или перемещения

X_s – усилия или перемещения по s -й форме колебаний

Предельная частота (п. 11.1.10 СП 20)

Собственных колебаний f_{lim} (Гц) определяется по формуле:

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{ЭК}) \gamma_f}}{940 T_{g,lim}}$$

где w_0 – нормативное ветровое давление

$k(z_{ЭК})$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты $z_{ЭК}$ (п. 11.1.6 СП 20), для зданий и сооружений $z_{ЭК} = 0,8h$ (h – высота сооружений)

$T_{g,lim} = 0,023$ при $\delta = 0,3$ – для железобетонных и каменных сооружений, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций

$T_{g,lim} = 0,014$ при $\delta = 0,22$ – для стальных сооружений, футерованных дымовых труб, аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаментах

$T_{g,lim} = 0,0077$ при $\delta = 0,15$ – для стекла, а также смешанных сооружений, имеющих одновременно стальные и железобетонные несущие конструкции

δ – суммарный логарифмический декремент колебаний

Температурные воздействия (р. 13 СП 20) с $\gamma_f = 1,1$

В виде изменения средней температуры Δt и перепада по сечению элемента ϑ учитываются для конструкций, незащищенных от суточных и сезонных колебаний. Изменения средних температур по сечению элемента в теплое Δt_w и холодное Δt_c время года соответственно определяются по формулам:

$$\Delta t_w = t_w - t_{0c}$$

$$\Delta t_c = t_c - t_{0w}$$

где t_w и t_c – нормативные значения средних температур по сечению элемента в теплое и холодное время года соответственно (п. 13.3 СП 20)

$t_{0w} = 0,8t_{VII} + 0,2t_I$ и $t_{0c} = 0,2t_{VII} + 0,8t_I$ – начальные температуры в теплое и холодное время года соответственно (п. 13.6 СП 20)

t_I и t_{VII} – многолетние средние месячные температуры воздуха в январе и июле для надземной части сооружений соответственно (табл. 5.1 СП 131.13330)

$t_I = t_{min}(h)$ и $t_{VII} = t_{max}(h)$ – средняя минимальная и максимальная температура почвы на глубинах (Приложение Г СП 20)

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)

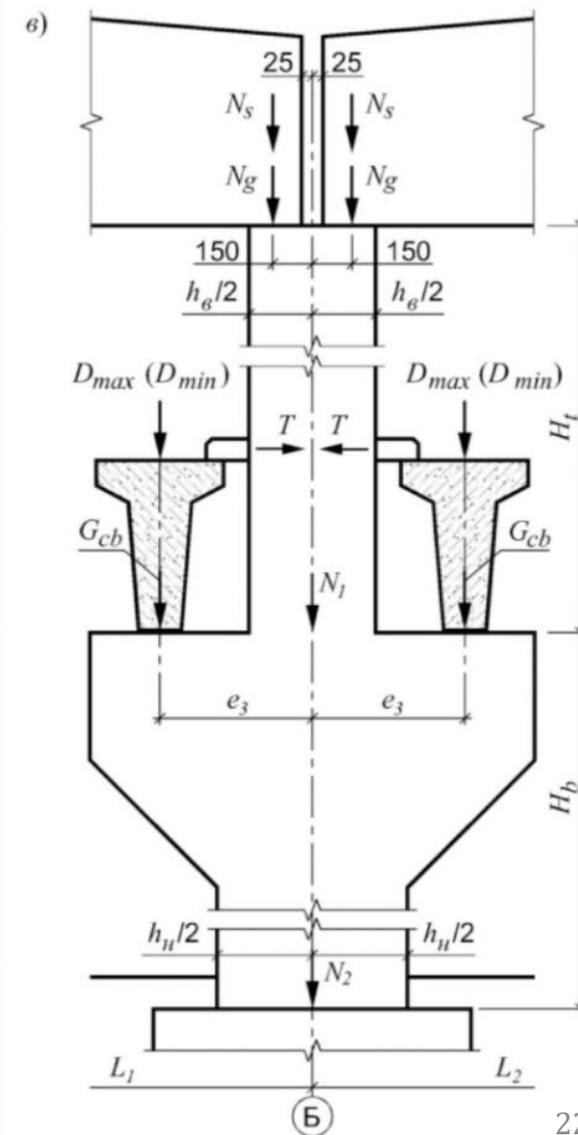
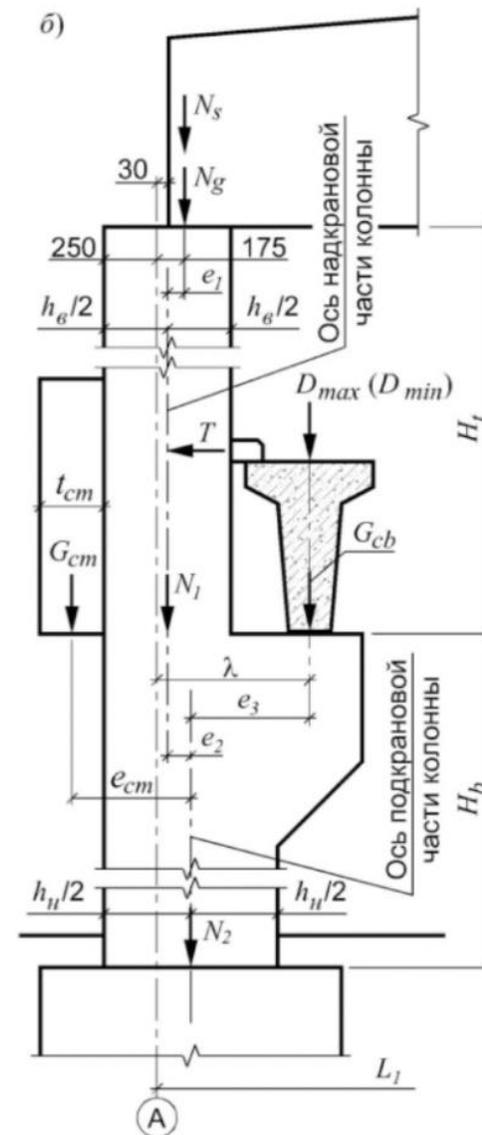
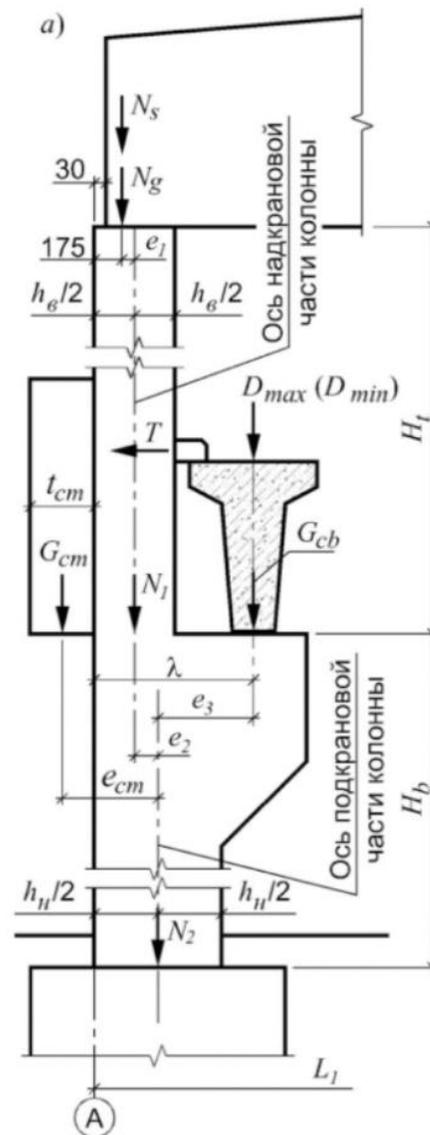
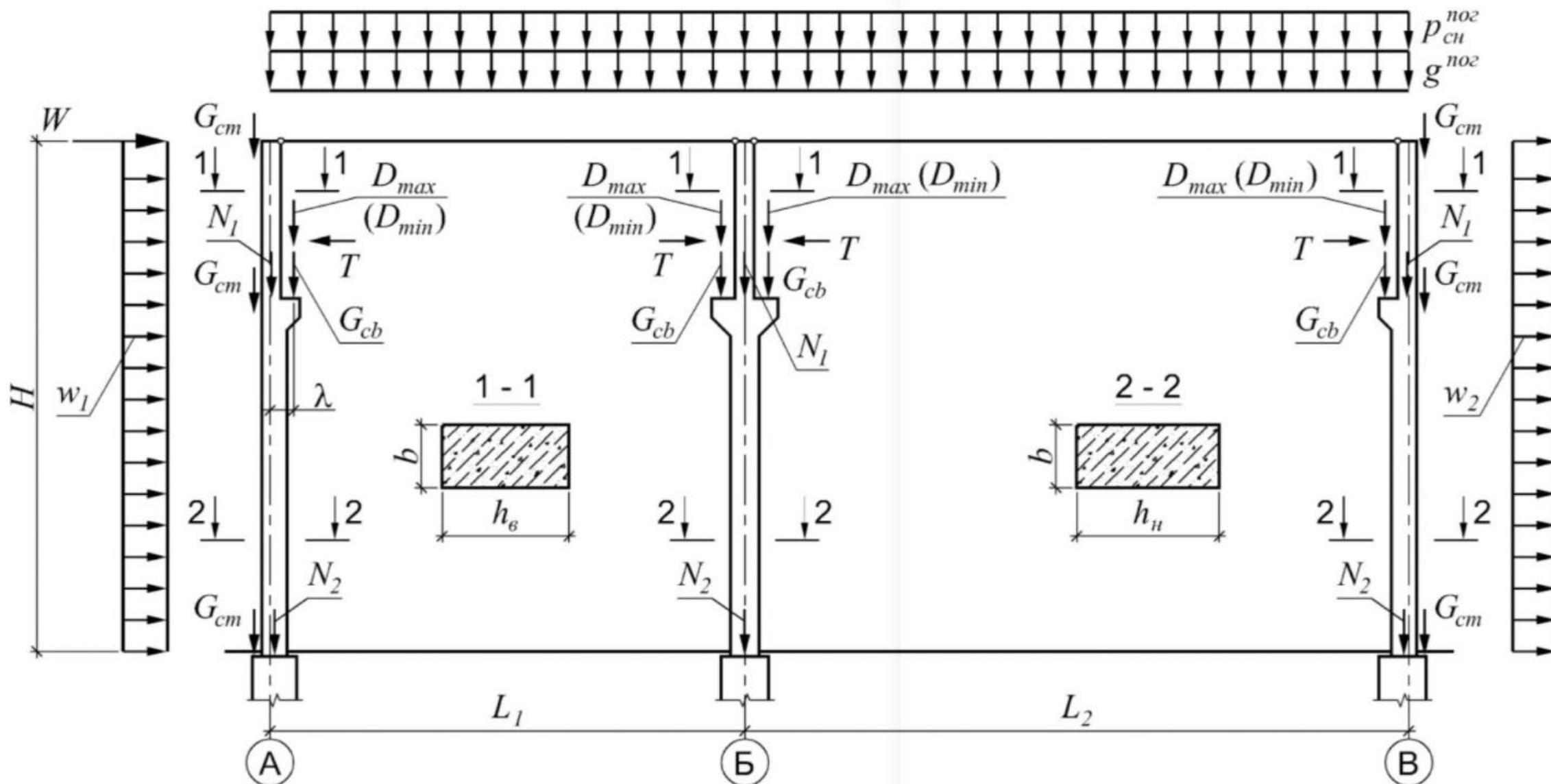


Схема приложения нагрузок:



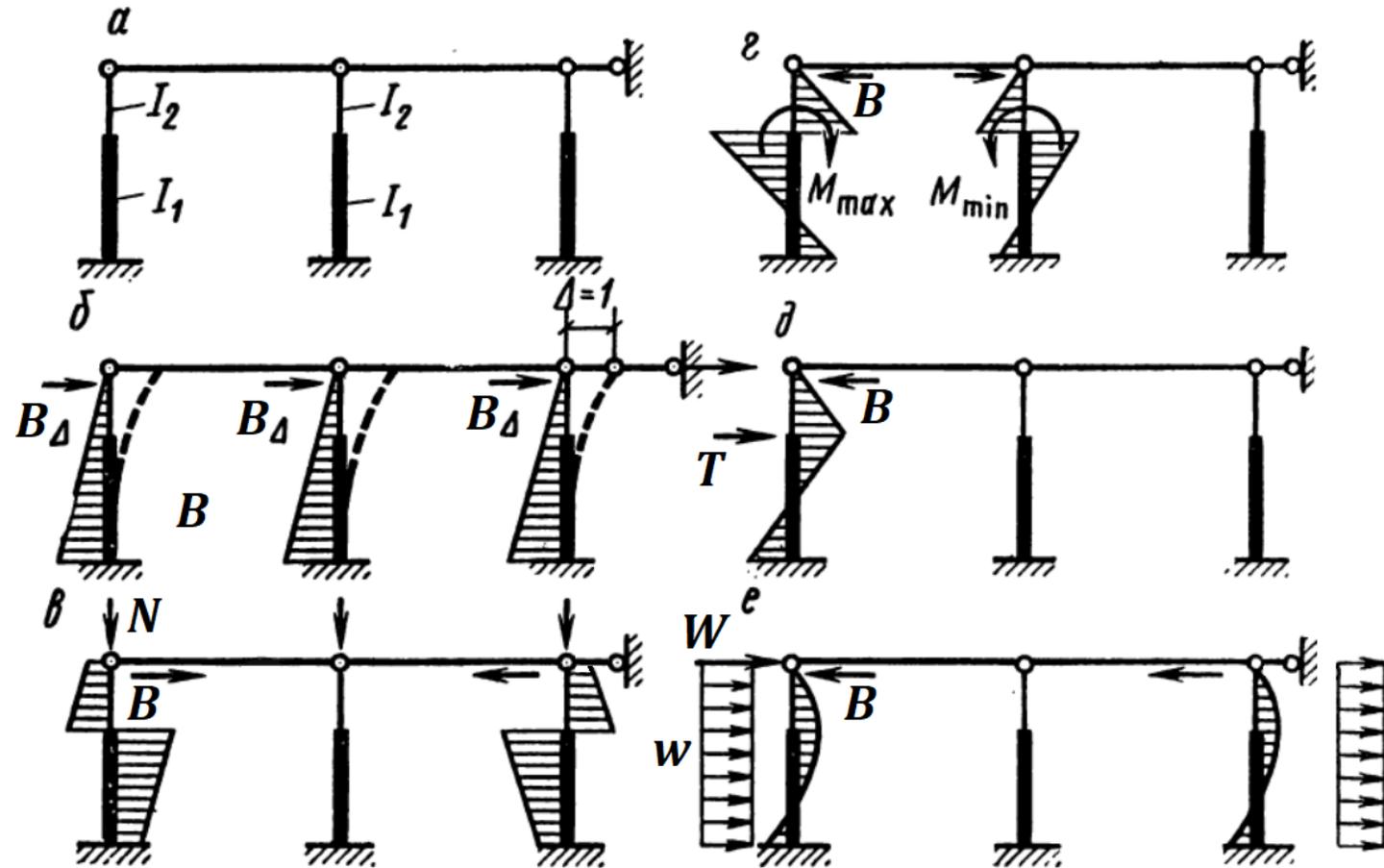
Расчетная схема поперечной рамы:

- 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



Степень статической неопределимости: $S = 3n - \text{Ш}$,
где n – число замкнутых контуров и Ш – число шарниров с учетом количества соединяемых в шарнире стержней ($k - 1$)

Расчет поперечной рамы методом перемещений

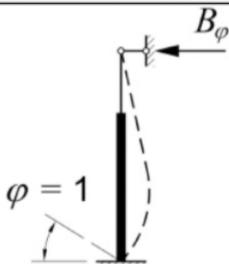
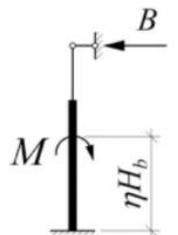
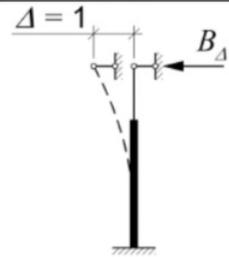
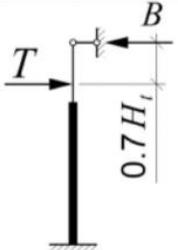
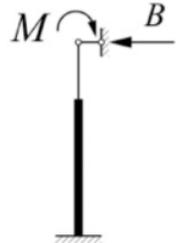
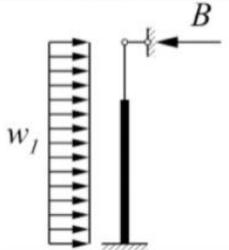
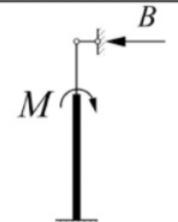
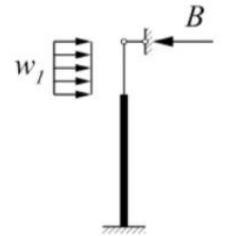
Выполняется на основе канонического уравнения для каждого нагружения:

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

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

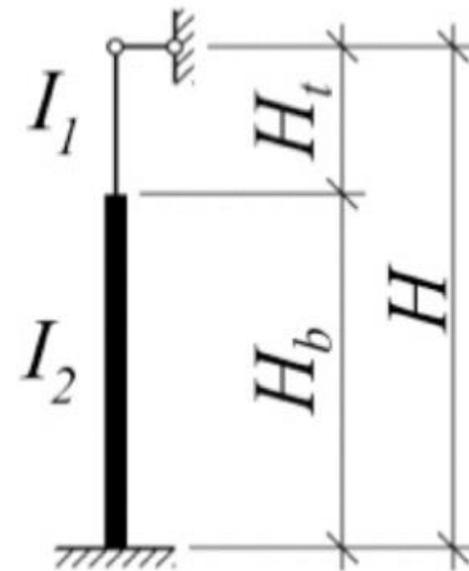
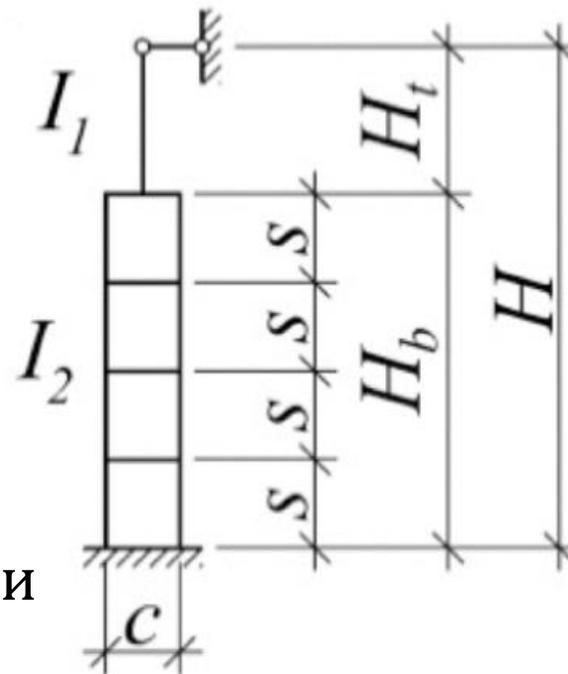
h_{br} – высота сечения ветви

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 конструкций 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

Литература:

- СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции
- СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия
- СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений
- СП 28.13330.2017 Защита строительных конструкций от коррозии
- 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.

ИСА | 08.03.01 | ПГС | 6-й семестр

Железобетонные и каменные конструкции

Практическое занятие №10



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

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

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

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

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