АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ УССР

ДОНЕЦКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
НАДШАХТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

(ДонНИИ)



УКАЗАНИЯ

ПО СТРОИТЕЛЬНОМУ ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ БАШЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ МНОГОКАНАТНЫХ ШАХТНЫХ ПОДЪЕМОВ

ГРУППА ТЕХНИЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ

Донецк–1963

gost.e-ecolog.ru

АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ УССР

ДОНЕЦКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
НАДШАХТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА
(ДОННИИ)

Проект
(уточненная редакция)

У К А З А Н И Я

ПО СТРОИТЕЛЬНОМУ ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ БАШЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ МНОГОКАНАТНЫХ ШАХТНЫХ ПОДЪЕМОВ

И.О.ДИРЕКТОРА ИНСТИТУТА А.А.БАРИНОВ

И.О.ЗАМЕСТИТЕЛЯ ДИРЕКТОРА
ПО НАУЧНОЙ РАБОТЕ Д.В.СИТНИКОВ

РУКОВОДИТЕЛЬ ЛАБОРАТОРИИ И ТЕМЫ [illegible]ИТВИНОВ

РУКОВОДИТЕЛЬ ГРУППЫ –
СТАРШИЙ НАУЧНЫЙ СОТРУДНИК А.С.ПОВЕРСКИЙ

ИСПОЛНИТЕЛИ:
СТАРШИЕ НАУЧНЫЕ СОТРУДНИКИ И.Я.НЕКУРКО
Л.П.МАКАРЕНКО

Донецк – 1963г

"Указания по строительному проектированию и расчету башенных железобетонных сооружений для многоканатных шахтных подъемов" разработаны лабораторией конструкций Донецкого научно-исследовательского института надшахтного строительства (ДонНИИ) Академии строительства и архитектуры УССР (руководитель лаборатории и темы: А.А.Литвинов, исполнители - старшие научные сотрудники: Поверский А.С., Некурко И.Я. и Макаренко Л.П.) при участии сектора надшахтных зданий и сооружений ДонНИИ (к.т.н. Багмут С.И. и инж. Лавриненко В.В., а также проектного института Донгипрошахт (инж. Яренко В.А. и Левин В.М.), Донецкого политехнического института (к.т.н. Слипченко Ф.И., инж. Грибиниченко В.Ф. и Гавенко В.М.) и СКБ завода им. 15-летия ЛКСМУ (к.т.н. Найденко И.С.).

При составлении Указаний использованы материалы отраслевых проектных институтов, результаты научно-исследовательских работ ДонНИИ надшахтного строительства, Свердловского горного института, Донецкого политехнического института и ЦНИИСК АСиА СССР, нормативные и инструктивные документы, отечественные и зарубежные литературные источники, а также замечания многих проектных, научно-исследовательских и учебных институтов, строительных, монтажных, эксплуатационных и других отраслевых организаций.

Дальнейшие научно-теоретические и экспериментальные исследования, передовой опыт проектирования и практика использования Указаний дадут новый богатый материал для их пересмотра, совершенствования и подготовки второго издания в ближайшие годы.

Поэтому просим все научно-исследовательские, пробивные и учебные институты и специализированные строительно-монтажные организации систематически направлять относящиеся к Указаниям новые материалы и замечания для обогащения и использования по адресу: г.Донецк, Университетская, 122, ДонНИИ, лаборатория конструкций.

СОДЕРЖАНИЕ

	стр.
ПРИНЯТЫЕ ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ.....	5
I.ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....	9
II.ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАШЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ.....	12
1.Объемно-планировочные решения.....	12
2.Конструктивные решения.....	13
3.Инженерные и санитарно-технические системы.....	17
III.РАСЧЕТ БАШЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ И ИХ ЭЛЕМЕНТОВ.....	20
1.Основные указания.....	20
2.Нагрузки и их сочетания.....	21
3.Статический расчет.....	23
а)расчет конструкций машинного зала и перекрытий.....	23
б)расчет на ветровую нагрузку.....	27
в)сборные тонкостенные башни.....	29
г)расчет стен и каркаса башен на общую и местную устойчивость формы.....	34
д)расчет ствола.....	33
е)расчет на местные напряжения у проемов.	37
ж)расчет оснований и фундаментов.....	39
з)расчет башен на устойчивость положения...	45
4.Динамический расчет.....	46
а)общие указания.....	46
б)определение частот собственных горизонтальных колебаний.....	47
в)расчет на вынужденные колебания.....	53
Приложения:	
I.Задания на строительное проектирование..	56
II.Рекомендуемые способы ограничения вредного влияния горных выработок на сооружения многоканатных подъемов до допустимых пределов.....	69
III.Таблица значений коэффициентов K_{C_1}	77
IV.Примеры расчетов:	

стр.

1. Расчет прямоугольной в плане башни (с несущими стенами)..... 81

2. Расчет прямоугольной в плане башни (каркасное решение)..... 94

3. Определение местных напряжений у проемов..... 106

4. Динамический расчет перекрытия машинного зала..... 108

5. Динамический расчет башни на вынужденные колебания..... 114

ПРИНЯТЫЕ ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

$M^н$ и M – нормативный и расчетный изгибающие моменты от статической нагрузки, нм, (кн. м, Мнм);

$N^н$ и N – нормативное и расчетное продольное усилие от статической нагрузки, н,(кн,Мн) ;

$Q^н$ и Q – нормативная и расчетная поперечные силы от статической нагрузки, н, (кн, Мн);

Q_o – амплитуда поперечной силы от расчетной динамической нагрузки , н, (кн, Мн);

G_c – сила собственного веса, сосредоточенный груз, н, (кн, Мн);

q – равномерно-распределенная нагрузка, $\frac{Н}{м^2}$, ($\frac{кн}{м^2}$, $\frac{Мн}{м^2}$);

P – временная сосредоточенная нагрузка, н, (кн, Мн);

$R^н_u$ $R_{рас}$ – нормативная и расчетная амплитуды динамической силы, н, (кн, Мн);

Z – сила инерции, н, (кн, Мн);

m – сосредоточенная масса, кг, (Мг);

g – ускорение силы тяжести, м/сек2;

E – модуль упругости, $н/м^2$, ($кн/м^2$, $Мн/м^2$);

G – модуль сдвига, $н/м^2$, (кн/м2, Мн/м2);

M_a – амплитуда изгибающего момента от расчетной динамической нагрузки,н, (кн, Мн);

$R_{пр}$ – расчетное сопротивление бетона на осевое сжатие (призменная прочность), н/м2, (кн/м2, Мн/м2);

R_a – расчетное сопротивление арматуры на сжатие, н/м2, ($\frac{кн}{м^2}$, $\frac{Мн}{м^2}$);

σ – напряжение в бетоне, н/м2, ($\frac{кн}{м^2}$, $\frac{Мн}{м^2}$);

J – момент инерции, $м^4$;

J_ω – секториальный момент инерции, $м^6$;

$M_{кр}$ – крутящий момент, нм, (кнм, Мнм);

B_ω – изгибно-крутильный бимомент, нм2 (кнм2);

W – момент сопротивления, $м^3$;

F – площадь сечения, $м^2$;

δ – толщина стенки, м, (см);

H – высота, с соответствующими индексами обозначает различные высоты надземной части башни, м;

$\omega_1 ; \omega_2$ – круговые частоты собственных колебаний (число колебаний в 2π сек), рад/сек;

θ – круговая частота вынужденных колебаний, рад/сек;

y – статическое перемещение, м, (см, мм);

a – амплитуда динамического перемещения, м, (см, мм).

УСЛОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ ПРИ РАСЧЕТЕ ТОНКОСТЕННЫХ БАШЕН

a_i – сторона панели стены вдоль образующей; также сторона сечения прямоугольной башни, м;

β_i – сторона сечения прямоугольной в плане башни, а также длина дуги по которой очерчена панель стены круглой в плане башни, м;

R – радиус этой дуги, м;

S – линейная координата, отсчитываемая вдоль средней срединной линии сечения, м;

Z – то же, отсчитываемая вдоль образующей, м;

$S_к$ – периметр срединной линии сечения, м;

a_s – расстояние между продольными ребрами жесткости, м;

$\bar{\delta}_s = \sqrt[3]{\frac{12J_s}{a_s}}$ приведенная толщина в кольцевом направлении стенки усиленной кольцевыми ребрами, м;

$\rho = \frac{\omega_к}{S_к}$ – средний радиус сечения, м;

c_i – координата приложения к башне крутящего момента, м;

$\alpha = \frac{Z}{R}$ – относительная координата точки на меридиане;

β – то же, на кольцевом сечении;

ω – секториальная координата точек сечения, м2;

$\omega_к$ – удвоенная площадь, ограниченная срединной линией сечения, м2;

$\hat{\omega} = \omega - \rho S$ – обобщенная секториальная координата, или главная секториальная площадь (для замкнутых сечений), м2;

$D = 1 - \frac{J_\omega}{J_\rho}$; $K = \sqrt{\frac{GJ_\omega}{EJ_{\hat{\omega}}} D}$ – коэффициенты теории тонкостенных стержней; $J_\omega = \frac{\omega_к^2}{\oint_s \frac{ds}{\delta}}$

$J_{\hat{\omega}} = \oint_s \hat{\omega}^2 \delta ds$ – обобщенный секториальный момент инерции (для замкнутых сечений), м6;

J_ρ – полярный момент инерции, м4;

J_s – момент инерции таврового сечения, состоящего из поперечного сечения кольцевого ребра и стенки башни шириной a_s, м4;

$\sigma_к$ – продольное сжимающее напряжение в стенках башни, н/м2, кн/м^2 (кг/см2);

$\sigma_{кр}$ – нормальное критическое напряжение для пластин заданных размеров и граничных условий при совместном действии сжатия и сдвига , н/м2, кн/м2 (кг/см2);

n – номер числа ряда Фурье.

Государственный Комитет Совета Министров СССР по делам строительства	Указания по строительному проектированию и расчету башенных железобетонных сооружений для многоканатных шахтных подъемов	СН 00-63

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I. Настоящие Указания включают требования специфические для строительного проектирования и расчета башенных железобетонных сооружений для многоканатных шахтных подъемов.

2. Башни многоканатных подъемов выполняют функции надшахтных копров, помещений для подъемных машин, технологических комплексов главного или вспомогательного стволов и могут эффективно использоваться, в зависимости от конкретных условий, для размещения в них устройств и оборудования шахтной поверхности различного назначения.

3. По высоте башни состоят из трех зон, характеризуемых технологическим назначением:

первая сверху – помещения для подъемных машин;

вторая – помещения технологического комплекса (приемка, аккумуляция и обработка ископаемого);

третья – помещения для смены подъемных сосудов при наличии свободных площадей – для размещения в них устройств и оборудования шахтной поверхности различного назначения.

Внесены Академией строительства и архитектуры УССР	Утверждены: Государственным Комитетом Совета Министров СССР по делам строительства « » 196 г.	Срок введения 196 г

4.По степени капитальности башни относятся ко второму классу, а по огнестойкости - к I степени.

5.В башнях над вентиляционными стволами предусматривать герметизацию шахтного подъема.

6.Рекомендуется использование башен или их нижней части при проходке стволов для размещения проходческого оборудования. При этом необходимо производить поверочный расчет башни и её элементов на нагрузки от проходческого оборудования.

7.Башни размещать на оставляемых расчетных целиках. Допускается при соответствующем обосновании подработка башен, но в этом случае предусматривать защитные мероприятия в соответствии с действующими нормативными документами и приложением II настоящих Указаний.

8.Проектирование и расчет башен производить в соответствии с действующими "Указаниями по строительному проектированию зданий и сооружений угольной и горнорудной промышленности", СНиП II-А.10-62, СНиП II-Б.1-62 и на основе общего задания на проектирование предприятия и заданий на проектирование строительной части многоканатного шахтного подъема, составляемых в соответствии с приложением I.

Примечание: Проектирование башен, возводимых в сейсмических районах, должно осуществляться с учетом требований СНиП II-А.12-62, на просадочных грунтах, в условиях вечной мерзлоты и в других особых условиях - в соответствии с действующими нормативными документами.

9.Все размеры башен и их элементов назначать, согласно требованиям Единой модульной системы. Рекомендуется для башен в плане 60 М (при соответствующем обосновании 30М), а по высоте - 6М.

10.Башни могут быть круглой, прямоугольной и многоугольной формы в плане принимаемой в результате технологического и технико-экономического сравнения вариантов конкретного проекта.

11.При разгрузке подъемных сосудов на две стороны рекомендуется симметричное расположение башни относительно осей ствола, а при односторонней разгрузке - асимметричное.

I2. Башни проектировать отдельно стоящими или в блоке с другими зданиями при единых объемно-планировочных параметрах, обеспечивающих максимальную индустриальность и унификацию конструкций.

I3. Строительные материалы и детали, применяемые для башен, должны соответствовать требованиям действующих ГОСТов, норм, технических условий и отвечать условиям и требованиям эксплуатации.

Примечание: При наличии агрессивных шахтных и грунтовых вод предусматривать защиту железобетона в соответствии с "Инструкцией по применению и защите железобетона в цехах с агрессивными средами" (НИИЖБ, 1961 г) и "Инструкцией по защите арматуры железобетонных конструкций от коррозии" (НИИЖБ, 1962г).

II. ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАШЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

1. Объемно-планировочные решения

14. Для более эффективного использования свободных площадей и объемов башен рекомендуется размещать в них, в зависимости от конкретных условий, вспомогательные помещения шахтной поверхности и оборудование (калориферные, поверхностные электроподстанции, вентиляторные установки, водонапорные баки и т.п).

Примечание: Вентиляторные установки, а также калориферные установки кондиционирования воздуха следует размещать в подвальной части башни, гарантируя невозможность отключения ствола от вентиляторной установки противопожарными лядами.

15. В башнях с несущими стенами, возводимыми в монолитном железобетоне, необходимое количество перекрытий определять по технологическим требованиям. Расстояние между ними должно быть не более 12м.

В башнях с несущими стенами из сборного железобетона и каркасного типа количество перекрытий дополнительно регламентируется расчетом на пространственную жесткость. В обоих случаях высоты этажей не должны быть менее 3,6 м и соответствовать ЕМС.

Примечание: Перекрытия, необходимые из условий пространственной жесткости башни, рекомендуется заменять ребрами жесткости, которые в необходимых случаях можно использовать как опоры дополнительных перекрытий.

16. Для сообщения между этажами устраивать лифты (при подъемных машинах на отметках более 30 м) и лестницы.

Размещение лестниц допускается свободное, без выделения в лестничные клетки. Наружные пожарные лестницы устраивать не следует.

17. Монтажные проемы располагать в перекрытиях башни, а если это вызывает нерациональное увеличение строительного объема, то в стенах башни.

Примечания: 1. Горизонтальные монтажные проемы следует располагать по одной центральной вертикальной оси с обеспечением подхода мостового крана к ней.
2. Для монтажных проемов предусматривать ограждение, ляды (для горизонтальных) и ворота (для вертикальных).

18.Ширину проходов между оборудованием с неподвижными частями или ограждениями оборудования с подвижными частями принимать не менее 0,7 м с обеспечением требований эксплуатации и профилактических работ.

19.С целью сокращения строительного объема, при соответствующем обосновании, в машинном зале допускается устройство эркеров с вылетом I м, обеспечивающим проходы вокруг оборудования. Во всех остальных случаях следует избегать выступающих и западающих частей.

Примечание: Минимальное сечение башни в плане и исключение эркеров в машинном зале достигаются применением компактных подъемных машин (рекомендации по компактности подъемных машин даны в приложении I).

20.В башнях должен быть выход на покрытие для ремонта кровли, чистки воронок внутреннего водостока, установки молниеотводов, сигнального светового ограждения и т.д.

21.Для обеспечения безопасности ведения работ на покрытии последнее должно иметь ограждение не ниже 60 см.

22.В башнях газовых шахт, между машинным залом и стенкой предусматривать вентиляционный противогазовый канал.

2.Конструктивные решения

23.Конструирование элементов и узлов их сопряжения производить согласно действующим нормативным документам на проектирование, расчет и конструирование железобетонных конструкций, а также "Временным указаниям по строительству башенных копров с применением скользящей опалубки" (ДонНИИ).

24.Фундаменты проектировать сборными или монолитными железобетонными. Марку бетона следует принимать по расчету, но не менее 150.

25.Конструкция фундаментов должна назначаться с учетом:

а)геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, а также климатических особенностей района;

б)конструкции стен башни;

в)величины и характера нагрузок, действующих на основание;

г)конструкции примыкания вентиляционных и других каналов;

д)конструкции пейки ствола;

е)положения башни относительно осей ствола и фундаментов соседних сооружений;

ж)необходимости защиты башни от вредного влияния горных выработок (приложение П) и т.д.

26.Фундаменты могут быть:

а)для башен с несущими стенами - ленточные и коробчатые;

б)для каркасных башен - ленточно-балочные и столбчатые;

в)при неблагоприятных инженерно-геологических условиях (просадочные грунты, плывуны и др) рекомендуется устраивать искусственные основания или фундаменты глубокого заложения.

27.Опирание стен башни и станка подъема может быть:

а)на общий фундамент при основании из нескальных грунтов;

б)на раздельные фундаменты при основании из скальных грунтов (станок может опираться на пейку ствола).

28.Величина зазора между пейкой ствола и фундаментом должна исключить их касание при смещениях в результате сжимаемости основания под нагрузкой и влияния горных выработок.

29.Элементы башни, нависающие над пейкой ствола, должны располагаться выше нее на величину Δh + 50 мм, где Δh - максимально возможная осадка башни (от осадки основания и влияния горных выработок), а 50 мм - гарантийный зазор.

30.В зависимости от конкретных естественных и эксплуатационных условий, а также конструкции фундаментов предусматривать соответствующую гидроизоляцию.

31.Башни могут быть каркасного типа и с несущими стенами.

32.В башнях каркасного типа каркас следует решать применительно к унифицированным габаритным схемам многоэтажных промзданий сборным или монолитным, а стеновое ограждение - из крупных стеновых панелей.

33.Несущие стены могут быть:

а)сборными из железобетонных элементов расчетной прочности из тяжелого или легкого бетонов. Рекомендуется применять типовые и унифицированные элементы с минимумом типоразмеров.

б)монолитными железобетонными, возводимыми в скользящей опалубке из тех же бетонов с расчетной толщиной, но не менее 15см (без утеплителя).

34.Проектную марку бетона по прочности на сжатие для несущих элементов башен принимать по расчету, но не менее 200.

35.Станок подъема должен удовлетворять требованиям огнестойкости, согласно п.4 настоящих Указаний,и может быть каркасным с ограждением из железобетонных или армоцементных панелей, легких сплавов, пластмасс и других прогрессивных материалов.

Примечание: Герметичный станок выполнять сборным железобетонным, а при возведении в скользящей опалубке - монолитным.

36.Стены башен из тяжелого бетона утеплять эффективным плитным утеплителем с внутренней стороны.

Примечание: При конструировании стен и перекрытий предусматривать возможность одновременной с бетонированием стен укладки утеплителя.

37.Перекрытия следует принимать сборными, сборно-монолитными (с применением предварительно напряженных конструкций) и монолитными железобетонными.

Примечание: Все узлы сопряжения сборных элементов необходимо замоноличивать.

38.Покрытия принимать сборными или монолитными железобетонными, скатными или плоскими. При выборе формы покрытия руководствоваться требованиями принятой технологии строительства башни, а также эксплуатации кровли.

39.Приемные бункеры и их воронки принимать железобетонными, сборными или монолитными, а при необходимости и соответствующем обосновании - металлическими. Бункеры небольшого размера в плане допускается выполнять без воронок, с плоским днищем, создавая уклоны в сторону течки набетонкой, а при невозгораемом ископаемом - при помощи самого ископаемого.

Внутренняя поверхность бункеров, подвергающаяся истиранию и ударам, подлежит футеровке износостойкими материалами (каменное литье, сталебетон, металлические листы и пр.).

40.В монолитной железобетонной башне соответствующие участки стен можно использовать как стенки бункеров (с поверочным расчетом их).

41.Перегородки следует выполнять из прогрессивных конструкций, отвечающих требованиям огнестойкости, согласно п.4.

42.Лестницы - сборные железобетонные, типовые. В монолитных железобетонных башнях при стесненных условиях, переменных уклоне и направлении допускается применение металлических лестниц.

Уклон лестничных маршей принимать в 45^0, а в исключительных случаях - до 60^0.

Примечание: Конструкция примыкающих к лестнице элементов башни должна позволять вести монтаж лестниц одновременно с возведением башни для использования их в процессе строительства.

43.Освещение в башнях - искусственное или естественное.

При естественном освещении рекомендуется применять:

а)в башнях с крупнопанельными стенами - стекложелезобетонные панели;

б)в остальных случаях - железобетонные переплеты с армированным остеклением или стеклоблоки.

Примечание: В герметичных помещениях - герметические металлические переплеты или стеклоблоки.

44.Герметичные двери и ворота, а также двери в нефт - принимать металлическими, а остальные деревянными.

Примечание: Открывание герметичных ворот (для заводки подъемных сосудов) предусматривать механизированными.

45.Полы в машинном зале должны быть мозаичные или из метлахских плиток, в санузлах - из метлахских плиток, в помещениях с технологическим оборудованием - в соответствии с действующими нормативными документами, в остальных помещениях - цементные.

46.Кровлю принимать в соответствии с действующими нормативными документами.

47.При сборном варианте башен обеспечивать плотность швов между панелями с последующей их расшивкой.
Внутреннюю отделку назначать в соответствии с действующими нормативными документами.

48.В башнях и их элементах следует предусматривать постаменты, проемы, отверстия и закладные детали для установки, обслуживания и крепления оборудования в соответствии с заданиями на строительное проектирование (приложение I), а также для прокладки и крепления электросиловых и осветительных линий, слаботочных линий (телефон, радио, сигнализация, автоматизация) молниеотвода, заземления трубопроводов, отопления, водопровода и т.п. по соответствующим рабочим чертежам.

49.При использовании башен для проходки стволов необходимо предусматривать размещение в них временных подшивных и разгрузочных площадок, устройство проемов в стенках для свободного прохода канатов, а также эксплуатацию приемных бункеров.

Примечание: Временные проходческие подшивные и разгрузочные площадки устраивать на постоянных перекрытиях башен, предусматриваемых под технологическое оборудование, в связи с чем необходимо дополнительно рассчитывать их на нагрузки от проходческого оборудования.

3.Инженерные и санитарно-технические системы

50.Санитарно-технические требования, предъявляемые к помещениям, размещаемым в башнях, принимать согласно "Указаниям по применению санитарных норм и проектирования промышленных предприятий (Н 101-54) при проектировании наземных зданий и сооружений угольных шахт, карьеров и обогатительных фабрик" (СН 172-60) и таблицы I настоящих Указаний.

Таблица I

Санитарно-технические требования к помещениям, размещаемым в башне, и указания по их освещению

Наименование помещений	Требования к помещениям:						
	освещение	отопление	расчетная температура, град.С	относительная влажность, %	вентиляция	хоз.- фекальная канализация	водоснабжение
1	2	3	4	5	6	7	8
I. Машинный зал	естественное	за счет избыточных тепловыделений электрооборудования и водяное отопление	+ 5	не нормируется	естественная и искусственная	канализуемое	для санитарных, питьевых и противопожарных нужд
2. Помещения электрооборудования подъемов	искусственное	-"-	+ 5	не более 60	искусственная	нет	нет
3. Помещения разгрузки скипов	-"-	Отопление не требуется		не нормируется	нет	нет	нет
4. Помещения технологического комплекса	естественное	водяное от шахтной отопительной сети	+ 5	-"-	искусственная	канализуемое	для питьевых, сантехнических, противопожарных нужд.
5. Калориферная	искусственное	отопление не требуется	не нормируется	не нормируется	нет	нет	нет

1	2	3	4	5	6	7	8
6. Шахтная поверхностная электроподстанция	искусственное	отопление не требуется	+ 5	не более 60	искусственная	нет	нет

Примечание: 1. Освещение и сантехнические требования приняты при условии, что пребывание людей в помещениях временное.

2. В тех случаях, когда необходимо постоянное присутствие обслуживающего персонала (операторы по обмену вагонеток, машинисты подъемов), пульты управления следует размещать в специальных кабинах с местным электрическим отоплением.

3. Для обеспечения температуры + 5°C, для рабочих ремонтной смены, в праздничные и выходные дни необходимо предусматривать дежурное водяное отопление.

4. Помещения, которые не предназначены для установки какого-либо оборудования, а также помещения, находящиеся под депрессией, не отапливать.

51.Для проветривания помещений, имеющих оборудование со значительными рабочими тепловыделениями, предусматривать вытяжные установки, работающие в летнее время.

52.Рекомендуется использовать воздух, охлаждающий электрооборудование, для компенсации вытяжки в помещениях технологического комплекса, примыкающих к башням.

53.Каждая башня должна иметь удобно расположенный санузел, оборудованный унитазом и умывальником.

54.При плоском покрытии башен следует устраивать внутренний ливнеотвод, совмещаемый со стояком фекальной канализации; при скатных покрытиях можно ограничиться неорганизованным стоком.

55.Устройство противопожарного водопровода предусматривать в соответствии со СНиП II-А.5-62 и "Указаниями по применению противопожарных норм строительного проектирования наземных зданий и сооружений шахт и карьеров угольной промышленности" (СН 97-60).

56.Проемы в перекрытиях для электросиловых коммуникаций располагать по одной вертикали и предусматривать съемное сетчатое их ограждение.

57.На башнях необходимо предусматривать сигнальное устройство, согласно "Инструкции по светоограждению и маркировке препятствий на территории СССР в целях обеспечения безопасности полетов" (И 58-1).

58.Башня должна иметь молниеотвод.

II. РАСЧЕТ БАШЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ И ИХ ЭЛЕМЕНТОВ

1. Основные указания

59.Расчет башен и ее элементов производить по следующим предельным состояниям:

а)для всей башни - первое предельное состояние (устойчивость положения против опрокидывания и скольжения по грунту под влиянием расчетных горизонтальных и вертикальных статических и динамических усилий, с учетом деформации грунта основания и ра-

зультате воздействий усилий от башни, рядом расположенных сооружений, вредного влияния горных выработок) и второе предельное состояние (достижение осадкой основания и креном башни предельных значений);

б)для стен и каркаса - первое предельное состояние (прочность, устойчивость формы и выносливость);

в)для перекрытий и покрытия - первое предельное состояние (прочность, выносливость) и второе предельное состояние (статические и динамические деформации и перемещения);

г)для основания башни - первое предельное состояние (выпучивание грунта и разрушение шейки ствола) и второе предельное состояние (достижение осадкой и креном башни предельных значений, если основание сложено несколькими грунтами).

Для определения предельного состояния следует учитывать совместное действие силовых факторов на поверхности земли и вредное влияние горных выработок (в самом невыгодном сочетании);

д)для станка башни - первое предельное состояние (прочность), для герметических станков - первое (прочность) и третье (трещиностойкость).

2.Нагрузки и их сочетания

60.Нагрузки от собственного веса башни и её элементов определять общепринятыми методами.

61.Ветровые и снеговые нагрузки определять согласно СНиП II-А.II-62.

62.Временные нормативные нагрузки на перекрытия (от оборудования и т.п.) следует принимать по заданию на строительное проектирование (приложение I), но не менее 3,924 кн/м^2 (400 кг/м^2).

63.Учет монтажных нагрузок производить по схемам их приложения,согласно заданию на проектирование.

64.При проектировании башен необходимо учитывать следующие экстренные нагрузки,возникающие при работе подъема:

а)от внезапного защемления поднимаемого сосуда;

б)в результате переподъема сосуда;

в)при аварийном торможении;

г)при посадке клети на кулаки.

Указанные нагрузки определяются по приложению I.

65.Нагрузку от депрессии принимать максимальной при вентиляторе, принятом по заданию на строительное проектирование (приложение I).

66.Расчетные нагрузки следует определять, согласно СНиП П-А.II-62.

Примечание: При расчете башен по первому предельному состоянию (на устойчивость положения) принимать расчетные нагрузки. При этом коэффициенты перегрузки для нагрузок, препятствующих изменению положения, принимать равными:

0,9 - для собственного веса строительных конструкций, за исключением теплоизоляционных плит, засыпок, выравнивающих слоев и т.п.;

0,8 - для собственного веса стационарного оборудования.

0,7 - для собственного веса теплоизоляционных плит, засыпок, выравнивающих слоев и т.п.

Удерживающее влияние других временных нагрузок при расчете башни по устойчивости положения не учитывать.

67.Башни многоканатных подъемов необходимо рассчитывать на основные и особые сочетания нагрузок.

а)Основные сочетания составляются из следующих расчетных нагрузок: собственного веса конструкций, стационарного оборудования, рабочего натяжения подъемных канатов и ветра.

Нагрузки учитываются с коэффициентом сочетания равным единице.

б)Особые сочетания составляются из следующих расчетных нагрузок: собственного веса конструкций, стационарного оборудования,

разрывного усилия канатов одного подъема или сейсмической нагрузки, рабочего натяжения канатов остальных подъемов и ветра в наиневыгоднейших их комбинациях.

При этом расчетная ветровая нагрузка учитывается с понижающим коэффициентом сочетания 0,8.

3. Статический расчет

а) Расчет конструкций машинного зала и перекрытий

Статический р счет конструкций машинного зала и перекритий производить общепринятыми методами.

8. Моменты от экстренной нагрузки подъемных машин (без отклоняющих шкивов) определять по формулам:

а) при одной подъемной машине (рис. I,а).

$$M_x = 1{,}75 N_{разр.} \cdot b \quad ; \qquad (1)$$

$$M_y = N_{разр.} (a_2 - 0{,}75 a_I) \quad ; \qquad (2)$$

б) при двух подъемных машинах на одном перекрытии (рис. I,б)

$$M_x = 1{,}75 N_{разр.} \cdot b \quad ; \qquad (3)$$

$$M_y = N_{разр.} (a_2 - 0{,}75 a_I) + N_{раб} (a_2 - a_I), \qquad (4)$$

где $N_{разр.}$ – разрывное усилие в подъемных канатах;

$N_{раб.}$ – рабочее натяжение в подъемных канатах.

Примечания: 1. Моменты при 3-х и более подъемных машинах на одном перекрытии определяются, согласно схеме их расположения при наиневыгоднейшем сочетании.

2. При наличии отклоняющих шкивов необходимо учитывать в формулах (1–4) возникающие при этом моменты.

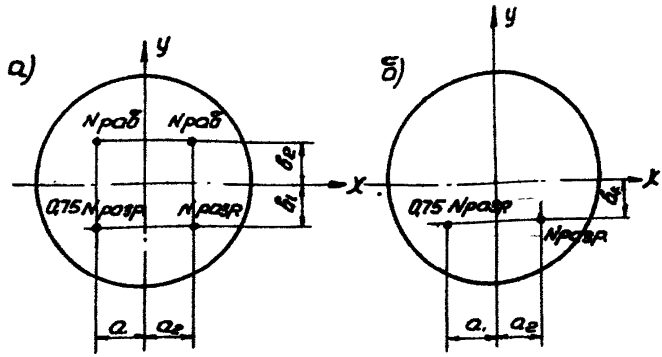


Рис. 1 К определению моментов от экстр. ных нагрузок
а) для 2^х машин; б) для 1^й машины.

б)Расчет на ветровую нагрузку

Расчет на ветровую нагрузку производить общеизвестными методами строительной механики.
При этом башня может интерпретироваться как пространственная рама, или как тонкостенная пространственная складчатая конструкция (прямоугольная в плане башня), или как оболочка (круглая в плане башня).

Монолитные башни с несущими стенами

69.При расчете на ветровую нагрузку башня рассматривается как консольный стержень, жестко заделанный в фундамент.

При этом в стенах башни возникают следующие напряжения:

а)от местного поперечного изгиба отдельных элементов, составляющих пространственную раму;

б)от работы башни в целом как балки;

в)вертикальные напряжения от ветровой нагрузки при работе части башни между перекрытиями как оболочки (в цилиндрических

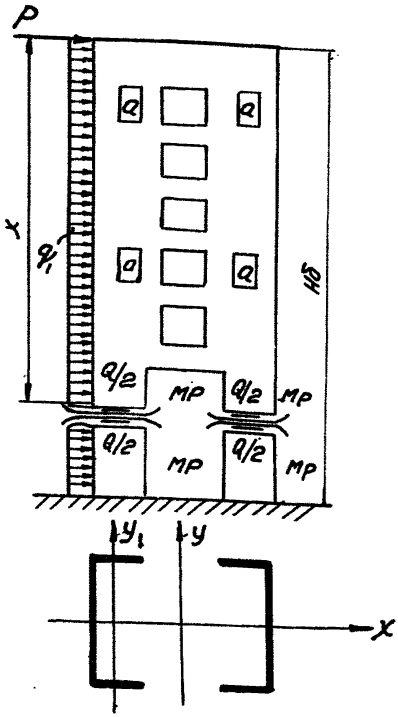


Рис.2

монолитных башнях при расстоянии между перекрытиями меньше 20 м, радиусе $\leqslant$ 15 м и толщине стенки $\geqslant$10 см этими напряжениями можно пренебречь).

70. Изгибающий момент в стенах башни на середине этажей от местного поперечного изгиба элементов (рис.2) определять по формулам:

$$M_p = EJ_б\left[K_г \frac{q_1 H_н + P}{2} A e^{K_г(x-H_н)} - \frac{q_1 A}{2}\right] \qquad (5)$$

Здесь $K_г = \sqrt{\frac{1}{AEJ_б}}$ (6)

$$A = \frac{h_{эт} l}{L^2_б}\left(\frac{l^2}{12EJ_p} + \frac{1{,}2}{F_p G}\right) \qquad (7)$$

Примечание: При определении M_p на середине нижнего этажа в формуле (5), вместо $J_б$, подставлять значение момента инерции ветви в нижнем сечении

Изгибающий балочный момент в башне равен:

$$M_б = M - 2M_{рн} \qquad (8)$$

71. Проверку несущей способности стен башни производить по формуле:

$$\frac{M_{рн}}{W_{нт}} + \frac{M_б}{W_б} + \frac{N}{F_{нт}} \leqslant m_б R_{пр}\left(1 + m_a \mu \frac{R_a}{R_{пр}}\right), \qquad (9)$$

где в формулах: N 5÷9

N – нормальная сила;

$M_{рн}$ – изгибающий рамный момент в нижней части ветви, определяемый в зависимости от M_p, $\frac{Q}{2}$ и q_1;

M_p – изгибающий рамный момент на середине этажа;

$J_в$ – момент инерции ветви в сечении, ослабленном оконными проемами;

$L_в$ – расстояние между осями ветвей наружных стен;

ℓ – ширина проема;

$J_р$ – момент инерции стенки над проемом;

$F_р$ – площадь поперечного сечения стенки над проемами;

$h_{эт}$ – высота этажа;

$q_н$ – равномерно распределенная нагрузка по высоте башни;

$W_{нт}$ – момент сопротивления ветви в нижнем ослабленном сечении;

$m_б$ – коэффициент условий работы бетона;

$W_б$ – момент сопротивления башни как тонкостенной балки без учета стенки;

$m_а$ – коэффициент условий работы арматуры;

x – расстояние от верха башни до рассматриваемого сечения;

$\mu = \frac{F_а}{F_б}$ – коэффициент вертикального армирования.

Примечание: Расчет применим для прямоугольных и круглых башен в плане с несущими стенами и монотонно расположенными по высоте проемами за исключением верхнего и нижнего этажа. Допускается расчет башни с местным нарушением монотонности по высоте башни, что идет в запас прочности для более слабых элементов. Отдельно расположенные проемы (рис.2 окна "а") не учитываются. Все величины входящие в уравнения (5–9) определяются для среднего этажа без учета нарушения монотонности.

72. Для прямоугольных в плане башен следует производить проверку стен на действие местного изгиба от расчетной ветровой нагрузки.

Изгибающий момент определять как для прямоугольных плит, опертых по четырем сторонам.

КАРКАСНЫЕ БАШНИ

75. При расчете на ветровую нагрузку каркас башни расчленяется на отдельные плоские рамы.

Величину изгибающего момента в стойках на середине этажей при постоянной по высоте жесткости (рис.3) определять по формуле:

$$M=\frac{EJ_{ст}}{\sum\frac{h}{A}}\left[K_r\left(q_1H_б+P\right)e^{K_r(x-H_б)}-q_1\right] \qquad (10)$$

$$K_r=\sqrt{\frac{\sum\frac{h}{A}}{E\sum J_{ст}}} \qquad (11)$$

$$A=\frac{lh_{эт}}{6EJ_p} \qquad (12)$$

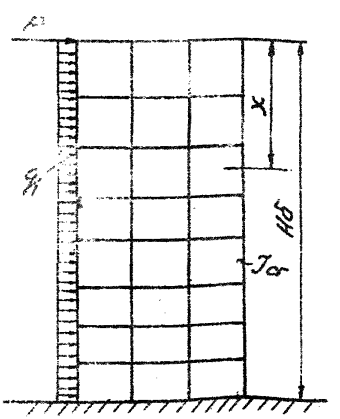


Рис.3

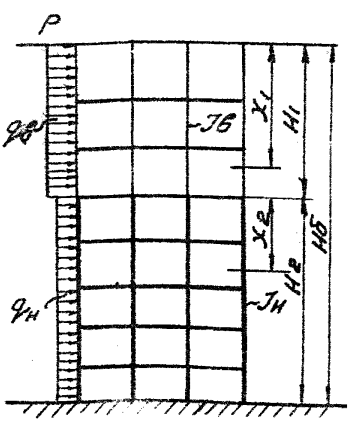


Рис.4

74. Для каркасов башен (рис.4), имеющих различную жесткость стоек по высоте (в данном случае две $J_в$ и $J_н$), изгибающие моменты в стойках на середине этажей определять по формулам:

$$M_в = -EJ_в\left[K_{1г}\eta e^{K_{1г}(x_1-H_1)} + \frac{q_в}{\sum\frac{1}{A_в}}\right]; \qquad (13)$$

$$M_н = -EJ_н\left[K_{2г}\frac{P+q_вH_в+q_нH_2}{\sum\frac{1}{A_н}}e^{K_{2г}(x_2-H_2)} - \frac{q_н}{\sum\frac{1}{A_н}}\right], \qquad (14)$$

где
$$\eta = \frac{1}{K_{1г}+\frac{J_н}{J_в}K_{2г}}\left[\frac{J_н}{J_в}\left(\frac{q_н}{\sum\frac{1}{A_н}} - \frac{P+q_вH_в}{\sum\frac{1}{A_в}}K_{2г} + \frac{P+q_вH_в}{\sum\frac{1}{A_н}}K_{2г}\right) - \frac{q_в}{\sum\frac{1}{A_в}}\right] \qquad (15)$$

75. В каркасах, имеющих одинаковую по высоте ($J_{ст}$), жесткость, поперечные силы для трехпролетной рамы определять по формулам:

в крайних стойках

$$Q_{кр} = \frac{Q_q}{2(n+1)}\left\{1 + \frac{\eta_n}{\sum\frac{1}{A_n}}\left[-\frac{P+q_нH_в}{Q_q}e^{K_г(x-H_в)} + 1\right]\left(\frac{n+1}{A_1} - \frac{1}{A_2}\right)\right\}; \qquad (16)$$

в средних стойках

$$Q_{ср} = \frac{Q_q}{2(n+1)}\left\{1 + \frac{\eta_n}{\sum\frac{1}{A_n}}\left[-\frac{P+q_нH_в}{Q_q}e^{K_г(x-H_в)} + 1\right]\left(\frac{n-1}{A_{кр}} - \frac{1}{A_{ср}}\right)\right\} \qquad (17)$$

76. Для каркасов, имеющих различную жесткость стоек по высоте башни ($J_в$ и $J_н$), поперечные силы трехпролетных рам определять по формулам:

а) для верхнего участка

в крайних стойках

$$Q_{кр.в} = \frac{Q_q}{2(n_1+1)}\left[1 + \frac{\eta_1}{\sum\frac{1}{A_в}}\left(\frac{n_1-1}{A_1} - \frac{1}{A_2}\right)\right]; \qquad (18)$$

в средних стойках

$$Q_{ср.в} = \frac{Q_q}{2(n_1+1)}\left[n_1 - \frac{\eta_1}{\sum\frac{1}{A_в}}\left(\frac{n_1-1}{A_1} - \frac{1}{A_2}\right)\right] \qquad (19)$$

б) для нижнего участка

в крайних стойках

$$Q_{кр.н} = \frac{Q_q}{2(n_2+1)}\left\{1 + \frac{\eta_2}{\sum\frac{1}{A_н}}\left[-\frac{q_1H_1+P+q_2H_2}{Q_q}e^{K_{2г}(x_2-H_2)} + 1\right]\left(\frac{n_2-1}{A_3} - \frac{1}{A_4}\right)\right\} \qquad (20)$$

в средних стойках

$$Q_{ср.н} = \frac{Q_q}{2(n_2+1)}\left\{n_2 - \frac{\eta_2}{\sum\frac{1}{A_н}}\left[-\frac{q_1H_1+P+q_2H_2}{Q_q}e^{K_{2г}(x_2-H_2)} + 1\right]\left(\frac{n_2-1}{A_3} - \frac{1}{A_4}\right)\right\} \qquad (21)$$

Примечания: I. Для нижнего этажа в формулы (I6–I7) и (20–2I), вместо η_2 и η_n подставляем $\eta_н$

2. Для каркасов с одинаковой жесткостью стоек по высоте башни η_n определяется, как η_1 и η_2.

77. Коэффициенты η_I, η_2 и η_n определять по формуле:

$$\eta_i = \frac{\sum i_{ст}}{\sum i_{ст} + \sum i_р}, \quad (22)$$

где $i_{ст}$ и $i_р$ – соответственно погонные жесткости стойки и ригеля на одном этаже;

а коэффициент $\eta_н$ по формуле:

$$\eta_н = \frac{h_2}{2} \quad (23)$$

В формулах I0–23

$J_{ст}$ – момент инерции стойки;

Q_q – поперечная сила в данном сечении от всей внешней нагрузки;

n; n_2 и n_1 – отношение моментов инерции средней стойки к крайней;

A_1, A_2, A_3, A_4 – определяются по формуле I2;

A_1 и A_3 – для крайних пролетов;

A_2 и A_4 – для среднего пролета.

б) Сборные тонкостенные башни.

К тонкостенным относятся башни, у которых отношение приведенной толщины стенок к радиусу башни (для цилиндрических) или к половине длины большей стороны (для прямоугольных) меньше $\frac{1}{11}$. П.П. 78–83 рассматривать совместно с разделами 14.2 "Справочника проектировщика", Расчетно-теоретический, I960.

Прямоугольные башни

78. На статические нагрузки башню рассчитывать как тонкостенный внецентренно сжатый стержень, учитывая при определении продольных сжимающих напряжений, кроме изгибающих моментов, изгибно-крутильные бимоменты.

При определении бимоментов, нагрузки от перекрытий следует учитывать в виде опорных усилий балок и плит перекрытий.

79. Бимоменты от внецентренного сжатия следует определять по формуле:

$$B_\omega = -\frac{B_{\omega k}}{ch\kappa H} ch\kappa z \qquad (24)$$

При необходимости учета продольных нагрузок, приложенных в любой точке по высоте башни, допускается (в запас прочности) рассчитывать участки башни (между точкой приложения нагрузки и заделкой) как отдельные оболочки.

Эпюры бимоментов определять суммированием эпюр, полученных для отдельных оболочек.

80. Суммарное сжимающее напряжение от внецентренного приложения нагрузки находить по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{J_x} x + \frac{M_y}{J_y} y + \frac{B_\omega}{J_{\hat\omega}} \hat\omega. \qquad (25)$$

Секториальный момент инерции определять по формуле:

$$J_{\hat\omega} = \frac{\delta}{24} a_I^2 \sigma_I^2 \left(\frac{a_I - b_I)^2}{a_I + b_I} \right.$$

Граничное значение $B_{\omega k}$ от действия приложенных по граничному сечению сосредоточенных P_i и распределенных $p(s)$ по срединной линии сечения продольных сжимающих сил определяется как сумма произведений сосредоточенных и распределенных нагрузок на соответствующие ординаты взятые из эпюры $\hat\omega$ (рис.5) по формуле:

$$B_{\omega k} = \sum P_i \hat\omega_i + \oint_s p \hat\omega \, ds .$$

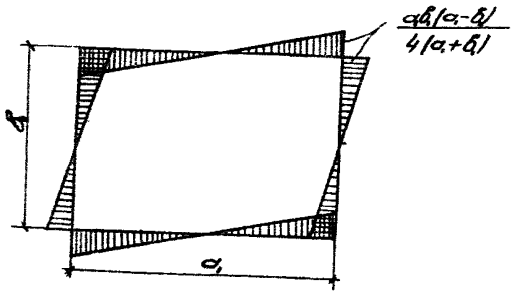


Рис. 5. Эпюра $\hat\omega$

Рис.5. Эпюра $\hat\omega$

При распределенной вдоль верхнего края нагрузке, не имеющей оси симметрии, её можно привести к сосредоточенным нагрузкам, разбивая сечение на участки и заменяя в каждом участке распределенную нагрузку сосредоточенной.

81. При действии ветра на несимметричные эркеры, примыкании к башне канатной дороги и т.п. возникает крутящий момент. В этом случае башни следует рассчитывать с учетом нормальных сил от продольного бимомента.

Уравнение эпюры продольного бимомента (на участке между заделкой и местом приложения крутящего момента) имеет вид

$$B_\omega = -\frac{M_{кр}}{K}\left[\frac{1-chkc_i}{chkH}\,shk(H-z)+shk(c_i-z)\right] \quad (26)$$

Здесь

$$K=\sqrt{\frac{GJ_\perp}{EJ_{\hat{\omega}}}D};$$

$$D=\frac{(a_1-b_1)^2}{(a_1+b_1)^2};$$

$$J_\perp=\frac{2a_1^2b_1^2\delta}{a_1+b_1}$$

Цилиндрические башни

82. Напряжения от внецентренного сжатия круглой в плане башни допускается приближение определять как сумму членов ряда косинусов:

$$\sigma(z,\beta)=\sum_{n=1}^{K}\sigma_n(z)\cos n\beta+\frac{\sigma_0(z)}{2} \quad (27)$$

где $\sigma_n(z)$ – коэффициенты Фурье, определяемые при отсутствии поперечной нагрузки по формуле:

$$\sigma_n(z)=\sigma_n\left(\frac{H}{R}\right)\left[F_1(z)+4F_2(z)\frac{F_4\left(\frac{H}{R}\right)}{F_1\left(\frac{H}{R}\right)}\right]\frac{1}{F_1\left(\frac{H}{R}\right)+4F_2\left(\frac{H}{R}\right)\frac{F_4(H/R)}{F_1(H/R)}};$$

$\sigma_n\left(\frac{H}{R}\right)$ – коэффициенты Фурье для нагрузки, распределенной по верхнему краю башни.

$$F_1 = ch\psi_n d \cdot \cos\psi_n d\ ;$$

$$F_2 = \frac{1}{2}(ch\psi_n d \cdot \sin\psi_n d + sh\psi_n d \cdot \cos\psi_n d)\ ;$$

$$F_4 = \frac{1}{4}(ch\psi_n d \cdot \sin\psi_n d - sh\psi_n d \cdot \cos\psi_n d)\ ;$$

$$\psi_n = \sqrt[4]{\frac{n^4(n^2-1)^2\delta_\varphi^3}{48\delta R^2}}\ ;$$

$$\delta_\varphi = \sqrt[3]{\frac{12 J_\varphi}{a_\varphi}}\ .$$

Для распределенной по верхнему краю нагрузки $q\left(\frac{H}{R},\beta\right) = \delta\sigma\left(\frac{H}{R},\beta\right)$ (для случая, когда $\sigma(H,\beta)$ – четная по β):

$$\sigma_n(H/R) = \frac{1}{\pi}\int_{-\pi}^{\pi}\sigma(H/R,\beta)\cos n\beta\, d\beta \qquad (n=0,1,2,3)$$

Для сосредоточенной силы P (в точке $\beta = 0$):

$$\sigma_0(H/R) = \frac{P}{\pi R\delta}\ ;\quad \sigma_n(H/R) = \frac{P}{\pi R\delta}\ ; \qquad (n=0,1,2,3,\ldots),$$

при этом $\frac{1}{2}\sigma_0(H/R)$ дает напряжения от центрального сжатия силой P;

$$\sigma_1(H/R) = \frac{P}{\pi R\delta} = \frac{PR^2}{\pi R^3\delta} = \frac{MR}{J}\ ,$$

дает в выражении $\sigma_1(H/R)\cos\beta = \frac{MR}{J}\cos\beta$

напряжения от чистого изгиба моментом, созданным внецентренным приложением силы P. $\sigma_n(H/R)$ при $n > 2$ – бимоменты высших порядков.

При необходимости исследовать распределение напряжений непосредственно под опорой балки нагрузку следует принимать распределенной на участке, равном ширине балки; при прямоугольной эпюре давления балки на стенку и центральном угле, соответствующем занятой балкой дуге стенки, равном $\Delta\beta_p$, получим:

$$\sigma_n(z/R) = \frac{P}{R\pi\delta n\Delta\beta} 2\sin\frac{n\Delta\beta}{2}$$

что при $\Delta\beta \to 0$ и дает $\frac{P}{\pi R\delta}$

При действии на верхнее сечение нескольких сосредоточенных сил, не имеющих общей оси симметрии, их воздействие следует учитывать раздельно, принимая каждый раз начало координат в точке приложения силы.

Если же группа продольных сил имеет ось симметрии, их воздействие можно учесть сразу; при этом каждая пара симметричных

сил P_i с координатами точек приложения относительно оси симметрии $\pm \beta_i$ даст слагаемое в $\sigma_n(H/R)$, равное:

$$\sigma_n(H/R) = \frac{2P_i}{\pi R\delta}\cos n\beta_i\,;\quad \sigma_0(H/R) = \frac{P_i}{\pi R\delta}\,:$$

Тогда при m симметричных парах:

$$\sigma_n(H/R) = \frac{2}{\pi R\delta}\sum_{i=1}^{m} P_i\cos n\beta_i\,.$$

При распределенной вдоль верхнего края нагрузке, не имеющий оси симметрии, ее можно привести к сосредоточенным силам, разбивая сечение на участки и заменяя в каждом участке нагрузку сосредоточенной силой.

При приложении нагрузок в произвольных сечениях по высоте башни допускается, в запас прочности, эпюры бимоментов по высоте башни определять суммированием эпюр, полученных для отдельных оболочек длиной от заделки до соответствующего перекрытия, нагруженных опорными усилиями конструкций этого перекрытия.

83. Круглые в плане тонкостенные башни следует рассчитывать на поперечную нагрузку с учетом продольных напряжений самоуравновешенного напряженного состояния, согласно раздела (I4,2,6) Справочника проектировщика, Расчетно-теоретический, I960.

Следует при расчете предусматривать два варианта граничных условий на конце (в уровне перекрытия под мансал):

а) перекрытия еще нет, конец стенн свободен;

б) перекрытие есть, край стены связан с абсолютно жестким кольцом.

Допускается считать абсолютно жесткими кольцами монолитные железобетонные перекрытия, а также сборные перекрытия, узлы сопряжения которых со стенами препятствуют перемещениям последних в радиальном направлении. При этом оболочку следует рассчитывать последовательно отдельными участками между перекрытиями, начиная с самого верхнего; определившиеся в результате расчета напряжения σ_x в нижнем крае каждого участка будут граничными условиями для верха последующего участка.

Подлежит обязательному выявлению наличие растягивающих суммарных напряжений в горизонтальных швах между сборными элементами стен; такие напряжения должны быть восприняты приваренными

к закладным деталям накладками или арматурой, заведенной из одного элемента в другой; такие стыки должны быть распределены равномерно и часто по растянутой части сечения.

84.Подбор сечений бетона и арматуры в башне производить по действующим нормативным документам на проектирование, расчет и конструирование бетонных и железобетонных конструкций.

г)Расчет стен и каркаса башен на общую и местную устойчивость формы

85.При расчете башни на потерю устойчивости формы следует производить расчет на общую устойчивость башни как тонкостенного консольного стержня, защемленного в уровне подошвы фундамента, и расчет на местную устойчивость стен башни (последний выполняется только для несущих стен) или устойчивость каркаса как стержневой системы (рамной или фермы – при связевой схеме). В нижеприведенном тексте даны ссылки на соответствующие разделы и формулы "Справочник проектировщика", Расчетно- теоретический, 1960.

При расчете башни на общую устойчивость должны быть учтены возможные изгибные формы потери устойчивости и крутильная форма потери устойчивости (для прямоугольных в плане башен).
При отсутствии точных решений для стержня, подвергающегося действию сосредоточенных (нагрузки на перекрытиях) и распределенных (собственных вес башни) продольных усилий и поперечных нагрузок (ветер) при современных параметрах башни допускается учитывать только действие собственного веса башни, определяя его критическую величину по наименьшему из значений: по формулам (I5,38.I5,39).

При потере устойчивости за пределом упругости допускается зависимость $\sigma(\varepsilon)$ аппроксимировать выражением $\sigma = A\varepsilon^{K}$ и принимать $\varepsilon_{кр} = K\varepsilon_{э}$
где $\varepsilon_{э}$ – критическая величина предельной деформации по Эйлеру.

Тогда
$$\sigma_{кр} = A\varepsilon_{кр}^{K} = AK^{K}\varepsilon_{э}^{K}. \qquad (28)$$

При расчете стен башни на местную устойчивость при круглой форме башни в плане критические напряжения определяются как для цилиндрической оболочки, подкрепленной абсолютно-жесткими кольцевыми ребрами (в уровне перекрытий) и продольными ребрами (внутренние стены, если они имеются). Рассчитывая, в запас устойчивости,

участок стены между кольцевыми и продольными ребрами как шарнирно-опертую по контуру цилиндрическую панель, величины критических напряжений следует определять (при вытянутой вдоль образующей форме панелей) по формулам раздела (I7.3.I).

При отсутствии продольных опор или большом дуговом расстоянии между ними нижнее критическое напряжение можно определить приближенно по формуле (I7.30).

Все вышеприведенные формулы действительны только при потере стенкой устойчивости в упругой области.

При сжимающих напряжениях, превышающих в момент потери устойчивости предел упругости, критические напряжения следует определять, при отсутствии точных решений, по приближенной методике, приведенной в разделе (I7.5.3)

При прямоугольной форме башни в плане при отсутствии более точного решения допускается для отдельных участков стен определять критические напряжения (в запас устойчивости) как для шарнирно-опертых по контуру пластин, где опорами являются примыкающие стены и перекрытия.

Участки стен, параллельные горизонтальной нагрузке и расположенные у вертикальной оси стен, рассчитываются на совместное действие сжимающих усилий и касательных усилий, вызванных действием горизонтальной нагрузки.

При отсутствии внутренних стен участки наружных стен, ограниченные сверху и снизу перекрытиями и с боков - примыкающими наружными стенами, рассчитываются на совместное действие касательных и сжимающих усилий.

Для участков, рассчитываемых только на действие сжимающих напряжений при определении критической величины этих напряжений, при потере устойчивости в упругой области, следует пользоваться формулой (I7.I), а для участков, рассчитываемых на совместное действие сжимающих и касательных усилий, критические величины напряжений связаны зависимостью (I7.9).

При потери устойчивости за пределом упругости ориентировочный расчет, при отсутствии точного решения, допускается вести по методике приведенной в разделе (I7.5.3).

Примечание: Монолитные цилиндрические башни с несущими стенами толщиной 10 см и более, высотой до 100 м и радиусом до 15 м на общую и местную устойчивость не проверяются.

д)Расчет станка

86.Расчет станка производить на вертикальную нагрузку и на депрессию.

Изгибающие моменты в стенах станка (рис.6) от депрессии определять по формулам:

$$M_{on} = -\frac{q_{sn}}{12} \cdot \frac{a^2 + b^2 K_{qn}}{1 + K_{qn}} \quad ; \qquad (29)$$

$$M_{1np} = \frac{q_{sn} b^2}{8} + M_{on} \quad ; \qquad (30)$$

$$M_{2np} = \frac{q_{sn} a^2}{8} + M_{on} \quad ; \qquad (31)$$

где $K_{qn} = \frac{J_1 b}{J_2 a}$

Момент в ослабленном сечении на уровне разгрузки сосудов (при разгрузке в разные стороны) определять по формуле:

$$M_{осл.} = \frac{q_{sn} a^2}{8} \qquad (32)$$

Дальнейший расчет станка производить, согласно п.84 настоящих Указаний.

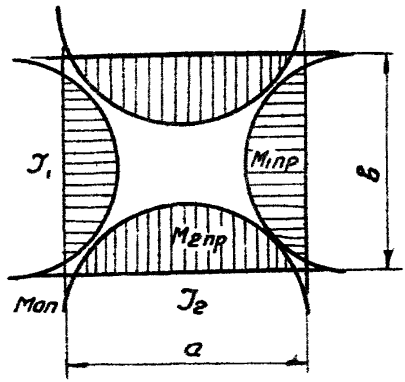


Рис.6. К определению моментов от депрессии.

е)Расчет на местные напряжения у проемов

Прямоугольные б а ш н и

87.Величины сил для расчета арматуры у проемов от местных напряжений, без учета перераспределения напряжений и неоднородности сечения, определять по формулам:

а)при сплошном загружении (рис.7)

$$Q'_м = \tau q'_{ср} l \qquad (33)$$

б)при отсутствии нагрузки над проемом (рис.8)

$$Q''_м = \tau_1 q''_{ср} l \qquad (34)$$

где τ и τ_1 - коэффициенты, определяемые по табл. 2 и 3.

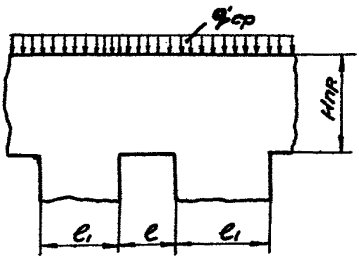


Рис.7

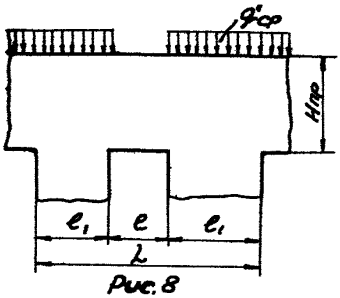


Рис.8

Таблица 2

Величина коэффициента при сплошном загружении

Высота стены над проемом	0,25l	0,5l	0,75l	l	I,25l	I,5l и более
γ	I,0	0,934	0,85	0,755	0,655	0,56

Таблица 3

Величина коэффициента γ_1 при отсутствии нагрузки над проемом

Высота стен над проемом	0,25l	0,5l	0,75l	l	I,25l	I,5l	I,75l	2l и более
γ_1	0	0,554	0,674	0,934	I,032	I,076	I,096	I,I2

83. Для восприятия местных напряжений в простенках на промежутке 0,2l (l – ширина проема) у проема предусматривать вертикальную равномерно распределенную арматуру, рассчитанную на сжимающую силу $\frac{Q_M}{2}$, а в стенке над проемом и под ним – горизонтальную арматуру, рассчитанную на растягивающую силу $\frac{q'_{ср} l_1}{3}$, при отсутствии нагрузки над проемом и на силу $\frac{q'_{ср} l}{6}$ – для сплошного загружения.

Цилиндрические башни

89. Величины сил для расчета арматуры от воздействия местных напряжений у проемов определять как для прямоугольных башен по формулам(33-34) с учетом переходного коэффициента "С" от стенки-пластинки к стенке-оболочке. Коэффициент "С" следует принимать:

для случая $\frac{2l}{R} < \sqrt{\frac{\delta}{R}}$; $C = 1 + 0{,}43 \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2}{R\delta}$ (35)

для случая $\frac{2l}{R} > \sqrt{\frac{\delta}{R}}$; $C = 1 + \frac{0{,}43}{8} \cdot \frac{l}{\sqrt{R\delta}}$ (36)

90.Для восприятия местных напряжений в простенках на промежутке $0,2\ell$ у проема предусматривать вертикальную равномерно распределенную арматуру, рассчитанную на сжимающую силу $\frac{Q_м}{2}c$, а в стенке над проемом и под ним – горизонтальную арматуру, рассчитанную на растягивающую силу $\frac{q''_{ср}\ell_1}{3\ell}c$ – при отсутствии нагрузки над проемом и на силу $\frac{q_{ср}\ell}{6}c$ – для сплошного загружения.

В даном разделе:

R – радиус башни;

$Q_м$ – равнодействующая местных напряжений;

ℓ – ширина проема;

$q_{ср}$ – нагрузка, приходящаяся на I п.м, стенки башни и определяемая без учета местных напряжений;

ℓ_1 – ширина простенка между проемами;

δ – толщина стенки.

к)Расчет оснований и фундаментов

Глубина заложения фундаментов

91.Глубину заложения фундаментов следует определять, согласно СНиП П-Б.I-62, учитывая дополнительно:

а)конструкцию примыкающих вентиляционных и других каналов, причем необходимо обеспечить их несущую способность в случае заложения фундаментов выше отметки дна каналов;

б)наличие пейки ствола (несплошность основания);

в)проведение мероприятий (поддомкрачивание и т.п.) по ликвидации во время эксплуатации шахты (без остановки работы шахтного подъема) возможных неравномерных осадок, а также крена башни вследствие неравномерного сжатия и нарушения структурного строения грунтов основания, горных подработок и других причин;

г)методы и последовательность производства работ по устройству фундаментов башни, пейки ствола и других примыкающих к нему подземных сооружений.

92.Глубина заложения подошвы фундамента при расчете основания (с учетом пункта 5.9 СНиП П-Б.I-62) от природного

уровня несжимаемого грунта (или от уровня планировки срезкой) определяется по формуле (37), а при наличии подвала – по формуле (38)

$$h_ф \geqslant \left(\frac{R^н_{гр} - Ab\gamma_{оср} - Dc^н}{B\gamma_{оср}}\right)\frac{1}{m_в}; \quad (37)$$

$$h_ф \geqslant \left(\frac{R^н_{гр} - Ab\gamma_{оср} - Dc^н - 2h_п}{B\gamma_{оср}}\right)\frac{1}{m_в}; \quad (38)$$

где $R^н_{гр}$ – нормативное давление на основание;

A, B и D – безразмерные коэффициенты, зависящие от нормативного угла внутреннего трения $\varphi^н$ и принимаемые по табл.7 СНиП II-Б.I-62;

$c^н$ – нормативное удельное сцепление грунта для глин, или расчетный параметр линейности для песчаных грунтов, залегающих непосредственно под подошвой фундамента, принимаемое по табл. I3 СНиП II-Б.I-62;

$\gamma_{оср}$ – усредненный объемный вес грунта, определяемый по формуле:

$$\gamma_{оср} = \frac{\sum_1^n \gamma_{oi} h_i}{\sum_1^n h_i}, \quad (39)$$

где γ_{oi} и h_i – соответственно объемные веса и мощности пластов (слоев), залегающих выше отметки заложения фундаментов;

b – ширина ленты фундамента;

$h_п$ – приведенная глубина заложения фундамента в помещении с подвалами, определяемая по формуле:

$$h_п = c_1 + c_2 + \frac{\gamma_{оп}}{\gamma_{оср}} \quad (40)$$

c_1 – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента, определяемая из условий выпирания грунта;

c_2 – толщина конструкций пола подвала;

$\gamma_{оп}$ – объемный вес материала конструкций пола подвала;

$m_в$ – коэффициент условий работы, учитывающий несплошность основания (наличие вертикальной выработки) и принимаемый равным 0,85.

93. В скальных грунтах минимальная глубина заложения подошвы фундамента может быть равна толщине выветрившегося слоя, но не менее 25 см.

Расчет оснований

94.Расчет оснований башен следует производить, согласно СНиП П-Б.I-62.

Нормативные характеристики грунтов определять по данным инженерно-геологических изысканий и исследований, согласно указаниям СН 225-62. Программа на производство инженерно-геологических изысканий должна дополнительно предусматривать:

а)проведение (для рабочего проектирования) изысканий после проходки (любым способом) устья ствола и отрывки котлована под фундамент; если проектированию башенного сооружения предшествует проходка ствола, изыскательские работы проводятся один раз после проходки устья ствола;

б)отбор образцов грунта, взятых с контакта кремь-порода, для лабораторных исследований в количестве, достаточном для статистического обобщения и выявления влияния выработки.

I.Расчет по деформациям

95.В дополнение СНиП П-Б.I-62, при расчете основания башни, необходимо учитывать:

а)возможные неравномерные осадки от влияния горных выработок и т.п.;

б)влияние ветровых нагрузок, вызывающих упругие деформации (за исключением ветровых нагрузок, действующих не по господствующим направлениям).

96.Условием применения расчета по деформациям с учетом п.5,9 СНиП П-Б.I-62 является требование, чтобы среднее давление по подошве фундамента от нормативных нагрузок не превышало нормативного давления на основание, определяемого по формуле (4I), а при наличии подвала - по формуле (42).

$$R^{н}_{ср}=\left[(AБ+Bh_{ф})\gamma_{ос.р}+Dc^{н}\right]m_{б}\ ; \qquad (4I)$$

$$R^{н}_{ср}=\left[(AБ+B\frac{2h_{ф}+h_{п}}{3})\gamma_{ос.р}+Dc^{н}\right]m_{б} \qquad (42)$$

97.Величину средних осадок и влияние на осадку нагрузок от соседних фундаментов определять, согласно указаниям СНиП П-Б.I-62.

Осадку башни (при кольцевом фундаменте) без учета влияния фундаментов соседних сооружений рекомендуется определять по формуле:

$$S = \frac{2\tau_н p(1-\mu_{ср}^2)}{E_{ср}} \nu \quad , (43)$$

где $\tau_н$ – внешний радиус кольца;

$E_{ср}, \mu_{ср}$ – соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта, принимаемые средними в пределах сжимаемой толщи, определяемые по табл. 9 и 13 СНиП П-Б.1-62;

p – среднее давление по подошве фундамента, равное частному от деления суммарных нормативных нагрузок на площадь подошвы фундамента;

ν – коэффициент, принимаемый по табл. 4 в зависимости от отношения $\left(\frac{\tau_{вн}}{\tau_н}\right)$ внутреннего радиуса кольца к внешнему.

Таблица 4

Коэффициенты ν

$\frac{\tau_{вн}}{\tau_н}$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	0,9	0,96	1,0
ν	0,785	0,744	0,667	0,517	0,315	0,182	0,102	0

98. Крен определять для прямоугольного фундамента по формуле (44), а для кольцевого – по формуле (45)

$$tg\theta = \frac{S_1 - S_2}{b} \quad ; \qquad (44)$$

$$tg\theta = \frac{S_1 - S_2}{2\tau_н} \quad ; \quad , (45)$$

где S_1 и S_2 – осадки краев фундамента, (соответственно по максимальному и минимальному давлению по подошве фундамента) определяемые по формуле (54) настоящих Указаний;

b – размер фундамента в направлении крена.

Предельные величины средних осадок и крена фундаментов башни должны быть не более соответственно 30 см и 0,004 и не должны превышать величин, нарушающих нормальную работу оборудования подъема.

Расчет по несущей способности

99.В формулу (29 СНиП П-Б.I-62 дополнительно вводить коэффициент условий работы $m_3 = 0,85$.

Расчет фундаментов башни

I00.Предварительная площадь опирания фундамента определяется по формуле:

$$F'_ф \geqslant \frac{N^н \alpha}{R^н_{ср}} \qquad ,(46)$$

где $N^н$ – сумма всех нормативных нагрузок, действующих на подошву фундамента (с учетом весов подземной части башни и грунта, находящегося на свесах фундамента);

$R^н_{ср}$ – нормативное давление для нескальных грунтов и несущая способность основания из скальных грунтов, определяемая по формуле (29) СНиП П-Б.I-62 с учетом пункта III настоящих Указаний.

α – коэффициент, учитывающий эксцентриситет и равный I,2.

I0I.Краевые давления на грунт проверяются по следующей формуле:

$$P_{кр} = \frac{N}{F_ф} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \qquad ,(47)$$

где $P_{кр}$ – краевое давление на грунт соответственно равное для нескального основания $I,2R^н_{ср}$, для скального – I,2 ф (СНиП П-Б.I-62, формула 29);

N – суммарная центрально приложенная к подошве фундамента нагрузка;

M_x и M_y – моменты от нагрузок относительно соответствующих осей;

W_x и W_y – моменты сопротивления подошвы фундамента относительно соответствующих осей.

I02.Расчет основания по предельным состояниям производить согласно СНиП П-Б.I-62 и настоящих Указаний.
При несоответствии принятых размеров подошвы фундамента условиям предельных состояний производится повторный подбор размеров подошвы.

I03.Расчет конструкций производить, согласно СНиП П-В.I-62 и другим действующим нормативным и вспомогательным материалам.

Определение давления
на крепь ствола

104. Горизонтальное давление на крепь ствола от башенного и других сооружений определять по формуле:

$$U_i = \sum_{1}^{n} P_i \cdot \xi_i \quad , (48)$$

где U_i – горизонтальное давление на крепь ствола на i -ой глубине;

P_i – вертикальное давление на i -ой глубине, определяемое по формуле Лява

$$P_i = K_{ci} P_g ;$$

K_{ci} – коэффициент угловых точек i -го грузового или вспомогательного прямоугольника, определяемый по таблице приложения III, в зависимости от

$$\alpha = \frac{a}{b} \quad \text{и} \quad \beta = \frac{z}{b}$$

P_g – дополнительное давление под подошвой фундамента, определяемое по формуле:

$$P_g = P - P_б$$

ξ – коэффициент горизонтального давления, определяемый по табл. 5.

P – среднее давление по подошве фундамента;

$P_б$ – природное (бытовое) давление в грунте на отметке подошвы фундамента, определяемое по формуле:

$$P_б = \gamma_{ср} \cdot h_ф$$

Таблица 5

Значения коэффициента ξ

Наименование грунтов	Угол внутреннего трения, рад (град)	Коэффициент ξ
пески	0,35-0,70 (20^0 - 40^0)	0,40
супеси	0,26-0,52 (15^0 - 30^0)	0,45
суглинки	0,17-0,52 (10^0 - 30^0)	0,60
глины	-	0,70

3) Расчет башни на устойчивость положения

I0 Проверку башни на опрокидывание относительно ребра фундамента производить по формуле:

$$M_{уд} \geq M_{опр} , \qquad (49)$$

где $M_{уд}$ - удерживающий момент, представляющий сумму моментов, полученную от сложения собственных весов строительных конструкций, теплоизоляции, стационарного оборудования с учетом указаний п.66;

$M_{опр}$ - опрокидывающий момент, представляющий сумму, образованную сложением моментов расчетных горизонтальных сил (ветровые, динамические от оборудования (п.II0), инерционные и др) и моментов вертикальных сил, в том числе отпора грунта по подошве фундамента.

Примечание: При определении $M_{опр}$ необходимо учитывать возможный наклон башни от внецентренного приложения любых нагрузок в самом невыгодном для наклона сочетании с учетом вредного влияния горных подработок.

I06. Проверку башни на скольжение по грунту производят по формуле:

$$\xi \sum G \geq \sum P_{сд} , \qquad (50)$$

где $\sum G$ - удерживающая сила, представляющая сумму сил, полученную от собственного веса строительных конструкций, теплоизоляции, стационарного оборудования с учетом указаний п.66;

$\sum P_{сд}$ - сдвигающая сила, представляющая сумму расчетных горизонтальных сил: ветровые, динамические от оборудования инерционные (п.II0);

f – коэффициент трения материала фундамента по грунту основания, принимаемый по табл. 6.

Таблица 6

Коэффициент трения f

Материалы	Коэффициент трения f при состоянии поверхности	
	сухом	влажном
Кладка и бетон по песку, гравию	0,60	0,50
Кладка и бетон по суглинку	0,55	0,40
–"– по глине	0,50	0,30

4. Динамический расчет

а) Общие указания

107. Динамический расчет башен и их конструктивных элементов должен обеспечить несущую способность последних в их совместной работе на статическую и динамическую нагрузки и ограничивать перемещения от динамических воздействий пределами, исключающими возможность вредного влияния колебаний на:

а) технологический процесс, в зависимости от класса машин по чувствительности к колебаниям;

б) обслуживающий персонал, согласно "Временным санитарным правилам и нормам по ограничению вибрации рабочего места" (Минздрав СССР, 1959 г).

108. Расчет башен и их элементов производить:

а) перекрытий на вертикальные колебания, согласно инструкции И-200-54;

б) башен в целом на горизонтальные колебания от воздействия оборудования (за исключением среднечастотных и высокочастотных машин II и всех машин I категории по динамичности), согласно инструкции И-200-54 и настоящим Указаниям (башни каркасного типа, башни с несущими стенами);

в)башен в целом на динамическое воздействие пульсацией скоростного напора, вызванных порывами ветра, и на ветровой резонанс, согласно СНиП П-А.II-62 и пп. II2-I23 настоящих Указаний.

Примечание: Динамическое воздействие вертикальных нагрузок от движения вагонеток с ископаемым учитывается, согласно СНиП П-А.II-62.

I09.Статическую прочность сечения башни, подверженной одновременному действию статических и динамических нагрузок, проверять по формуле:

$$\frac{M+M_{\partial}}{W_{\delta}}+\frac{N+\sum R_{рас}}{F_{нт.}}\leqslant m_{\delta}R_{пр}\left(1+m_{a}\frac{R_{a}}{R_{пр}}\mu\right) \quad , \quad (5I)$$

где M_{∂} – амплитуда изгибающего момента от расчетной динамической нагрузки (того же знака, что и момент от статической нагрузки), определяемая, согласно пп.I25,I26,

$R_{рас}$ – расчетная амплитуда вертикальной динамической силы.

II0.Проверка устойчивости положения башен с учетом динамического воздействия нагрузок заключается в добавлении к расчетным статическим нагрузкам расчетных вертикальных динамических нагрузок и статически приложенных расчетных горизонтальных внешних динамических сил, в том числе сил инерции, определяемых, согласно пп.I25.

III.Выносливость башен проверять по формуле:

$$\frac{M^{н}+M_{\partial}}{W_{\delta}}+\frac{N^{н}+\sum R_{рас}}{F_{нт}}\leqslant \sigma_{вын} \qquad (52)$$

$\sigma_{вын}$ – расчетное значение предела выносливости материала, определяемое, согласно инструкции И-200-54.

б)Определение частот собственных горизонтальных колебаний

II2.Частоты собственных колебаний определять по расчетной схеме башни, включающей массы конструкций, оборудования и жесткости основных несущих конструкций.

II3.При выборе расчетных схем каркасных башен руководствоваться указаниями Инструкции И-200-54. Рекомендуется ресчетную схему представлять как систему с сосредоточенными в уровнях перекрытий массами $m_{к}$ (при этом горизонтальная жесткость должна определяться с учетом совместной работы каркаса и стен) с учетом податливости основания.

Вес каждой массы $m_к$ определяется весом конструкций башни и временной нагрузкой от оборудования, которые расположены в пределах половины высоты выше - и нижележащих этажей. Для упрощения расчета отдельные $m_к$ группировать, заменяя двумя-тремя массами.

II4. Для башен с несущими стенами расчетную схему принимать в виде упругого консольного стержня с одной или несколькими сосредоточенными массами (рис. 8,9 и II) с учетом неравномерного сжатия грунта под подошвой фундамента при повороте последнего в вертикальной плоскости.

II5. При определении масс колеблющейся конструкции учитывать статические весовые нагрузки. Динамические нагрузки от оборудования, веса присоединенных масс (подъемные сосуды с канатами) и ветровые нагрузки непосредственно не влияют на частоты собственных колебаний и в расчет не принимаются. Из временных нагрузок учитывать лишь наиболее вероятные и длительно действующие (вес оборудования, заполнение емкостей и т.п.). Следует учитывать, что значительное изменение (в том числе и снижение) временной нагрузки может быть причиной резонансных колебаний.

Особые и кратковременные нагрузки не учитывать (например, возможная нагрузка толпой людей на перекрытии, экстренное торможение и т.п.). Массы собственного веса элементов башни и оборудования принимать с коэффициентом перегрузки I,0, а от остальной временной нагрузки - с коэффициентом перегрузки 0,8.

II6. Жесткости элементов определять по упругой стадии работы конструкций. При этом жесткость элементов монолитных железобетонных конструкций определять с учетом работы всего бетонного сечения, но без учета арматуры, при нормативном значении модуля упругости бетона.
Для башен с несущими стенами допускается определять моменты инерции поперечного сечения без учета внутренних стен и станка.

II7. Расчетную схему в виде консольного стержня с сосредоточенной в уровне перекрытия машинного зала одной массой применять для башен с несущими стенами при ориентировочном определении частоты основного типа.

Для окончательного расчета башен с несущими стенами и

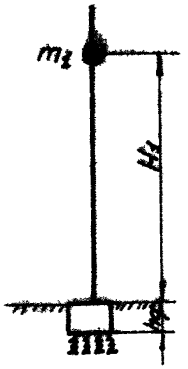


Рис. 9
Расчетная схема с одной сосредоточенной массой

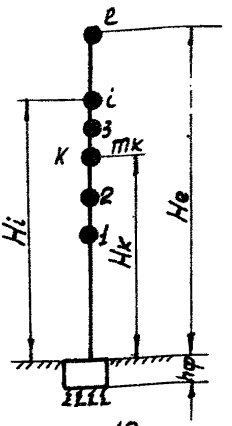


Рис. 10
К определению приведенной массы Mk.

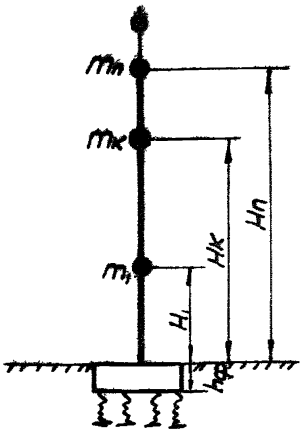


Рис. 11 К определению перемещений δnn, δnk.

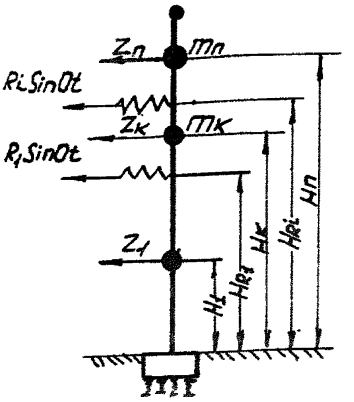


Рис. 12. К определению перемещений δnki

каркасных рекомендуется применять расчетную схему с двумя–тремя массами, сосредоточенными на выбранных уровнях (две–три степени свободы).

II8.Величину приведенной к точке К массы $m_к$ (рис.I0) определять для всех видов башен по формуле:

$$m_к = \frac{\sum m_i \delta_{ei}}{\delta_{ek}^2}, \qquad (i = I,2,3), \qquad (53)$$

где m_i – масса, сосредоточенная в уровне перекрытия;

δ_{ei} – перемещение точки i от действия единичной силы, приложенной к точке e ;

δ_{ek} – перемещение точки К от действия единичной силы, приложенной к точке e;

e – точка, соответствующая верхней массе башни.

Для башен с несущими стенами при расчетной схеме в виде консольного стержня перемещения δ_{ei} и δ_{ek} определять по формулам:

$$\delta_{ei} = \frac{3H_i^2H_e - H_i^3}{6EJ} + \frac{H_e + h_\varphi}{C_\varphi J_\varphi}\left(H_i + h_\varphi\right); \qquad (54)$$

$$\delta_{ek} = \frac{3H_к^2H_e - H_к^3}{6EJ} + \frac{H_e + h_\varphi}{C_\varphi J_\varphi}\left(H_к + h_\varphi\right) \qquad (55)$$

Для башен каркасного типа перемещения δ_{ei} и δ_{ek} определять по методам строительной механики, приближенно как сумму перемещений точек средней стойки каркаса (рамы) и перемещений за счет поворота всей башни от деформации грунта. Перемещения точек стойки рамы могут быть определены по эпюре изгибающих моментов, построенной, согласно пп. 73–76. Перемещения за счет поворота всей башни от деформаций грунта представляет собой вторые слагаемые формул (54) и (55).

В формулах (54), (55) обозначено:

EJ – жесткость башни;

J_φ – момент инерции подошвы фундамента относительно оси поворота в рассматриваемом направлении;

H_i, H_e – расстояния от верхнего обреза фундамента до точек приложения сосредоточенных масс;

$H_к$ – расстояние от верхнего обреза фундамента до точки приведения масс;

C_φ – коэффициент упругого неравномерного сжатия грунта, устанавливаемый опытным путем, а при отсутствии данных испытаний, принимаемый по табл. 7;

h_φ – высота фундамента.

Таблица 7

Нормативные давления на грунт основания, $R^н$, кн/м2 (кг/см2)		Коэффициент C_φ кн/м^3 (т/м^3)
98,0	(I)	39300 (4000)
I96,0	(2)	78500 (8000)
294,0	(3)	98I00 (I0000)
392,0	(4)	II7700 (I2000)
490,0	(5)	I37000 (I4000)

Примечание: Промежуточные значения C_φ определять интерполированием.

II9. Частоты собственных колебаний могут быть определены по формулам инструкции И-200-54, методам спектральной и трансформированной функции (С.А.Бернштейн и К.К. Керопян "Определение частот колебаний стержневых систем методом спектральной функции", Госстройиздат, I960), решением векового уравнения и другими методами.

Для башен с несущими стенами прямоугольной формы в плане частоты определять в двух взаимно перпендикулярных осевых направлениях.

I20. Для расчета на динамическое воздействие ветровой нагрузки определять частоту основного тона, а для расчета на вынужденные колебания – частоты основного и двух последующих тонов.

I2I. Круговую частоту при расчетной схеме с одной степенью свободы определять по формуле:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{1}{\delta_н m}}, \qquad (56)$$

где $\delta_н$ – перемещение точки приложения приведенной массы (рис.9) от действия единичной силы, определяемое по (58).

122. Круговую частоту основного тона и двух последующих рекомендуется определять из уравнения

$$m_1m_2m_3\left(\delta_{11}\delta_{22}\delta_{33}-\delta_{11}\delta_{23}^2-\delta_{22}\delta_{13}^2-\delta_{33}\delta_{12}^2+2\delta_{12}\delta_{13}\delta_{23}\right)K^3+$$
$$+\left(m_1m_2\delta_{12}^2+m_1m_3\delta_{13}^2+m_2m_3\delta_{23}^2-m_1m_2\delta_{11}\delta_{22}-m_1m_3\delta_{11}\delta_{33}-\right. \quad (57)$$
$$\left.-m_2m_3\delta_{22}\delta_{33}\right)K^2+\left(m_1\delta_{11}+m_2\delta_{22}+m_3\delta_{33}\right)K-1=0$$

где $m_1, m_2 \ldots m_n$ – сосредоточенные приведенные массы, приложение в точках 1,2,3;

$\delta_{11}, \delta_{22} \ldots \delta_{nn}$ – перемещения в точках 1,2,3 от действия единичной силы, приложенной в той же точке;

$\delta_{12}, \delta_{13}, \delta_{23} \ldots \delta_{kn}$ – перемещения в точке 1,2,3 от действия единичной силы, приложенной соответственно в точках 2 и 3;

$K=\omega_i^2$ –

Примечание: Определение корней уравнения третьей степени рекомендуется производить аналитически (Справочник проектировщика, том расчетно-теоретический и др); следует иметь в виду, что все корни уравнения положительные и действительные числа.

123. При расчетной схеме в виде консольного стержня постоянной жесткости по высоте с несколькими сосредоточенными массами и с учетом податливости основания перемещения δ_{nn}, δ_{nk} определять по формулам:

$$\delta_{nn}=\frac{H_n^3}{3EJ}+\frac{\left(H_n+h_\varphi\right)^2}{C_\varphi J_\varphi}\ ; \quad (58)$$

$$\delta_{nk}=\frac{3H_nH_k^2-H_k^3}{6EJ}+\frac{H_n+h_\varphi}{C_\varphi J_\varphi}\left(H_n+h_\varphi\right). \quad (59)$$

Здесь H_k, H_n – расстояния от верхнего обреза фундамента (рис.11) до точек приложения сосредоточенных масс, причем

$$H_k \leq H_n$$

Для башен каркасного типа перемещения $\delta_{пп}$, $\delta_{пк}$ определять с учетом изгиба рамы и деформации грунта пп.73–78 и 118.

в) Расчет на вынужденные колебания

124. При действии на башню нескольких динамических сил с разной частотой динамические перемещения и внутренние усилия следует определять суммированием соответствующих величин в рассматриваемом сечении, полученных из расчетов башни на каждую внешнюю динамическую силу с учетом возможного совпадения фаз и частот этих сил.

Если линии действия горизонтальных динамических сил с одинаковой частотой не совпадают, то определение внутренних усилий и перемещений в рассматриваемом сечении производить от равнодействующих сил, находящихся в одной горизонтальной плоскости: при расчете в двух направлениях расчет производится на соответствующие составляющие отдельных динамических сил или их равнодействующих.

125. При отличии частоты вынужденных колебаний от частот собственных колебаний не менее, чем на 25%, расчет на вынужденные колебания для любых расчетных схем рекомендуется производить решением системы канонических уравнений:

$$\begin{aligned} Z_1\left(\delta_{11}-\frac{1}{m_1\theta^2}\right)+Z_2\delta_{12} &+ Z_3\delta_{13} + \Delta_{1p}=0 \\ Z_1\delta_{21} + Z_2\left(\delta_{22}-\frac{1}{m_2\theta^2}\right)+Z_3\delta_{23} &+ \Delta_{2p}=0 \\ Z_1\delta_{31} + Z_2\delta_{32} &+ Z_3\left(\delta_{33}-\frac{1}{m_3\theta^2}\right)+\Delta_{3p}=0 \end{aligned} \qquad (60)$$

Здесь $Z_1, Z_2, Z_3 \ldots$ – амплитуды сил инерции равные $Z_n=m_n\theta^2\alpha_n$;

α_n – амплитуда колебаний массы;

θ – круговая частота динамической силы;

$\delta_{пп}, \delta_{пк}$ – определяется по формулам (58) и (59)

$$\Delta_{np}=\sum R_i\delta_{nR_i} ,$$

где R_i – амплитуда динамической силы; при определении динамических перемещений берутся нормативные значения амплитуд; при определении внутренних усилий (изгибающие моменты поперечные силы)– расчетные;

δ_{nR_i} – перемещения точек I,2 и 3 от действия единичной силы, приложенной по линии действия динамической силы, и определяемые для консольного стержня постоянной жесткости по формулам:

а) при $H_n \leq H_i$ (6I)

$$\delta_{nR_i}=\frac{3H_iH_n^2-H_n^3}{6EJ}+\frac{H_i+h_\varphi}{C_\varphi J_\varphi}\left(H_n+h_\varphi\right);$$

б)при $H_n \geq H_i$

$$\delta_{nR_i}=\frac{3H_nH_i^2-H_i^3}{6EJ}+\frac{H_i+h_\varphi}{C_\varphi J_\varphi}\left(H_n+h_\varphi\right), \quad (62)$$

где H_i – расстояние от верхнего обреза фундамента (рис.I2) до точек приложения динамической силы;

H_n – расстояние от верхнего обреза фундамента до сосредоточенных масс.

Примечание: При переменной жесткости по высоте и при башнях с расчетной схемой, отличной от консольного стержня перемещения, $\delta_{nn}, \delta_{nk}, \delta_{nR_i}$,определять по общим правилам строительной механики, учитывая пп. 73-76 и II8.

Рассматривая башню под действием амплитуд динамических сил R_i и системы амплитуд сил инерции, амплитуды изгибающего момента, поперечной силы и перемещения в любом сечении определять из выражений:

$$M_o=\sum M_{R_i}+\sum_1^n \bar{M}_{z_i}$$

$$Q_o=\sum Q_{R_i}+\sum_1^n \bar{Q}_{z_i}$$

$$a_o=\sum a_{R_i}+\sum_1^n \bar{a}_{z_i}$$

(63)

Здесь $M_{R_i}, Q_{R_i}, a_{R_i}$ – амплитуды изгибающего момента, поперечной силы и перемещения только от динамических сил;

$\bar{M}_{z_i}, \bar{Q}_{z_i}, \bar{a}_{z_i}$ – амплитуды изгибающего момента, поперечной силы и перемещения от действия сил инерции, приложенных к данной системе (при этом статически неопределимая система не изменяется основной системой).

126. При отличии частот вынужденных колебаний от частот собственных колебаний менее 25% расчет производить по формулам:

$$M_0 = \frac{M}{\left(1+\frac{\theta}{\omega_1}\right)^2\left(1-\gamma\right)+\gamma} + \frac{\left(\frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^3 M}{\left(1-\frac{\theta}{\omega_2}\right)^2+\gamma}\ ; \qquad (64)$$

$$a_0 = \frac{a}{\left(1-\frac{\theta}{\omega_1}\right)^2\left(1-\gamma\right)+\gamma} + \frac{\left(\frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^3 a}{\left(1-\frac{\theta}{\omega_2}\right)^2+\gamma} \qquad (65)$$

Здесь M_0, a_0 – амплитуды динамического изгибающего момента и горизонтальных перемещений в рассматриваемом сечении башни;

M – изгибающий момент при статическом действии амплитуды внешней динамической силы, в рассматриваемом сечении башни;

a – горизонтальное смещение того же сечения башни при статическом действии амплитуды внешней динамической силы с учетом податливости основания;

γ – коэффициент неупругого сопротивления, принимаемый, согласно инструкции И-200-54.

Приложение I

З А Д А Н И Я
на строительное проектирование

Задания на строительное проектирование составляются раздельно для двух стадий проектирования (проектного задания и рабочего проектирования) и должны содержать следующее.

А. Для стадии проектного задания

I. Пояснительную записку (с указанием возможности использования башни для проходческих целей, предполагаемых осадок, а также крена башни вследствие неравномерного сжатия и нарушения структурного строения грунтов основания в период проходки ствола, подработок и пр).

2. Инженерно-геологическое заключение, согласно "Инструкции по инженерным изысканиям для промышленного строительства" (СН 225-62).

3. Данные о сечении ствола.

4. Схему подъема

5. Технологические чертежи (ситуационный план, планы и разрезы на стадии ПЗ).

6. Экспликацию помещений башни

7. Величины предварительных нагрузок оборудования, заполнения емкостей и т.п.

Б. Для стадии рабочего проектирования

I. Инженерно-геологическое заключение, согласно "Инструкции по инженерным изысканиям для промышленного строительства" (СН 225-62) с учетом особенностей данного сооружения.

2. Возможные осадки, а также крен башни вследствие неравномерного сжатия и нарушения структурного строения грунтов основания вследствие проходки ствола, подработок и пр.

3. Генеральный план поверхности угольного или горнорудного предприятия.

4. Данные о сечении и профиле ствола, расположение и габариты подъемных сосудов со схемой армировки.

5.Схему подъема

6.Технологические чертежи (планы и разрезы), спецификацию оборудования, данные о подъемно-транспортном оборудовании; об оборудовании для заводки и смены сосудов, навески и смены канатов; о месте приложения, величинах и характеристиках нагрузок (длительно-действующие, кратковременные, статические, динамические).

7.Установочные чертежи тормозных, амортизирующих и посадочных устройств, устройств автоматизации подъема и технологии (погрузки, разгрузки и выдачи ископаемого за пределы башни) с указанием величины и мест приложения нагрузок.

8.Характеристику динамического оборудования (в объеме, обусловленном соответствующими нормативными документами, с учетом особенностей восприятия динамической нагрузки башней).

9.Величину депрессии, схемы вакуирования и герметизации.

10.Чертежи с нанесением мест расположения ляд, требуемых проемов в перекрытиях и стенах, надземной и подземной частей башни и болтов для крепления оборудования.

11.Нагрузки от примыкающих сооружений.

12. Дополнительные данные, согласно пп.4,5,6,8 и 10 для оборудования проходки (при использовании башни или ее части для проходки или углубки ствола) и монтажа оборудования (величины и места приложения нагрузок при производстве строительно-монтажных работ).

13.Данные о расположении и устройстве молниеотвода и освещения, связанного с безопасностью полетов.

Строительное проектирование башни многоканатного подъема не начинается до получения полного комплекса перечисленных данных, а в отдельных случаях - и дополнительных, которые могут оказаться необходимыми. Задание должно быть подписано главным инженером проекта.

Примечания: 1.Динамические характеристики оборудования, расположенного на перекрытиях башни определяются, согласно инструкции И-200-54, "Указаниям по определению нормативных нагрузок и коэффициентов перегрузки для надшахтных зданий и сооружений предприятий угольной промышленности" (разработаны ДонНИИ), паспортным данным заводов-изготовителей и др. источникам.

2.При разработке заданий на строительное проектирование руководствоваться прилагаемыми рекомендациями по увеличению компактности оборудований подъема.

Р Е К О М Е Н Д А Ц И И

по увеличению компактности оборудования подъема, методике определения высоты башни и другим принципиальным вопросам технологии подъемной установки, определению величин экстренных нагрузок и нагрузок от оборудования подъема, учитываемые при разработке заданий на строительное проектирование башни многоканатного подъема (к заданию на строительное проектирование)

I. Компактность подъемных машин может быть достигнута за счет применения:

а) свободного размещения пульта по отношению к подъемной машине;

б) автоматизации или дистанционного управления машиной;

в) малогабаритного электромеханического оборудования подъемов (малогабаритные высоковольтные реверсоры РВМ-400, жидкостные реостаты);

г) дисковых тормозов;

д) безредукторных тихоходных двигателей;

е) прифланцованных двигателей;

ж) двигателей, встроенных в барабан.

2. Высоту башни для многоканатных подъемов следует рассматривать как сумму следующих характерных высот (рис.I).

$$H_{башни} = H_1 + H_2 + H_3 + H_4, \quad (I)$$

где H_1 – высота до уровня установки приемной воронки (при скиповых подъемах) и высота уровня приемной площадки (при клетевых подъемах);

H_2 – высота от воронки до пола шлюзовой камеры;

H_3 – высота шлюзовой камеры, помещения для отклоняющих шкивов и высота подмашинных балок;

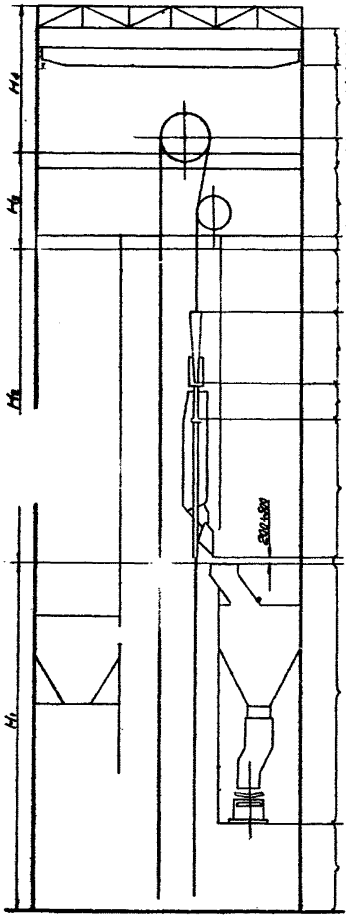
H_4 – суммарная высота машинных залов.

3. Уровень установки угольной приемной воронки (H_1) тесно связан с технологическим процессом и зависит от устройств и оборудования, размещенных в пределах копра.

4. Приемная воронка, предназначенная для наполнения одного бункера, должна быть наклонной, а часть ее, входящая в бункер,

Составные элементы

башни для многоканатных подъемных установок



Зазор между верхней подвижной частью мостового крана и фермами (балками) покрытия;

Высота от уровня подкранового рельса до верха подвижной части мостового крана;

Расстояние от оси барабана подъемной машины до головки подкранового рельса;

Расстояние от оси барабана подъемной машины до пола;

Высота помещения отклоняющих шкивов от пола до низа балок под машину;

Высота шлюзовой камеры;

Расстояние от верха прицепного устройства до верхнего башмака скипа (аварийный зазор);

Высота тормозных клиньев;

Высота переподъема;

Высота скипа от кромки до верхнего башмака;

Зазор между воронкой и кромкой скипа;

Высота элементов технологической схемы;

Высота необходимая для введения скипа;

Рис 1

должна иметь вертикальные стенки и располагаться симметрично осям бункера. Высота такой воронки должна быть 2,5÷3 м.

Высота воронок для наполнения двух бункеров зависит от расположения бункеров по отношению к разгрузке и может быть различна, но не более 4 м.

5. Оптимальная емкость приемных бункеров должна соответствовать емкости одного состава вагонеток в шахте. При этом высота емкостной части не должна превышать 6-7 м.

6. Рекомендуется сочетать многоканатный подъем полезного ископаемого с безбункерной погрузкой в железнодорожные вагоны, что позволит снизить уровень установок приемной воронки на 10-12 м по сравнению с бункерной.

7. При безбункерной погрузке, вместо приемных бункеров, целесообразно применять емкую течку, позволяющую снизить высоту башни на 5-6 м.

8. Вертикальные размеры проемов для заводки скипов рекомендуется принимать по табл. I.

Таблица I

Грузоподъемность скипов, кн (т)	Высота скипа, включая прицепное устройство, мм	Глубина станка, на которую можно ввести скипы, мм	Высота проема, мм
88,3 (9)	13800	3280-3500	9000
117,7 (12)	13350	3560	9000
147,0 (15)	14550	3560	11000
196,0 (20)	15200	3950	12000

Размеры проемов для ввода скипов в башню в горизонтальном положении с последующим поворотом до вертикального определять графическим построением, учитывающем высоту скипа до прицепного устройства, размеры скипа и станка в плане.

9. Высота от приемной воронки до пола шлюзовой камеры (H_2) зависит от допустимой скорости движения сосуда по стволу или скорости подхода сосуда к разгрузочной площадке, допустимой вели-

чины замедления, типа амортизирующих устройств, высоты сосуда и др.

Высота H_2 состоит из пяти элементов:

а)величины зазора между приемной воронкой и кромкой скипа, находящегося в положении разгрузки, принимаются в пределах 200-500 мм;

б)высоты части скипа (от низа его до верхней кромки направляющей лапы, входящей в верхнее клиновое устройство при торможении сосуда), определяемой вычитанием из общей высоты скипа (включая и прицепное устройство) расстояния от верха прицепного устройства до верхней направляющей лапы;

в)величины переподъема. Для многоканатных подъемов следует считать высоту, на которую может свободно подняться сосуд от нормального положения при разгрузке на верхней приемной площадке до соприкосновения верхней направляющей лапы сосуда с амортизирующим устройством.

По данным института МакНИИ, высоту переподъема следует принимать: для скиповых подъемов 2,5; для клетевых - 3,5 м;

г)высоты подъема, при котором направляющая лапа движется по амортизирующему устройству и осуществляется торможение.

10.Наиболее распространенным типом амортизирующих устройств, применяемых в настоящее время на многоканатных подъемах, являются амортизаторы, длина которых колеблется от 4 до 6 м.

Возможно также применение в качестве амортизирующих устройств капроновых канатов.

11.Амортизирующие устройства должны иметь рабочий ход, обеспечивающий остановку груженного сосуда, движущегося с максимально допустимой скоростью для данного подъема с замедлением, не превышающим 50 м/сек2.

12.Верхние элементы прицепного или уравнительного устройства при прохождении сосудом полного пути торможения не должны касаться как перекрытия, так и других встречающихся на пути конструкций сооружения или оборудования.

Расстояние это зависит от типа подъемного сосуда и конструкции прицепного устройства.

I3.При отсутствии отклоняющих шкивов необходимо устраивать шлюзовую камеру в непосредственной близости от балок, несущих барабаны подъемных машин, но при этом надо учитывать максимальную величину опускания грузов тормозных устройств, если они размещаются над камерой.

I4.Высота части башни, предназначенная для размещения подъемных машин (H_4), выбирается в зависимости от количества и типоразмеров подъемных машин и используемых подъемно-транспортных средств.

Машинный зал включает в себя следующие элементы, от выбора которых зависит его высота:

а)расстояние от пола до оси барабана машины, назначаемое заводом-изготовителем многоканатных машин (в пределах от 0,6 до I,0 м);

б)расстояние от оси барабана до головки подкранового рельса, которое рекомендуется принимать равным 4-5 м;

в)высота от подкранового рельса до конструкций покрытия определяется габаритами мостового крана;

г)высота конструкций покрытия.

I5.Подъемно-транспортное оборудование для обслуживания и монтажа подъемных машин выбирается по грузоподъемности и по нужному пролету с учетом необходимой высоты подъема.

Грузоподъемность крана должна обеспечивать подъем наиболее тяжелого оборудования или его частей.

I6.Высота башни также зависит от уровня установки конвейера (H_I, рис.2), подающего уголь на погрузочные устройства, которая определяется выражением:

$$H_1 = h - \ell \sin\alpha \quad (2)$$

h – высота погрузочного пункта;

ℓ – расстояние от башни до погрузочного пункта;

α – уголк наклона галерей.

Из выражения видно,что с увеличением расстояния до погрузочного пункта высота башни уменьшается.
Расстояние между этими объектами должно определяться минимальной

РАСЧЕТНАЯ СХЕМА

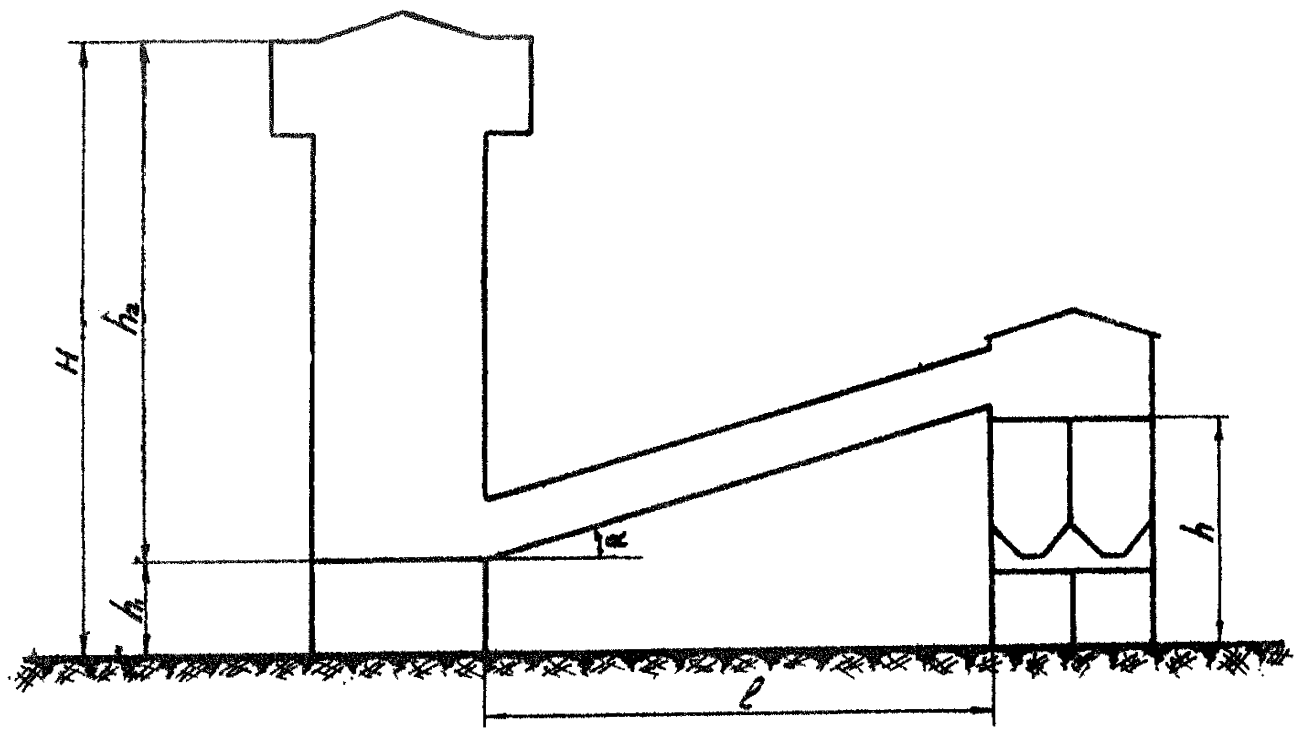


Рис. 2

суммарной стоимостью банки и галереи к погрузочному пункту:

а)при выполнении условия $C_к > \frac{C_г}{3\ln\alpha}$ следует максимально уменьшить H_I;

б)при выполнении условия $C_к \leq \frac{C_г}{3\ln\alpha}$ следует максимально уменьшить l;

где Ск - стоимость I п.м высоты банки;

Сг - суммарная стоимость I п.м галерей.

I7.При внезапном защемлении поднимающегося сосуда расчетное натяжение в подъемных канатах принимать в поднимающейся ветви равным разрывному усилию, в опускающейся - 0,75 разрывного. На воздействие разрывного усилия рассчитывать балки машинного зала, стены или каркас банки и станок.

Примечание: Определение нагрузок на перекрытие машинного зала от агрегатов подъемной установки при внезапном защемлении поднимающегося сосуда производить по формулам (7-I7) приложения I, подставляя соответствующие значения усилий в канатах.

I8.Нагрузку от переподъема сосуда принимать равной четырехкратному весу сосуда с грузом. На эту нагрузку рассчитывать амортизирующие устройства.

I9.Нагрузку при аварийном торможении принимать равной четырехкратному рабочему натяжению подъемных канатов. На эту нагрузку рассчитывать балки, на которых устанавливаются тормозные колодки.

20.Нагрузку от посадки клети на кулаки принимать равной статическому действию четырехкратного веса груженной клети. На эту нагрузку рассчитывать подкулачные балки и стойки станка.

2I.Усилия от натяжения подъемных канатов определять по формулам:

в начале подъема сосуда с грузами

$$N_1^н = \left[P_1 + G_c + q_к\left(H + h_1\right)\right]\left(1 + \frac{\omega_1}{9{,}81}\right)K_y \quad ; \qquad (3)$$

в конце подъема сосуда с грузами

$$N_1^к = \left[P_1 + G_c + q_к\left(H + h_1\right)\right]\left(1 - \frac{\omega_2}{9{,}81}\right)K_y \quad ; \qquad (4)$$

в начале спуска сосуда

$$N_2^н = \left[P_2 + G_c + q_к\left(H + h_1\right)\right]\left(1 - \frac{\omega_1}{9{,}81}\right)\frac{1}{K_y} \quad ; \qquad (5)$$

в конце спуска сосуда

$$N_2^к = \left[P_2 + G_c + q_к\left(H + h_1\right)\right]\left(1 + \frac{\omega_2}{9.81}\right)\frac{1}{K_y} \quad ; \quad (6)$$

где h_1 – высота от приемной площадки до оси подъемной машины;

P_1 – вес ископаемого, вагонеток и т.п. в поднимающемся сосуде;

P_2 – то же в опускающемся сосуде;

G_c – собственный вес подъемного сосуда;

$q_к$ – вес I п.м подъемных канатов;

ω_1 – ускорение подъемной машины при нормальной работе;

ω_2 – замедление подъемной машины при нормальной работе;

K_y = I,06–I,I5 – коэффициент, учитывающий сопротивление перемещению всех движущихся частей подъемной установки.

Примечание: Допускается усилия от натяжения подъемных канатов принимать по заводским данным как максимальное статическое натяжение.

22. При наличии в подъеме отклоняющих шкивов от натяжения подъемных канатов возникает горизонтальная сила (рис.3), определяемая по формуле:

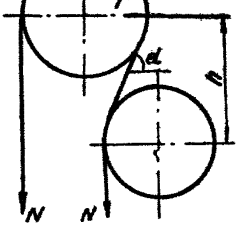


Рис.3 К определению момента от отклоняющего шкива

$$T = N\cos\alpha \qquad (7)$$

Примечание: Момент от горизонтальной силы (рис.3), определяется по формуле $M = Th$.

23. Нагрузку, создаваемую натяжением подъемных канатов и весом подъемной машины, определять по формуле:

$$P_м = N_1 + N_2 + G_м \qquad (8)$$

где $G_м$ – вес подъемной машины;

N_1 и N_2 – усилия в ветвях канатов определять, согласно п.14 для начала и конца спуска и подъема грузов и в формулу (8) подставлять их значения в наихудшем сочетании.

24. Нагрузки, передаваемые через опоры подъемной машины, определять по формулам:

$$P_л = \frac{P_м \ell_м}{\ell'_м + \ell_м} + P'_л \quad ; \qquad (9)$$

$$P_п = \frac{P_м \ell'_м}{\ell'_м + \ell_м} + P'_п \quad ;$$

где $P_л$ и $P_п$ – суммарная нагрузка, передаваемая через левую и правую опоры;

$P'_л$ и $P'_п$ – дополнительная нагрузка, создаваемая редуктором или зубчатой муфтой (при безредукторном приводе);

$\ell'_м$ и $\ell_м$ – расстояние от оси подъемной машины до оси подшипников.

25. Нагрузки от зубчатой муфты, передаваемые на подшипники подъемной машины (рис.4), определять по формулам:

$$P'_л = \frac{\ell_{зуб}(G_{мф} - P_{мф})}{\ell'_м + \ell_м} \quad ; \qquad (10)$$

$$P'_п = \frac{(\ell'_м + \ell_м + \ell_{зуб})(G_{мф} + P_{мф})}{\ell'_м + \ell_м} \quad ;$$

где $G_{мф}$ – вес полумуфты, насаженной на вал подъемной машины;

$\ell_{зуб}$ – расстояние от оси правого подшипника до оси зубчатого зацепления муфты;

$P_{мф}$ – общее усилие, воспринимаемое подшипниками подъемной машины от действия зубчатой муфты

Примечание: Завод-изготовитель и монтажники обеспечивают

$$P_{мф} \leq 0{,}2\, P_{окр} = 0{,}2\, \frac{N_1 - N_2}{D_{шк}} D_{шк} \quad ;$$

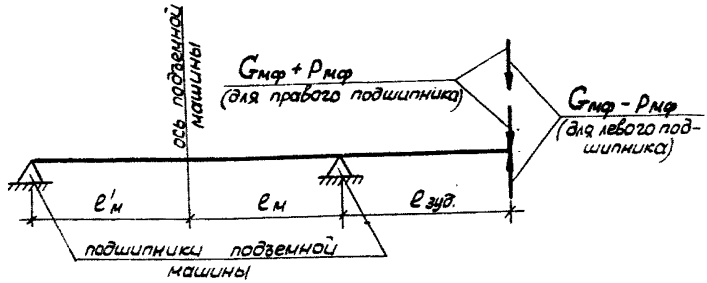


Рис. 4 Схема действия сил на вал подъемной машины от зубчатой муфты.

$D_{шк}$ – диаметр окружности навивки на приводной шкив;

$D_{мо}$ – диаметр окружности зубчатой муфты по ГОСТ 5006-55.

26. Нагрузки от редуктора, установленного на пружинных опорах, передаваемые на подшипники подъемной машины (рис.4), определять по формулам:

$$P'_л = 0;$$

$$P'_п = \frac{l'_м + l_м + l_{зуб}}{l'_м + l_м} G'_{ред} \qquad (II)$$

$$G_{ред} = 0{,}3\,G_{ред.}$$

$G_{ред.}$ – вес редуктора

27. Нагрузки, передаваемые на перекрытие опорами редуктора, установленного на пружинных опорах, определять по формулам:

$$P_{ред} = \frac{G_{ред}}{2} + \frac{M_{пуск}}{l_{ред}} + P'_{мф} \qquad (I2)$$

$$P'_{ред} = \frac{G_{ред}}{2} - \frac{M_{пуск}}{l_{ред}} + P''_{мф} \qquad (I3)$$

$G_{ред}$ – собственный вес редуктора;

$M_{пуск}$ – момент, создаваемый редуктором в период пуска подъемной машины;

$l_{ред}$ – расстояние между осями опор редуктора;

$P'_{мф}$ и $P''_{мф}$ – нагрузки, создаваемые зубчатой муфтой между редуктором и электродвигателем.

Примечания: 1. Нагрузки $P'_{мф}$ и $P''_{мф}$ создаются только зубчатыми муфтами соосных редукторов РС-700; РС-700у и т.д)

2. Двухприводные редукторы создают незначительную нагрузку, которую можно не учитывать.

28. Нагрузки, передаваемые на перекрытие опорами подъемных электродвигателей, определять по формулам:

$$P_{эд} = \frac{G_{ст}}{2} + \frac{M'_{пуск\ эд}}{l_{эд}} \quad ; \qquad (I4)$$

$$P'_{эд} = \frac{G_{ст}}{2} - \frac{M'_{пуск\ эд}}{l_{эд}} \quad ; \qquad (I5)$$

где $M'_{пуск\ эд}$ – максимальный момент, который должен развить подъемный электродвигатель при работе подъемной машины в соответствии с расчетной тахограммой ;

$l_{эд}$ – расстояние между осями опор статора подъемного электродвигателя;

$G_{ст}$ – вес статора подъемного электродвигателя.

29. Нагрузки, передаваемые на перекрытие опорами подъемных электродвигателей (при раздельных подшипниках), определять по формулам:

$$P_{эд} = \frac{G_{рот}\, l_{рот}}{l_{рот} + l'_{рот}} + P_з \qquad (I6)$$

$$P'_{эд} = \frac{G_{рот}\, l'_{рот}}{l_{рот} + l'_{рот}} + P'_з \quad , \qquad (I7)$$

где $G_{рот}$ – вес якоря или ротора подъемного электродвигателя;

$l_{рот}$ и $l'_{рот}$ – расстояние от центра тяжести якоря или ротора электродвигателя до оси подшипников;

$P_з$ и $P'_з$ – дополнительная нагрузка на подшипники электродвигателя от зубчатой муфты

Примечание: 1. При безредукторном приводе подъемной машины $P_з = P'_A$, а $P'_з = P'_n$ (п.25)

2. При наличии редуктора $P_з = P'_{мф}$, $P'_з = P''_{мф}$ (п.27).

Приложение II

РЕКОМЕНДУЕМЫЕ СПОСОБЫ

ограничения вредного влияния горных выработок на сооружения многоканатных подъемов до допустимых пределов

Башни многоканатных подъемов обычно располагаются над предохранительными околоствольными целиками шахт, однако, несмотря на это, они иногда попадают в зону влияния горных выработок.

Мероприятия по защите башен от вредного влияния горных выработок должны предусматривать возможность выравнивания их в вертикальной плоскости и некоторого смещения в горизонтальном направлении в случае нарушения проектного положения геометрических осей сооружения подъема.

В результате деформирования земной поверхности над горными выработками башня может получить крен.

Для выравнивания крена башни могут быть применены следующие способы.

I. Поддомкрачивание

Фундаменты в этом случае проектируются с горизонтальным швом и устройством на уровне шва ниш для домкратов и клиньев.

Верхняя часть фундамента, связанная с башней, отделяется швом от нижней.

На уровне шва предусматриваются ниши, в которых размещаются домкраты и опорные металлические плиты.

Количество домкратов и их грузоподъемность определяются весом сооружения. Система управления домкратами может быть индивидуальной или групповой. В качестве фиксирующих устройств используются клинья или набор металлических плит толщиной I-2 см.

На рис. I,2 приводится несколько вариантов размещения домкратов и устройство фундаментов башен различной конфигурации в плане, предложенные институтом Донгипрошахт.

Указанное решение подробно изложено в литературе.

I. Госстрой СССР. Отдел внешних сношений. Строительство зданий и сооружений на подрабатываемых территориях в Великобритании

(по материалам командировки). Издание ДонНИИ, 1960 г.

2. *Schoenrock, R. Cattnar A., Koklenforderturm Alsdorf „Beton und Stahlbetonbau", 1955, н1.*

II. Нагнетание цементным раствором

В этом случае башню устанавливают на плиту с четырьмя отдельными опорами в виде гидроотсеков, которые позволяют выравнивать башню при нагнетании в просевшие отсеки цементного раствора. *(Anderheggen. Der Ausbau der Zeche Tiedrich fur eine jahres-förderung von drei Millionen Tonnen „Gluckauf", 1957, №45-46)*

III. Предложение инженера В.И.Хорунжего (рис.3)

Коробчатый фундамент I установлен на песчаной подушке 2, которая снизу и с боков ограждена слоем тощего бетона 3. В нижней плите фундамента имеются небольшие отверстия 4, из них при необходимости извлекается песок и производится вибрирование песчаной подушки. Расчетом устанавливается количество песка для осадки опоры, размеры и формы отверстий, способы извлечения песка выбираются с учетом конкретных условий проекта (Хорунжий В.И. "О фундаментах башенных копров многоканатного подъема", "Шахтное строительство" № 12. 1961 г).

IV. Рихтовка оборудования подъема

В этом случае для восстановления первоначального положения осей подъема можно ограничиться лишь рихтовкой оборудования подъема, допуская некоторый крен башни. При этом габариты проемов внутри башни устанавливаются с некоторыми допусками, обеспечивающими нормальную работу подъема при некотором смещении вертикальной оси.

Необходимо также исключить возможность касание канатов элементов ствола.

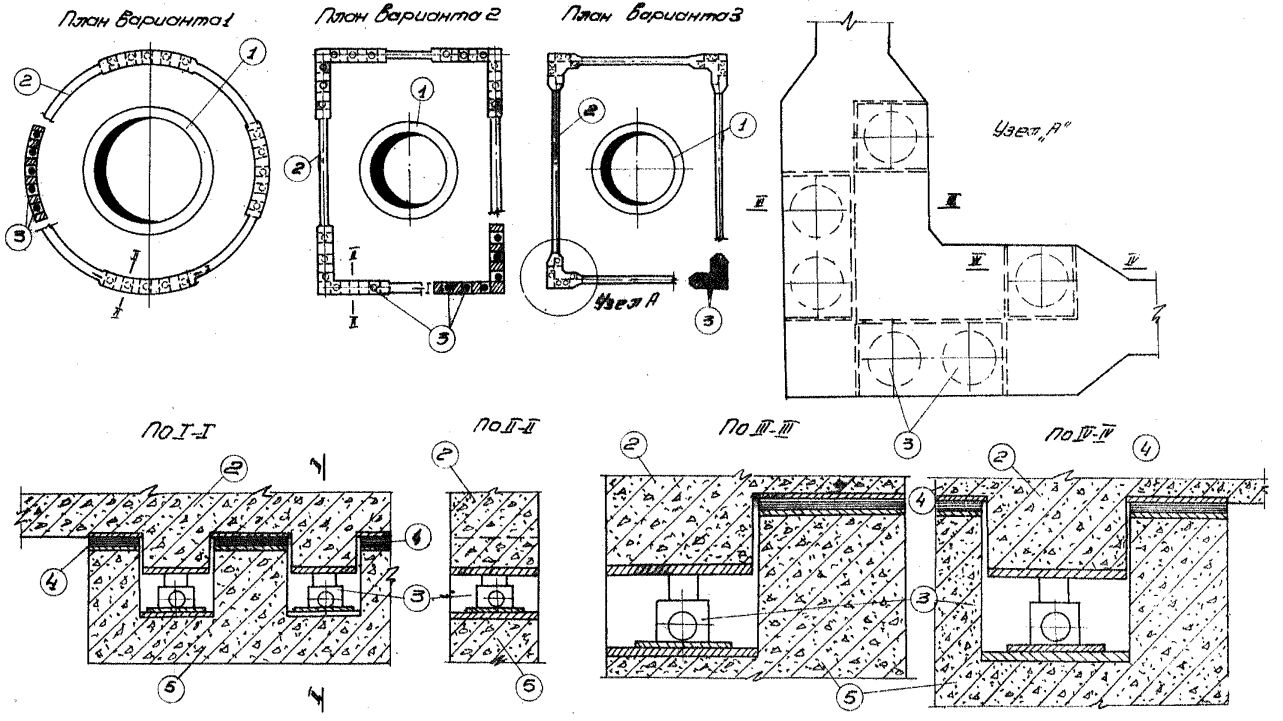
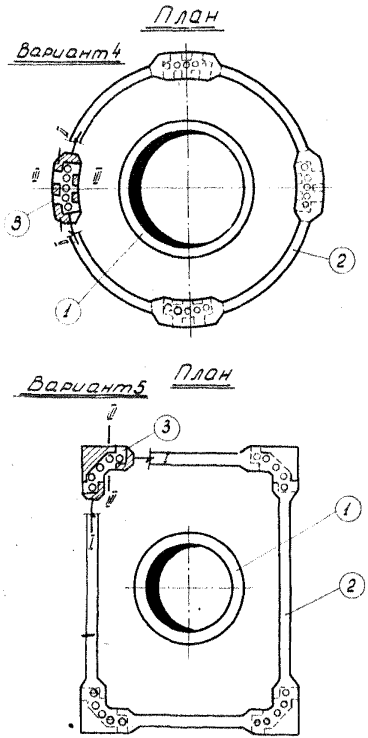


Рис.1. Схемы размещения домкратов и решение фундаментов
(1-ствол, 2-стенка, башни, 3-домкраты, 4-металлические листы)
5-фундаменты)



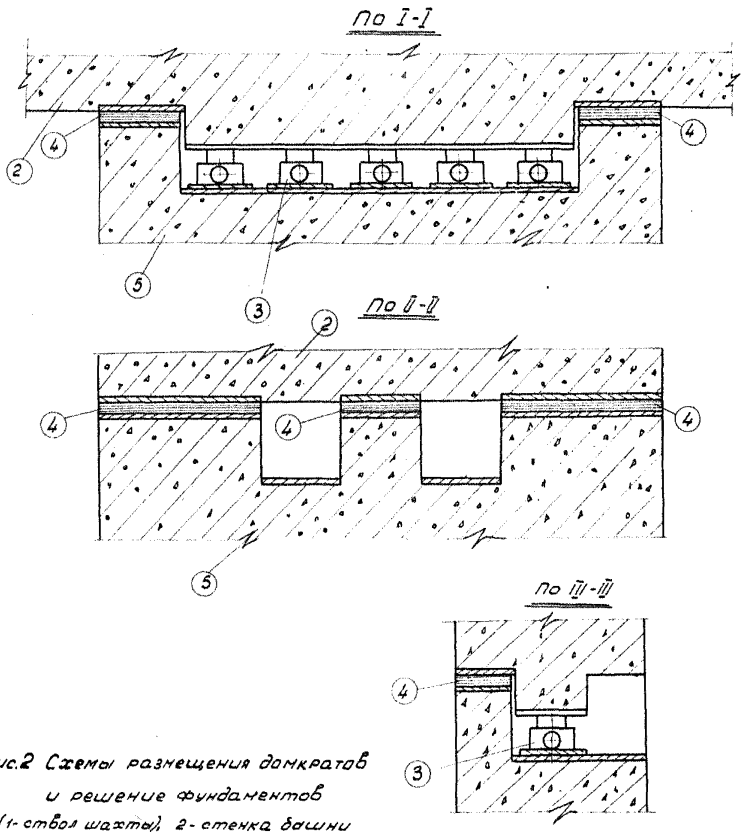


Рис.2 Схемы размещения домкратов и решение фундаментов
(1-ствол шахты; 2-стенка башни
3-домкраты, 4-металлические листы;
5-фундамент)

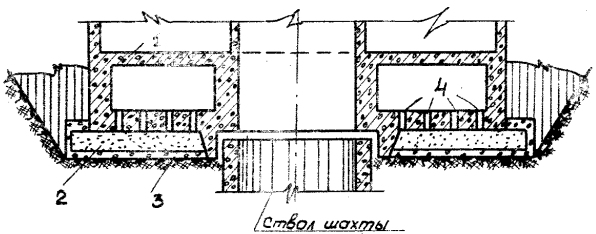


Рис.3 Фундаментная часть копра с приспособлением для выравнивания

Приложение III

Таблица значений коэффициента

β	α =I,0	α =I,2	α =I,4	α =I,6	α =I,8	α =2,0
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2486	0,2489	0,2490	0,249I	0,249I	0,249I
0,4	0,240I	0,2420	0,2429	0,2434	0,2437	0,2439
0,6	0,2229	0,2275	0,2300	0,2315	0,2324	0,2329
0,8	0,I999	0,2075	0,2I20	0,2I47	0,2I65	0,2I76
I,0	0,I752	0,I85I	0,I9II	0,I955	0,I98I	0,I999
I,2	0,I5I6	0,I629	0,I705	0,I758	0,I793	0,I8I8
I,4	0,I308	0,II23	0,I508	0,I569	0,I6I3	0,I644
I,6	0,II23	0,I24I	0,I329	0,I396	0,I445	0,I482
I,8	0,0969	0,I083	0,II72	0,I24I	0,I294	0,I334
2,0	0,0840	0,0947	0,I034	0,II03	0,II58	0,I202
2,2	0,0732	0,0832	0,09I7	0,0984	0,I039	0,I084
2,4	0,0642	0,0734	0,08I3	0,0879	0,0934	0,0979
2,6	0,0566	0,065I	0,0725	0,0788	0,0842	0,0887
2,8	0,0502	0,0580	0,0649	0,0709	0,076I	0,0803
3,0	0,0447	0,05I9	0,0583	0,0640	0,0690	0,0732
3,2	0,040I	0,0467	0,0526	0,0580	0,0627	0,0668
3,4	0,036I	0,042I	0,0477	0,0527	0,057I	0,06II
3,6	0,0326	0,0382	0,0433	0,0480	0,0523	0,056I
3,8	0,0296	0,0348	0,0395	0,0439	0,0479	0,05I6
4,0	0,0270	0,03I8	0,0362	0,0403	0,044I	0,0474
4,2	0,0247	0,029I	0,0333	0,037I	0,0407	0,0439
4,4	0,0227	0,0268	0,0306	0,0343	0,0376	0,0407
4,6	0,0209	0,0247	0,0283	0,03I7	0,0348	0,0378
4,8	0,0I93	0,0229	0,0262	0,0294	0,0324	0,0352
5,0	0,0I79	0,02I2	0,0243	0,0274	0,0302	0,0328
5,2	0,0I66	0,0I97	0,0227	0,0255	0,028I	0,0307
5,4	0,0I55	0,0I84	0,02II	0,0238	0,0263	0,0287
5,6	0,0I45	0,0I72	0,0I98	0,0223	0,0247	0,0269
5,8	0,0I35	0,0I6I	0,0I85	0,0209	0,023I	0,0253
6,0	0,0I27	0,0I5I	0,0I74	0,0I96	0,02I8	0,0238
6,2	0,0II9	0,0I42	0,0I63	0,0I85	0,0205	0,0224
6,4	0,0II2	0,0I33	0,0I54	0,0I74	0,0I93	0,02I2
6,6	0,0I06	0,0I26	0,0I45	0,0I64	0,0I84	0,0200
6,8	0,0I00	0,0II9	0,0I37	0,0I55	0,0I73	0,0I90
7,0	0,0094	0,0II2	0,0I30	0,0I47	0,0I64	0,0I80
7,2	0,0089	0,0I06	0,0I23	0,0I39	0,0I55	0,0I7I
7,4	0,0085	0,0I0I	0,0II7	0,0I32	0,0I47	0,0I62
7,6	0,0080	0,0096	0,0III	0,0I26	0,0I40	0,0I54
7,8	0,0076	0,009I	0,0I06	0,0I20	0,0I34	0,0I47
8,0	0,0073	0,0087	0,0I0I	0,0II4	0,0I27	0,0I40
8,2	0,0069	0,0083	0,0096	0,0I09	0,0I22	0,0I34
8,4	0,0066	0,0079	0,0092	0,0I04	0,0II6	0,0I28
8,6	0,0063	0,0075	0,0087	0,0099	0,0III	0,0I22
8,8	0,0060	0,0072	0,0084	0,0095	0,0I06	0,0II7
9,0	0,0058	0,0069	0,0080	0,009I	0,0I02	0,0II2
9,2	0,0055	0,0066	0,0077	0,0087	0,0097	0,0I08
9,4	0,0053	0,0063	0,0074	0,0084	0,0093	0,0I03
9,6	0,005I	0,006I	0,007I	0,0080	0,0090	0,0099
9,8	0,0049	0,0068	0,0068	0,0077	0,0086	0,0095
I0,0	0,0047	0,0056	0,0065	0,0074	0,0083	0,0092

β	α =2,2	α =2,4	α =2,6	α =2,8	α =3,0	α =3,2
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2480	0,244I	0,2442	0,2442	0,2442	0,2443
0,6	0,2333	0,2335	0,2337	0,2338	0,2339	0,2340
0,8	0,2I83	0,2I88	0,2I92	0,2I94	0,2I96	0,2I98
I,0	0,20I2	0,2020	0,2026	0,203I	0,2034	0,2037
I,2	0,I836	0,I849	0,I858	0,I865	0,I870	0,I873
I,4	0,I667	0,I685	0,I696	0,I705	0,I7I2	0,I7I8
I,6	0,I509	0,I530	0,I545	0,I557	0,I567	0,I574
I,8	0,I365	0,I389	0,I408	0,I423	0,I434	0,I443
2,0	0,I236	0,I263	0,I284	0,I300	0,I3I4	0,I324
2,2	0,II20	0,II49	0,II72	0,II9I	0,I205	0,I2I8
2,4	0,I0I6	0,I047	0,I07I	0,I092	0,II08	0,II22
2,6	0,0924	0,0955	0,098I	0,I003	0,I020	0,I035
2,8	0,0842	0,0875	0,0900	0,0923	0,0942	0,0957
3,0	0,0769	0,080I	0,0828	0,085I	0,0870	0,0887
3,2	0,0704	0,0735	0,0762	0,0786	0,0806	0,0823
3,4	0,06I6	0,0677	0,0704	0,0727	0,0747	0,0765
3,6	0,0594	0,0624	0,065I	0,0674	0,0694	0,07I2
3,8	0,0548	0,0577	0,0603	0,0626	0,0646	0,0664
4,0	0,0507	0,0535	0,0560	0,0583	0,0603	0,0620
4,2	0,0469	0,0496	0,052I	0,0543	0,0563	0,058I
4,4	0,0436	0,0462	0,0485	0,0507	0,0527	0,0544
4,6	0,0405	0,0430	0,0453	0,0474	0,0493	0,05I0
4,8	0,0378	0,0402	0,0424	0,0444	0,0463	0,0480
5,0	0,0353	0,0376	0,0397	0,04I7	0,0435	0,045I
5,2	0,0330	0,0352	0,0373	0,0392	0,0408	0,0425
5,4	0,0309	0,033I	0,0350	0,0368	0,0385	0,040I
5,6	0,029I	0,03II	0,0330	0,0347	0,0364	0,0379
5,8	0,0273	0,0293	0,03II	0,0327	0,0344	0,0359
6,0	0,0257	0,0276	0,0293	0,03I0	0,0325	0,0340
6,2	0,0243	0,026I	0,0277	0,0293	0,0308	0,0322
6,4	0,0230	0,0246	0,0262	0,0278	0,0292	0,0306
6,6	0,02I7	0,0233	0,0249	0,0263	0,0277	0,0290
6,8	0,0206	0,022I	0,0236	0,0250	0,0263	0,0276
7,0	0,0I95	0,02I0	0,0224	0,0238	0,025I	0,0263
7,2	0,0I85	0,0I99	0,02I3	0,0226	0,0239	0,025I
7,4	0,0I76	0,0I90	0,0203	0,02I6	0,0228	0,0239
7,6	0,0I68	0,0I8I	0,0I94	0,0206	0,02I7	0,0228
7,8	0,0I60	0,0I73	0,0I85	0,0I96	0,0207	0,02I8
8,0	0,0I53	0,0I65	0,0I76	0,0I87	0,0I98	0,0209
8,2	0,0I46	0,0I57	0,0I69	0,0I80	0,0I90	0,0200
8,4	0,0I39	0,0I50	0,0I6I	0,0I72	0,0I82	0,0I92
8,6	0,0I33	0,0I44	0,0I55	0,0I65	0,0I74	0,0I84
8,8	0,0I28	0,0I38	0,0I48	0,0I58	0,0I67	0,0I76
9,0	0,0I22	0,0I32	0,0I42	0,0I52	0,0I6I	0,0I69
9,2	0,0II7	0,0I27	0,0I36	0,0I45	0,0I54	0,0I63
9,4	0,0II3	0,0I2I	0,0I3I	0,0I40	0,0I48	0,0I57
9,6	0,0I08	0,0II7	0,0I26	0,0635	0,0I43	0,0I5I
9,8	0,0I04	0,0II3	0,0I2I	0,0I29	0,0I37	0,0I45
I0,0	0,0I00	0,0I09	0,0II7	0,0I25	0,0I32	0,0I40

β	α =3,4	α =3,6	α =3,8	α =4,0	α =4,2	α =4,4
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,6	0,2340	0,234I	0,234I	0,234I	0,234I	0,234I
0,8	0,2I99	0,2I99	0,2200	0,2200	0,220I	0,220I
I,0	0,2039	0,2040	0,204I	0,2042	0,2042	0,2043
I,2	0,I876	0,I878	0,I880	0,I882	0,I883	0,I884
I,4	0,I722	0,I725	0,I728	0,I730	0,I73I	0,I733
I,6	0,I580	0,I584	0,I587	0,I590	0,I592	0,I594
I,8	0,I450	0,I455	0,I460	0,I463	0,I466	0,I469
2,0	0,I332	0,I339	0,I345	0,I350	0,I353	0,I356
2,2	0,I227	0,I235	0,I242	0,I248	0,I252	0,I256
2,4	0,II33	0,II42	0,II50	0,II56	0,II62	0,II66
2,6	0,I047	0,I058	0,I066	0,I073	0,I079	0,I085
2,8	0,0970	0,0982	0,099I	0,0999	0,I006	0,I0II
3,0	0,090I	0,09I3	0,0923	0,093I	0,0939	0,0945
3,2	0,0838	0,0850	0,086I	0,0870	0,0878	0,0885
3,4	0,0780	0,0793	0,0804	0,08I4	0,0823	0,0830
3,6	0,0728	0,074I	0,0753	0,0763	0,0772	0,0780
3,8	0,0680	0,0694	0,0706	0,07I7	0,0726	0,0734
4,0	0,0636	0,0650	0,0663	0,0674	0,0683	0,0692
4,2	0,0596	0,06I0	0,0623	0,0634	0,0644	0,0653
4,4	0,0560	0,0574	0,0586	0,0597	0,0608	0,06I7
4,6	0,0526	0,0540	0,0553	0,0564	0,0574	0,0583
4,8	0,0495	0,0509	0,0522	0,0533	0,0543	0,0552
5,0	0,0466	0,0480	0,0493	0,0504	0,05I4	0,0524
5,2	0,0440	0,0454	0,0466	0,0478	0,0488	0,0497
5,4	0,04I5	0,0429	0,044I	0,0453	0,0463	0,0472
5,6	0,0393	0,0406	0,04I8	0,0429	0,0440	0,0449
5,8	0,0373	0,0385	0,0397	0,0408	0,04I8	0,0428
6,0	0,0353	0,0366	0,0377	0,0388	0,0398	0,0407
6,2	0,0335	0,0347	0,0359	0,0369	0,0379	0,0388
6,4	0,03I8	0,0330	0,034I	0,0352	0,0362	0,037I
6,6	0,0303	0,03I4	0,0325	0,0336	0,0345	0,0354
6,8	0,0288	0,0299	0,03I0	0,0320	0,0329	0,0338
7,0	0,0275	0,0286	0,0296	0,0306	0,03I5	0,0324
7,2	0,0262	0,0273	0,0283	0,0292	0,030I	0,03I0
7,4	0,0250	0,0260	0,0270	0,0280	0,0289	0,0297
7,6	0,0239	0,0249	0,0259	0,0268	0,0277	0,0285
7,8	0,0229	0,0238	0,0248	0,0257	0,0265	0,0273
8,0	0,02I9	0,0228	0,0237	0,0246	0,0254	0,0262
8,2	0,02I0	0,02I9	0,0228	0,0236	0,0244	0,0252
8,4	0,020I	0,02I0	0,02I9	0,0227	0,0235	0,0242
8,6	0,0I93	0,0202	0,02I0	0,02I8	0,0226	0,0233
8,8	0,0I85	0,0I94	0,0202	0,02I0	0,02I7	0,0224
9,0	0,0I78	0,0I86	0,0I94	0,0202	0,0209	0,02I6
9,2	0,0I7I	0,0I79	0,0I87	0,0I94	0,020I	0,0208
9,4	0,0I65	0,0I72	0,0I80	0,0I87	0,0I94	0,020I
9,6	0,0I59	0,0I66	0,0I73	0,0I80	0,0I87	0,0I94
9,8	0,0I53	0,0I60	0,0I67	0,0I74	0,0I8I	0,0I87
I0,0	0,0I47	0,0I54	0,0I6I	0,0I67	0,0I74	0,0I8I

β	α =4,6	α =4,8	α =5,0	α =5,2	α =5,4	α =5,6
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,6	0,234I	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342
0,8	0,220I	0,220I	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202
I,0	0,2043	0,2044	0,2044	0,2044	0,2045	0,2045
I,2	0,I884	0,I885	0,I885	0,I886	0,I886	0,I886
I,4	0,I734	0,I735	0,I735	0,I736	0,I736	0,I737
I,6	0,I596	0,I597	0,I598	0,I599	0,I599	0,I600
I,8	0,I47I	0,I472	0,I474	0,I475	0,I476	0,I477
2,0	0,I359	0,I36I	0,I363	0,I364	0,I366	0,I367
2,2	0,I259	0,I26I	0,I264	0,I266	0,I267	0,I269
2,4	0,II69	0,II72	0,II75	0,II77	0,II79	0,II8I
2,6	0,I089	0,I092	0,I095	0,I098	0,II00	0,II02
2;8	0,I0I6	0,I020	0,I024	0,I027	0,I030	0,I032
3,0	0,095I	0,0955	0,0959	0,0963	0,0966	0,0968
3,2	0,089I	0,0896	0,0900	0,0904	0,0908	0,09II
3,4	0,0837	0,0842	0,0847	0,085I	0,0855	0,0858
3,6	0,0787	0,0793	0,0799	0,0803	0,0807	0,08I0
3,8	0,074I	0,0747	0,0753	0,0758	0,0763	0,0767
4,0	0,0699	0,0706	0,07I2	0,07I7	0,0722	0,0726
4,2	0,066I	0,0668	0,0674	0,0679	0,0684	0,0688
4,4	0,0625	0,0632	0,0639	0,0644	0,0650	0,0655
4,6	0,0592	0,0599	0,0606	0,06I2	0,06I7	0,062I
4,8	0,056I	0,0569	0,0576	0,0582	0,0587	0,0592
5,0	0,0532	0,0540	0,0547	0,0553	0,0559	0,0564
5,2	0,0506	0,05I4	0,052I	0,0527	0,0533	0,0538
5,4	0,048I	0,0489	0,0496	0,0503	0,0509	0,05I4
5,6	0,0458	0,0466	0,0473	0,0480	0,0486	0,049I
5,8	0,0436	0,0444	0,045I	0,0458	0,0464	0,0469
6,0	0,04I6	0,0424	0,043I	0,0438	0,0444	0,0450
6,2	0,0397	0,0405	0,04I2	0,04I9	0,0425	0,043I
6,4	0,0379	0,0387	0,0394	0,040I	0,0407	0,04I3
6,6	0,0362	0,0370	0,0377	0,0384	0,0390	0,0396
6,8	0,0347	0,0354	0,036I	0,0368	0,0374	0,0380
7,0	0,0332	0,0339	0,0346	0,0353	0,0359	0,0365
7,2	0,03I8	0,0325	0,0332	0,0339	0,0345	0,035I
7,4	0,0305	0,03I2	0,03I9	0,0326	0,0332	0,0338
7,6	0,0292	0,0300	0,0307	0,03I3	0,03I9	0,0325
7,8	0,028I	0,0288	0,0295	0,030I	0,0307	0,03I2
8,0	0,0270	0,0277	0,0283	0,0290	0,0296	0,0306
8,2	0,0259	0,0266	0,0273	0,0279	0,0285	0,0290
8,4	0,0249	0,0256	0,0262	0,0269	0,0275	0,0280
8,6	0,0240	0,0247	0,0253	0,0259	0,0265	0,0270
8,8	0,023I	0,0238	0,0244	0,0250	0,0255	0,026I
9,0	0,0223	0,0229	0,0235	0,024I	0,0247	0,0252
9,2	0,02I5	0,022I	0,0227	0,0233	0,0238	0,0243
9,4	0,0207	0,02I3	0,02I9	0,0225	0,0230	0,0235
9,6	0,0200	0,0206	0,02I2	0,02I7	0,0222	0,0228
9,8	0,0I93	0,0I99	0,0205	0,02I0	0,02I5	0,0220
I0,0	0,0I87	0,0I92	0,0I98	0,0203	0,0208	0,02I3

β	α =5,8	α =6,0	α =6,5	α =7,0	α =7,5	α =8,0
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,6	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342
0,8	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202
I,0	0,2045	0,2045	0,2045	0,2045	0,2045	0,2046
I,2	0,I886	0,I887	0,I887	0,I888	0,I888	0,I888
I,4	0,I737	0,I738	0,I738	0,I739	0,I739	0,I739
I,6	0,I600	0,I60I	0,I602	0,I602	0,I603	0,I603
I,8	0,I478	0,I478	0,I479	0,I480	0,I48I	0,I48I
2,0	0,I368	0,I368	0,I370	0,I37I	0,I372	0,I372
2,2	0,I270	0,I27I	0,I273	0,I274	0,I275	0,I276
2,4	0,II82	0,II84	0,II86	0,II88	0,II89	0,II90
2,6	0,II04	0,II06	0,II09	0,IIII	0,III2	0,III3
2,8	0,I034	0,I036	0,I039	0,I04I	0,I043	0,I045
3,0	0,097I	0,0973	0,0977	0,0980	0,0982	0,0983
3,2	0,09I4	0,09I6	0,0920	0,0923	0,0926	0,0928
3,4	0,086I	0,0864	0,0869	0,0873	0,0875	0,0877
3,6	0,08I3	0,08I6	0,0822	0,0826	0,0829	0,0832
3,8	0,0770	0,0773	0,0779	0,0784	0,0787	0,0790
4,0	0,0730	0,0733	0,0740	0,0745	0,0749	0,0752
4,2	0,0693	0,0696	0,0703	0,0709	0,07I3	0,07I6
4,4	0,0659	0,0662	0,0670	0,0676	0,0680	0,0684
4,6	0,0626	0,0630	0,0638	0,0644	0,0650	0,0654
4,8	0,0597	0,060I	0,0609	0,06I6	0,062I	0,0626
5,0	0,0569	0,0573	0,0582	0,0589	0,0595	0,0599
5,2	0,0543	0,0548	0,0557	0,0564	0,0570	0,0575
5,4	0,05I9	0,0524	0,0533	0,054I	0,0547	0,0552
5,6	0,0496	0,050I	0,05II	0,05I9	0,0525	0,053I
5,8	0,0475	0,0480	0,0490	0,0498	0,0505	0,05I0
6,0	0,0455	0,0460	0,0470	0,0479	0,0486	0,049I
6,2	0,0436	0,044I	0,0452	0,0459	0,0467	0,0473
6,4	0,04I8	0,0423	0,0434	0,0443	0,0450	0,0456
6,6	0,040I	0,0407	0,04I8	0,0427	0,0434	0,0440
6,8	0,0386	0,039I	0,0402	0,04II	0,04I9	0,0425
7,0	0,037I	0,0376	0,0387	0,0396	0,0404	0,04II
7,2	0,0356	0,036I	0,0373	0,0382	0,0390	0,0397
7,4	0,0343	0,0348	0,0359	0,0369	0,0377	0,0384
7,6	0,0330	0,0335	0,0346	0,0356	0,0364	0,037I
7,8	0,03I8	0,0323	0,0334	0,0344	0,0352	0,0359
8,0	0,0306	0,03II	0,0323	0,0332	0,034I	0,0348
8,2	0,0296	0,030I	0,03I2	0,032I	0,0330	0,0337
8,4	0,0285	0,0290	0,030I	0,03II	0,03I9	0,0327
8,6	0,0275	0,0280	0,029I	0,030I	0,0309	0,03I7
8,8	0,0266	0,027I	0,0282	0,089I	0,0300	0,0307
9,0	0,0257	0,0262	0,0273	0,0282	0,029I	0,0298
9,2	0,0248	0,0253	0,0264	0,0273	0,0282	0,0289
9,4	0,0240	0,0245	0,0256	0,0265	0,0273	0,028I
9,6	0,0233	0,0237	0,0248	0,0257	0,0265	0,0273
9,8	0,0225	0,0229	0,0240	0,0249	0,0258	0,0265
I0,0	0,02I8	0,0222	0,0233	0,0242	0,0250	0,0258

β	α=9,0	α=I0,0	α=00	β	α=9,0	α=I0,0	α=00
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	5,0	0,0606	0,06I0	0,0620
0,2	0,2492	0,2492	0,2492	5,2	0,0582	0,0586	0,0598
0,4	0,2443	0,2443	0,2443	5,4	0,0559	0,0564	0,0576
0,6	0,2342	0,2342	0,2342	5,6	0,0538	0,0543	0,0557
0,8	0,2202	0,2202	0,2202	5,8	0,05I9	0,0524	0,0538
I,0	0,2046	0,2046	0,2046	6,0	0,0500	0,0506	0,052I
I,2	0,I88C	0,I888	0,I888	6,2	0,0482	0,0488	0,0505
I,4	0,I739	0,I740	0,I740	6,4	0,0466	0,0472	0,0489
I,6	0,I604	0,I604	0,I604	6,6	0,0450	0,0456	0,0475
I,8	0,I482	0,I482	0,I483	6,8	0,0435	0,0442	0,046I
2,0	0,I373	0,I374	0,I375	7,0	0,042I	0,0428	0,0449
2,2	0,I277	0,I277	0,I279	7,2	0,0407	0,04I5	0,0437
2,4	0,II9I	0,II92	0,II93	7,4	0,0394	0,0402	0,0425
2,6	0,III5	0,III6	0,III8	7,6	0,0382	0,0390	0,04I4
2,8	0,I047	0,I048	0,I050	7,8	0,0370	0,0378	0,0404
3,0	0,0986	0,0987	0,0990	8,0	0,0359	0,0367	0,0394
3,2	0,0930	0,0933	0,0935	8,2	0,0348	0,0357	0,0384
3,4	0,0880	0,0882	0,0886	8,4	0,0338	0,0347	0,0375
3,6	0,0835	0,0837	0,0842	8,6	0,0328	0,0337	0,0367
3,8	0,0794	0,0796	0,080I	8,8	0,03I9	0,0328	0,0359
4,0	0,0756	0,0758	0,0764	9,0	0,03I0	0,03I9	0,035I
4,2	0,072I	0,0724	0,073I	9,2	0,030I	0,03I0	0,0343
4,4	0,0689	0,0692	0,0700	9,4	0,0293	0,0302	0,0336
4,6	0,0659	0,0663	0,067I	9,6	0,0285	0,0294	0,0329
4,8	0,063I	0,0635	0,0645	9,8	0,0277	0,0287	0,0323
				I0,0	0,0270	0,0280	0,03I6

Приложение IУ

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ

Пример I. РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНОЙ В ПЛАНЕ БАШНИ (С НЕСУЩИМИ СТЕНАМИ)

Башня проектируется для двух многоканатных подъемов: двухскиповой для угля (МК 2,25х4) и односкиповой с контргрузом для породы (МК 2,Iх4).

Характеристика машин

	МК 2,25х4	МК 2,Iх4
Максимальное статическое натяжение канатов	505 кн(5I,5т)	4II кн (42,0т
Максимальная разность статических натяжений	II7,7кн(I2,0т)	II7,7кн(I2,0т)
Диаметр канатоведущего барабана	2,25м	2,Iм
Наибольший диаметр каната	28 мм	26 мм
Вес машины	42Iкн (43т)	4IIкн (42т)
Вес редуктора	II7,7кн (I2т)	II7,7кн (I2т)

Башня (рис.I) имеет размеры в плане I2xI8 м и высоту 56,8 м с наружными вертикальными ребрами, расположенными через 6 м. Через 4,6–7 м по высоте башни имеются перекрытия, монолитно связанные со стенками. Внутри расположен квадратный в плане (6х6 м) станок, являющийся продолжением ствола шахты и идущий до отметки 46,8 м, т.е. до машинного зала.

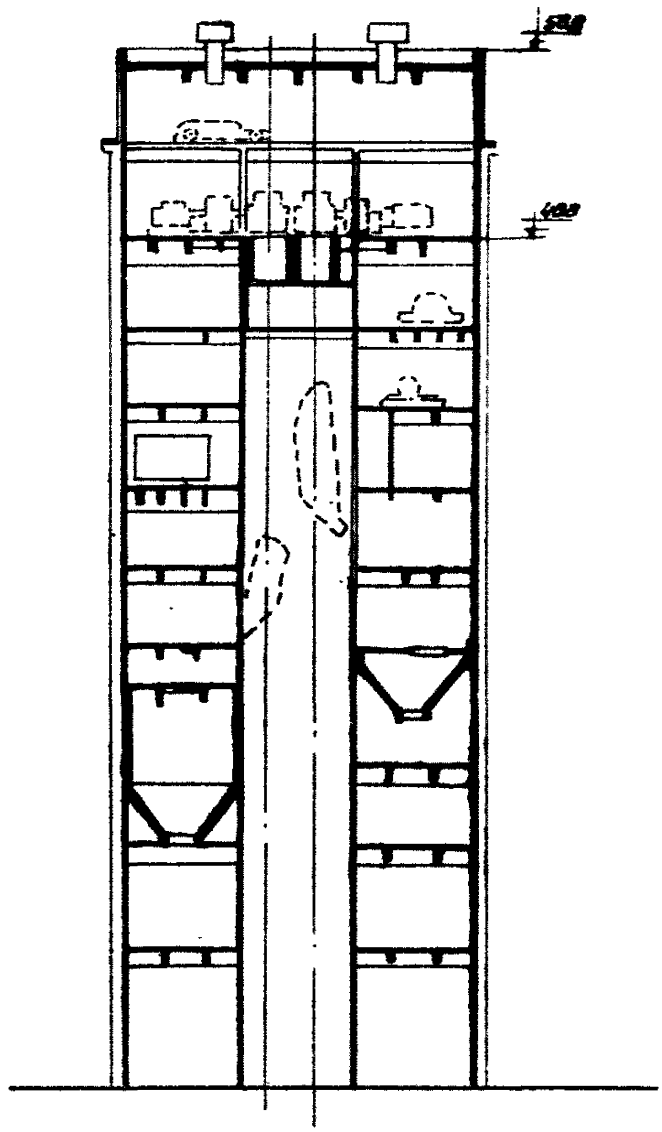
На отметке 46,8 м расположен машинный зал, в котором помещаются подъемные машины с приводами и 20-тонный мостовой кран.

Стенки башни имеют ряд монтажных отверстий и окон. Наиболее ослаблено ими опорное сечение, где расположены проемы для ввода скипов.

Нагрузки

от собственного веса башни и оборудования

Общий вес стен башни до отметки 46,8 м – I5500 кн (I580т)
" " конструкций машзала – 96I0 кн (980 т)
" " утеплителя до отметки 46,0 м – 2I78 кн (222т)
" " машзала и покрытия – 637 кн (65 т)
" " с т а н к а – 8I80 кн (834т)
" " оборудования машзала – I903 кн (I94т)



Разрез по 1-1

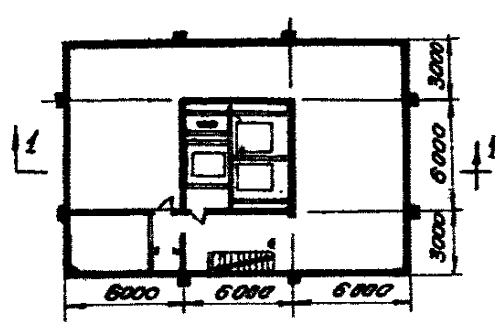


Рис.1 Схема башни

Постоянные и временные нагрузки на перекрытия приведены в таблице I.

Таблица I

№№ пп	Отметка перекрытия	Собственный вес, кн (т)	Оборудование	Временная нагрузка, кн (т)	Примечание
I	7,2	I025 (I04,5)	конвейер	706 (72)	
2	I2,6	I025 (I04,5)	"	564 (57,6)	
3	I6,8	I840 (I87,6)	питатели бункер	2330 (237,6)	
4	2I,0	I329 (I35,6)	бункер	I005 (I02,6)	
5	25,2	I025 (I04,5)	прием угля	706 (72)	
6	29,4	I025 (I04,5)	и породы	706 (72)	
7	33,6	I025 (I04,5)	бак для воды	I005 (II2)	
8	37,8	I025 (I04,5)	распред.устройст. и лебедка	706 (72)	
9	42,0	I025 (I04,5)		76I (77,6)	
Итого:		I0344 (I055,0)		8489 (875,0)	

Процент нагрузки, передающейся на наружные стены, равен:

$$\frac{I2.3 + 24.3}{I2.I8 - 6.6} = 60\%.$$

Ветровая нагрузка

Нагрузки от ветра определены, согласно СНиП- IIA.II-62 и сведены в таблицу 2.

Таблица 2

Зона, м	q_0 кн/м^2 (т/м^2)	c	n	β	$q_б$ вдоль большей стороны, кн/м (т/м)	$q_б$ вдоль меньшей стороны, кн/м (т/м)
0-10	0,44 (0,045)	1,4	1,3	1,525	14,7 (1,5)	22,0 (2,25)
10-20	0,52 (0,0528)	1,4	1,3	1,525	17,3 (1,76)	25,9 (2,64)
20-30	0,644 (0,0657)	1,4	1,3	1, 48	20,9 (2,13)	31,3 (3,19)
30-40	0,76 (0,0776)	1,4	1,3	1,48	24,6 (2,51)	36,9 (3,76)
40-50	0,806(0,0823)	1,4	1,3	1,42	25,0 (2,55)	37,5 (3,86)
50-56,8	0,036(0,0854)	1,4	1,3	1,42	26,0 (2,65)	38,9 (3,97)

Расчетная схема башни изображена на рис.2. В скобках на рисунке даны величины ветровой нагрузки при ветре, действующем параллельно меньшей стороне.

Суммарные моменты от ветровой нагрузки равны:

M_x = 37800 кнм (3857 тм); M_y = 56600 кнм (5780 тм).

Определение моментов от натяжения подъемных канатов

Схема нагрузок приведена на рис. 3.

Момент относительно оси y находим, зная величину максимальной разности статических натяжений канатов $\Delta N''$ и рабочее натяжение в канатах.

$$M_y = N'(1,8-0,2) + \Delta N'' \cdot 1,12 = 411.1,5+117,7.1,12 = 749 \text{ кнм } (76,4 \text{ т/м})$$

Максимальный момент относительно оси y возникает, если оба скипа одного подъема будут загружены, а скипы второго подъема останутся пустыми или наоборот

$$M_x = 2N'.1,6 = 2.411.1,6 = 1319 \text{ кнм } (134,5 \text{ тм});$$

$$M'_x = 2N''.1,15 = 2.505.1,15 = 1162 \text{ кнм } (118,5 \text{ тм}),$$

где N' и N'' - максимальное статическое натяжение.

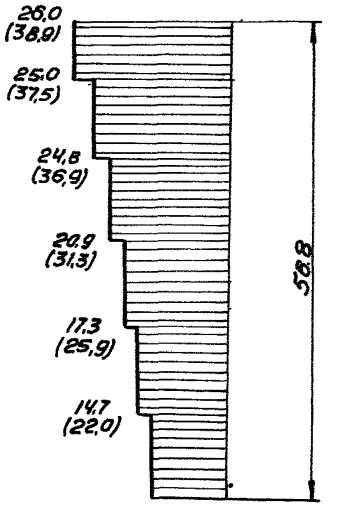


Рис.2 Расчетная схема ветровой нагрузки.

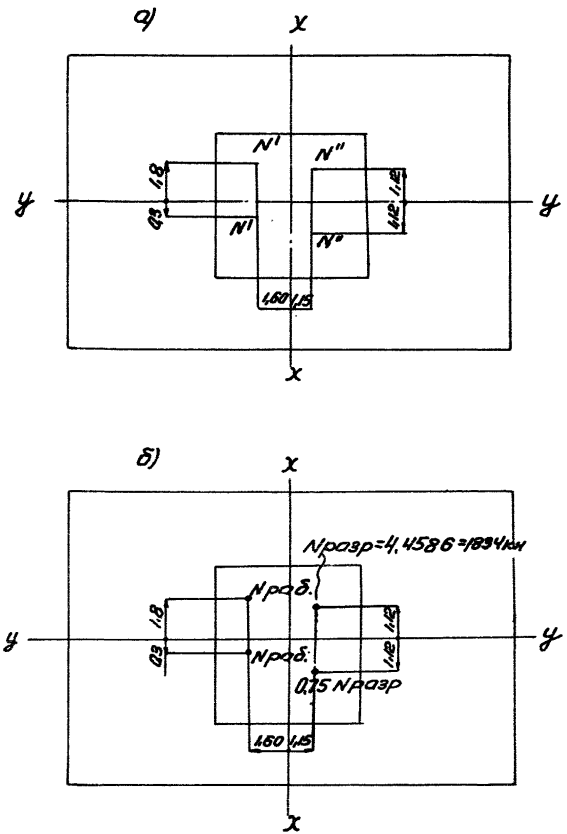


Рис.3 Схемы нагрузок
а) Натяжение канатов
б) Эктерные нагрузки.

Определение моментов от
экстренних нагрузок

Схема нагрузок приведена на рис. 3. По формулам (3 , 4) определяем M_y = I835 (I,I2-0,75.I,I2) + 505 (I,8-0,3) = I232 кнм (I25,9 тм);

M_x = I,75.I835.I,I5 = 3683 кнм (376 тм), или

M'_y = I835 (I,8-0,75.0,3) + 4II (I,I2 - I,I2) =
= 2890 кнм (295 тм)

M'_x = I,75.I835.I,6 = 5I40 кнм (524 тм)

Расчетные сочетания нагрузок

а)Основные сочетания:

M_y^{max} = 37800+749 = 38549 кнм (3933,4 тм) и соответствующий M_x = I3I9 кнм (I34,5 тм);

M_x^{max} = 56600 + I3I9 = 579I9 кнм (59I4 тм) и соответствующий M_y = 749 кнм (76,4 тм);

N_{max} = I5500 + 96I0 + 637 + I903 +2I78 + 0,6 (I0344+8489) =
=4I200 кнм (420I т).

б)особые сочетания:

M_y^{max} =2890+37800.0,8 = 33I30 кнм (3380 тм) и соответствующий M_x = 5I40 кнм (524тм)

M_x^{max} = 5I40+56600.0,8 = 50500 кнм (5I48 тм) и соответствующий M_y = 2890 кнм (295 тм);

N_{max} = 4I200 + 32I8 = 444I8 кн (4529 т).

32I8 - величина разрывного усилия в обеих ветвях.

Расчет башни на ветровую
нагрузку (рис.4)

Геометрические величины для расчета:
высота этажа - $h_{эт}$ = 4,6 м;
моменты инерции ветви в сечении I-I - J_{y_1} = 5,56 $м^4$;
" " -"- 2-2 - J_{y_2} = 3,8 $м^4$;
" " простенка между окнами (при расстоянии

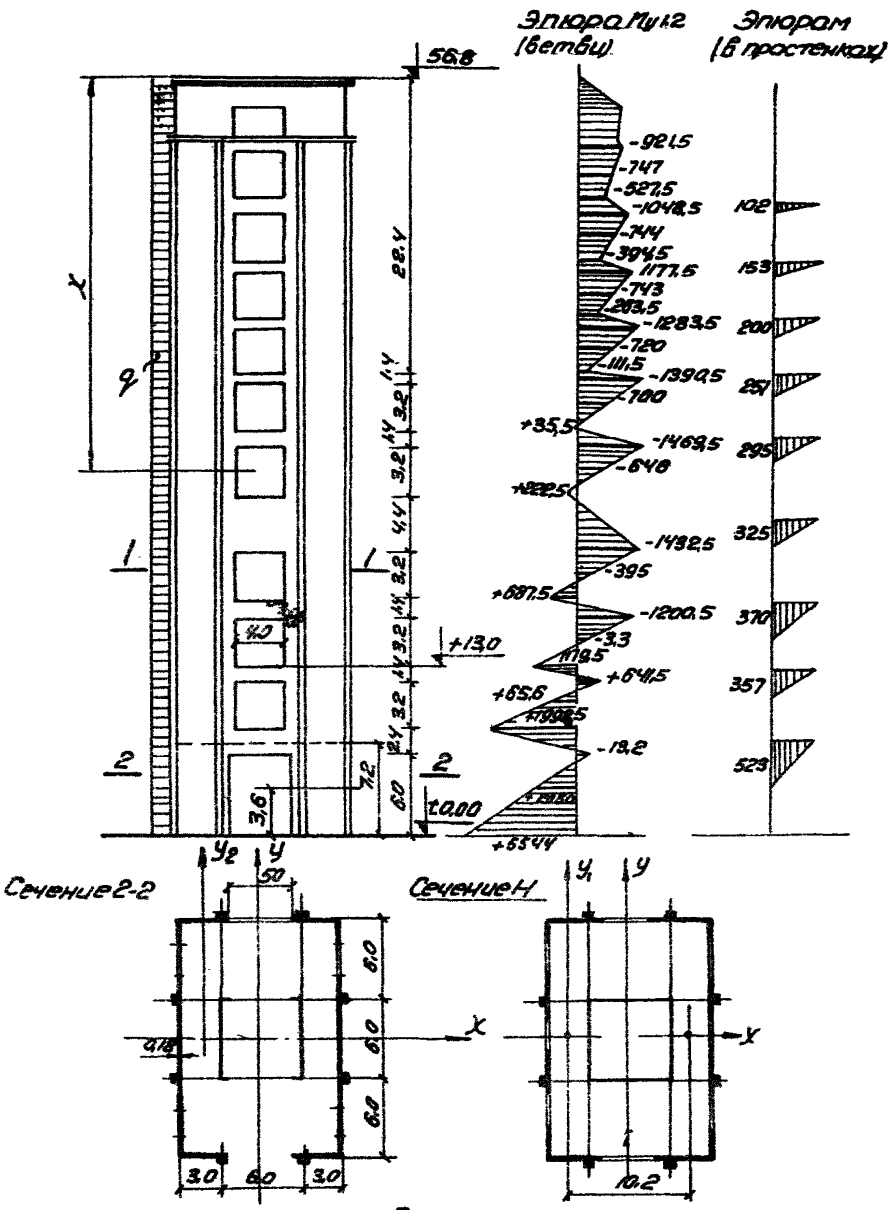

Эпюра Му 1.2 (ветви)
Эпюра М (в простенках)
56.8
22.4
1.4
3.2
4.4
2.4
6.0
7.2
3.6
4.0
+13.0
±0.00
-921.5
-747
-527.5
-1048.5
-744
-394.5
1177.5
-743
-283.5
-1283.5
-720
-111.5
-1390.5
-700
+35.5
-1469.5
-648
+222.5
-1432.5
-395
+687.5
-1200.5
-3.3
+641.5
+65.6
-13.2
+6544
102
153
200
251
295
325
370
357
523
Сечение 2-2
Сечение Н
50
6.0
0.18
3.0
10.2

Рис. 4.

по высоте I,4 м) – $J_p = 4,11 \cdot 10^{-2}$ м^4;

момент инерции башни $J'_y = 206$ м^4;

площадь сечения простенка – $F_p = 0,18 \cdot 1,4 = 0,252$ м^2

а) Приводим ветровую нагрузку к равномерно распределенной по высоте башни

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки подсчитанные по зонам относительно осей X и y равны:

$M_y =$ 56600 кнм (5780 тм);

$M_x =$ 37800 кнм (3857 тм)

Изгибающие моменты при равномерно распределенной ветровой нагрузке равны:

$$M = q\frac{H_б^2}{2} = q\frac{56,8^2}{2} = 1610q$$

Отсюда расчетные, равномерно распределенные ветровые нагрузки вдоль осей X и y, равны:

$$q_x = \frac{56600}{1610} = 35,2 \text{ кн/м } (3,59 \text{ т/м});$$

$$q_y = \frac{37800}{1610} = 23,4 \text{ кн/м } (2,39 \text{ т/м})$$

Определяем изгибающие моменты относительно оси y в сечениях посередине этажей по формуле (5):

при X = 53,2 м:

$$M = 3,8E\left[0,153\frac{35,2 \cdot 7,67 \cdot 56,8}{2E}e^{0,153(53,2-56,8)} - \frac{35,2 \cdot 7,67}{2E}\right] = 3,8\,(1170 \cdot e^{-0,54} - 135) = 3,8\,(1170 \cdot 0,58 - 135) =$$

$$= 2060 \text{ кнм } (209 \text{ тм}).$$

$$A = \frac{10^2 \cdot 4 \cdot 6 \cdot 4^3}{4,11 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 10 \cdot 2^2 E} + \frac{1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 3 + 6 \cdot 2 \cdot 4}{2 \cdot 0,252 \cdot 10 \cdot 2^2 \cdot E} = \frac{7,67}{E};$$

$$K_r = \sqrt{\frac{E}{7,67 \cdot 5,56 \cdot E}} = \sqrt{\frac{1}{42,6}} = 0,153$$

Примечание: При определении "А" и "К" высота этажа, момент инерции простенка и его площадь применяются по преобладающим величинам

при X = 46,8 м

$$M = 5,56E\left[0,153\,\frac{35,2\cdot7,67\cdot56,8}{2E}\,e^{0,153\,(46,8-56,8)} - \frac{35,2\cdot7,67}{2E}\right] = 5,56\,(1170\,e^{-1,53} - 135) =$$

$$= 5,56\,(1170\cdot0,216 - 135) = 656 \text{ кнм } (66,7 \text{ тм});$$

при X = 42,2м $M = 5,56\,(1170\,e^{-2,24} - 135) = 5,56\,(1170\cdot0,11 - 135$

$= -33$ кнм ($-3,36$ тм);

при X= 37,6 м $M = 5,56\,(1170\,e^{-2,94} - 135) = 5,56\,(1170\cdot0,053 - 135) =$

$= -395$ кнм ($-40,2$ тм);

при X = 30м $M = 5,56(1170\,e^{-4,1} - 135) = 5,56(1170\cdot0,016 - 135) =$

$= -646$ кнм ($-65,8$ тм);

при X = 25,4 м $M = 5,56(1170\,e^{-4,8} - 135) = 5,56(1170\cdot0,008 - 135) =$

$= -700$ кнм ($-71,2$ тм);

при X = 20,8 м $M = 5,56(1170\,e^{-5,4} - 135) = 5,56(1170\cdot0,0045 - 135) =$

$= -720$ кнм ($-73,2$тм);

при X = 16,2 м $M = 5,56(1170\,e^{-6,2} - 135) = 5,56(1170\cdot0,00184 - 135) =$

$= 743$ кнм ($-75,5$ тм);

при X = 11,6м $M = 5,56(1170\,e^{-6,9} - 135) = 5,56(1170\cdot0,001 - 135) =$

$= -744$ кнм ($-75,8$ тм);

при X = 7 м $M = 5,56(1170\,e^{-7,6} - 135) = 5,56(1170\cdot0,0005 - 135) =$

$= -747$ кнм (-76тм).

Определяем изгибающие моменты в верхней и нижней частях проемов.

при X = 53,2 м $\frac{Q}{2} = 53,2\cdot\frac{35,2}{2} = 93,6$ кн (95,5 т);

$M_н = 2060 + 936\cdot3,6 + \frac{35,2}{2}\cdot\frac{3,6}{2} = 2060+3370+114 = 5544$ кнм (55,6тм);

$M_в$ =2060 - 936.2,4 + $\frac{35,2}{2}$. $\frac{2,4^2}{2}$ = 2060 - 2243 +5I = -I32 кнм (- I3,5 тм);

при X = 46,8 м $\frac{Q}{2}$=46,8 . $\frac{35,2}{2}$ = 824 кн (84,I т);

$M_н$ = 656 + 824.I,6 + $\frac{35,2}{2}$. $\frac{I,6^2}{2}$ = 656 + I320 +22,5 = I998,5 кнм (204 тм);

$M_в$ = 656 - I320 + 22,5 = - 64I,5 кнм (-65,4 тм);

при X =42,2 м $\frac{Q}{2}$ = 42,2 . $\frac{35,2}{2}$= 744 кн (75,9 т);

$M_н$ = - 33+744.I,6 + 22,5 = II79,5 кнм (I20 тм);

$M_в$ = - 33 - II90 + 22,5 = - I200,5 кнм (- I23 тм).

при X = 37,6 м $\frac{Q}{2}$ = 37,6 $\frac{35,2}{2}$ = 66I кн (67,4 т);

Мн = - 395 + 66I.I,6+ 22,5 = 687,5 кнм (70,8 тм);

$M_в$ = - 395 - I060 + 22,5 = - I432,5 кнм (-I46 тм);

при X = 30 м $\frac{Q}{2}$ = 30 $\frac{35,2}{2}$ = 528 кн (53,9 т);

Мн = - 646+528.I,6 + 22,5 = 222,5 кнм (22,7 тм);

$M_в$ = -646+22,5-846 = - I469,5 кнм (-I50 тм);

при X = 25,4 м $\frac{Q}{2}$ = 25,4 $\frac{35,2}{2}$= 446 кн (45,5 т);

Мн = - 700 + 446.I,6 + 22,5 = 35,5 кнм (3,62 тм);

$M_в$ = - 700 - 7I3 + 22,5 = - I390,5 кнм (- I42 тм);

при X = 20,8м $\frac{Q}{2}$ = 20,8 $\frac{35,2}{2}$ = 366 кн (37,3 т);

Мн = - 720 + 366.I,6 + 22,5 = - III,5 кнм (-II,4 тм);

$M_в$ = - 720-586+ 22,5 = - I283,5 кнм (- I3I тм);

при X=I6,2 м $\frac{Q}{2}$= I6,2 .$\frac{35,2}{2}$= 285 кн (29,I т);

Мн = - 743+285.I,6+22,5 = - 263,5 кнм (- 26,9 тм);

$M_в$ = - 743 - 457+22,5 = - II77,5 кнм (-I20 тм);

при X = II,6 м $\frac{Q}{2}$ = II,6 $\frac{35,2}{2}$ = 204 кн (20,8 т);

Мн = - 744+204.I,6 + 22,5 = - 394,5 кнм (-40,2 тм);

Мв = - 744-327 + 22,5 = - I048,5 кнм (-I07 тм);

при X = 7 м $\frac{Q}{2}$ = 7 $\frac{35,2}{2}$ = I23 кн (I2,6 т);

Мн = - 747 + I23.I,6+22,5 = - 527,5 кнм (-53,8 тм);

Мв = - 747 - I97 + 22,5 = - 92I,5 кнм (-94 тм);

Определяем поперечные силы в простенках между проемами (снизу вверх):

$$Q_{P_1} = \frac{M_н^{x=46,8} - M_в^{x=53,2}}{I0,2} \cdot 2 \quad \frac{I998,5+I32}{I0,2} \cdot 2 = 4I8 \text{ кн } (4,27 \text{ т});$$

$$Q_{P_2} = \frac{II79,5+64I,5}{I0,2} \cdot 2 = 357 \text{ кн } (36,4 \text{ т});$$

$$Q_{P_3} = \frac{687,5 + I200,5}{I0,2} \cdot 2 = 370 \text{ кн } (37,7 \text{ т});$$

$$Q_{P_4} = \frac{222,5+I432,5}{I0,2} \cdot 2 = 325 \text{ кн } (33,2 \text{ т});$$

$$Q_{P_5} = \frac{35,5+I469,5}{I0,2} \cdot 2 = 295 \text{ кн } (30,I \text{ т});$$

$$Q_{P_6} = -\frac{III,5+I390,5}{I0,2} \cdot 2 = 25I \text{ кн } (25,6 \text{ т});$$

$$Q_{P_7} = -\frac{263,5 + I283,5}{I02} \cdot 2 = 200 \text{ кн } (20,4 \text{ т});$$

$$Q_{P_8} = -\frac{394,5 + II77,5}{I0,2} \cdot 2 = I53 \text{ кн } (I5,6 \text{ т});$$

$$Q_{P_9} = -\frac{527,5 + I048,5}{I0,2} - 2 = I02 \quad (I0,4 \text{ т}).$$

Определяем изгибающие моменты в простенках, рис. 4 (сниху вверх):

$$M_1 = \frac{Q_{P_1}}{2} \cdot \frac{\ell}{2} = \frac{4I8}{2} \cdot \frac{5}{2} = 523 \text{ кнм } (53,4 \text{ тм}),$$

где ℓ - ширина проема;

$$M_2 = \frac{Q_{P_2}}{2} \cdot \frac{\ell}{2} = \frac{357}{2} \cdot \frac{4}{2} = 357 \text{ кнм } (36,4 \text{тм})$$

$$M_3 = \frac{370}{2} \cdot \frac{4}{2} = 370 \text{ кнм } (37,7 \text{ тм});$$

$$M_4 = \frac{325}{2} \cdot \frac{4}{2} = 325 \text{ кнм } (33,2 \text{ тм});$$

$$M_5 = \frac{295}{2} \cdot \frac{4}{2} = 295 \text{ кнм } (30,1 \text{ тм});$$

$$M_6 = \frac{251 \cdot 4}{2 \cdot 2} = 251 \text{ кнм } (25,6 \text{ тм});$$

$$M_7 = \frac{200}{2} \cdot \frac{4}{2} = 200 \text{ кнм } (20,4 \text{ тм});$$

$$M_8 = \frac{153}{2} \cdot \frac{4}{2} = 153 \text{ кнм } (15,6 \text{ тм});$$

$$M_9 = \frac{102}{2} \cdot \frac{4}{2} = 102 \text{ кнм } (10,4 \text{ тм}).$$

Подбор арматуры производить по существующим нормам.

Изгибающие моменты и поперечные силы при действии ветра вдоль оси определяются, как в балке.

Проверку общей прочности балки производить по формуле (9).

Расчет цилиндрической башни производить аналогично.

Пример 2. РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНОЙ В ПЛАНЕ БАШНИ (КАРКАСНОЕ РЕШЕНИЕ)

Башня проектируется для двух многоканатных подъемов (рис. Размеры в плане I2 х I8 м, высота 56,8 м.
Через 4,2-7,5 м по высоте башни имеются перекрытия.
Внутри расположен квадратный в плане (6х6 м) станок, являющийся продолжением ствола шахты и идущий до отметки 46,8 м, т.е. до машинного зала.

На отметке 46,8 м расположен машинный зал, в котором помещаются подъемные машины с приводами и 20-тонный мостовой кран.

Расчетные нагрузки

от собственного веса башни и оборудования

вес стен башни до отметки 46,8 м	–	3820 кн (390 т);
" конструкций машзала	–	9160 кн (980 т);
" утеплителя до отметки 46,8	–	2178 кн (222 т);
" утеплителя машзала и покрытия	–	637 кн(65 т);
" с т а н к а	–	8180 кн (834 т);
" колонн до отметки 46,8	–	5950 кн (607 т);
" ригелей	–	3860 кн (39 т);
" оборудования машзала	–	I903 кн (I94 т);
" перекрытий до отметки 46,8	–	I0344 кн (I055т);
" временной нагрузки на перекрытия до отметки 46,8	–	8489 кн (875 т)
И т о г о :		55I7I кн (56I6 т)

Нагрузки от ветра, натяжения подъемных канатов и экстренные такие же, как в примере I.

Расчетные сочетания нагрузок

а)Основные сочетания:

M_y^{max} = 37800+749 = 38549 кнм (3933,4 тм):и соответствующий
M_x = I3I9 кнм (I34,5 тм);
M_x^{max} = 56600+I3I9 = 579I9 кнм (59I4 тм) и соответствующий
M_y = 749 кнм (76,4 тм);
N_{max} = 55I7I кн (56I6 т).

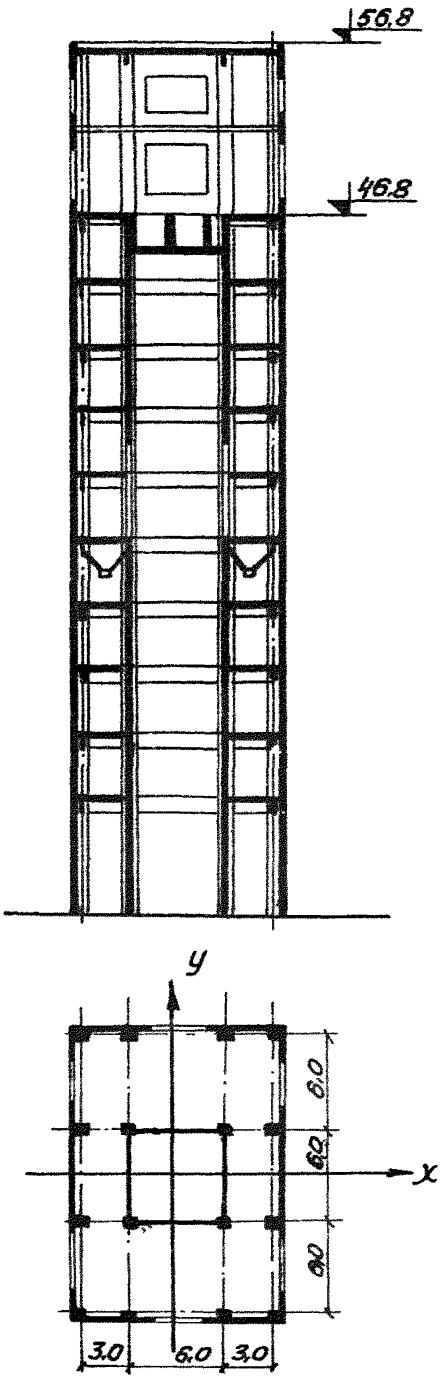


Рис. 5 Схема башни

б)Особые сочетания:

M_y^{max} = 2890 + 37800.0,8 = 33130 кнм (3380 тм) и соответствующий Мх = 5140 кнм (524 тм);

M_x^{max} = 5140 + 56600.0,8 = 50500 кнм (5148 тм) и соответствующий Му = 2890 кнм (295 тм);

N_{max} = 55171 + 3218 = 58389 кн (5944 т);

3218 - величина разрывного усилия в обеих ветвях.

Расчет на ветровую нагрузку *(рис 6)*

Геометрические величины для расчета:

Высота этажа - $h_{эт}$ = 4,2 м. Момент инерции ригеля - $J_р$ = 0,01 м^4. Моменты инерции стоек:

$J_{ст.1}$ = 1,43.10^{-2} м^4; $J_{ст.2}$ = 3,64.10^{-2} м^4;

$J_{ст.3}$ = 0,72.10^{-2} м^4; $J_{ст.4}$ = 1,76.10^{-2} м^4.

а)Приводим ветровую нагрузку к равномерно распределенной на двух участках по высоте башни.

Изгибающие моменты внизу башни, подсчитанные по зонам относительно осей X и У при ветровой нагрузке.

I участок

M_{x_1} = 20,9.10.25+24,6.10.35+25.10.45+26.6,8.53,4 = 34500 кнм (3548 тм);

M_{y_1} = 31,3.10.25.+36,9.10.35+37,5.10.45+ 38,9.6,8.53,4 = 51630 кнм (5271 тм)

II участок

M_{x_2} = 14,7.10.5+17,3.10.15 = 3330 кнм (339 тм);

M_{y_2} = 22,0.10.5+25,9.10.15 = 4980 кнм (508 тм);

Изгибающие моменты внизу башни при действии равномерно распределенной нагрузки.

I участок

$M'_{x_1} = q_{y_1}$ .36,8.38,4 = 1410 q_{y_1} кнм;

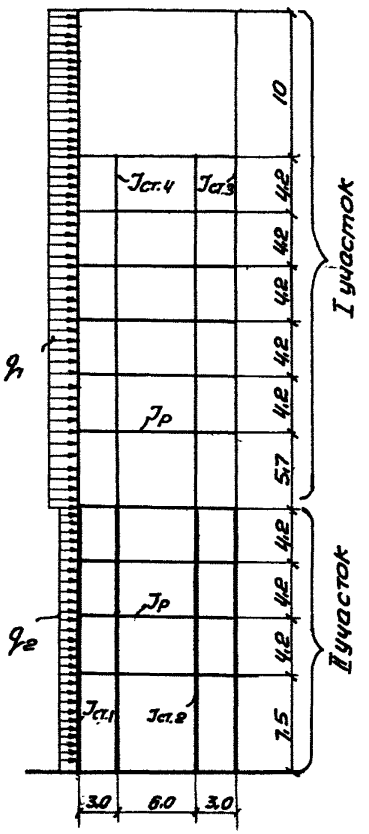
$M'_{y_1} = q_{x_1}$ .36,8.38,4 = 1410 q_{x_1} кнм.

II участок

$M''_{x_2} = q_{y_2}$ .20.10 = 200 q_{y_2} кнм;

$M''_{y_2} = q_{x_2}$ .20.10 = 200 q_{x_2} кнм.

Расчетная схема



Эпюра М

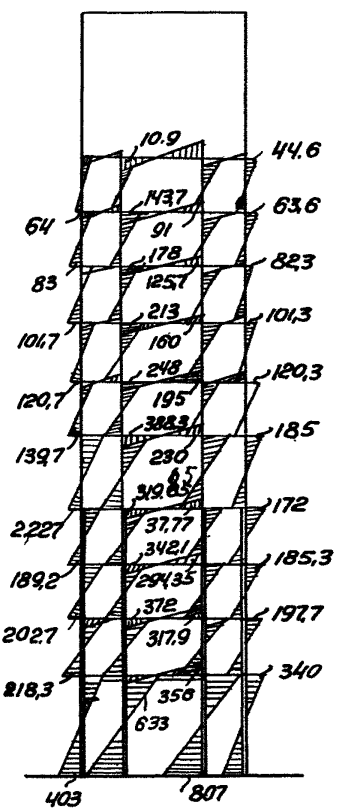


Рис 6

Отсюда расчетные равномерно распределенные ветровые нагрузки вдоль осей X и Y , равны:

I участок

общие: $q_{x_1} = \frac{51630}{1410} = 36,6$ кн/м (3,73 т/м);

$q_{y_1} = \frac{34500}{1410} = 24,5$ кн/м (2,51 т/м);

на средний ряд колонн

$q_{x_1} = \frac{36,6 \cdot 6}{18} = 12,2$ кн/м (1,24 т/м);

$q_{y_1} = 8,17$ кн/м (0,836 т/м).

II участок

общие: $q_{x_2} = \frac{4980}{200} = 24,9$ кн/м (2,54 т/м);

$q_{y_2} = \frac{3330}{200} = 16,65$ кн/м (1,69 т/м);

на средний ряд колонн

$q_{x_2} = \frac{24,9 \cdot 6}{18} = 8,3$ кн/м (0,846 т/м);

$q_{y_2} = \frac{16,65 \cdot 6}{18} = 5,55$ кн/м (0,564 т/м).

б)Определение изгибающих моментов при действии ветра вдоль оси в среднем ряду колонн в сечениях по середине этажей

Для определения изгибающих моментов определяем величины η , A и K_r по формулам (II,I2,I5), а изгибающие моменты по формулам (I3 и I4).

$$A_{ср.пр.} = \frac{6 \cdot 4,2}{6E \cdot 0,01} = \frac{420}{E}; \qquad A_{кр.пр} = \frac{3 \cdot 4,2}{6E \cdot 0,01} = \frac{210}{E};$$

$$\sum \frac{2}{A} = \frac{2E}{210} \cdot 2 + \frac{2E}{420} = \frac{E}{42}$$

$$K_{1r} = \sqrt{\frac{\frac{E}{42}}{E\,(2 \cdot 0,72 \cdot 10^{-2} + 2 \cdot 1,76 \cdot 10^{-2})}} = 0,693;$$

$$K_{2r} = \sqrt{\frac{E}{42}} \Big/ \sqrt{E(2\cdot1,43\cdot10^{-2}+2\cdot3,64\cdot10^{-2})} = 0,485;$$

$$\eta = \frac{I}{0,693+\frac{0,1014}{0,0496}\cdot 0,485}\left[\frac{0,1014}{0,0496}\left(\frac{8\cdot3\cdot42}{E} - \frac{12\cdot2\cdot36\cdot7\cdot42}{E}\cdot 0,485 + \frac{12\cdot2\cdot36\cdot7\cdot42}{E}\cdot 0,485\right) - \frac{12\cdot2\cdot42}{E}\right] =$$

$$= 0,5930\cdot\frac{2048}{E} = \frac{124}{E}$$

Определяем изгибающие моменты в колоннах на середине этажей

I участок

при $X_1 = 33,9$ м

в крайней колонне

$$M_{кр} = -0,0072E\left[0,693\ \frac{124}{E}e^{0,693\ (33,9-36,7)} + \frac{12\cdot2\cdot42}{E}\right] =$$

$$= -0,0072\ (86\cdot e^{-1,94} + 513) = -0,0072\ (86\cdot0,1437+513) =$$

$$= -3,6 \text{ кнм } (-0,37 \text{ тм});$$

в средней колонне

$M_{ср} = -0,0176\ (86\cdot0,1437+513) = -8,82$ кнм $(-0,90$ тм)

при $X_1 = 28,9$ м

$M_{кр} = -0,0072\ (86e^{-5,4} + 513) = -3,70$ кнм $(-0,38$ тм);

$M_{ср} = -0,0176\ (86e^{-5,4} + 513) = -9,00$ кнм $(-0,92$ тм);

при $X_1 = 24,7$ м

$M_{кр} = -0,0072\ (86e^{-8,3} + 513) = -3,70$ кнм $(-0,38$ тм);

$M_{ср} = -0,0176\ (86e^{-8,3} + 513) = -9,0$ кнм $(-0,92$ тм);

при $X_1 = 20,5$ м

$M_{кр} = -3,70$ кнм $(-0,38$ тм); $M_{ср} = -9,00$ кнм $(-0,92$ тм);

при $X_1 = 16,3$ м

$M_{кр} = -3,70$ кнм $(-0,38$ тм); $M_{ср} = -9,0$ кнм $(-0,92$ тм);

при = I2,I

$M_{кр}$ = – 3,7 кнм (–0,38 тм); $M_{ср}$ = – 9,00 кнм (–0,92 тм);

II участок

На нижнем этаже (при X_2 = I6,35 м) определим изгибающий момент, действующий на все стойки

$$M = 0,I0I4E\left[0,485\,\frac{I2,2,36,7+8,3,20,I),42}{E}\,e^{0,485(I6,35-20,I)} - \frac{8,3,42}{E}\right] = 0,I0I4\,(I2500\,e^{-I,82} - 348) = 0,I043(I2500,0,I653 - 348) = + I79 \text{ кнм (I83 тм)}$$

Определяем изгибающие моменты в колоннах на середине этажей

при X_2 = I0,5 м

$M_{кр}$ = 0,0I43 (I2500 $e^{-4,65}$ – 348) = – 3,I2 кнм (–0,32 тм);

$M_{ср}$ =0,0364 (I2500 $e^{-4,65}$ – 348) = – 8,05 кнм (–0,82тм);

при X_2 = 6,3 м

$M_{кр}$ =0,0I43 (I2500 $e^{-6,7}$ – 348)= – 4,7 кнм(–0,48тм);

$M_{ср}$ = 0,0364(I2500 $e^{-6,7}$–348) = – I2,I кнм (–I,23 тм);

при X_2 = 2,I м

$M_{кр}$ = 0,0I43 (I2500 $e^{-8,7}$ – 348)= – 4,80 кнм (–0,5 тм);

$M_{ср}$ = 0,0364(I2500 $e^{-8,7}$ – 348) = – I2,65 кнм (–I,29тм).

в)Определяем поперечные силы в среднем ряду колонн в сечениях на середине этажей.

Определяем коэффициенты η_1, η_2 и $\eta_н$ по формулам (22,23)

$$\eta_1 = \frac{2(0,0I76+0,0072)\frac{I}{4,2}}{\frac{2(0,0I76+0,0072)}{4,2} + \frac{2,0,0I}{3} + \frac{0,0I}{6}} = 0,586;$$

$$\eta_2 = \frac{2(0,0I43+0,0364)\frac{I}{42}}{\frac{2(0,0I43+0,0364)}{4,2} + \frac{2,0,0I}{3} + \frac{0,0I}{6}} = 0,743;$$

$$\eta_{и} = \frac{\eta_2}{2} = \frac{0,743}{2} = 0,3715$$

Определяем поперечные силы по формулам (18-21)

I участок $\quad n_1 = \frac{0,0176}{0,0072} = 2,5$

при X_I = 33,9м

$$Q_{кр} = \frac{33,9 \cdot 12,2}{2(2,5+1)}\left[1 + \frac{0,586_{84}}{E}\left(\frac{2,5-1}{210} E - \frac{E}{420}\right)\right] =$$

$$= 33,9 \cdot 1,74 \cdot 1,234 = 72,5 \text{ кн } (7,4 \text{ т});$$

$$Q_{ср} = 33,9 \cdot 1,77\ (2,5 - 0,234) = 133 \text{ кн } (13,6 \text{ т});$$

при X_I = 28,9м

$$Q_{кр} = 28,9 \cdot 2,14 = 61,8 \text{ кн } (6,3 \text{ т});$$

$$Q_{ср} = 28,9 \cdot 3,93 = 113,6 \text{ кн } (11,6 \text{т});$$

при X_I = 24,7 м

$$Q_{кр} = 24,7 \cdot 2,14 = 52,9 \text{ кн } (5,4 \text{ т});$$

$$Q_{ср} = 24,7 \cdot 3,93 = 97,0 \text{ кн } (9,9 \text{ т});$$

при X_I = 20,5 м

$$Q_{кр} = 20,5 \cdot 2,14 = 43,8 \text{ кн } (4,47 \text{ т});$$

$$Q_{ср} = 20,5 \cdot 3,93 = 80,5 \text{ кн } (8,22 \text{ т});$$

при X_I = 16,3 м

$$Q_{кр} = 16,3 \cdot 2,14 = 34,9 \text{ кн } (3,56 \text{ т});$$

$$Q_{ср} = 16,3 \cdot 3,93 = 64,2 \text{ кн } (6,54 \text{ т});$$

при X_I = 12,1 м

$$Q_{кр} = 12,1 \cdot 2,14 = 25,9 \text{ кн } (2,64 \text{ т});$$

$$Q_{ср} = 12,1 \cdot 3,93 = 47,6 \text{ кн } (4,85 \text{ т});$$

II участок $n_2 = \frac{0,0364}{0,0143} = 2,54$

Для нижнего этажа $X_2 = 16,35$ м

$\eta_н = 0,3715$, для остальных $\eta_2 = 0,743$

при $X_2 = 16,35$ м

$$Q_{кр} = \frac{16,35 \cdot 8,3 + 36,7 \cdot 12,2}{2(2,54 + 1)} \left\{ 1 + \frac{0,3715}{E} \cdot 84 \left[- \frac{8,3 \cdot 20,1 + 12,2 \cdot 36,7}{8,3 \cdot 16,35 + 12,2 \cdot 36,7} \cdot e^{0,485(16,35-20,1)} + 1 \right] \left(\frac{2,54-1}{210} E - \frac{E}{420} \right) \right\} =$$

$$= 82,4 \left[1 + 31,2(-1,57 \cdot 0,1653 + 1) \frac{2,08}{420} \right] =$$

$$= 82,4 \ (1 + 0,154 \cdot 0,742) = 92 \text{ кн } (9,4 \text{ т});$$

$$Q_{ср} = 82,4(2,54 - 0,154 \cdot 0,742) = 199 \text{ кн } (20,4 \text{т});$$

при $X_2 = 10,5$ м

$$Q_{кр} = \frac{12 \cdot 2 \cdot 36,7 + 10,5 \cdot 8,3}{2(2,54+1} \left[1 + \frac{0,743}{E} \cdot 84 \left(- \frac{618}{10,5 \cdot 8,3 + 448} e^{-4,65} + \right. \right.$$

$$\left. \left. + 1 \right) \frac{2,08 E}{420} \right] = 7,54 \left[1 + 0,31 \ (-1,15 \cdot 0,01 + 1) \right] = 99 \text{ кн } (10,1 \text{т});$$

$$Q_{ср} = 7,54 \ (2,54 - 0,307) = 173 \text{ кн } (17,65 \text{ т});$$

при $X_2 = 6,3$ м

$$Q_{кр} = 70,5 \cdot 1,31 = 92,3 \text{ кн } (9,42 \text{ т});$$

$$Q_{ср} = 70,5 \ (2,54 - 0,31) = 157 \text{ кн } (16,0 \text{ т});$$

при $X_2 = 2,1$ м

$Q_{кр} = 86$ кн (8,77 т); $Q_{ср} = 146$ кн (14,9 т);

г) Определяем изгибающие моменты в верхней и нижней частях колонн

I участок

при $X_1 = 33,9$ м

$$M_{кр.н} = - 3,6 + 72,5 \cdot 2,85 + \frac{12,2}{2} \cdot \frac{2,85^2}{2} = 227 \text{ кнм } (23,2 \text{ тм});$$

$M_{ср.н} = -8{,}82 + 133 \cdot 2{,}85 = 370{,}7$ кнм (37,8 тм);

$M_{кр.в} = -3{,}6 - 72{,}5 \cdot 2{,}85 + \frac{12{,}2}{2} \cdot \frac{2{,}85^2}{2} = 185$ кнм (18,9 тм);

$M_{ср.в} = -8{,}82 - 133 \cdot 2{,}85 = -388{,}3$ кнм (-39,6 тм);

при $X_I = 28{,}9$ м

$M_{кр.н} = -3{,}7 + 61{,}8 \cdot 2{,}1 + \frac{12{,}2}{2} \cdot \frac{2{,}1^2}{2} = 139{,}7$ кнм (14,3 тм);

$M_{ср.н} = -9{,}0 + 113{,}6 \cdot 2{,}1 = 230$ кнм (23,5 тм);

$M_{кр.в} = -3{,}7 - 61{,}8 \cdot 2{,}1 + 13{,}4 = -120{,}3$ кнм (-12,2 тм);

$M_{ср.в} = -9{,}0 - 113{,}6 \cdot 2{,}1 = -248$ кнм (-25,3 тм);

при $X_I = 24{,}7$ м

$M_{кр.н} = -3{,}7 + 52{,}9 \cdot 2{,}1 + 13{,}4 = 120{,}7$ кнм (12,3 тм);

$M_{ср.н} = -9{,}0 + 97 \cdot 2{,}1 = 195$ кнм (19,9 тм);

$M_{кр.в} = -3{,}7 - 52{,}9 \cdot 2{,}1 + 13{,}4 = -101{,}3$ кнм (-10,35 тм);

$M_{ср.в} = -9{,}0 - 97 \cdot 2{,}1 = -213$ кнм (-21,7);

при $X_I = 20{,}5$ м

$M_{кр.н} = -3{,}7 + 43{,}8 \cdot 2{,}1 + 13{,}4 = 101{,}7$ кнм (10,4 тм);

$M_{ср.н} = -9{,}0 + 80{,}5 \cdot 2{,}1 = 160$ кнм (16,3 тм);

$M_{кр.в} = -3{,}7 - 43{,}8 \cdot 2{,}1 + 13{,}4 = -82{,}3$ кнм (-8,4 тм);

$M_{ср.в} = -9{,}0 - 80{,}5 \cdot 2{,}1 = -178$ кнм (-18,2 тм);

при $X_I = 16{,}3$ м

$M_{кр.н} = -3{,}7 + 34{,}9 \cdot 2{,}1 + 13{,}4 = 83$ кнм (84,7 тм);

$M_{ср.н} = -9{,}0 + 64{,}2 \cdot 2{,}1 = 125{,}7$ кнм (12,8 тм);

$M_{кр.в} = -3{,}7 - 34{,}9 \cdot 2{,}1 + 13{,}4 = -63{,}6$ кнм (-6,48 тм);

$M_{ср.в} = -9{,}0 - 64{,}2 \cdot 2{,}1 = -143{,}7$ кнм (-14,65 тм);

при $X_I = 12{,}1$ м

$M_{кр.н} = -3{,}7 + 25{,}9 \cdot 2{,}1 + 13{,}4 = 64$ кнм (6,54 тм);

$M_{ср.н} = -9{,}0 + 47{,}6 \cdot 2{,}1 = 91$ кнм (9,28 тм);

$M_{кр.в} = -3,7 - 25,9 \cdot 2,1 + 13,4 = -44,6$ кнм (−4,56 тм);

$M_{ср.в} = -9,0 - 47,6 \cdot 2,1 = -109$ кнм (− 111,2 тм);

II участок

при $X_2 = 10,5$ м

$M_{кр.н} = -3,12 + 99 \cdot 2,1 + 13,4 = 218,3$ кнм (22,3 тм);

$M_{ср.н} = -8,05 + 173 \cdot 2,1 = 356$ кнм (36,3 тм);

$M_{кр.в} = -3,12 - 99 \cdot 2,1 + 13,4 = -197,7$ кнм (−20,2 тм);

$M_{ср.в} = -8,05 - 173 \cdot 2,1 = -372$ кнм (− 38 тм);

при $X_2 = 6,3$ м

$M_{кр.н} = -4,7 + 92,3 \cdot 2,1 + 13,4 = 202,7$ кнм (20,7 тм);

$M_{ср.н} = -12,10 + 157 \cdot 2,1 = 317,9$ кнм (32,4 тм);

$M_{кр.в} = -4,7 - 92,3 \cdot 2,1 + 13,4 = -185,3$ кнм (−18,9 тм);

$M_{ср.в} = -12,10 - 157 \cdot 2,1 = -342,1$ кнм (−34,9 тм);

при $X_2 = 2,1$ м

$M_{кр.н} = -4,8 + 86 \cdot 2,1 + 13,4 = 189,2$ кнм (193 тм);

$M_{ср.н} = -12,65 + 146 \cdot 2,1 = 294,35$ кнм (300 тм);

$M_{кр.в} = -4,8 - 86 \cdot 2,1 + 13,4 = -172$ кнм (−17,6 тм);

$M_{ср.в} = -12,65 - 146 \cdot 2,1 = -319,65$ кнм (− 32,6 тм).

д) Определяем общий изгибающий момент на высоте 1/3 нижнего этажа (при $X_2 = 17,6$ м)

$$M_{1/3} = M_{X_2=16,35} + Q_{X_2=16,35} \cdot \frac{h_{эт}}{6} + \frac{q_{x_2} \cdot \left(\frac{h_{эт}}{6}\right)^2}{2} =$$

$$= 179 + 2\,(99+192)\,\frac{7,5}{6} + \frac{8,3\left(\frac{7,5}{2}\right)^2}{2} = 913,5 \text{ кнм } (93,2 \text{ тм})$$

Распределяем момент пропорционально моментам инерции стоек

$$M_{кр.1/3} = \frac{I}{2(2,54+I)} \cdot 913,5 = 129 \text{ кнм } (13,2 \text{ тм});$$

$$M_{ср.\frac{1}{3}} = \frac{2,54}{2(2,54+1)} \cdot 913,5 = 327 \text{ кнм } (33,2 \text{ тм}).$$

Поперечная сила на I/3 нижнего этажа равна

$$Q_{кр.\frac{1}{3}} = 99 + \frac{8,3}{2} \cdot 1,25 = 104,2 \text{ кн } (10,6 \text{ т});$$

$$Q_{ср.\frac{1}{3}} = 192 \text{ кн } (19,6 \text{ т}).$$

Определяем изгибающие моменты в верхней и нижней частях колонн (при X_2 = 17,6 м).

$$M_{кр.в} = 129 + 104,2 \cdot 2,5 + \frac{8,3}{2} \cdot \frac{2,5^2}{2} = 403 \text{ кнм } (41,2 \text{ тм});$$

$$M_{ср.в} = 327 + 192 \cdot 2,5 = 807 \text{ кнм } (82,4 \text{ тм});$$

$$M_{кр.н} = 129 - 104,2 \cdot 2,5 + \frac{8,3}{2} \cdot \frac{5^2}{2} = -340 \text{ кнм } (-34,7 \text{ тм});$$

$$M_{ср.н} = 327 - 192 \cdot 5 = -633 \text{ кнм } (-64,6 \text{ тм}).$$

Изгибающие моменты в ригелях определяются по теореме о трех моментах или путем распределения моментов от стоек, пропорционально погонным моментам инерции ригелей.

Изгибающие моменты и поперечные силы при действии ветра вдоль оси Y определяются аналогично приведенному расчету.

Пример 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МЕСТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ У ПРОЕМОВ

Определим местные напряжения у проема, расположенного в стене башни (рис.4), параллельной оси y, на уровне второго этажа.

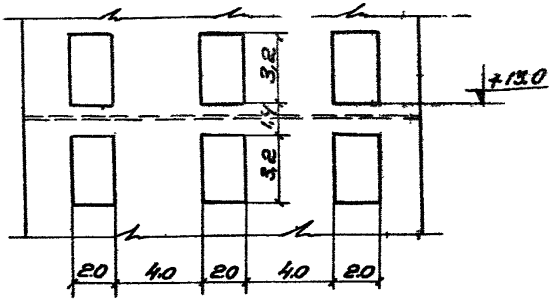


Рис7

Расположение окон смотри на на рис.7.

Определим общий момент от ветровой нагрузки на отметке + I3,0, т.е. при

$X = 43{,}8$ м.

$$M = \frac{35{,}2 \cdot 43{,}8^2}{2} = 33750 \text{ кнм } (3440 \text{ тм})$$

Момент от натяжения подъемных канатов из примера I, равен I3I0 кнм (I34 тм), а рамный из рис. 4 (эпюра М ветви) равен I08I кнм (II0,4 тм)

Балочный момент

$$M_б = 33750 + I3I0 - 2 \cdot I08I = 32898 \text{ кнм } (3353 \text{ тм})$$

Продольную силу в данном сечении принимаем 30390 кн (3I00т), отсюда напряжение в стенке на отметке + I3,0 м, равно:

$$\sigma = \frac{32898}{206} \cdot 6 + \frac{I08I}{5{,}56} \cdot 0{,}9 + \frac{30390}{7{,}2} = 960 + I7{,}5 + 4220 =$$

$$= 5I79 \text{ кн/м}^2 \ (546{,}5 \text{ т/м}^2),$$

а нагрузка, приходящаяся на I п.м стенки башни, в указанном сечении равна:

$$q'_{ср.} = 5I97 \cdot 0{,}I8 = 935 \text{ кн/м } (98{,}4 \text{ т/м}).$$

Нагрузка передаваемая от перекрытия на стенку, над проемом равна:

$$q''_{ср} = \frac{I025 + 564}{I80} \cdot I{,}5 = I3{,}2 \text{ кн/м } (I{,}35 \text{ т/м}),$$

где 1025 кн (104,5 т) и 564 кн (57,6 т) собственный вес и временная нагрузка на перекрытие (из табл. I, примера I); 180 м^2 - площадь, на которую распределяется нагрузка; 1,5 м - полоса перекрытия, нагрузка от которой передается на стенку над проемом.

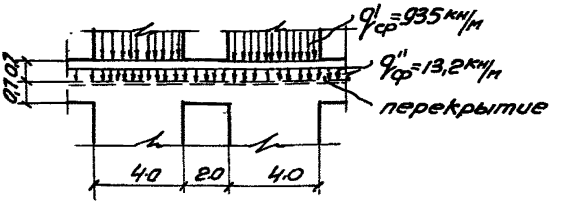


Рис.8 Расчетная схема

Рис. 8. Расчетная схема

Определяем величины сил для расчета арматуры у проемов:

а) от $q'_{ср}$ = 935 кн/м(98,4 т/м) по формуле (34):

$$Q'_м = 0,65 \frac{4}{10} \cdot 935.2 = 487 \text{ кн (51,2 т)}$$

0,65 - коэффициент из табл. 3 Указаний

б)от $q''_{ср}$ = 13,2 кн/м (1,35т/м) по формуле (33)

$$Q''_м = 0,974 \cdot 13,2.2 = 25,7 \text{ кн (2,6 т)}$$

0,974 - коэффициент из табл. 2 Указаний

$$Q_м = 487+25,7 = 512,7 \text{ кн (53,8 т)}$$

На промежутке $0,2l$ (l - ширина проема) у проема для восприятия местных напряжений необходимо в простенках поставить вертикальную арматуру, рассчитанную на сжимающую силу

$$\frac{Q_м}{2} = \frac{512,7}{2} = 256,3 \text{ кн (26,9 т);}$$

в стенке над проемом и под ним - горизонтальную арматуру, рассчитанную на растягивающую силу

$$\frac{q'_{ср} l_1}{3L} + \frac{q''_{ср} l}{6} = \frac{935.2.4}{3.10} + \frac{13,2.2}{6}$$

$$= 249+4,4 = 253,4 \text{ кн (26,65 т).}$$

Пример 4. ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПЕРЕКРЫТИЯ МАШИННОГО ЗАЛА

Требуется произвести поверочный расчет на вертикальные колебания элементов монолитного железобетонного перекрытия от динамического воздействия машин многоканатного подъема. План перекрытия приведен на рис. 9. Перекрытие выполнено из бетона марки 200 с горячекатанной арматурой периодического профиля из стали марки Ст.5.

Балка Б-I (несущая подъемной машины)

Определение частот собственных колебаний

Схема балки, ее поперечное сечение и величины статических нагрузок приведены на рис.I0а.

Так как подъемная машина низкочастотная (n_0=60 $\frac{об}{мин}$ < 400 $\frac{об}{мин}$) то можно ограничиться определением одной частоты n_1^0 по формуле (23) Инструкции И-200-54.

$$n_1^0 = \sqrt{\frac{N}{\sum_{i=1}^{N} \frac{1}{n_{1i}^2}}},$$

где n_{1i} – первые частоты для отдельных пролетов балки, рассматриваемые как балки с шарнирными опорами (рис.I0б);

N – число пролетов балки.

Частоты n_{1i} в выражении для n_1^0 определяются по формулам:

$$n_{11} = \varphi_1^0 A_1 \quad \text{для пролета I и 3;}$$

$$n_{12} = \varphi_1^0 A_2 \quad \text{для пролета 2.}$$

Коэффициент φ_1^0 определяется по табл. I5 инструкции И-200-54, как для балок с шарнирными концами и равен $\varphi_1^0 = I,57$.

Параметры A определяются для каждого пролета в отдельности по формуле (I9) И-200-54.

$$A = \sqrt{\frac{D}{me^4}},$$

где $D = EJ$ = I38.I0^5 кнм^2 (I4,I.I0^5 тм^2) – жесткость балки при изгибе (при определении момента инерции поперечного сечения балки J = 5,3.I0^{7}см^4 арматура не учитывалась. Нормативный модуль упругости бетона принят $E_б^н$ =26,0.I0^5 н/см^2 (2,65.I0^5 кг/см^2);

$$m = \frac{q}{g};$$

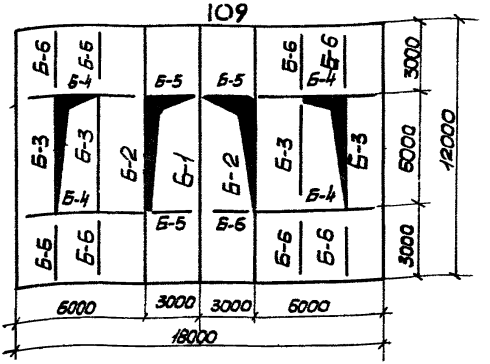


Рис. 9. Схема перекрытия на отметке 46,8м

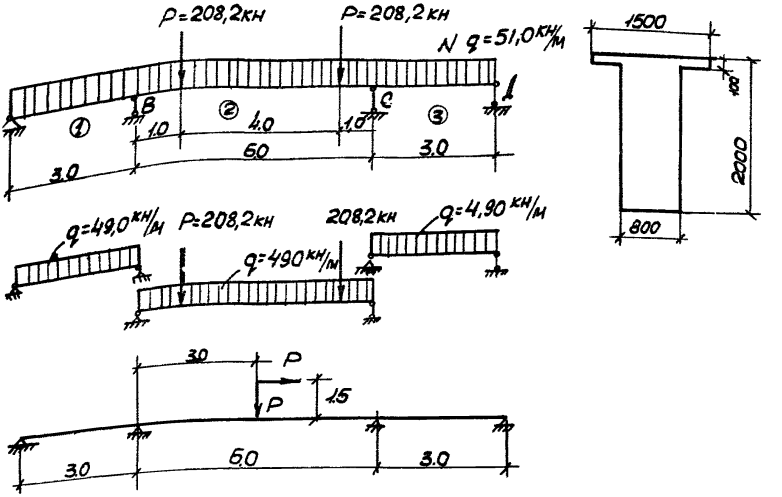


Рис. 10 Расчетная схема балки Б-1.

а) для статического расчета;

б) для определения частоты $h_{1/2}$;

в) для определения амплитуд перемещений и изгибающих моментов от динамических нагрузок.

ℓ – длина пролета;

g – ускорение силы тяжести ;

q_1 – приведенная равномерно распределенная нагрузка, равная для пролета I и 3 нормативной равномерно-распределенной ($q_0^н$ =49 кн/м), а для пролета 2, определяемая по формуле (20) И-200-54.

$$q_1 = q_0^н + \frac{1}{\ell}\sum K_s Q_s .$$

Коэффициенты K_s определяются по табл. I6 инструкции И-200-54 в зависимости от положения сосредоточенных грузов Q_s . В данном примере $K_I = K_2 = 0{,}5I$. Вычисляя, получаем

$$q_1 = 49 + \frac{I}{6}\,208.2.0{,}5I = 84{,}5 \text{ кн/м } (8{,}62 \text{ т/м}).$$

Здесь 208 кн – статическая вертикальная нормативная нагрузка от подъемных машин (весом 4I2 и 420 кн), то есть

$$P = \frac{4I2+420}{4} = 208 \text{ кн } (2I{,}25 \text{ т})$$

Для пролетов I и 3 параметры А одинаковые

$$A_I = A_3 = \sqrt{\frac{I38.I0^5.9{,}8I}{49 \cdot 3^4}} = I85\frac{I}{\text{сек}}$$

Для пролета 2 параметр A_2 равен:

$$A_2 = \sqrt{\frac{I38.I0^5.9{,}8I}{84{,}5 \cdot 6^4}} = 35{,}2\,\frac{I}{\text{сек}}$$

Частоты n_{Iz} будут иметь значения

$$n_{I1} = n_{I3} = I{,}57 \cdot \sqrt{185} = 290{,}0 \text{ кол/сек};$$

$$n_{I2} = I{,}57 \cdot 35{,}2 = 55{,}2 \text{ кол/сек}.$$

Подставляя эти значения в выражение для n_1^* , имеем

$$n_1^* = \sqrt[4]{\frac{3}{(2\,\frac{I}{290^4} + \frac{I}{55{,}2^4})}} = 73{,}2 \text{ гц}$$

Расчетное значение частоты собственных колебаний балки вычисляется с учетом возможной погрешности ее определения $\varepsilon = 0{,}3$.

$$n_1 = (I-\varepsilon)n_1^* = (I-0{,}3).73{,}2 = 5I{,}2 \text{ гц}$$

Определение амплитуд колебаний и динамических изгибающих моментов

Динамическое воздействие подъемной машины на балку характеризуется наличием вертикальной гармонической силы и сосредоточенного момента от горизонтальной гармонической силы, сдвинутыми во времени по фазе на 1/4 периода (рис.10в).

В этом случае, согласно указаниям п.38 Инструкции И-200-54, амплитуда колебаний Z_o определяется отдельно от силы и момента при нормативных значениях динамических нагрузок.

В данном случае $n_1 > n_o$, следовательно, частота вынужденных колебаний по отношению к частотам собственных колебаний балки находится в предрезонансной зоне. В этом случае амплитуды Z_o и динамические изгибающие моменты M_o определяются по формулам 1-й строки табл. 9 Инструкции И-200-54:

$$Z_o = Z_{ст} + Z_1\left(\beta_I - 1\right)$$
$$M_o = M_{ст} + M_1\left(\beta_I - 1\right),$$

где $\beta_I = \dfrac{1}{\sqrt{\left(1 - \dfrac{n_o^2}{n_1^2}\right)^2 + \gamma^2}} = \dfrac{1}{\sqrt{\left(1 - \dfrac{1}{51{,}2^2}\right)^2 + 0{,}05^2}} = 1{,}001$ и соответственно

$$Z_o = Z_{ст} + 0{,}001 Z_1 \qquad M_o = M_{ст} + 0{,}001\, M_I$$

Для упрощения расчета, в нашем случае, примем $Z_{ст} = Z_1$ и $M_{ст} = M_I$ (как для однопролетных элементов), отсюда $Z_o = 1{,}001 Z_{ст}$; $M_o = 1{,}001 M_{ст}$.

Рассматривая неразрезную неравнопролетную балку (рис.10в) под действием нормативной амплитуды инерционной силы $R^н = 663$н (табл. 3) общими методами, находим перемещение $Z_{ст}$

$$Z_{ст} = 0{,}44\,\frac{R^н \ell^3}{48 E J} = 0{,}44\,\frac{0{,}663 \cdot 6^3}{48 \cdot 138 \cdot 10^5} = 9{,}5 \cdot 10^{-8}\ \text{м} =$$
$$= 9{,}5 \cdot 10^{-5}\ \text{мм};$$

$$Z = 1{,}001 \cdot 9{,}5 \cdot 10^{-5} = 9{,}51 \cdot 10^{-5}\ \text{мм}.$$

Таблица 3

Данные по оборудованию

Отметка перекрытия	Наименование машины	Классификация: Тип по характеру движения масс	Категория по динамичности	Группа по частотности	Класс по чувствительности к КВД	Наименование движущихся частей	Вес, кн(т): Вес машины	Движущейся части	Число оборотов в минуту	Эксцентрисет или радиус эксцентрика, мм	Нормативная инерцион. сила, н (кг)	Плечо инерционной силы, м	Коэффициент перегрузки	Количество машин на перекрытии
46,8	Многоканатная подъемная машина (двухскиповая) типа МК-3,5х4	4	II	I	IУ	Канатоведущий барабан	4I,2 (42)	20,85 (2I,3)	60	0,8	66,3 (68)	I,5	4	2
46,8	Электродвигатель постоянного тока ПБК 2I5-45	4	II	I	IУ	Ротор	52 (5,3)	I9,2 (I,96)	60	0,8	2I,4 (22)	I,5	4	2
39,0	Вентилятор	4	III	2	IУ	Крыльчатка с валом	4,9 (0,5)	-	I000	I,0	2680 (273)	I,0	4	2
I9,0	Вентилятор	4	III	2	IУ	То же	4,9 (0,5)	-	I000	I,0	2680 (273)	-	4	I

Определяем перемещение Z_1 от действия амплитуды инерционного момента, равного $m = R'' \cdot a = 0{,}663 \cdot 1{,}5 \approx 1$ кнм. Для упрощения расчета перемещение находим по табл. 28 и 32 И-200-54 как для равнопролетной неразрезной балки.

$$Z_1 = K_I \cdot \frac{m\ell^2}{100EJ} S(\alpha) = \frac{2{,}37 \cdot 1 \cdot 6^2 \cdot 0{,}01}{100 \cdot 138 \cdot 10^5} =$$

$$= 6{,}2 \cdot 10^{-10}\text{м} = 6{,}2 \cdot 10^{-7}\text{ мм}.$$

Коэффициент $S(\alpha)$ в данном случае равен 0,01.

Заметим, что значение Z_1 от действия инерционного момента получилось в несколько раз меньше, чем от действия инерционной силы. Поэтому значение Z_0 от действия момента не подсчитываем.

Так как величина Z_0, полученная при действии инерционной силы меньше, чем $\frac{\ell}{40000}$, то, согласно п.19 "г" инструкции И-200-54 при проверке прочности в данном случае можно не учитывать динамические нагрузки.

Пример 5. ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ БАШНИ НА ВЫНУЖДЕННЫЕ КОЛЕБАНИЯ

Требуется произвести поверочный расчет несущих стен прямоугольной в плане железобетонной башни на горизонтальные динамические нагрузки от оборудования, установленного на перекрытиях. Поперечное сечение башни дано на рис.II. Жесткости поперечного сечения башни относительно осей X и Y соответственно равны $EJ_x = 10150 \cdot 10^6$ кнм^2 ($1035 \cdot 10^6$ тм^2) и $EJ_y = 7360 \cdot 10^6$ кнм^2 ($750 \cdot 10^6$ тм^2) при начальном модуле упругости бетона марки 200, равном $26 \cdot 10^6$ кн/м^2 ($2{,}65 \cdot 10^6$ т/м^2).

Данные по оборудованию приведены в табл. 3 (пример 4). Моменты инерции подошвы фундамента относительно осей равны $J_{\varphi_x} = 11300$ м^4, $J_{\varphi_y} = 5280$ м^4, высота фундамента $h_\varphi = 6$м, основание – грунт с нормативным давлением $R^н = 2{,}94 \cdot 10^5$ н/м^2 (3 кг/см^2), для которого коэффициент упругого неравномерного сжатия $C_\varphi = 98100$кн/м^3 (10000 т/м^3) по данным табл. 7 настоящих Указаний.

Определение приведенных масс

Определяем суммарные сосредоточенные нагрузки приложенные на уровне перекрытий, суммируя постоянную и временную длительные нагрузки на данном перекрытии с приведенной к перекрытиям постоянной равномерно-распределенной по высоте башни, величина которой определяется весом половины выше и нижележащего этажей. Все вычисления сводим в табл. 4.

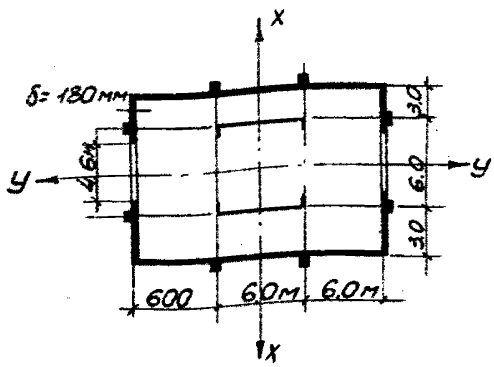


Рис. 11 Поперечное сечение башни

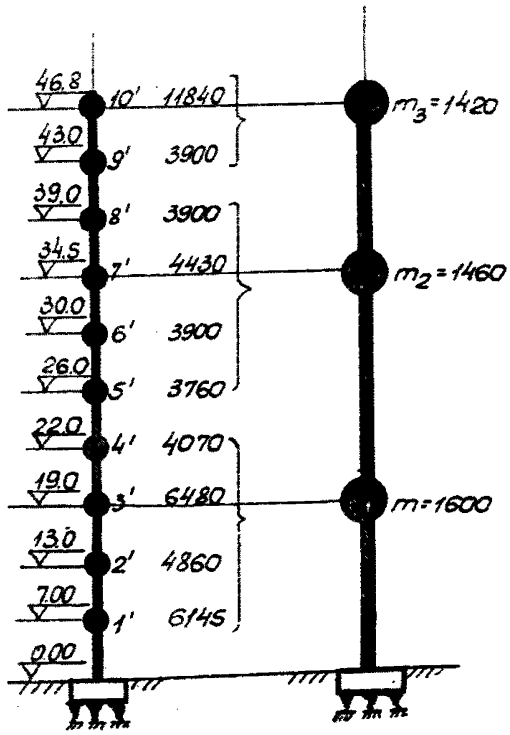
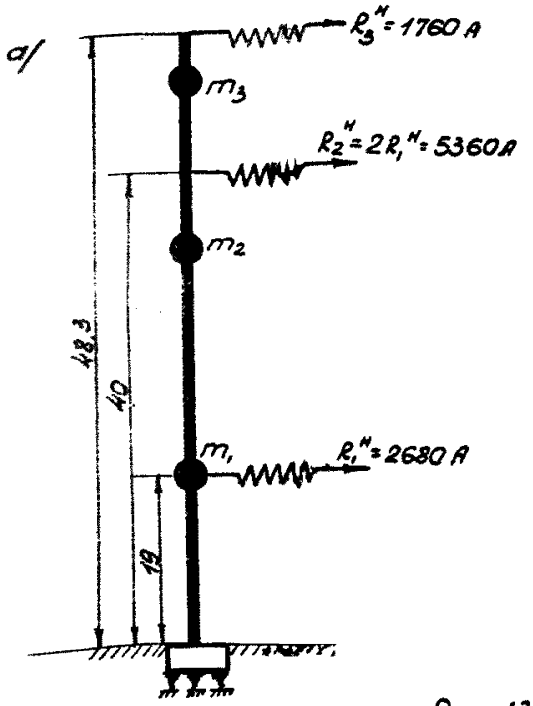


Рис. 12



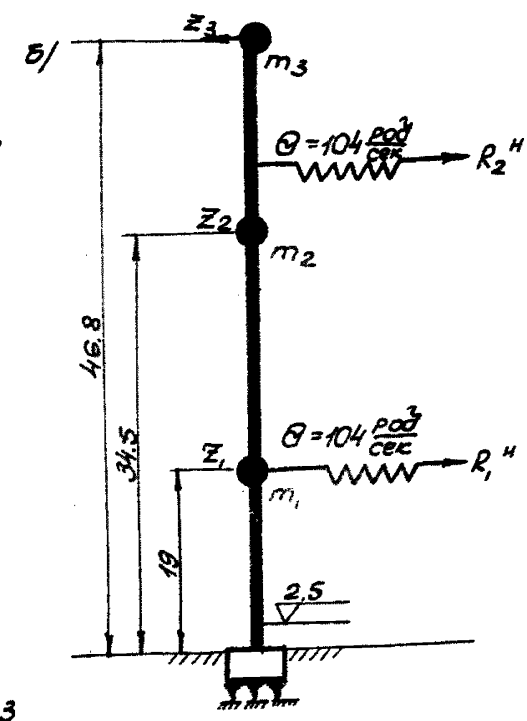


Рис 13

К расчету на вынужденные колебания

а/ Схема приложения динамических нагрузок,

б/ Расчетная схема при действии динамических нагрузок от вентиляторов

Таблица 4

№№ пп	Перекрытие на отметке	Постоянная равномерно-распределенная нагрузка, кн/м2 (т/м2)	Постоянная и временная длительная равномерно-распределенная нагрузка, кн/м2 (т/м2)	Приведенная к перекрытию равномерно-распределенная нагрузка, кн (т)	Суммарная сосредоточенная нагрузка, кн (т)
I	7,0	549 (56)	I5I0 (I60)	3570 (364)	5145 (524)
2	I3,0	549 (56)	I5I0 (I60)	3290 (336)	4860 (496)
3	I9,0	549 (56)	4020 (4I0)	2475 (252)	6480 (662)
4	22,0	549 (56)	2I60(220)	I920 (I96)	4070 (4I6)
5	26,0	549 (56)	I5I0 (I60)	2200 (224)	3760 (384)
6	30,0	549 (56)	I5I0 (I60)	2340 (238)	3900 (398)
7	34,5	549 (56)	I962 (200)	2475 (252)	4430 (452)
8	39,0	549 (56)	I5I0 (I60)	2340 (238)	3900 (398)
9	43,0	549 (56)	I765 (I80)	2I60 (2I8)	3900 (398)
I0	46,8	549 (56)	98I0 (I000)	I040 (I06)	I0840 (II06)

При заполнении граф 2 и 3 табл. 4 , временные длительные нагрузки на перекрытия (за исключением веса оборудования) взяты с коэффициентом перегрузки 0,8 (п.II5) настоящих Указаний. На отметке 46,8 м, сосредоточена нагрузка от веса машинного зала и вышележащих конструкций. Заменяем полученную систему с I0 степенями свободы расчетной схемой с тремя степенями свободы, принимая сосредоточенные массы на отметке 46,8, 34,5 и I9,0 м.

Приведенные массы определяем согласно указаниям(п.II8) настоящих Указаний и рис.I2. Причем, приводя массы к какому-либо перекрытию имеем $\delta_{ek} = \delta_{ei}$.

По формулам (53,64,55) определяем приведенные массы,сводя вычисления в табл. 5.Предварительно определяем постоянные величины:

$$6EJ_y = 442{,}0 \cdot 10^8 \text{ кнм}^2 \ (45{,}0 \cdot 10^8 \text{тм}^2);$$

$$C_\varphi J_{\varphi y} = 518 \cdot 10^6 \text{ кнм} \ (52{,}8 \cdot 10^6 \text{тм}^2);$$

$$\frac{H_e + h_e}{C_\varphi J^*_{\varphi y}} = \frac{46{,}8+6{,}0}{518 \cdot 10^6} = 10{,}2^{-8}(10^{-6}) ;$$

Таблица 5

№№ массы (К)	№№ перекрытия (i)	G_i / $K_н$	H_i / м	$3H_i^2H_e$	H_i^3	$\frac{(5)-(6)}{6EJ_y}\times 10^8$	h_i+h_ϕ	$\frac{(h_i+h_\phi)(H_e+h_\phi)}{C_y J_\phi}$	$\delta_{ei}\times 10^8$	$H_к$ / м	$\delta_{ек}\times 10^8$	$\delta_{ei}^2\times 10^{14}$	$G_i\delta_{ei}^2\times 10^9$	$m_к=\frac{\Sigma G_i\delta_{ei}^2}{g\cdot\delta_{ек}^2}$ / $м_8$ (т·сек²/м)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
I	I'	5I45	7,0	6880	343	I4,8	I3,0	I33,0	I47,8			2I7	II,I3	
	2'	4860	I3,0	23700	2I97	48,6	I9,0	I94,0	242,6			586	28,45	
	3'	6480	I9,0	50700	6859	99,5	25,0	255,0	354,5	I9,0	354,5	I257	8I,4	I600(I63)
	4'	4070	22,0	68000	I0648	I29,5	28,0	286,0	4I5,5			I723	7I,4	
2	5'	3760	26,0	95000	I7576	I75,5	32,0	326,5	502,0			25I0	94,6	
	6'	3900	30,0	I26400	27000	222,0	36,0	367,0	589,0			3460	I36,7	
	7'	4430	34,5	I67000	4I063	287,0	40,5	4I3,0	700,0	34,5	700,0	4900	2I6,0	I460(I42)
	8'	3900	39,0	2I3500	593I9	360,0	45,0	459,0	8I9,0			6700	26I,0	
3	9'	3900	43,0	259000	75507	407,5	49,0	500,0	907,5			8250	32I,5	
	I0'	I0840	46,8	308000	I02503	465,0	52,8	540,0	I005,0	46,8	I005,0	I0060	I085,0	I420 (I44,3)

Определение часто собственных колебаний

Определение коэффициентов δ_{nn} и δ_{nk} (формулы 58 и 59) производим, сводя вычисления в табл. 6.

Частоты определяем только в направлении оси X (в данном примере).

Предварительно находим:

$$3EJ_y = 221 \cdot 10^8 \text{ кнм}^2 \ (22{,}5 \cdot 10^8 \text{ тм}^2);$$

$$6EJ = 442 \cdot 10^8 \text{ кнм}^2 \ (45{,}0 \cdot 10^8 \text{ тм}^2).$$

Таблица 6

H_n	$\frac{H_n^3}{3EJ} \times 10^8$	$H_n + h_\varphi$	$\frac{(H_n + h_\varphi)^3}{C_\varphi J_\varphi} \times 10^8$	$\delta_{nn} \times 10^8$	H_k	$3H_n H_k$	H_k^3	$\frac{3H_n H_k + H_k^3}{6EJ} \times 10^8$	$H_k + h_\varphi$	$\frac{(H_k + h_\varphi)^3}{C_\varphi J_\varphi} \times 10^8$	$\delta_{nk} \times 10^8$
19,0	31,2	25	121,0	$\delta_{11} =$ 152,2							
34,5	186,4	40,5	317,0	$\delta_{22} =$ 503,4	19,0	37400	6859	69,2	25,0	195,5	$\delta_{12} =$ 264,7
46,8	464,0	52,8	536,5	= 1000,5	19,0	50700	6859	99,35	25,0	254,9	$\delta_{13} =$ 355,25
46,8					34,5	167200	41063	285,5	40,6	413,5	$\delta_{23} =$ 699,0

Примечание: Вычисления производить на счетных машинах до 4–5-значащих цифр.

Подставляем полученные данные в уравнение (57)

$$1600 \cdot 1400 \cdot 1460 (152{,}2 \cdot 503{,}4 \cdot 1000{,}5 - 152{,}2 \cdot 699^2 - 503{,}4 \cdot 355{,}25^2 - 1000{,}5 \cdot 264{,}7^2 + 2 \cdot 264{,}7 \cdot 355{,}25 \cdot 699) K^3 \cdot 10^{-24} + (1600 \cdot 1460 \cdot 264{,}7^2 + 1600 \cdot 1420 \cdot 355{,}25^2 + 1460 \cdot 1420 \cdot 699^2 - 1600 \cdot 1460 \cdot 152{,}2 \cdot 503{,}4 - 1600 \cdot 1420 \cdot 152{,}2 \cdot 1000{,}5 - 1460 \cdot 1420 \cdot 503{,}4 \cdot 1000{,}5) K^2 \cdot 10^{-16} + (1600 \cdot 152{,}2 + 1460 \cdot 503{,}4 + 1420 \cdot 1000{,}5) K \cdot 10^{-8} - 1 = 0.$$

В результате решения уравнения имеем:

Первый тон $\omega_1^2 = 42{,}172$; $\omega_1 = 6{,}49 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$;

второй тон $\omega_2^2 = 2346{,}34$; $\omega_2 = 48{,}4 \frac{рад}{сек}$;

третий тон $\omega_3^2 = 24780{,}76$; $\omega_3 = 157{,}5 \frac{рад}{сек}$

Расчет на вынужденные горизонтальные колебания

Схема приложения горизонтальных нагрузок в плоскости XZ дана на рис. 13а.

Согласно указаниям пп. 124,125, расчет от действия сил R_I и R_2 производим по схеме рис. 13б, составляя систему канонических уравнений (60)

$$Z_1\left(\delta_{11} - \frac{I}{m_1\theta^2}\right) + Z_2\delta_{12} + Z_3\cdot\delta_{13} + \Delta_{1P} = 0$$

$$Z_1\delta_{21} + Z_2\left(\delta_{22} - \frac{I}{m_2\theta^2}\right) + Z_3\cdot\delta_{23} + \Delta_{2P} = 0$$

$$Z_1\delta_{31} + Z_2\delta_{32} + Z_3\left(\delta_{33} - \frac{I}{m_3\theta^2}\right) + \Delta_{3P} = 0.$$

Коэффициенты δ_{II}, δ_{2I}, δ_{22} ... определены ранее (табл.6), а вычисление членов Δ_{1P}, Δ_{2P}, Δ_{3P} производим по формулам

$$\left.\begin{aligned}\Delta_{1P} &= R_1^H\delta_{1R_1} + R_2^H\delta_{1R_2}\\ \Delta_{2P} &= R_1^H\delta_{2R_1} + R_2^H\delta_{2R_2}\\ \Delta_{3P} &= R_1^H\delta_{3R_1} + R_2^H\delta_{3R_2}\end{aligned}\right\}$$

Коэффициенты δ_{nR_i} определяем по формулам (61,62), сводя вычисления в табл. 7.

Таблица 7

H_i м	H_n м	$\frac{3H_iH_n^2-H_n^3}{6EJ}\times$ $\times10^8$	$\frac{3H_nH_i^2-H_i^3}{6EJ}\times$ $\times10^8$	$\frac{H_i+h_\varphi}{C_\varphi J_\varphi}\times$ $\times10^8$	H_r+h_φ м	(5)×(6)× $\times10^8$	δ_{nR_i} 3(4)+(7)× $\times10^8$
1	2	3	4	5	6	7	8
19,0	19,0	–	31,0	4,85	25,0	421,3	$\delta_{1R_1}=$ =152,3
	34,5	–	69,4	4,85	40,5	195,7	$\delta_{2R_1}=$ =265,1
	46,8	–	99,5	4,85	52,8	255,0	$\delta_{3R_1}=$ =354,5
40,0	19,0	83,5	–	8,88	25,0	222,3	$\delta_{1R_2}=$ =305,8
	34,5	229,5	–	8,88	40,5	359,0	$\delta_{2R_2}=$ =588,5
	46,8	365,0	–	8,88	52,8	469,0	$\delta_{3R_2}=$ =834,0

$$\Delta_{1P} = (2,68\cdot152,3+5,36\cdot305,8)\cdot10^{-8} = 20,4\cdot10^{-6};$$

$$\Delta_{2P} = (2,68\cdot265,1+5,36\cdot588,5)\cdot10^{-8} = 38,6\cdot10^{-6};$$

$$\Delta_{3P} = (2,68\cdot354,5+5,36\cdot834,0)\cdot10^{-8} = 54,0\cdot10^{-6}$$

Подставляем найденные величины в систему канонических уравнений

$$Z_1\left(152,2\cdot10^{-8}-\frac{1}{1600\cdot10^4}\right)+Z_2\cdot264,7\cdot10^{-8}+Z_3\cdot355,25\cdot10^{-8}+20,4\cdot10^{-6}=0;$$

$$Z_1\cdot264,7\cdot10^{-8}+Z_2\left(503,4\cdot10^{-8}-\frac{1}{1460\cdot10^4}\right)+Z_3\cdot699\cdot10^{-8}+38,6\cdot10^{-6}=0;$$

$$Z_1\cdot355,25\cdot10^{-8}+Z_2\cdot699\cdot10^{-8}+Z_3\left(1000,5\cdot10^{-8}-\frac{1}{1420\cdot10^4}\right)+54,0\cdot10^{-6}=0.$$

Решив систему уравнений, получаем:

Z_1=-2,74кн (0,28т); Z_2=-3,23 кн (0,33 т); Z_3=2,16кн(0,22т):

Для определения амплитуд перемещений и внутренних усилий в любом сечении башни от действия динамических нагрузок вентиляторов рассматриваем схему (рис.I3б), учитывая при этом, что при определении изгибающих моментов и перерезывающих сил величина сил инерции и внешних динамических нагрузок принимается с коэффициентом динамической перегрузки $K_д = 4,0$, согласно И-200-54.

Так амплитуда изгибающего момента в сечении на отм. 2,65 м, равна:

$$M_o' = 4(R_1'' \cdot 16,35 + R_2'' \cdot 32,35 - Z_1 \cdot 16,35 - Z_2 \cdot 31,85 - Z_3 \cdot 44,15) =$$

$$= 4\,(2,68 \cdot 16,35 + 5,36 \cdot 37,35 - 2,74 \cdot 16,35 - 3,23 \cdot 31,85 - 2,16 \cdot 44,15) =$$

$$= \pm 0,8 \text{ мнм } (0,08 \text{ тм}).$$

Аналогично по схеме I3б определяются амплитуды смещений любого сечения башни.

Расчет на воздействие инерционной силы от подъемной машины производим, согласно п.I26 Указаний по формулам (64,65).
Величина амплитуды изгибающего момента в сечении на отметке 2,65 м равна

$$M_o'' = \frac{I,760 \cdot 4 \cdot 45,65}{\left(I - \frac{6,28}{6,49}\right)^2 (I-0,I) + 0,I} = \frac{I,760 \cdot 4 \left(\frac{8,49}{48,4}\right) \cdot 45,65}{\left(I - \frac{6,28}{48,4}\right)^2 + 0I} =$$

$$= 3I80 \text{ кнм } (3I8 \text{ тм}),$$

где $\gamma = 0,I$, согласно И-200-54.

Аналогично по формуле (65) определяем амплитуду горизонтального перемещения в любом сечении башни.

Определив амплитуды изгибающих моментов проверку статической прочности, устойчивости положения и выносливости башни при одновременном воздействии статических и динамических перегрузок производим, согласно пп. I09-III Указаний.

Отп. 3-30 № 6I595, тир.60, зак. № I80, I3.УШ-63 года,че,БП 09I66

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

К ПРОЕКТУ УКАЗАНИЙ ПО СТРОИТЕЛЬНОМУ ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ БАШЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ МНОГОКАНАТНЫХ ШАХТНЫХ ПОДЪЕМОВ.

О Г Л А В Л Е Н И Е

стр.

I. В в е д е н и е 124

II. Научно-исследовательские, экспериментальные и проектные работы, использованные при составлении Указаний..... 124

III. Краткие пояснения к отдельным пунктам Указаний..... 127

IУ. Сопоставление норм и требований Указаний с действующими нормативными документами, фактическими данными, показателями анализа практических данных с технико-экономическими сравнениями..... 136

У. Технико-экономическое обоснование Указаний.. 137

УI. Перечень источников, использованных при составлении Указаний..... 139

В В Е Д Е Н И Е

Бурно растущее применение многоканатных шахтных подъемов в угольной и горнорудной промышленности представляет в этой области прогрессивное техническое направление, становится массовым и требует немедленного создания нормативного документа, регламентирующего их проектирование.

Разработанные ДонНИИ Указания имеют целью первоначальное нормативное межотраслевое упорядочение и совершенствование методики расчета, объемно-планировочных и конструктивных решений строительной части башенных многоканатных подъемов, поскольку до настоящего времени в отечественной и зарубежной практике проектирования подобных документов нет. Указания включают специфические для расчета башен многоканатных подъемов требования и положения, предлагая совместное с ними использование необходимых действующих нормативных и инструктивных материалов, без дублирования их в тексте У.

В Указаниях приняты Единая модульная система (ЕМС) и Международная система единиц измерения (СИ). Вместе с тем в примерах расчета и некоторых таблицах Указаний для ясности и облегчения пользования выражение величин в системе (СИ) дублируется с ранее действующей (МКС) системой, принятой в действующих нормативных документах.

В тексте Указаний принята упорядоченная терминология и условные обозначения, обоснованные определения и понятия, относящиеся к излагаемому в них материалу .

I. Научно-исследовательские, экспериментальные и проектные работы, использованные при составлении Указаний и их результаты

Указания разработаны на основании "Строительных норм и правил" и результатов изучения, анализа и обобщения: проектных материалов научно-исследовательских работ проектных, научно-исследовательских и учебных институтов, отечественных и зарубежных литературных данных, а также предложений и замечаний многочисленных проектных, строительных, эксплуатационных и др. организаций.

Для уточнения ряда расчетных положений и методики динами-

ческого расчета сооружений в 1961-1962 гг Донецким научно-исследовательским институтом надшахтного строительства были проведены экспериментальные работы по замеру параметров колебаний от работающего подъемного оборудования и ветра железобетонной башни шахты "Ясиновская-Глубокая", а совместно с Свердловским горным институтом им. В.В.Вахрушева - по железобетонным башням шахт "Ясиновская-Глубокая", "Бутовская-Глубокая" и "Ново-Центральная" (Донбасс) и с ЦНИИСКом АСиА СССР по башне с металлическим каркасом шахты "Гигант-Глубокая" (Кривой Рог).

Обработка и анализ этих экспериментальных работ показали, что:

1.Колебания башен под действием ветровой нагрузки носят нерегулярный характер. При колебаниях наблюдаются несколько групп частот, близких к частотам собственных колебаний, причем преобладающее влияние имеют амплитуды основного тона и первого оберточа.

2.Колебания башен при работе подъемного оборудования в основном ритмичны, и случаи нарушения ритма относятся к режимам пуска и торможения машин, разгрузки скипов, включения лифта и при порывах ветра.

3.Колебания, вызванные аварийным торможением скипов,имеют случайных характер (импульсивное воздействие нагрузки).

4.Найденные амплитуды динамических перемещений, в том числе и от аварийного торможения, не выходят за пределы допустимых санитарными нормами.

5.Произведенные сравнения частот собственных колебаний башен, определенных по расчетным схемам и формулам Указаний, с экспериментально найденными дали хорошие результаты с отклонениями 5-7%.

В 1961-1962 гг были проведены расчетно-теоретические исследования, послужившие основой для разработки практических методов расчета башни.

1.Теоретические исследования Донецкого политехнического института и ДонНИИ надшахтного строительства, которые в основном заключались в расчетах:

а)башен с несущими стенами на ветровую нагрузку, вызывающую три составляющих напряжений: от изгиба элементов башни как рамы, от изгиба башни между перекрытиями как оболочки и от изгиба всей

башни как тонкостенной оболочки.

Напряжения от изгиба башни как рамы определялись приближенным способом, разработанным инж. Грибиниченко В.Ф. /27/. Рассмотрение башни как рамы, состоящей из ветвей башни и станка, соединенных перекрытиями и стенками между окнами по высоте, показало, что на станок передается очень малая нагрузка и поэтому ее можно не учитывать.

Дополнительные напряжения в части башни между перекрытиями как в оболочке определялись по приближенному способу, предложенному проф. С.Н. Каном. Рассматривалась круговая замкнутая оболочка длиной 12,8 м, диаметром 14,5 и толщиной 0,2 м. Напряжения в оболочке получились незначительными по сравнению с полными напряжениями от ветровой нагрузки.

Кроме того, рассматривалась открытая круговая оболочка, ограниченная верхним обрезом фундамента, перекрытием над первым этажом и двумя проемами для ввода скипов. Вертикальные напряжения в наиболее нагруженных волокнах от работы открытой оболочки оказались растягивающими, поэтому пренебрежение ими идет в запас прочности. Величина этих напряжений составляет до 10% от напряжений, ветровой нагрузкой.

В прямоугольной призматической замкнутой и открытой оболочках дополнительные напряжения рассматривались по теории академика В.З.Власова и по способу проф. С.Н. Кана и оказались равными нулю:

б) в составлении таблицы для определения равнодействующих местных напряжений у проемов по приближенному способу, предложенному инженером В.Ф.Грибиниченко;

в) круговой оболочки на устойчивость, при нормативном модуле упругости бетона марки 200 и диаметре башни 14,5 м. Установлено, что башня потеряет общую и местную устойчивость при минимальной толщине стенки 0,02 м. Действительная технологически и конструктивно необходимая толщина стенок значительно больше, поэтому нет оснований опасаться потери башней устойчивости;

г) башни на свободные и вынужденные колебания. Необходимо было учесть податливость грунта, для чего не оказалось возможным пользоваться готовыми таблицами, поэтому рассматривался метод

спектральной функции для определения первых двух частот колебаний. Для случаев когда частота вынужденных колебаний выше первого тона свободных колебаний, и когда необходимо определить второй и третий тон - метод спектральной функции дает громоздкое решение. Поэтому для таких случаев разработано определение частот собственных колебаний решением детерминанта вековых уравнений;

д)каркасных башен на горизонтальные статическую и динамическую нагрузки. Выведены уравнения по определению изгибающих моментов посредине этажей рам, уравнения для углов поворотов и поперечных сил.

2.Исследования ДонНИИ, Свердловского горного института им.В.В.Вахрушева, Донгипрошахта, Донецкого политехнического института по разработке - на основании обогащения и анализа применяемых способов расчета подобных сооружений, практических методов расчета отдельных элементов и всей башни в целом, а также установления основных положений по выбору наиболее прогрессивных объемно-планировочных и конструктивных решений.

В течение 1960-1963 гг от ряда научно-исследовательских, учебных, проектных и др. заинтересованных организаций были получены многочисленные предложения, рекомендации, а также замечания на рассылавшиеся на обсуждение редакции проекта Указаний, которые в различной мере использованы при составлении документа. Также учтены в Указаниях предложения и замечания Всесоюзного совещания по проектированию и строительству сооружений многоканатных подъемов (г.Донецк, 24-27 декабря 1962 г). Перечень источников, использованных при составлении Указаний, дан в разделе IУ настоящей пояснительной записки.

Ш.Краткие пояснения к отдельным пунктам Указаний

П.11 Несимметричное расположение башни относительно осей ствола в определенных случаях позволяет более рационально использовать площадь помещений.

Расположение башни многоканатного подъема относительно осей ствола шахты, зависит, с одной стороны, от привязки подъемного и технологического оборудования к осям ствола, с другой - от несущей способности грунтов основания и от решения несущих конструкций сооружения.

Поэтому несимметричное расположение башни относительно осей ствола можно допустить, когда принята разгрузка сосудов в одну сторону, а давление фундаментов на грунт не превышает допустимых величин.

П.16.Учитывая, что башни для многоканатных подъемов имеют: значительную высоту и по сравнению с ней малые размеры в плане, несгораемые конструкции, не опасные в пожарном отношении производственные процессы и оборудование и что обслуживающий персонал, находящийся в помещениях, рассредоточен по этажам, а общая численность его в смену не превышает 10 человек, не рекомендуется выделение лестниц в специальные ограждения из железобетона.

Такое решение согласовано с управлением пожарной охраны УПО МООП Донецкой области и обеспечивает снижение расхода железобетона на 1,5-2% с более эффективным использованием помещений и объема башен.

Рекомендуется не устраивать лифтовые подъемники в башнях, имеющих небольшую высоту (уровень машинного зала не более 30 м), по аналогии с рядом других зданий шахтной поверхности,насыщенных оборудованием (например, здания технологических комплексов главного ствола, обогатительные фабрики и т.п).

П.49.Излагает требование проверки башен, используемых в период строительства для проходческих целей, на воздействие нагрузки от проходческого оборудования.

П.50 и табл. 1.В помещениях расчетная температура +5°С (СН 133-60) обеспечивается теплоносителем от шахтной отопительной сети. Если же она не может подать теплоноситель в помещения верхней части башни, то их следует отапливать за счет бойлеров,устанавливаемых в башне.

Обильно выделяемое технологическое тепло некоторыми видами оборудования используется для поддержания в зимнее время расчетной температуры в помещениях, а в летнее - удаляется с помощью принудительной вентиляции.

П.54.В башнях, в которых устраиваются санузлы и внутренние водостоки с кровли, отвод ливневых вод следует осуществлять через канализационные стояки, если такое совмещение экономически оправдано и не вызывает переполнения внутришахтной и внешней канализационной системы.

Согласно климатическим данным (СНиП, ч.П, стр.I58-I59), в Донецком бассейне максимальное суточное количество осадков составляет около 75 мм/сутки.

Приняв продолжительность интенсивного дождя (ливня) один час, считаем, что максимальное часовое количество осадков может составить 75 мм/час. Принимаем эту величину за расчетную.

При расчетном количестве осадков и при площадях кровли башни до 350 $м^2$ достаточен диаметр водосточных стояков в 75 мм, а при площадях до 600 $м^2$ - I00 мм.

Таким образом, канализационные стояки, диаметры которых должны быть по СНиП не менее I00 мм, способны пропустить расчетные ливневые стоки.

Количество ливневых вод, поступающих с кровли башни (размерами I2xI8м, площадью 2I6 $м^2$) при расчетном количестве осадков 75 мм/час, составит 2I6 х 0,075 = I6 $м^3$/час, или 4,5 л/сек.

Ежесекундное добавление в течение ливня 4,5 л ливневых вод в канализационные стояки диаметром I00 мм не вызовет полного заполнения стояков, а следовательно и столба жидкости, создающего напор.

С увеличением расхода хозфекальных вод на I6 $м^3$/час увеличится заполнение внутришахтной канализационной сети, минимальный диаметр труб которой равен I50 мм. Так, при минимальном уклоне 0,005 коэффициент заполнения увеличивается с 0,6 до 0,9, а при уклоне 0,008 с 0,6 до 0,8.

Следовательно, когда коэффициент заполнения превышает установленный предел, то его можно довести до нормы за счет увеличения диаметра или уклона труб канализационной сети.

Увеличение расхода хозфекальных вод за счет подсоединения водостоков с башен увеличивает загруженность очистных сооружений.

Например, первая очередь очистных сооружений в Чистяковском районе Донбасса в состоянии переработать до I350 $м^3$/час (374 л/сек) сточных вод, а вторая - до 2700 $м^3$/час. Таким образом, подсоединение водостоков с двух типовых башен увеличит объем перерабатываемых вод на 9 л/сек, или на 2,4% в течение одного часа работы сооружений, что практически почти не ощутимо.

П.67.Расчетные сочетания нагрузок приняты в соответствии со СНиП П-А.II-62.

П.69.Вычисление величины напряжений от ветровой нагрузки при работе части башни между перекрытиями как оболочки производилось способом, предложенным проф. С.Н.Каном /26/. Для круглой башни рассматривалось две схемы:

а)круговая оболочка диаметром I4,5 м, δ =0,2 м при расстоянии между перекрытиями I2,8 м;

б)круговая открытая оболочка, границами которой является верхний обрез фундамента, перекрытие над первым этажом и два больших проема для ввода скипов.

Дополнительные напряжения за счет изгиба оболочки рассматриваемой длины от ветровой нагрузки получились примерно такими же, как и напряжения изгиба в рассматриваемой части тонкостенного стержня.
Однако поскольку напряжения от ветровой нагрузки зависят от всей башни, напряжения от изгиба части башни между перекрытиями, рассматриваемой как оболочка, составляют менее 5% общих напряжений от ветровой нагрузки.

Кроме того, в наиболее нагруженных сжатых волокнах открытой оболочки возникает растяжение, т.е. пренебрежение этими напряжениями идет в запас прочности.

При рассмотрении прямоугольной призматической оболочки по теории Власова и по способу, предложенному проф. С.Н.Каном, дополнительные вертикальные напряжения оказались равными нулю.

П.69-7I, 73-77. Для определения напряжений, возникающих при изгибе элементов башни как рамы, сооружение рассматривалось в виде системы стоек, соединенных эквивалентной средой, работающей на изгиб и сдвиг. Жесткость эквивалентной среды на изгиб принималось равной сумме жесткости ригелей и стенок между окнами по высоте.

Формулы /5/,/I0/,/I3/,/I4/,/I6/,/I7/, /I8-2I/ определяют величины изгибающих моментов и поперечных сил для средних этажей /27/.

Произведен расчет цилиндрической башни с несущими стенами диаметром I4,5 и высотой 70 м, которым доказано,что башня потеряет устойчивость при толщине стен ~2 см.

Исходя из этого, не рекомендуется проверять башни с несущими стенами толщиной более I0 см на общую и местную устойчивость.

Пп.87-90. При определении местных напряжений от вертикальных нагружений стенка разбивалась на ряд балок-стенок, передающих друг на друга вертикальные силы и касательные напряжения.
Балка над окном рассматривалась на сплошном упругом основании и находились местные напряжения у окон. Равнодействующая местных напряжений приведена в табл. 2 и 3. На эту равнодействующую рассчитывается арматура, воспринимающая местные напряжения. Таблицы 2 и 3 составлены на основании приближенного метода определения местных напряжений (27).

Пп.92,96.Формулы /37,38/ и /4I,42/ получены из формул /I2/ и /I3/ СНиП П-Б.I-62.
Впредь до экспериментального уточнения введен коэффициент условий работы m_6= 0,85, который учитывает наличие вертикальной выработки (шейки ствола), что создает несплошность основания.

П.97. Формула /43/ и таблица 4 заимствованы из /7/.

П.98.Допустимый крен фундамента башен (0,004) и осадка (30 см), согласно /I8/, дан по аналогии с высокими жесткими сооружениями (дымовые трубы, водонапорные башни, силовые корпуса и т.п.), согласно /I8/.

П.I07. Указание "а" распространяется в основном на контрольно-измерительные приборы, оборудование автоматики и технологическое оборудование других объектов шахтной поверхности размещаемых в башне, так как оборудование собственно подъема (подъемные машины, группы "г" и "д" и др) мало или совсем нечувствительно к колебаниям.

П.I08.Приведены указания о расчете башни и ее элементов на колебания с ссылкой на нормативные документы.

В виду того, что как величина, так и характер воздействия на элементы башни импульсивных нагрузок (аварийное торможение, переподъем сосуда, разрыв канатов - если он возможен и др) находятся сейчас в стадии экспериметального и теоретического изучения, то

учитываются они условно как статически действующие (пп.I7-20 приложение I). По мере получения результатов проводимых исследований будут даны соответствующие дополнения к Указаниям.

Пп. I09-II0. Выполнение условий статической прочности, устойчивости и выносливости несущих стен или каркаса башни даны, согласно /2I/, как для внецентренно сжатых элементов по упругой стадии работы железобетона.

Пп.II2-II7. Указания о выборе расчетных схем башни, определении масс и жесткостей колеблющихся конструкций даны на основании действующих нормативных документов и литературных источников (I,2,3,4,5,8,I0,II,I2,I3,I6,2I и др).

Принятая в п.II4 расчетная схема башен с несущими стенами в достаточной степени отвечает реальной схеме сооружения, по следующим соображениям.

I.Учтена податливость грунта при повороте основания в вертикальной плоскости, так как неравномерное сжатие грунта над подошвой фундамента (особенно при слабых грунтах) значительно влияет на частоту собственных колебаний, уменьшая её, и результаты расчета на вынужденные колебания.

Пренебрегаем упругим сопротивлением грунта при опускании, сдвиге, а также давлением на боковую поверхность фундамента в виду их незначительного влияния на динамику башни.

2.Вследствие значительной высоты башен по сравнению с их размерами в плане учитываем только изгибные колебания, пренебрегая поступательными, за счет сдвига стен.

3.Нагрузки, обладающие весом, считаем сосредоточенными в уровнях перекрытия и емкостей (конечно число степеней свободы). При значительном количестве перекрытий (I0 и более), методом приведения масс получаем один-три сосредоточенные массы (одна-три степени свободы), располагая их на выбранных уровнях, так как расчет башни с числом степеней свободы, равным числу этажей и емкостей, практически весьма затруднителен, а рекомендуемая расчетная схема с двумя-тремя массами по сравнению с точным методом дает погрешность не более 5%.

II.II8. Формулы метода приведения масс для конечного

стержня даются с учетом податливости грунта основания, что заключается в замене исходной системы с многими массами эквивалентной ей по перемещениям любой точки системой с несколькими массами. Таблица 7 заимствована из /22/.

П.I20. При расчете на вынужденные колебания, во избежание резонанса на высших тонах, следует определять частоты второго и третьего тона /I2/.

П.I2I. Формула /56/ заимствована из /3/.

П.I22-I23. Приведен теоретически точный прием определения трех частот путем решения детерминанта векового уравнения.

П.I25. Приведена система канонических уравнений, составленная относительно сил инерции $Z_n = m_n \theta^2 a_n$.

Решение приведенной системы не является затруднительным, так как для системы с 2-3 степенями свободы имеем 2-3 неизвестных, единичные перемещения δ_{nn} , δ_{kn} ранее определены при вычислении собственных частот.

П.I26.Во избежание получения при расчете резонансных амплитуд усилий и перемещений, следует учитывать затухание и расчет производить по формулам (65), (64), заимствованным из (I2). Критерий отличия частот $\pm$ 25% принят из соображения погрешности определения частот собственных колебаний, расчетной схемы, величины и характера возмущающих нагрузок, данных грунта и т.п.

IУ. Составление норм и требований Указаний с действующими нормативными документами, фактическими данными, показателями анализа практических данных с технико-экономическим сравнением

Содержание раздела сводим в таблицу I.

Таблица I

№№ пп	№№ пунктов Указаний	Показатели, требования и краткое содержание пунктов Указаний	Показатели и требования действующих нормативных документов; фактические данные (опыт проектирования)	Технико-экономические сравнения
I	2	3	4	5
I	3,4,I4	Рекомендуется на свободных площадях размещать устройства и оборудование шахтной поверхности различного назначения	Нормативами не предусматривалось и предложено впервые. На основании первой редакции Указаний экспериментально применено при рабочем проектировании	Сокращение объема, срока и стоимости строительства комплекса шахтной поверхности; компактность размещения
2	6,49	Об использовании башни при ее строительстве для проходки ствола	Нормативачи не предусматривалось и предложено впервые. В настоящее время экспериментально закладывается при проектировании	Сокращение сроков и стоимости строительства шахты
3	I6	Об устройстве лифтовых подъемников при отметке машинного зала более 30м, о размещении лестниц без заключения их в лестничные клетки и ликвидации наружных пожарных лестниц	Нормами не предусматривалось. В практике проектирования лифты устраивались при отметке машзала и менее 30 м. Предложено впервые по аналогии с другими зданиями шахтной поверхности (надшахтные здания, ОФ и др) и на основании наблюдений за эксплуатацией лифтовых подъемников. Нормами для аналогич-	Снижение стоимости и сроков строительства. При проектировании Донгипрошахтом башни многоканатного подъема клетевого ствола ш. "Красная-Звезда". На основе второй редакции проекта Указаний

1	2	3	4	5
			ных сооружений и в практике предусматривались лестничные клетки и наружные лестницы. Предложено впервые. На основании анализа и обобщения опыта эксплуатации и согласовано с управлением пожарной охраны Донецкой области	были исключены стены лестничной клетки, что дало экономию сметной стоимости в сумме 1320 руб.
4	19	Об ограничении вылета эркеров	Нормами не предусматривалось. В практике проектирования применялись эркера значительного вылета. Предложено впервые	Снижение стоимости строительства
5	28,29	О вертикальных и горизонтальных зазорах между шейкой ствола и конструкциями башни	Нормами не предусматривалось. Предложено впервые	Упорядочение проектирования и повышение качества и надежности проекта
6	33	О снижении толщины стен, возводимых в скользящей опалубке с 20 до 15 см	Нормами предусматривалось для силосов. В практике проектирования сооружений многоканатного подъема не применялось. Предложено впервые для башен многоканатных подъемов	Снижение стоимости строительства
7	50 и табл.1	В ряде помещений рекомендуется устраивать искусственное освещение	Нормами не предусматривалось. В практике проектирования не применялось	Снижение стоимости строительства
8	54	О совмещении ливневой и фекальной канализации	Нормами не предусматривалось. В практике проектирования не применялось. Предложено впервые	То же
9	69-77, 87-90	Статический расчет на ветровую нагрузку, определение местных напряжений у оконных проемов	Нормами не предусматривалось. В практике проектирования не применялось. Предложено впервые для подобных сооружений	Расчет более правильно отражает действительную работу сооружения по сравнению с ранее применявшимися методами в практике проектирования

1	2	3	4	5
I0	92-96	О введении коэффициента условий работы m_6 =0,85, учитывающего несплошность основания.	Нормами не предусматривалось. В практике проектирования не применялся. ВВеден впервые впредь до его экспериментального уточнения.	Учитывает снижение несущей способности основания.
II	II2-I26	Динамический расчет	Нормами не предусматривался. В практике строительства не использовался. Предложен впервые на основании существующих методов, отраженных в литературных источниках	Более правильное отражение действительной расчетной схемы сооружения, точный метод определения частот собственных колебаний и т.п.
I2	Приложение I	Задания на строительное проектирование	Нормами не предусматривалось. В практике проек-вания тирования в такой комплексной форме не применялось. Предложено впервые	Упорядочение организации проектиро-

У. Технико-экономическое обоснование Указаний

Внедрение в практику проектирования настоящих Указаний позволит упорядочить проектирование и расчет башенных сооружений многоканатных подъемов в угольной и горнорудной промышленности Союза и снизить стоимость строительства башни и технологического комплекса шахты.

Это снижение и упорядочение достигается за счет ряда положений, отраженных в Указаниях, основными из которых являются:

1. Упорядоченная методика расчета, приведенная в настоящих Указаниях, дает возможность сократить трудозатраты на проектирование примерно на 15% для организаций, имеющих опыт проектирования указанных сооружений, а для начинающих и более - 30%, а также сократить себестоимость проектных работ на 20%.

2. Переход на научно-обоснованный статический и динамический расчеты. Позволит правильно назначить сечение элементов башни без излишних запасов прочности, что приведет к снижению стоимости объекта на 3-5% за счет экономии материалов.

Например, на основании проведенных экспериментальных работ (на существующих монолитных башнях) и проверочных расчетов установлено, что несущая способность стен в наиболее напряженных сечениях полностью не используется и толщину стен можно уменьшить до 15 см, что составляет экономию порядка 3-5% сметной стоимости строительства башни.

3. Расположение на свободных площадях башни калориферных, вентиляционных и др. установок и ликвидация отдельных зданий для них дает экономию стоимости строительной части технологического комплекса шахты примерно на 2-5%, в зависимости от количества и характера размещаемых установок.

4. Ликвидация лестничных клеток, за счет свободного размещения лестниц в башне, дает экономию порядка 1,5% сметной стоимости строительства башни.

5. Применение местного отопления, использование избыточного тепловыделения от работы электрооборудования для нужд отопления,

унификация расчетных температур в помещениях, совмещение фекальной и ливневой канализации и другие положения Указаний позволят снизить на 3-5% затраты по строительной части многоканатных подъемов.

Таким образом, снижение сметной стоимости строительства комплекса промышленных зданий и сооружений (без учета стоимости оборудования и монтажа) поверхности шахты или рудника в среднем составит от 3 до 6% в зависимости от конкретных условий проектируемого предприятия.

Указания могут быть переданы для применения и руководства социалистическим странам объединенным Советом экономической взаимопомощи (СЭВ) через его органы, а на определенных условиях другим заинтересованным странам, не входящим в СЭВ.

Применение настоящих Указаний, снижая сметную стоимость строительства, не вызывает увеличения эксплуатационных расходов проектируемого предприятия, а наоборот, обеспечивает их возможное снижение на 3-5%.

Кроме того, применение Указаний предлагает снижение трудозатрат в проектировании и строительстве, расхода металла, цемента и других материалов.

VI. Перечень источников, использованных при составлении Указаний

1. Ананьев И.В. Справочник по расчету собственных колебаний упругих систем, Гостехиздат, 1946
2. Безухов Н.И. Динамика сооружений в примерах и задачах, Стройиздат, 1947
3. Бернштейн С.А. Основы динамики сооружений, Госстройиздат, 1941
4. Бернштейн С.А. Новый метод определения частот колебаний упругих систем, изд. ВИА им. Куйбышева, 1939
5. Бернштейн С.А. и Керолян К.К. Определение частот колебаний стержневых систем методом спектральной функции, Госстройиздат, 1960
6. Бровман Я.В. Надшахтные копры, Госгортехиздат, 1961
7. Егоров К.Е. К вопросу расчета основания под фундаменты с подошвой кольцевой формы. Механика грунтов, сборник трудов № 3,4, Госстройиздат, 1958
8. Лисовский А. Колебания прямых стержней и рам, Госстройиздат, 1961
9. Найденко И.В. Определение нагрузок на перекрытие машинного зала башенного копра многоканатной подъемной установки (рукопись)
10. Рабинович И.М. Курс строительной механики, ч.II, Госстройиздат, 1954
11. Снитко Н.К. Динамика сооружений, Госстройиздат, 1960
12. Сорокин Е.С. Динамический расчет несущих конструкций зданий, Госстройиздат, 1956
13. Татаринов П.И. Динамический расчет башенного копра на ветровую нагрузку, сборник "Надшахтное строительство" № 3, издание БТИ ДонНИИ, 1962
14. Цытович Н.А., Веселов В.А., Кузьмин П.Г. и др. Основания и фундаменты, Госстройиздат, 1959
15. Цытович Н.А. Механика грунтов, Госстройиздат, 1951
16. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений, расчетно-теоретический, Госстройиздат, 1960
17. СНиП II-А.10-62 Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования
18. СНиП II-Б.1-62 Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования
19. СНиП II-В.1-62 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования
20. СНиП II-А.11-62 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования
21. Инструкция по проектированию и расчету несущих конструкций зданий под машины с динамическими нагрузками, ($\frac{И-200-54}{МСПИКП}$), Госстройиздат, 1955

22. Технические условия проектирования фундаментов под машины с динамическими нагрузками (СН 16-58), Госстройиздат, 1958

23. Проект Указаний по определению нормативных нагрузок и коэффициентов перегрузки для надшахтных зданий и сооружений угольной промышленности (окончательная редакция - ДонНИИ), 1963

24. Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений, Сборник статей, Госстройиздат, 1960

25. НИИОснований и фундаментов, Сборник трудов № 13. Физика и механика грунтов, Машстройиздат, 1949

26. Харьковское высшее авиационно-инженерное военное училище. Труды училища, вып. 190, 1960

27. Труды Донецкого политехнического института, т.68, серия горно-электротехническая, вып. 13, 1962

28. Отчет МакНИИ по теме: "Разработка норм для проектирования тормозных и предохранительных устройств многоканатных подъемных установок"

29. Отчет Свердловского горного института им. В.В.Вахрушева "Экспериментальное исследование железобетонных башенных цилиндрических копров", 1961

30. Отчет Донецкого политехнического института по теме: "Расчет башенных копров", 1959

31. Проектные материалы по башенным сооружениям многоканатных подъемов следующих проектных организаций: Кривбасспроект, УкрНИИпроект, Днепропетровского филиала института Проектстальконструкция, Уралгипрошахт, УНИпромедь, Южгипрошахт, Донгипрошахт, Гипрошахт, Гипроникель, Уралгипроруда и Гипроцветмет

32. Отчет ДонНИИ по теме: "Совершенствование теории и методов расчета зданий и сооружений, т.I, II и III, 1962

33. Карякин Л.И. Основы расчета тонкостенных конструкций, "Высшая школа", 1960

34. Кузьмин Н.А. и др. Расчет конструкций из тонкостенных конструкций стержней и оболочек, Госстройиздат, 1960

Отп. 3-30 № 61596, тир. 60 экз, зак. № 180, 13.УШ-63 г, че, БП 09166.

gost.e-ecolog.ru