ДОНЕЦКИЙ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ

РУКОВОДСТВО
ПО РАСЧЕТУ БАШЕННЫХ КОПРОВ УГОЛЬНЫХ И РУДНЫХ ШАХТ



МОСКВА 1975

gost.e-ecolog.ru

ДОНЕЦКИЙ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ

РУКОВОДСТВО
ПО РАСЧЕТУ БАШЕННЫХ КОПРОВ УГОЛЬНЫХ И РУДНЫХ ШАХТ

МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1975

УДК 624.951.04:622.673

Руководство по расчету башенных копров угольных и рудных шахт. М., Стройиздат, 1975, 140 с. (Донецкий Промстройниипроект).

Настоящее Руководство составлено на основе действующих нормативных документов по расчету строительных конструкций и результатов научно-исследовательских работ, выполненных в Донецком Промстройниипроекте и Донецком политехническом институте.

Руководство содержит основные положения расчета строительных конструкций и оснований башенных копров и материалы, связанные с их спецификой.

Руководство разработано Донецким Промстройниипроектом Госстроя СССР (кандидаты техн. наук В. Е. Андреев, В. М. Левин, В. Р. Шнеер, А. С. Поверский, И. И. Михеев, инженеры В. Д. Передерей, И. Я. Нежурко, В. М. Копылов, В. Е. Жигарев, Р. Е. Щербаковский, Д. С. Ермак) при участии Донецкого политехнического института МВ и ССО УССР (канд. техн. наук, доцент В. Ф. Грибиниченко) и Макеевского инженерно-строительного института МВ и ССО УССР (канд. техн. наук, доцент Ю. М. Гусев).

Руководство предназначено для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

Табл. 33, ил. 44.

Р $\frac{30213-583}{047(01)-75}$ Инструкт.-нормат.—2 вып.—17—75

© Стройиздат, 1975

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящее Руководство содержит материалы по расчету строительных конструкций и оснований башенных копров угольных и горнорудных шахт.

1.2. Расчет строительных конструкций и оснований следует производить в соответствии с действующими главами СНиП и другими нормативными документами.

2. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ БАШЕННЫХ КОПРОВ

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

Общие указания

2.1. Расчет башни и ее элементов следует 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 нагрузок, с учетом деформации грунта в результате воздействий усилий от башни, рядом расположенных сооружений, влияния горных выработок) и второе предельное состояние (достижение осадкой основания и креном башни предельных значений);

б) для несущих стен и каркасов — первое предельное состояние (прочность, устойчивость формы и выносливость);

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

д) для внутренней шахты башни — первое предельное состояние (прочность), для герметических станков — первое

(прочность) и второе (трещиностойкость) предельные состояния.

2.2. Для расчета несущих конструкций копра необходимы следующие данные:

а) инженерно-геологическое заключение, согласно «Инструкции по инженерным изысканиям для промышленного строительства» (СН 225-62). Программа на производство инженерно-геологических изысканий должна дополнительно предусматривать:

проведение изысканий после проходки (любым способом) устья ствола и отрывки котлована под фундамент; если проектированию копра предшествует проходка ствола, изыскательские работы проводятся один раз после проходки устья ствола;

отбор образцов грунта, взятых с контакта крепь-породы, для лабораторных исследований в количестве, достаточном для статистического обобщения;

б) коэффициент бокового давления грунта (для расчета крепи шейки ствола);

в) возможные осадки, а также крен копра вследствие неравномерного сжатия и нарушения структурного строения грунтов основания в результате проходки ствола, подработок и др.;

г) генеральный план поверхности угольного или горнорудного предприятия;

д) данные о сечении ствола;

е) схема подъема;

ж) технологические чертежи (планы и разрезы); спецификация оборудования; данные о подъемно-транспортном оборудовании и оборудовании для заводки и смены сосудов, навески и смены канатов, о месте приложения, направлении, величинах и характеристиках нагрузок (длительно действующие, кратковременные, статические, динамические);

и) характеристика динамического оборудования (в объеме, обусловленном соответствующими нормативными документами и требованиями раздела, приведенного ниже);

к) нагрузка от примыкающих зданий и сооружений;

л) дополнительные данные, по подпунктам «д», «е», «ж» и «и» для оборудования проходки (при использовании копра или его части для проходки или углубления ствола) и монтажа оборудования (величины и места приложения нагрузок при производстве строительно-монтажных работ);

м) при строительстве копра в особых условиях (наличие

подработки, вечной мерзлоты, сейсмический район и т. п.) — дополнительные данные согласно соответствующих глав СНиП;

н) район строительства;

о) схемы расположения оборудования на перекрытиях и других элементах копра с указанием характера нагрузки (статическая, динамическая), величины, места приложения и рода (сосредоточенная, распределенная, моментная);

п) задание на устройство подкрановых путей;

р) схемы емкостей и объемные веса заполняющих их сыпучих;

с) величины депрессии и компрессии в помещениях копра, связанные с шахтной вентиляцией при прямой и реверсивной работе шахтных вентиляторных установок, и схемы герметизации помещений копра;

т) конструктивная схема копра, для копров с несущими стенами — со схемами проемов в последних.

Исходя из района строительства производится определение снеговых и ветровых нагрузок, температурно-влажностных и сейсмических воздействий.

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

2.3. Классификация нагрузок и коэффициенты перегрузки приведены в табл. 1.

2.4. Величины нагрузок и коэффициенты перегрузки (кроме указанных в табл. 1) должны определяться по главе СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия».

Таблица 1

Классификация нагрузок и коэффициенты перегрузки

Вид нагрузки	Нагрузки	Коэффициент перегрузки
Постоянные	Собственный вес строительных конструкций	1,1
	Вес утеплителя и засыпок	1,2
	Вес и давление грунтов	1,2

Продолжение табл. 1

Вид нагрузки	Нагрузки	Коэффициент перегрузки
Временные длительные	Вес стационарного технологического оборудования:	
	а) собственный вес стационарного технологического оборудования (многоканатные подъемные машины, редукторы, электромоторы, насосы, грохоты, отклоняющие шкивы, жесткие и гибкие проводники, амортизаторы и т. п) .	1,2
	б) вес заполнения оборудования и емкостей полезным ископаемым	1,2
	Рабочие усилия в подъемных канатах (вес канатов, подъемных сосудов, прицепных устройств и материалов в подъемном сосуде) . .	1,2
	Рабочие усилия в канатах проводников . . .	1,2
	Давление, вызванное депрессией или компрессией	1,2
	Воздействия осадок основания от рядом расположенных зданий и сооружений	1,0
	Распределенная нагрузка при хранении материалов, деталей и т. п.	1,3
	Нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режимах, в том числе усилия в канатах (сбегающая и набегающая ветвь) при предохранительном торможении всех подъемных машин	1,0
	Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования, используемого при строительстве и эксплуатации (монтаж оборудования, его смена и ремонт, откатка) . . .	1,2

Продолжение табл. 1

Вид нагрузки	Нагрузки	Коэффициент перегрузки
Кратковременные	Нагрузки, возникающие при использовании постоянного копра для проходки ствола . . .	1,2
	Распределенная полезная нагрузка на площадях, не занятых оборудованием (вес людей, деталей, ремонтных материалов в зонах обслуживания оборудования)	1,3
	Нагрузки, возникающие при перевозке, перестановке и монтаже оборудования, а также строительных конструкций, складываемых материалов и изделий при реконструкции или строительстве	1,2
	Температурные, климатические воздействия	1,0
	Снеговые нагрузки	1,4
	Ветровые »	1,3
	Нагрузки от гололеда	1,3
	Нагрузки от посадки клети на кулаки . . .	1,2
Особые	Усилия в подъемных канатах при защемлении сосуда в стволе	1,0
	Усилия в подъемных канатах при переподъеме	1,2
	Сейсмические воздействия	1,0
	Влияние взрывных работ в зоне сооружения	1,0
	Нагрузки от неравномерной осадки грунтов основания	1,0

Примечание. Нагрузки от сооружений, опирающихся на башенный копер, обусловленные действием на них постоянных, временных, длительных, кратковременных и особых нагрузок, принимаются из расчета этих сооружений.

2.5. Расчет конструкций башенных копров и их элементов, а также оснований следует производить с учетом неблагоприятных комбинаций нагрузок в следующих сочетаниях:

а) основные сочетания, составляемые из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок и воздействий;

б) особые сочетания, составляемые из постоянных, временных длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий.

При этом при расчете прочности и устойчивости конструкций и оснований на основные сочетания нагрузок и воздействий расчетные величины кратковременных нагрузок и воздействий или соответствующих им усилий (напряжений) в конструкции или основании следует умножать на коэффициенты, приведенные в табл. 2.

Таблица 2

Коэффициенты сочетания нагрузок

Число одновременно учитываемых кратковременных нагрузок	Коэффициент
Одна	1,0
Две-три	0,9
Четыре и более	0,85

При расчете прочности и устойчивости конструкций и оснований на особые сочетания нагрузок и воздействий расчетные величины кратковременных нагрузок (за исключением ветровой) следует умножить на коэффициент 0,8. Расчетную величину ветровой нагрузки разрешается принимать с коэффициентом сочетания 0,5.

2.6. Нагрузки от подвижного состава узкой колеи (откатка) следует учитывать при рабочем (снаряженном) его состоянии с коэффициентом перегрузки 1,3 и условным коэффициентом динамичности 1,25.

РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ

2.7. Для башенных копров с каркасом и навесными панелями стен принимают следующие расчетные схемы:

а) для каркаса без связей — рамная, со связями — рамно-связевая;

б) для стен (в зависимости от конструкции закрепления панели) — косоизгибаемый стержень или, в своей плоскости, изгибаемый стержень, а из плоскости — плита, опертая по трем сторонам;

в) для перекрытий — однопролетные и многопролетные балочные плиты и балки; плиты, опертые по контуру.

2.8. Для башенных копров с несущими стенами принимают следующие расчетные схемы:

а) для стен — консольный сжато-изогнутый стержень (при расчете общего распределения усилий вне мест приложения местных нагрузок) и упрощенная модель складки (при расчете распределения усилий в зонах приложения местных нагрузок); материал стен при расчете внутренних усилий от кратковременных нагрузок принимается упругим, при расчете на длительные силовые и температурно-влажностные воздействия: бетон — упруго-ползучее тело, арматура — упругая;

б) для перекрытия — согласно п. 2.7.

РАСЧЕТ ПЕРЕКРЫТИЙ

2.9. Плиты перекрытий рассчитываются аналогично расчету плит перекрытий многоэтажных промышленных зданий согласно общепринятой методике.

Для неразрезных многопролетных плит и балок, если они не несут динамическую нагрузку, допускается определять изгибающие моменты и поперечные силы с учетом пластического перераспределения в соответствии с действующими нормами.

Плиты с отношением большей стороны к меньшей менее чем 2:1 должны рассчитываться как опертые по контуру, разрезные или неразрезные, в соответствии со схемой перекрытий.

Для перекрытий, разделяющих помещения с различным давлением воздуха (когда одно из помещений сообщается с шахтной вентиляционной сетью, а второе — с атмосферой), в нагрузку должен быть включен перепад давлений.

2.10. Расчетные пролеты железобетонных плит и балок должны определяться по табл. 3 и рис. 1.

2.11. Опорные моменты в плитах должны определяться по граням поддерживающих балок, являющихся промежуточными опорами; стены могут служить только крайними шарнирными опорами.

2.12. Опорные моменты в балках должны определяться по граням поддерживающих балок, являющихся промежуточными опорами; стены также могут служить промежуточ-

Таблица 3

Расчетные пролеты железобетонных плит и балок

Конструкция		Метод расчета	
		по упругой стадии	с учетом перераспределений усилий
Плита	средний пролет	l_1	l_0
	крайний пролет	$l_0 + \frac{b_1 + b_2}{2}$	$l_0 + \frac{b_2}{2}$
Балка		$b_1 \leqslant 0{,}05\, l_0$ и $b_2 \leqslant 0{,}05\, l_0$ $l + \frac{b_1 + b_2}{2}$ $b_1 \geqslant 0{,}05 l_0$ и $b_2 \geqslant 0{,}05 l_0$ $1{,}05\, l_0$	Между поддерживающими балками — l_0 Между стеной и поддерживающей балкой при бетонировании балок после возведения стен — $l_0 + \frac{b_3}{2}$ Между стенами при бетонировании балок после возведения стен — $l_0 + \frac{b_1 + b_2}{2}$ Между стеной и поддерживающей балкой или между стенами при бетонировании балок в скользящей опалубке — l_0

ными опорами; если балки возводятся в скользящей опалубке одновременно со стенами, то опорные моменты следует определять по грани последних; если балки выполняются после бетонирования стен, то по оси последних.

2.13. При расчете балки машинного зала, опирающейся на внутреннюю шахту в одной точке, изгибающий момент в сечении над средней опорой (рис. 2) с учетом податливости несущих стен и шахты надлежит определять по формуле

$$M_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}, \qquad (1)$$

где

$$\delta_{11} = \frac{l_1 + l_2}{3EJ} + \frac{c}{l_1^2} + \frac{c}{l_2^2} + c_1 \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right)^2; \qquad (2)$$

$$\Delta_{1p} = \frac{1}{EJ} \left(\frac{\Sigma \omega_1 a_1}{l_1} + \frac{\Sigma \omega_2 a_2}{l_2} \right) + \frac{cR_0}{l_1} + \frac{cR_2}{l_2} - c_1 R_1 \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right). \qquad (3)$$

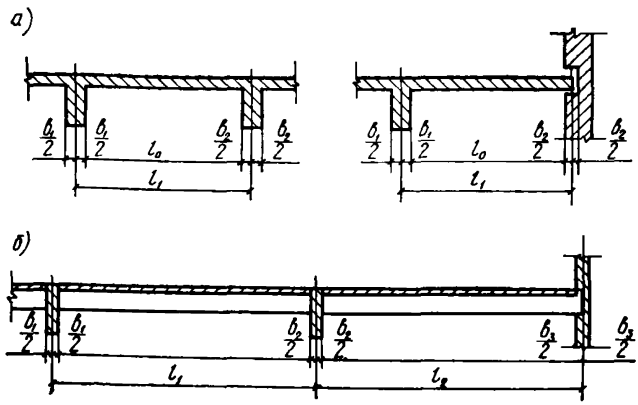


Рис. 1. Расчетные пролеты балок
а — однопролетных; *б* — многопролетных

В формулах (2) и (3):

EJ — жесткость балки;

c — коэффициент податливости левой (правой) опоры, определяемый по формуле

$$c = \Sigma \frac{2h}{EF}; \tag{4}$$

c_1 — коэффициент податливости внутренней шахты (станка), определяемый по формуле (5) (при опирании внутренней шахты на фундамент) или (6) (при опирании внутренней шахты на опорные балки (рис. 3);

$$c_1 = \Sigma \frac{h_1}{EF_1}; \tag{5}$$

$$c_1 = \sum \frac{h_1}{EF_1} + \frac{1}{48EJ_0}[L^3 - d_2^3 - 3d_1 d_2^2] + \frac{1,4d_1}{EF_0}; \tag{6}$$

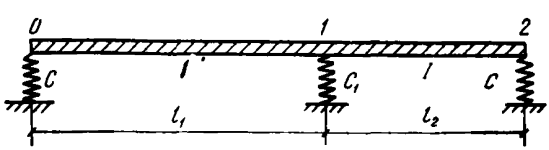


Рис. 2. Балка машинного зала с одной промежуточной опорой

ω_1, α_1 — площадь эпюры изгибающих моментов от внешней нагрузки, действующей на левый шарнирно-опертый пролет балки, и расстояние от центра тяжести этой эпюры до левой опоры;

ω_2, b_2 — площадь и расстояние от центра тяжести эпюры второго пролета до опоры *2*;

R_0, R_1, R_2 — соответственно опорная реакция в левой опоре 0, в средней опоре *1* и в опоре *2* от внешней нагрузки, действующей на шарнирно-опорные балки.

При вычислении податливости несущих стен в формуле (4) учитываются высоты h и площади поперечного сечения F отдельных частей стен.

При вычислении податливости внутренней шахты (станка) в формулах (5) и (6) учитывают высоты h_1 и площади поперечного сечения F_1 отдельных частей станка, а также момент инерции J_0 и площадь поперечного сечения F_0, которые равны сумме моментов инерции и сумме площадей поперечного сечения опорной балки и железобетонных перегородок, опирающихся обеими концами на наружные стены.

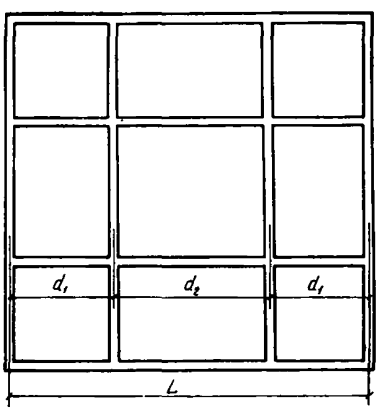


Рис. 3. План расположения опорных балок под внутренние стены

Участки перегородок, ослабленные проемами, при определении F_0 и J_0 не учитываются.

Пример. 2.1.

Определить изгибающие моменты в балке машинного зала, изображенной на рис. 4. Балка опирается на наружные стены и диафрагму, передающую давление на внутреннюю шахту. Наружные стены в нижней части на высоте 10 м имеют площадь поперечного сечения 21,6 м^2, а в верхней части высотой 42 м площадь сечения 14,4 м^2. Внутренняя шахта имеет площадь поперечного сечения 6 м^2, высоту 44 м и опирается на фундамент. Размеры диафрагмы: площадь поперечного сечения 5,2 м^2, высота 8 м. Сечение балки машинного зала 0,8×3 м^2.

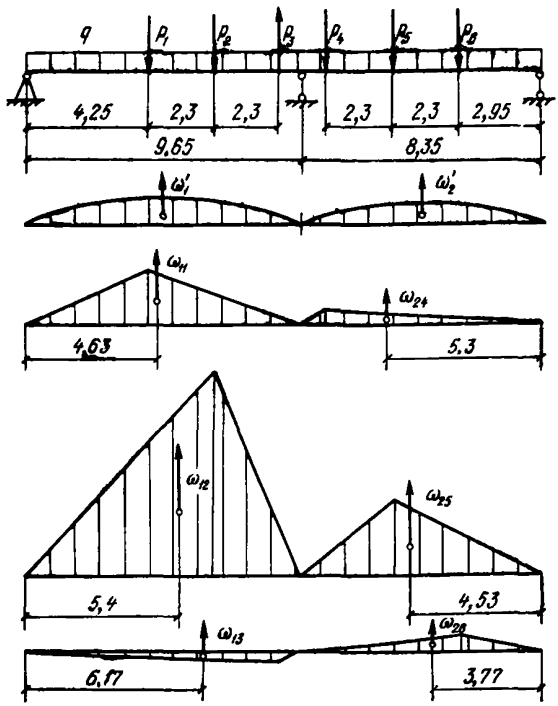


Рис. 4. Расчет балки машинного зала с одной промежуточной опорой (к примеру 2.1)

Определяем момент инерции балки

$$J=\frac{0{,}8\cdot 3^3}{12}=1{,}8\ \text{м}^4.$$

Коэффициенты податливости левой и правой опор по формуле (4)

$$c=\sum\frac{2h}{EF}=\frac{2}{E}\left[\frac{10}{21{,}6}+\frac{42}{14{,}4}\right]=\frac{6{,}76}{E}.$$

Коэффициент податливости внутренней шахты по формуле (5)

$$c_1=\sum\frac{h_1}{EF_1}=\frac{1}{E}\left[\frac{44}{6}+\frac{8}{5{,}2}\right]=\frac{8{,}87}{E}.$$

Единичный коэффициент метода сил определяем по формуле (2)

$$\delta_н=\frac{l_1+l_2}{3EJ}+\frac{c}{l_1^2}+\frac{c}{l_2^2}+c_1\left(\frac{1}{l_1}+\frac{1}{l_2}\right)^2=\frac{9{,}65+8{,}35}{3\cdot 1{,}8E}+$$

$$+\frac{6{,}76}{E\cdot 9{,}65^2}+\frac{6{,}76}{E\cdot 8{,}35^2}+\frac{8{,}87}{E}\left(\frac{1}{9{,}65}+\frac{1}{8{,}35}\right)^2=\frac{3{,}947}{E}.$$

Величины внешних нагрузок:

$$P_1=65\text{ т};\quad P_2=290\text{ т};\quad P_3=16\text{ т};\quad P_4=40\text{ т};\quad P_5=111\text{ т};$$
$$P_6=10{,}5\text{ т};\quad q=7\text{ т/м}.$$

Для вычисления грузового коэффициента Δ_{1p} на рис. 4 построены эпюры изгибающих моментов от действия внешних нагрузок на однопролетные балки. Показаны также координаты центров тяжести эпюр. Площадь эпюры от распределенной нагрузки, действующей на левый пролет:

$$\omega_1'=\frac{ql_1^3}{12}=\frac{7\cdot 9{,}65^3}{12}=525\text{ т}\cdot\text{м}^2.$$

То же, для правого пролета

$$\omega_2'=\frac{ql_2^3}{12}=\frac{7\cdot 8{,}35^3}{12}=340\text{ т}\cdot\text{м}^2.$$

Площадь эпюр изгибающих моментов от действия сосредоточенных сил может быть определена по формуле

$$\omega=\frac{1}{2}Pab.$$

От силы $P_1 = 65$ т площадь равна:

$$\omega_{11}=\frac{1}{2}\,65\cdot 4{,}25\cdot 5{,}4=745\text{ т}\cdot\text{м}^2.$$

Первый индекс в обозначении площади указывает на пролет, а второй — на действующую нагрузку.

Точно так же от остальных сил, приложенных к левому пролету:

$$\omega_{12}=2950\text{ т}\cdot\text{м}^2,\quad \omega_{13}=57\text{ т}\cdot\text{м}^2.$$

Площадь эпюр от сил на правом пролете

$$\omega_{24}=121\text{ тм}^2,\quad \omega_{25}=902\text{ т}\cdot\text{м}^2,\quad \omega_{26}=84\text{ т}\cdot\text{м}^2.$$

Опорные реакции от нагрузок, действующих на шарнирно-опертые балки, определяются обычным путем.

Опорная реакция в левой опоре

$$R_0 = \frac{7 \cdot 9{,}65}{2} + \frac{65 \cdot 5{,}4}{9{,}65} + \frac{290 \cdot 3{,}1}{9{,}65} - \frac{16 \cdot 0{,}8}{9{,}65} = 16{,}2 \text{ т}.$$

В средней опоре

$$R_1 = \frac{7 \cdot 9{,}65}{2} + \frac{65 \cdot 4{,}25}{9{,}65} + \frac{290 \cdot 6{,}55}{9{,}65} - \frac{16 \cdot 8{,}85}{9{,}65} + \frac{7 \cdot 8{,}35}{2} +$$

$$+ \frac{40 \cdot 7{,}55}{8{,}35} + \frac{111 \cdot 5{,}25}{8{,}35} + \frac{10{,}5 \cdot 2{,}95}{8{,}35} = 386{,}5 \text{ т}.$$

В правой опоре

$$R_2 = \frac{7 \cdot 8{,}35}{2} + \frac{40 \cdot 0{,}8}{8{,}35} + \frac{111 \cdot 3{,}1}{8{,}35} + \frac{10{,}5 \cdot 5{,}4}{8{,}35} = 81 \text{ т}.$$

Грузовой коэффициент определяем по формуле (3)

$$\Delta_{1P} = \frac{1}{EJ}\left(\frac{\Sigma\omega_1 a_1}{l_1} + \frac{\Sigma\omega_2 b_2}{l_2}\right) + \frac{cR_0}{l_1} + \frac{cR_2}{l_2} - c_1 R_1\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}\right) =$$

$$= \frac{1}{1{,}8E}\left(\frac{525 \cdot 4{,}825 + 754 \cdot 4{,}63 + 2950 \cdot 5{,}4 - 57 \cdot 6{,}17}{9{,}65} + \right.$$

$$\left. + \frac{340 \cdot 4{,}175 + 121 \cdot 5{,}3 + 902 \cdot 4{,}53 + 84 \cdot 3{,}77}{8{,}35}\right) + \frac{6{,}76 \cdot 162}{E \cdot 9{,}65} +$$

$$+ \frac{6{,}76 \cdot 81}{8{,}35E} - \frac{8{,}87}{E} 386{,}5\left(\frac{1}{9{,}65} + \frac{1}{8{,}35}\right) = \frac{1083}{E}.$$

Изгибающий момент над средней опорой по формуле (1)

$$M_1 = \frac{-\Delta_1 P}{\delta_{11}} = -\frac{1083}{3{,}947} = -274 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Наибольший изгибающий момент в левом пролете может быть вычислен обычным путем. Он равен 574 т·м и действует в сечении под силой P_2. Если не учитывать податливость наружных стен и внутреннего станка, то изгибающий момент над средней опорой $M_1' = -504$ т·м, а наибольший момент в левом пролете 420 т·м. Отличие опорных и пролетных моментов, вычисленных при учете податливости опор, от тех же величин для балки на жестких опорах велико.

Податливость опор следует учитывать при расчете балок машинного зала.

2.14. При расчете балки машинного зала, опирающейся на две стены внутренней шахты, изгибающие моменты в сечениях над средними опорами (рис. 5) с учетом податли-

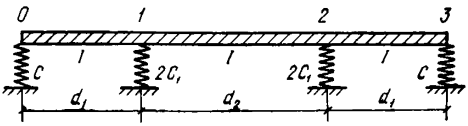


Рис. 5. Балка машинного зала с двумя промежуточными опорами

вости несущих стен и шахты следует определять по формулам:

$$M_1=\frac{\delta_{12}\Delta_{2p}-\delta_{11}\Delta_{1p}}{\delta_{11}^2-\delta_{12}^2}; \tag{7}$$

$$M_2=\frac{\delta_{12}\Delta_{1p}-\delta_{11}\Delta_{2p}}{\delta_{11}^2-\delta_{12}^2}, \tag{8}$$

где

$$\delta_{11}=\frac{d_1+d_2}{3EJ}+\frac{c}{d_1^2}+\frac{2c}{d_2^2}+2c_1\left(\frac{1}{d_1}+\frac{1}{d_2}\right)^2; \tag{9}$$

$$\delta_{12}=\frac{d_2}{6EJ}-4\frac{c_1}{d_2}\left(\frac{1}{d_2}+\frac{1}{d_1}\right); \tag{10}$$

$$\Delta_{1p}=\frac{1}{EJ}\left(\frac{\Sigma\omega_1 a_1}{d_1}+\frac{\Sigma\omega_2 b_2}{d_2}\right)+\frac{cR_0}{d_1}-2c_1R_1\left(\frac{1}{d_1}+\frac{1}{d_2}\right)+\frac{2c_1R_2}{d_2}; \tag{11}$$

$$\Delta_{2p}=\frac{1}{EJ}\left(\frac{\Sigma\omega_2 a_2}{d_2}+\frac{\Sigma\omega_3 b_3}{d_1}\right)+\frac{2c_1R_1}{d_2}-$$

$$-2c_1R_2\left(\frac{1}{d_2}+\frac{1}{d_1}\right)+\frac{cR_3}{d_1}. \tag{12}$$

В формулах (9)—(12) использованы обозначения предыдущего пункта. Кроме того, введены следующие обозначения:

a_2 — расстояние от центра тяжести эпюры изгибающих моментов второго пролета до опоры *1*;

ω_3, b_3 — площадь эпюры изгибающих моментов от внешней нагрузки, действующей на третий шарнирно-опертый пролет балки, и расстояние от центра тяжести этой эпюры до опоры *3*;

R_3 — реакция в опоре *3* от нагружения третьего пролета внешней нагрузкой.

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ СТЕН

2.15. Расчетные внутренние усилия в несущих стенах надлежит определять раздельно от следующих видов нагрузок:

а) постоянных, временных длительно действующих нагрузок и воздействий, а также особых воздействий, связанных с просадкой основания (вследствие его природной просадочности или влияния горных выработок);

б) временных кратковременных нагрузок и воздействий, а также особых нагрузок (связанных с резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования, в том числе с внезапным защемлением сосуда, обрывом каната) и воздействий (сейсмических воздействий, связанных как с естественной сейсмичностью района, так и с введением взрывных работ в проходимом или реконструируемом стволе).

Полученные раздельно внутренние усилия затем складываются.

2.16. Расчетные усилия рекомендуется определять в нескольких горизонтальных сечениях по высоте копра. Следует выбирать самые нагруженные и самые ослабленные сечения, а также сечения в местах изменения толщины стены, например:

а) сечение над фундаментной плитой или лентой, или, при наличии примыкающих вентиляционных каналов — над низом проема в месте их примыкания;

б) сечение над низом проема для заводки сосудов;

в) сечение над верхом этого проема;

г) еще 2—3 сечения через 10 м по высоте копра.

2.17. Нормальные внутренние усилия в поперечных сечениях несущих стен от внецентренно приложенных вертикальных нагрузок следует определять по формуле

$$N_z(x, y) = \delta(x, y)\left(\frac{P}{F} + \frac{M_x}{J_x}y + \frac{M_y}{J_y}x\right), \qquad (13)$$

где $N_z(x, y)$ — нормальное, усилие в точке сечения с координатами x, y;

P — суммарная продольная сила в рассматриваемом сечении;

M_x, M_y — изгибающие моменты в рассматриваемом сечении от внецентренного приложения вертикальной нагрузки относительно осей x, y;

J_x, J_y — моменты инерции относительно осей x, y;

x, y, — расстояния от осей x и y до волокна, в котором определяются внутренние усилия;

F — площадь рассматриваемого поперечного сечения;

$\delta(x, y)$ — толщина стены в точке рассматриваемого сечения с координатами x, y.

2.18. Момент вертикальных нагрузок следует определять с учетом изменения их эксцентриситета из-за крена копра, происходящего как вследствие просадки грунта (естественной и вызванной горными подработками), так и деформации основания под нагрузкой. Изменение эксцентриситета (i-й вертикальной нагрузки относительно центра тяжести рассчитываемого j-го сечения от крена) следует определять по формуле

$$e_{ij} = (h_i - h_j)\,(i_{\text{п}} + \varphi), \tag{14}$$

где h_i, h_j — высота точки приложения i-й нагрузки и высота рассчитываемого j-го сечения над подошвой фундамента;

$i_{\text{п}}$ — прогнозируемый наклон свободной земной поверхности в месте расположения копра вследствие горных подработок;

φ — дополнительный крен копра вследствие податливости основания под нагрузкой.

2.19. При линейной зависимости между моментом, передаваемым на основание, и креном сооружения крен может быть найден по формуле

$$i_{\text{п}} + \varphi = \frac{M_0}{\dfrac{1}{\varphi_1} - \sum\limits_i N_i h_i}, \tag{15}$$

где $M_0 = M^{\text{г}} + \Sigma N_i (e_{0i} + i_{\text{п}} h_i)$ — начальный момент нагрузок до деформации основания;

$M^{\text{г}}$ — момент горизонтальных нагрузок;

N_i — i-я вертикальная нагрузка;

e_{0i} — ее эксцентриситет относительно центра тяжести площади подошвы фундамента до крена;

φ_1 — крен копра от момента $M_0 = 1$, определяемый в соответствии с указаниями настоящего Руководства (п. 3.11).

2.20. Нормальные внутренние усилия в поперечных сечениях несущих стен от горизонтальных нагрузок следует определять по формуле

$$N_z(x, y) = \delta(x, y)\frac{M_x}{J_x}y, \qquad (16)$$

где использованы обозначения п. 2.17.

Для башенных копров без внутренних стен значения нормальных внутренних усилий, найденные по формуле (16), на участке протяженностью l (где l — длина стены, перпендикулярной плоскости изгиба) от опорного сечения следует умножать на коэффициент 1,2.

2.21. Расчет нормальных внутренних усилий в поперечных сечениях несущих стен рекомендуется выполнять при помощи расчетных бланков № 1, 2, 3 (табл. 4, 5, 6).

Таблица 4

Расчетный бланк № 1 определения моментов нагрузок относительно исходных осей

Отметка и № нагрузки	Величина нагрузок, P	Координаты нагрузок		P_x	P_y
		x	y		

Примечание. Координаты нагрузок вводятся с поправками, определенными по формуле (14).

В бланк № 1 вносятся величины вертикальных постоянных и временных нагрузок и координаты их в произвольной системе координат и вычисляются моменты этих нагрузок относительно осей этой системы. При заполнении бланка № 1 следует пользоваться рис. 6 и 7.

Определение изгибающих моментов в принятых горизонтальных (поперечных) сечениях от ветровой нагрузки рекомендуется производить при помощи расчетного бланка № 2. Сюда заносятся данные о габаритах сооружения в плане и по высоте и ветровой напор в уровне земли.

Определение вертикальных нормальных усилий рекомендуется выполнять в расчетном бланке № 3.

Сюда заносятся для каждого принятого сечения его геометрические характеристики, суммы вышележащих вертикальных нагрузок и их моментов относительно осей принятой системы координат и моменты ветровых нагрузок,

Таблица 5

Расчетный бланк № 2

определения моментов в горизонтальных (поперечных) сечениях от ветровой нагрузки

Высота зоны над уровнем земли	k	m	ξ	$1+\xi m$	f	q_i	$q_i \Delta h_i$	$q_i \Delta h_i l_{i1}$	$q_i \Delta h_i l_{i2}$	$q_i \Delta h_i l_{i3}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
								$M_2 = \Sigma q_i \Delta h_i l_{i1}$	$M_2 = \Sigma q_i \Delta h_i l_{i2}$	$M_3 = \Sigma q_i \Delta h_i l_{i3}$

Примечания: 1. Величины k, m, ξ определяются для различных зон копра по главе СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия».

2. $f = k\beta = k\ (1 + \xi m)$.

3. $q_i = A_f$, $A = nq_i c$ B — постоянная для данного копра; n, q_0, c — по указанной главе СНиП; B — ширина копра в направлении, перпендикулярном направлению ветра

4. Δh_i — высота i-й зоны, l_{ij} — расстояние от середины i-й зоны до j-го рассчитываемого сечения.

5. Разбивку на зоны принимать в соответствии с указанной главой СНиП.

Таблица 6

Расчетный бланк № 3

определения внутренних усилий в горизонтальных поперечных сечениях несущих стен

Отметка сечения	δ	F	W_x	W_y	ΣP	ΣP_x	ΣP_y	$M_x^{в}$	$M_{y_в}^{в}$	$X_0 = \frac{\Sigma P_x + M_y}{\Sigma P} - x_ц$	$y_0 = \frac{\Sigma P_y + M_y}{\Sigma P} - y_ц$	$N_1 = P\left(\frac{1}{F} + \frac{x_0}{W_y} + \frac{y_0}{W_x}\right)\delta$	$N_2 = P\left(\frac{1}{F} + \frac{x_0}{W_y} - \frac{y_0}{W_x}\right)\delta$	$N_3 = P\left(\frac{1}{F} - \frac{x_0}{W_y} - \frac{y_0}{W_x}\right)\delta$	$N_4 = P\left(\frac{1}{F} - \frac{x_0}{W_y} + \frac{y_0}{W_x}\right)\delta$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16

Примечание. Графы 6—8 заполняются по данным бланка № 1, графы 9—10—по данным бланка № 2.

приложенных выше рассматриваемого сечения, относительно этого сечения.

В результате вычислений, предусмотренных этим бланком, определяются вертикальные усилия в наружных стенах у углов.

2.22. Распределение вертикальных усилий между углами по ширине стены рекомендуется принимать по линейному закону, по этому же закону рекомендуется принимать и распределение усилий во внутренних стенах, прини-

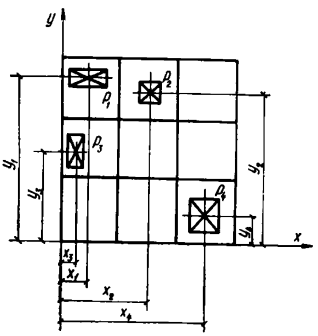


Рис. 6. Исходные данные для определения моментов вертикальных нагрузок

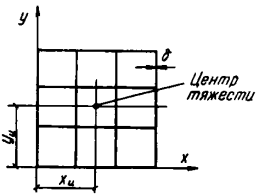


Рис. 7. Положение центра тяжести горизонтального сечения

мая вертикальные усилия в них у мест пересечения с наружными стенами, равными (рис. 8):

$$N_z^{вн} = N_z^{н} \frac{\delta^{вн}}{\delta^{н}}, \qquad (17)$$

где $N_z^{вн}$, $N_z^{н}$ — нормальные вертикальные усилия во внутренней и наружной стене соответственно;

$\delta^{вн}$, $\delta^{н}$ — толщины пересекающихся внутренней и наружной стены.

2.23. При определении расчетных сумм вышележащих вертикальных нагрузок и их моментов для каждого рассчитываемого сечения необходимо учитывать положение каждой из указанных нагрузок относительно ядра этого сечения. Стороны ядра в центральных осях описываются уравнениями (рис. 9)

$$1 + \frac{Fy_0}{W_x} \pm \frac{Fx_0}{W_y} = 0. \qquad (18)$$

2.24. Временные вертикальные нагрузки, приложенные вне ядра сечения, учитываются при определении усилий только в углах, лежащих по ту же сторону от ближайшей прямой, описываемой уравнением (18), что и эти нагрузки.

Таким образом, эпюра усилий, показанная на рис. 8, является огибающей.

2.25. Распределение усилий в стене от местных нагрузок (например, под местами опирания балок машзала) должно рассчитываться как в пластинке, входящей в состав складчатой системы.

Сечение стены под самой балкой проверяется расчетом на смятие, остальные сечения — на сжатие.

При этом в зависимости от варианта опирания балки на стену: в заранее оставленном в стене проеме или путем совместного бетонирования стены и балки расчет следует производить в соответствии с указаниями пп. 2.26 и 2.27.

2.26. Если опирание балки на стену осуществляется в заранее оставленном проеме, расчет распределения нормальных внутренних усилий в стене под балкой следует производить по формуле

$$N_z = Q\,(A + Bk_1k_2), \tag{19}$$

где N_z — нормальное вертикальное внутреннее усилие, т/м;

Q — равнодействующая местной вертикальной нагрузки (опорная реакция балки), т;

A и B — коэффициенты, принимаемые по табл. 7;

k_1 — коэффициент, принимаемый на участке $0 \leqslant z \leqslant 1$ м (рис. 10) по табл. 8 и определяемый на участке 1,5 м $\leqslant z \leqslant$ 4,5 м по формуле

$$k_1 = 0{,}02k\left(1 + \frac{20}{z}\right), \tag{20}$$

в которой коэффициент k принимается по табл. 9 в зависимости по отношения $\eta = \frac{b}{l}$;

k_2 — коэффициент, принимаемый по табл. 10 при $\sigma = \frac{Q}{b\delta} \geqslant \sigma_m$, и равным 1 при $\sigma = \frac{Q}{b\delta} < \sigma_m$;

σ_m — напряжение, принимаемое по табл. 11;

b — ширина опорной части балки, м;

l — длина стены, на которую опирается балка, м;

δ — толщина стены, м;

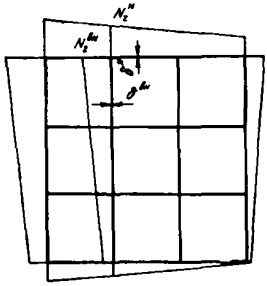


Рис. 8. Огибающая эпюра погонных усилий

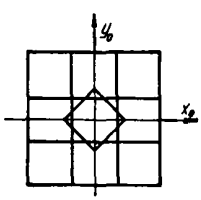


Рис. 9. Ядро поперечного сечения

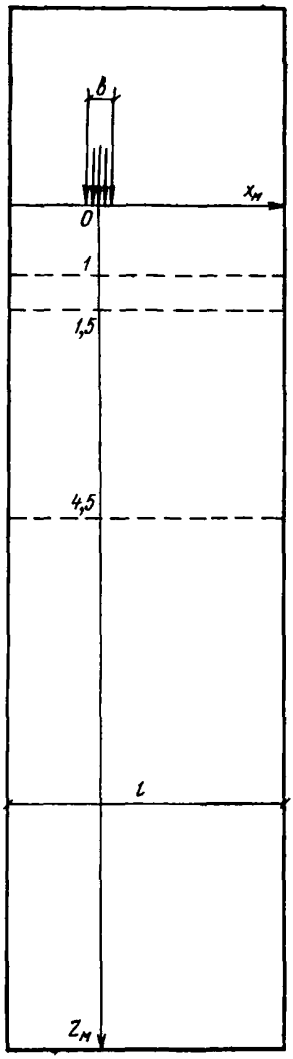


Рис. 10. К расчету несущих стен на местные вертикальные нагрузки

z — координата точки, в которой определяется N_z, относительно горизонтальной оси, проходящей через опорную площадку балки, м;

x — координата точки, в которой определяется N_z, относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести опорной площадки балки, м.

2.27. Если опирание балки на стену осуществляется путем совместного бетонирования стены и балки, расчет распределения нормальных внутренних усилий в стене под балкой следует производить по формуле:

$$N_z = 0{,}1Q\,(A + Bk_1) \times \times (7 - h), \qquad (21)$$

где N_z — нормальное вертикальное внутреннее усилие, т/м;

Q — равнодействующая местной вертикальной нагрузки (опорная реакция балки), т;

A, B, K — коэффициенты, принимаемые в соответствии с указаниями п. 2.26;

h — высота балки, м.

Пример 2.2.

Рассчитать распределение внутренних усилий в стене башенного копра под местом опирания балки машинного зала при следующих данных: опорная реак-

Таблица 7

Значения коэффициента A и B

z, м	$\pm x$, м																							
	0,0		0,50		1,00		1,25		1,50		1,75		2,00		2,25		2,50		2,75	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1,0	0,000	1,000	0,000	1,000	0,100	0,000	—	—	0,100	0,000										
1,5	0,000	1,000	0,000	1,000	0,067	0,333	0,100	0,000												
2,0	0,000	1,000	0,000	1,000	0,050	0,500	0,075	0,250	0,100	0,000										
2,5	0,000	1,000	0,000	1,000	0,040	0,600	0,060	0,400	0,080	0,200	0,100	0,000								
3,0	0,000	1,000	0,000	1,000	0,033	0,667	0,050	0,500	0,067	0,333	0,083	0,167	0,100	0,000						
3,5	0,000	1,000	0,000	1,000	0,029	0,710	0,043	0,572	0,057	0,429	0,071	0,286	0,086	0,143	0,100	0,000				
4,0	0,000	1,000	0,000	1,000	0,025	0,750	0,038	0,625	0,050	0,500	0,063	0,375	0,075	0,250	0,088	0,125	0,100	0,000		
4,5	0,000	1,000	0,000	1,000	0,022	0,778	0,033	0,667	0,044	0,556	0,056	0,445	0,067	0,333	0,078	0,222	0,089	0,111	0,100	0,000

Примечание. При $0 < z < 1$ м на участке $-0{,}5\,b < x < +0{,}5\,b$ принимается $A = 0{,}000$; $B = 1{,}000$.

Таблица 8

Значения коэффициента k_1

	b, м				
z, м	0,4	0,7	1,0	1,5	2,0
0	2,500	1,430	1,000	0,667	0,500
0,5	0,955	0,870	0,780	0,630	0,485
1,0	0,450	0,450	0,450	0,450	0,450

Таблица 9

Значения коэффициента k

η	0,025	0,050	0,075	0,100	0,125	0,150
k	0,91	0,98	1,06	1,13	1,20	1,27

Таблица 10

Значения коэффициента k_2

	z, м						
b, м	0	0,5	1,0	1,5	2,5	3,5	4,5
0,4	1,00	1,25	1,35	1,35	1,25	1,15	1,10
0,7	1,00	1,15	1,25	1,30	1,20	1,15	1,10
1,0	1,00	1,10	1,20	1,25	1,20	1,15	1,10
1,5	1,00	1,10	1,15	1,20	1,15	1,10	1,05
2,0	1,00	1,05	1,10	1,10	1,10	1,10	1,05

Таблица 11

Величины напряжения σ_m

Марка бетона	δ, м	b, м				
		0,4	0,7	1,0	1,5	2,0
200	0,15	2300	1550	1300	1150	1050
	0,20	1750	1200	1000	850	800
	0,25	1400	950	800	700	650
	0,30	1150	800	650	550	550
	0,35	1000	650	550	500	450
	0,40	850	600	500	400	400

Продолжение табл. 11

Марка бетона	δ, м	b, м				
		0,4	0,7	1,0	1,5	2,0
300	0,15	3000	2050	1700	1450	1400
	0,20	2250	1550	1250	1100	1050
	0,25	1800	1200	1000	900	850
	0,30	1500	1000	850	750	700
	0,35	1300	850	750	650	600
	0,40	1150	750	650	550	500
400	0,15	3450	2350	1950	1700	1600
	0,20	2600	1750	1450	1250	1200
	0,25	2100	1400	1150	1000	950
	0,30	1750	1200	950	850	800
	0,35	1500	1000	850	750	700
	0,40	1300	900	750	650	600

Примечание. Промежуточные значения величин в табл. 7—11 допускается определять по линейной интерполяции.

Таблица 12

Расчетный бланк № 4
для определения нормальных внутренних усилий в стене под местной нагрузкой

№ точек	X_M	z_M	Табл. 7		$0 \leqslant z \leqslant 1$ м	$1,5$ м $\leqslant z \leqslant 4,5$ м		Табл. 10	Ф-лы (19),(21)
					табл. 8	табл. 9	ф-ла (20)		
			A	B	k_1	k	k_1	k_2	N_z, т/м
1	0,00	0,0	0,00	1,00	1,00	—	—	1,00	440,0
2	0,00	0,5	0,00	1,00	0,78	—	—	1,10	378,0
3	0,00	1,00	0,00	1,00	0,45	—	—	1,20	238,0
4	0,00	1,5	0,00	1,00	—	1,0	0,286	1,25	157,0
5	0,00	2,5	0,00	1,00	—	1,0	0,180	1,20	95,2
6	0,00	3,5	0,00	1,00	—	1,0	0,134	1,15	68,0
7	0,00	4,5	0,00	1,00	—	1,0	0,109	1,10	52,8
8	1,25	2,5	0,06	0,40	—	1,0	0,180	1,20	64,5
9	1,75	2,5	0,10	0,00	—	1,0	0,180	1,20	44,0
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...

Примечание. Так как $\sigma = \dfrac{Q}{b\delta} = \dfrac{440}{1 \cdot 0,2} = 2200$ т/м^2 $>$ $> \sigma_m = 1250$ т/м^2 (см. табл. 11), значения k_2 принимаем по табл. 10.

ция балки $Q = 440$ т, ширина опорной части балки $b = 1$ м, толщина стены $\delta = 0{,}2$ м, длина стены $l = 18$ м, марка бетона 300, опирание балки на стену осуществляется в заранее оставленном проеме.

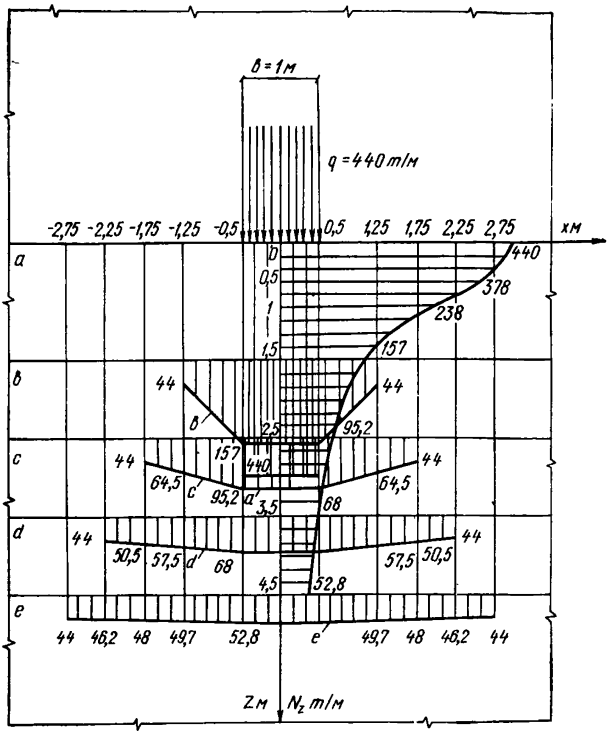


Рис. 11. Расчетные эпюры вертикальных сжимающих усилий в стене под балкой машзала (к примеру 2.2)

Для определения нормальных внутренних усилий можно пользоваться расчетным бланком № 4 (табл. 12).

Эпюры нормальных внутренних усилий, построенные по найденным значениям N_z, показаны на рис. 11.

2.28. Напряжения в бетоне и арматуре при проверке несущей способности стен следует определять с учетом си-

ловых и температурно-влажностных воздействий:

$$\sigma_б = \sigma_б^{дл} + \sigma_б^{к} + \sigma_б^{t} \leqslant R_{пр}; \tag{22}$$

$$\sigma_а = \sigma_а^{дл} + \sigma_а^{к} + \sigma_а^{t} \leqslant R_{а.х}; \tag{23}$$

где $\sigma_б^{дл}$, $\sigma_а^{дл}$ — напряжения в бетоне и арматуре от длительно действующей нагрузки с учетом ползучести, усадки и старения бетона;

$\sigma_б^{к}$, $\sigma_а^{к}$ — напряжения в бетоне и арматуре от кратковременных нагрузок;

$\sigma_б^{t}$, $\sigma_а^{t}$ — напряжения в бетоне и арматуре, возникающие вследствие колебаний наружной температуры. Определение несущей способности сечения см. в приложении 2.

2.29. Напряжения в бетоне от длительной нагрузки с учетом ползучести, усадки и старения бетона следует определять из уравнения (24), а напряжения в арматуре — по формуле (25):

$$\int_0^t \left[\delta(t, \tau) + \frac{1}{\mu E_а}\right] \frac{d\sigma_б^{дл}(\tau)}{d\tau} d\tau = \frac{P(\tau)}{\mu E_а} - \varepsilon_y(\tau); \tag{24}$$

$$\sigma_а^{дл}(t) = \frac{P(t) - \sigma_б^{дл}(t)}{\mu}. \tag{25}$$

В выражениях (24) и (25) приняты следующие буквенные обозначения:

μ — коэффициент армирования стены

$$\left(\mu = \frac{F_а}{F_б}\right);$$

τ — текущее время, сутки;

t — момент времени, для которого вычисляются напряжения, сутки;

$E_а$ — модуль упругости арматуры, кг/см²;

$P(\tau)$ — удельная нагрузка на единицу площади сечения стены в момент времени τ, кг/см², определяемая по формуле

$$P(\tau) = \frac{N(\tau)}{F} + \frac{M_x(\tau)}{W_x} + \frac{M_y(\tau)}{W_y}, \tag{26}$$

где нормальная сила $N(\tau)$ и моменты $M_x(\tau)$ и $M_y(\tau)$ вычисляются при помощи приведенных выше (п. 2.21) расчет-

ных бланков для стадии возведения с шагом $\tau = 1$ сутки в зависимости от скорости возведения;

$\varepsilon_y(\tau)$ — относительная деформация усадки бетона, определяемая по формуле

$$\varepsilon_y(\tau) = \eta\varepsilon_y^0(1 - e^{-k\tau}), \tag{27}$$

где ε_y^0, k, η — принимаются по табл. 13 и 14;

$\delta(t, \tau)$ — удельная осевая относительная деформация бетона

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau); \tag{28}$$

$E(\tau)$ — начальный модуль упругости бетона в возрасте τ, кг/см², определяемый по формуле

$$E(\tau) = E_б(1 - \xi e^{-\beta\tau}), \tag{29}$$

где $E_б$ — конечное значение модуля упругости в зрелом возрасте (принимается по действующим главам СНиП);

ξ и β — коэффициенты, принимаемые по табл. 15;

$C(t, \tau)$ — мера ползучести бетона, см²/кг, определяемая по формуле

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau) - \psi(t)\frac{e^{\gamma\tau} - A}{e^{\gamma t} - A} - \Delta(\tau)e^{-\alpha(t-\tau)}, \tag{30}$$

где

$$\psi(t) = \varphi(t) - \Delta(t); \tag{31}$$

$$\varphi(\tau) = a + b_1 e^{-v_1\tau} + b_2 e^{-v_2\tau} + b_3 e^{-v_3\tau}; \tag{32}$$

$$\Delta(\tau) = C + b_4 e^{-v_4\tau} + b_5 e^{-v_5\tau} + b_6 e^{-v_6\tau}; \tag{33}$$

Коэффициенты, входящие в уравнения (30)—(33), принимаются по табл. 16.

Решение уравнений (24) и (25) выполняется по программе «Ползучесть» (см. приложение I к настоящему «Руководству») на ЭВМ «Минск-22».

2.30. Напряжения $\sigma_б^{дл}$ и $\sigma_а^{дл}$ допускается приближенно определять по формулам:

$$\sigma_а^{дл} = \sigma_{а.п} + \sigma_{а.у}; \tag{34}$$

$$\sigma_а^{дл} = \sigma_{б.п} - \sigma_{б.у}, \tag{35}$$

Таблица 13

Значения ε_y^0 и k

Бетон	ε_y^0	k
Тяжелый	$3{,}0\times10^{-4}$	0,020
Шлакопемзобетон	$4{,}3\times10^{-4}$	0,017

Таблица 14

Значения коэффициента η

Толщина стены, мм	η
200	1,00
250	0,95
300	0,90
400	0,80

Таблица 15

Значения коэффициентов ε и β

Бетон	ε	β
Тяжелый бетон	0,520	0,045
Шлакопемзобетон	0,583	0,144

Таблица 16

Коэффициенты для определения C (t, τ)

Коэффициенты	Бетон	
	тяжелый	шлакопемзобетон
A	0,8	0,8
γ	0,035	0,010
α	5,0	5,0
a	$40{,}0\times10^{-7}$	$50{,}0\times10^{-7}$
b_1	$35{,}9\times10^{-7}$	$65{,}0\times10^{-7}$
b_2	$55{,}5\times10^{-7}$	$56{,}4\times10^{-7}$
b_3	0	0
b_4	$9{,}0\times10^{-7}$	$60{,}0\times10^{-7}$
b_5	$55{,}4\times10^{-7}$	0
b_6	0	0
c	$18{,}5\times10^{-7}$	$7{,}0\times10^{-7}$
v_1	0,0327	0,0314
v_2	0,3870	0,2170
v_3	0	0
v_4	0,0640	0,0980
v_5	0,3100	0
v_6	0	0

где $\sigma_{а.п}$, $\sigma_{б.п}$ — напряжения от длительной нагрузки с учетом ползучести бетона, кг/см², определяемые по формулам:

$$\sigma_{а.п} = n \frac{P}{(1+n\mu)} H_а; \quad (36)$$

$$\sigma_{б.п} = P - \sigma_{а.п}\mu; \quad (37)$$

$n = \frac{E_а}{E_б}$ — отношение модулей упругости арматуры и бетона;

P — удельная нагрузка, кг/см²;

$H_а$ — коэффициент увеличения напряжений в арматуре сжатого железобетонного элемента за счет ползучести бетона, принимается по табл. 17;

$\sigma_{а.у}$ — сжимающие напряжения в арматуре, вызванные усадкой бетона, кг/см², определяемые для *тяжелого бетона по формуле* (38), *для шлакопемзобетона* по формуле (39):

$$\mu_{а.у} = \eta(590 - \mu \cdot 10^4); \quad (38)$$

$$\sigma_{а.у} - \eta\,(790 - \mu \cdot 10^4); \quad (39)$$

η — коэффициент, учитывающий масштабный фактор (принимается по табл. 14);

$\sigma_{б.у}$ — растягивающие напряжения в бетоне, вызванные его усадкой, кг/см², определяемые по формуле

$$\sigma_{б.у} = \mu\sigma_{а.у}; \quad (40)$$

μ — коэффициент армирования.

Таблица 17

Значение коэффициента $H_а$

Скорость возведения стен, м/сут	$H_а$
1	2,5
2	2,8
3	3,0
5	3,3

2.31. Напряжения от кратковременных нагрузок и воздействий определяются по формулам:

$$\sigma_{\text{а}}^{\text{к}} = \frac{N_z^{\text{к}}}{\delta\left(\frac{E_{\text{б}}}{E_{\text{а}}} + \mu\right)}; \tag{41}$$

$$\sigma_{\text{б}}^{\text{к}} = \frac{N_z^{\text{к}}}{\delta\left(1 + \mu\frac{E_{\text{а}}}{E_{\text{б}}}\right)}, \tag{42}$$

где $N_z^{\text{к}}$ — нормальное усилие от кратковременных нагрузок и воздействий, определяемое суммированием величин, полученных для статических общих и местных нагрузок при помощи расчетных бланков № 1—4, и для динамических нагрузок — по формулам следующего раздела;

δ — толщина стены.

2.32. Температурные напряжения в бетона и арматуре, возникающие вследствие колебаний наружной температуры, следует определять по формулам

$$\sigma_{\text{а}}^{t} = \frac{0{,}2 \cdot 10^{-5} \cdot \Delta T}{1 + \mu n} E_{\text{а}}; \tag{43}$$

$$\sigma_{\text{б}}^{t} = \mu\sigma_{\text{а}}^{t}, \tag{44}$$

где $\Delta T = (T_{\max} - T_{\min})$ — расчетная амплитуда колебаний температуры наружного воздуха, °С;

$T_{\max}$, $T_{\min}$ — расчетные температуры наружного воздуха самого жаркого и самого холодного месяцев года, принимаемые по главе СНиП «Строительная климатология и геофизика. Основные положения проектирования», ° С;

μ — коэффициент армирования;

n — отношение модулей упругости арматуры и бетона.

Пример 2.3.

Проверить несущую способность стен башенного копра с учетом длительных и температурно-влажностных факторов при следующих данных: стены копра возводятся из бетона марки 300 ($R_{\text{пр}} = 130$ кг/см², $E_{\text{б}} = 3{,}15 \cdot 10^5$ кг/см²)

и арматуры класса А-II ($R_а = 2700$ кг/см^2, $E_а = 2{,}1 \cdot 10^6$ кг/см^2), отношение модулей упругости арматуры и бетона $n = 6{,}67$; толщина стен $\delta = 40$ см; коэффициент армирования расчетного сечения $\mu = 0{,}0078$; максимальная длительная удельная нагрузка на сечение $p = 31$ кг/см^2; кратковременная погонная нагрузка $N_z^к = 4400$ кг/см; скорость возведения копра 3 м/сутки; район строительства — Донецк.

В соответствии с заданной скоростью возведения башенного копра определяем для расчетного сечения величины $N(\tau)$, $M_x(\tau)$ и $M(\tau)$ с интервалом $\tau = 1$ сутки. Далее по формулам (26) и (27) с шагом $\tau = 1$ сутки вычисляем удельную нагрузку на сечение и относительные деформации усадки бетона

$$\varepsilon_y(\tau) = 0{,}8 \cdot 3 \cdot 10^{-4}(1 - e^{-0{,}02\tau}).$$

Затем, используя приведенную в приложении к настоящему Руководству программу «Ползучесть», в результате решения уравнений (24) и (25) определяем напряжения $\sigma_а^{дл} = 1030$ кг/см^2 и $\sigma_б^{дл} = 23{,}1$ кг/см^2.

Для сравнения найдем напряжения $\sigma_а^{дл}$ и $\sigma_б^{дл}$ по приближенным формулам (34) и (35), определив предварительно составляющие искомых напряжений по формулам (36)—(38) и (40):

$$\sigma_{а.п} = 6{,}67 \frac{31}{(1 + 6{,}67 \cdot 0{,}0078)} 3 = 590 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{б.п} = 31 - 0{,}0078 \cdot 590 = 26{,}4 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{а.у} = 0{,}8\,(590 - 0{,}0078 \cdot 10^4) = 410 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{б.у} = 0{,}0078 \cdot 410 = 3{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

Искомые напряжения будут равны:

$$\sigma_а^{дл} = 590 + 410 = 1000 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_б^{дл} = 26{,}4 - 3{,}2 = 23{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжения от кратковременных нагрузок определяем по формулам (41) и (42):

$$\sigma_а^к = \frac{4400}{40\left(\frac{3{,}15 \cdot 10^5}{2{,}1 \cdot 10^6} + 0{,}0078\right)} = 700 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_б^к = \frac{4400}{40\left(1 - 0{,}0078\,\frac{2{,}1 \cdot 10^6}{3{,}15 \cdot 10^5}\right)} = 104 \text{ кг/см}^2.$$

Температурные напряжения, возникающие вследствие колебаний наружной температуры, при $T_{max} = 22°$ С и $T_{min} = -6{,}4°$ С (по главе СНиП для Донецка) определяем по формулам (43) и (44):

$$\sigma_a^t = \frac{0{,}2 \cdot 10^5 (22 + 6{,}4)}{1 + 0{,}0078 \cdot 6{,}67} 2{,}1 \cdot 10^6 = 110 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_a^t = 0{,}0078 \cdot 110 = 0{,}9 \text{ кг/см}^2.$$

Полные напряжения в бетоне и арматуре должны удовлетворять условиям (22) и (23):

$$\sigma_a = 1030 + 700 + 110 = 1840 \text{ кг/см}^2 < R_a = 2700 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_б = 23{,}1 + 104 + 0{,}9 = 128 \text{ кг/см}^2 < R_{пр} = 130 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом, несущая способность расчетного сечения обеспечена.

2.33. Для расчета подземных участков стен необходимо определить нормальные вертикальные N_z и горизонтальные N_x усилия, сдвигающие (в плоскости стены) усилия T и изгибающие моменты от бокового давления грунта обратной засыпки M_x и M_y.

2.34. Усилия N_z определяются как опорные реакции фундаментной плиты или усилия на метр фундаментной ленты или свайного ростверка.

Опорные реакции фундаментной плиты должны определяться сбором нагрузки (отпора грунта) с соответствующей грузовой площади по эпюре отпора грунта. Допускается определять N_z по формуле

$$N_z = \frac{p_1 + p_2}{2} a_i, \tag{45}$$

где p_1 и p_2 — ординаты эпюры отпора грунта по краям грузовой полосы шириной a_i (рис. 12).

Усилия, передаваемые фундаментной лентой, определяются по формуле

$$N_z = \frac{p_1 + p_2}{2} b, \tag{46}$$

где p_1 и p_2 — ординаты эпюры отпора грунта на внешнем и внутреннем крае ленты шириной b (рис. 13).

Усилия, передаваемые свайным ростверком (рис. 14):

$$N_z = \frac{\Sigma p_i}{l}, \tag{47}$$

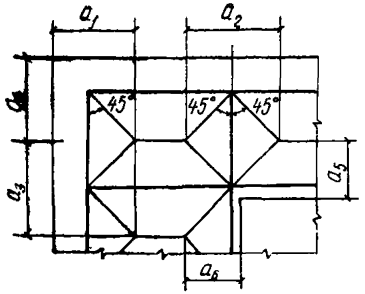


Рис. 12. К расчету опорных реакций фундаментной плиты

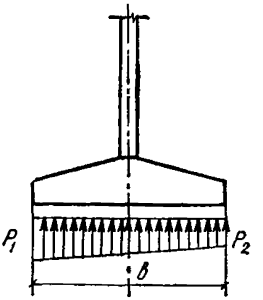


Рис. 13. К расчету усилий, передаваемых на стену фундаментной лентой

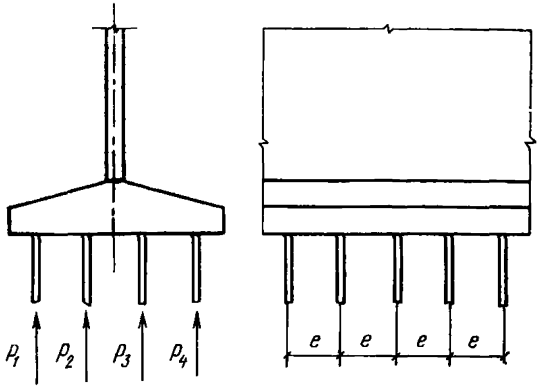


Рис. 14. К определению усилий, передаваемых на стену свайным ростверком

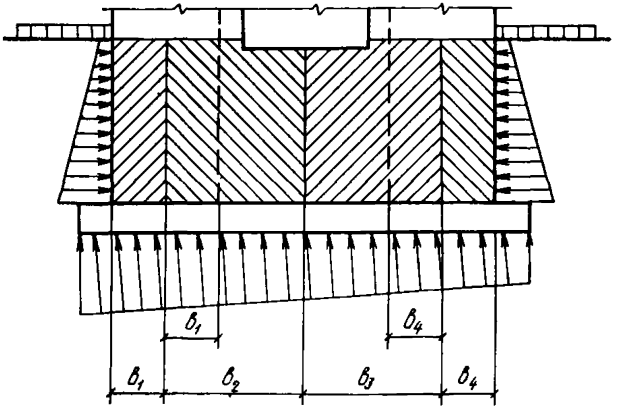


Рис. 15. К определению усилий на участках подземной части стен под проемами

где Σp_i — сумма усилий в сваях, лежащих в одной плоскости, перпендикулярной к оси ростверка (стены);

l — шаг свай вдоль оси ростверка (стены).

2.35. Усилия N_x должны определяться как сумма реакций участков примыкающих перпендикулярных наружных стен и усилий, определенных как для балки-стенки на участках под проемами (рис. 15). Необходимая для этого эпюра бокового давления грунта может быть найдена по формуле статики сыпучей среды

$$q(z) = k\gamma(z + h_0), \tag{48}$$

где $q(z)$ — интенсивность бокового давления грунта засыпки на расстоянии z от дневной поверхности, т/м²;

$$k = \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0)\sin\varphi}{\cos\varphi_0}}\right]^2 \cos\varphi_0};$$

φ — угол внутреннего трения грунта засыпки;

φ_0 — угол трения грунта засыпки по бетону; при отсутствии данных допускается принимать $\operatorname{tg}\varphi_0 = 0{,}5 - 0{,}7$;

γ — объемный вес грунта;

$h_0 = \frac{P}{\gamma}$ — эквивалентный слой грунта, м, отвечающий временной нагрузке на поверхности грунта p, т/м²; при отсутствии проектных данных допускается принимать $p = 1$ т /м².

Коэффициент k можно определять по номограмме рис. 16.

Усилия $N_{x1}(z)$, передаваемые примыкающими стенами, определяются сбором нагрузки (бокового давления грунта) с соответствующей грузовой площади (рис. 15):

$$N_{x1}(z) = q(z)\, b_i, \tag{49}$$

где $q(z)$ — определяется по формуле (48);

b_i — ширина грузовой площади, приходящаяся на рассчитываемую стену, равная расстоянию между серединами соответствующих пролетов.

2.36. Усилия N_{x2} на участках стен под проемами для заводки сосудов следует определять как в балках-стенках, загруженных фундаментной плитой, лентой или ростверком, по соответствующим таблицам (табл. 18, рис. 17). Полные

Таблица 18

Значения коэффициентов для определения усилий в балке-стенке

№ точек	$l/h=0,5$			$l/h=1$			$l/h=2$		
	N_{x2}/q	N_z/q	T/q	N_{x2}/q	N_z/q	T/q	N_{z2}/q	N_z/q	T/q
1	—0,306	—1,000	0	—0,602	—1,000	0	—1,376	—1,000	—
2	—0,083	—0,500	0	—0,083	—0,500	0	—0,083	—0,500	0
3	+0,140	0	0	+0,436	0	0	+1,210	0	0
4	+0,104	—1,0	0	+0,878	—1,000	0	+3,051	—1,000	0
5	—0,083	—0,500	0,375	—0,083	—0,500	—0.750	—0,083	—0,500	—1.500
6	—0,027	—1,000	0	—1,045	—1,000	0	—3,218	—1,000	0

горизонтальные нормальные усилия определяются алгебраическим суммированием величин N_{x1} и N_{x2} в соответствующих точках:

$$N_x(z) = N_{x1}(z) + N_{x2}(z). \qquad (50)$$

2.37. Сдвигающие усилия на участках под проемами определяются как в балках-стенках по соответствующим таблицам.

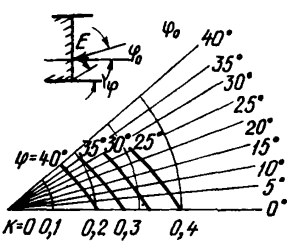


Рис. 16. Номограмма для определения коэффициента K

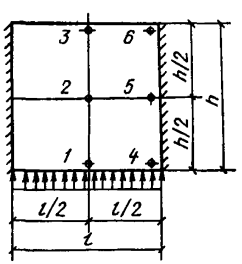


Рис. 17. Расчетные точки участка стены под проемом

2.38. Расчет участков внутренних стен, расположенных ниже нулевой отметки, производится на нормальные вертикальные N_z и горизонтальные N_x усилия, а также в опорных сечениях участков под проемом — на главные нормальные усилия $N_{гл\,1}$ и $N_{гл\,2}$.

При этом в верхней, средней и нижней точках опорного и пролетного сечений надлежит проверять следующие условия:

$$N_x \leqslant \begin{cases} 100hR_{пр} + F_{а.г} R_{а.с} — \text{при сжатии;} \\ F_{а.г} R_а \end{cases} \quad (51)$$

$$N_z \leqslant 100hR_{пр} + F_{а.в} R_{а.с.} — \text{при растяжении.} \quad (52)$$

Кроме того, в средней точке опорного сечения:

$$N_{гл1} \leqslant \begin{cases} 100hR_{пр} + F_{а.г} R_{а.с} \cos^2 \alpha_1 + F_{а.в} R_{а.с} \sin^2 \alpha_1 \\ \text{—при сжатии;} \\ F_{а.г} R_а \cos^2 \alpha_1 + F_{а.в} R_а \sin^2 \alpha_1 \text{ —при растяжении;} \end{cases} \quad (53)$$

$$N_{гл2} \leqslant \begin{cases} 100hR_{пр} + F_{а.г} R_{а.с} \cos^2 \alpha_2 + F_{а.в} R_{а.с} \sin^2 \alpha_2 \text{ —при} \\ \text{сжатии} \\ F_{а.г} R_а \cos^2 \alpha_2 + F_{а.в} R_а \sin^2 \alpha_2 — \text{при растяжении.} \end{cases} \quad (54)$$

Здесь h — толщина стены, см; $R_{пр}$ — призменная прочность бетона; $F_{а.г}$ и $F_{а.в}$ — площадь горизонтальной и вертикальной рабочей арматуры на 1 м сечения стены, см²/м; $R_а$ и $R_{а.с}$ — расчетное сопротивление растянутой и сжатой арматуры, кг/см².

Величины и направления главных нормальных усилий пределяют по формулам

$$N_{гл1,2} = \frac{N_x + N_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{N_x - N_z}{2}\right)^2 + T^2}; \quad (55)$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{N_{гл1} - N_x}{T}; \quad (56а)$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{N_{гл2} - N_x}{T}, \quad (56б)$$

где α_1 и α_2 — углы наклона нормалей к главным площадкам, отсчитываемые от горизонтальной оси.

2.39. При расчете аналогичных участков наружных стен их сечения должны проверяться на совместное действие осевых нормальных и сдвигающих усилий, определяемых, как указано выше, для внутренних стен, и изгибающих моментов, вызванных боковым давлением грунта обратной засыпки.

2.40. Распределение интенсивности бокового отпора грунта по вертикали может определяться по формуле (48).

2.41. Изгибающие моменты следует определять как для плиты, опертой по контуру и загруженной трапецеидальной нагрузкой с минимальной интенсивностью $q_{\min} = k\gamma h_0$ по верхней стороне и максимальной интенсивностью $q_{\max} = k\gamma (H + h_0)$ по нижней стороне, где H — расстояние от нижней стороны до дневной поверхности.

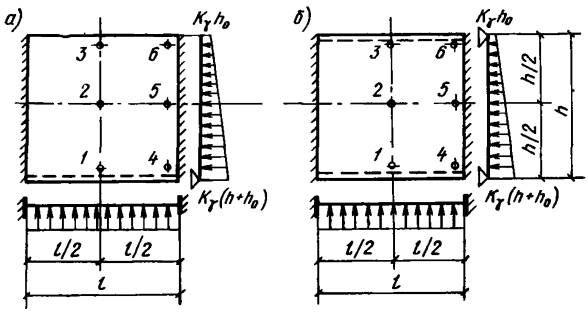


Рис. 18. К расчету подземных участков стен на поперечную нагрузку
а — стена со свободным верхним краем; *б* — с шарнирным опиранием по верхнему краю

При этом для рассчитываемого участка стены принимаются следующие граничные условия:

по нижней стороне — шарнирное опирание;

по двум боковым сторонам — жесткое защемление;

по верхней стороне, если перекрытие на нулевой отметке предполагается выполнить до производства обратной засыпки, шарнирное опирание.

Если это перекрытие будет выполнено после обратной засыпки, то расчет подземных участков стен должен производиться для двух стадий строительства:

а) к моменту устройства перекрытий на нулевой отметке—на соответствующие этому моменту вертикальные и горизонтальные нагрузки, при отсутствии опирания по верхней стороне (свободный край);

б) после устройства этого перекрытия к моменту приложения полной нагрузки — на полные вертикальные и горизонтальные нагрузки, при шарнирном опирании по верхней стороне.

2.42. Изгибающие моменты M_x и M_z определяются по формулам:

$$M_x = (a_1 q_{\min} = + a_2 q_{\max}) l^2; \quad (57)$$

$$M_z = (b_1 q_{\min} + b_2 q_{\max}) l^2. \quad (58)$$

Значения коэффициентов a_1, a_2 и b_1, b_2 для стены со свободным верхним краем (рис. 18, *а*) могут быть найдены по табл. 19, а для стены с шарнирным опиранием по верхнему краю (рис. 18, *б*) — по табл. 20.

2.43. Для участков наружных стен, рассчитываемых на совместное действие осевых нагрузок и бокового давления грунта, требуемое количество арматуры определяется по формулам (59)—(68). В том числе для всех точек, кроме средней точки опорного сечения, для случая сжимающих нормальных усилий — по формулам (59)—(62), для случая растягивающих нормальных усилий — по формулам (63)—(68):

$$F_a' = \frac{Ne - 40 R_и h_0^2}{R_{а.с}(h_0 - a')}; \quad (59)$$

$$F_а = \frac{100 \alpha R_и h_0 - N}{R_а} + F_a' \text{ при } \alpha \geqslant \frac{2a'}{h}; \quad (60)$$

$$F_а = \begin{cases} \dfrac{N[e-(h_0-a')]}{R_а(h_0-a')} \text{ при } \alpha < \dfrac{2a'}{h}; & (61) \\ \dfrac{N[e-h(1-0{,}5\alpha_1)]}{R_а h_0 (1-0{,}5\alpha_1)} \text{ при } \alpha_1 < \dfrac{2a'}{h}; & (62) \end{cases}$$

$$F_а' = \begin{cases} \dfrac{Ne - 40 R_и h_0^2}{R_{а.с}(h_0 - a')} \text{ при } e' > h_0 - a'; & (63) \\ \dfrac{Ne}{R_а(h_0' - a)} \text{ при } e' < h_0 - a'; & (64) \end{cases}$$

$$F_а = \begin{cases} \dfrac{100 \alpha R_и h_0 + N}{R_а} + F_а' \text{ при } e' > h_0 - a'; & (65) \\ \dfrac{N[e+(h_0-a')]}{R_а(h_0-a')} \text{ при } \alpha > \dfrac{2a'}{h}; & (66) \\ \dfrac{N(e+\gamma h_0)}{R_а \gamma h_0} \text{ при } \alpha < \dfrac{2a'}{h}; & (67) \\ \dfrac{Ne}{R_а(h_0-a')} \text{ при } e' < h_0 - a'. & (68) \end{cases}$$

Таблица 19

Значения коэффициентов a_1, a_2, b_1, b_2

№ точек	$l/h=0,5$				$l/h=1,0$	
	M_x		M_y		M_x	
	a_1	a_2	b_1	b_2	a_1	a_2
2	0,021	0,021	0,004	0,004	0,017	0,020
3	—0,041	0,042	0,000	0,000	0,035	0,010
5	—0,041	—0,042	0,000	0,000	—0,0041	—0,036
6	—0,08	—0,018	0,000	0,000	—0,074	—0,011

Продолжение табл. 19

№ точек	$l/h=1,0$		$l/h=2,0$			
	M_y		M_x		M_y	
	b_1	b_2	a_1	a_2	b_1	b_2
2	0,004	0,009	0,014	0,09	0,004	0,009
3	0,000	0,000	0,024	0,012	0,000	0,000
5	0,000	0,000	—0,050	—0,022	0,000	0,000
6	0,000	0,000	—0,80	—0,022	0,000	0,000

Таблица 20

Значения коэффициентов a_1, a_2, $в_1$ $в_2$

№ точек	$l/h=0,5$				$l/h=1,0$	
	M_x		M_y		M_x	
	a_1	a_2	b_1	b_2	a_1	a_2
2	0,017	0,026	0,004	0,004	0,010	0,019
5	—0,028	—0,057	—	—	—0,032	—0,038

Продолжение табл. 20

№ точек	$l/h=1,0$		$l/h=2,0$			
	M_y		M_x		M_y	
	b_1	b_2	a_1	a_2	b_1	b_2
2	0,005	0,015	0,0045	0,0047	0,10	0,010
5	—	—	—0,026	—0,015	—	—

Здесь приняты следующие обозначения:

$e = \frac{M}{N} + c$ —при сжимающих N;

$\left.\begin{aligned} e &= \frac{M}{N} - c \\ e' &= h_0 - c \end{aligned}\right\}$ —при растягивающих N и $\frac{M}{N} > c$;

$\left.\begin{aligned} e &= c - \frac{M}{N} \\ e' &= h_0 - a, - e \end{aligned}\right\}$ —при растягивающих N и $\frac{M}{N} > c$;

$$c = \frac{(h - a - a')(50 R_{\text{пр}} h + R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}})}{100 R_{\text{пр}} h + R_{\text{а.с}} (F_{\text{а}} - F'_{\text{а}})};$$

N, M — нормальная сила и изгибающий момент, действующие на 1 м рассчитываемого сечения;

$h_0 = h - a$ — рабочая высота сечения стены;

h — полная высота сечения (толщина) стены;

a, a' — расстояние от центра тяжести растянутой (соответственно сжатой зоны) арматуры до ближайшей грани сечения;

$\alpha = \frac{x}{h_0}$ — относительная высота сжатой зоны сечения, определяемая по табл. 21 в зависимости от величины;

$$A_0 = \frac{Ne - R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} (h_0 - a')}{100 R_{\text{и}} h_0^2},$$

которая всегда должна удовлетворять условию $A_0 \leqslant 0{,}4$; это условие обеспечивается подбором сечений бетона и арматуры; в формуле (60) при $F'_{\text{а}}$, найденной по формуле (59), принимается $\alpha = 0{,}55$;

α_1 — относительная высота сжатой зоны сечения, определяемая по табл. 21 в зависимости от величины

$$A_{01} = \frac{Ne}{100 R_{\text{и}} h_0^2};$$

γ — определяется по табл. 21 в зависимости от A_{01};

$F_{\text{а}}$, $F'_{\text{а}}$ — площадь рабочей растянутой (соответственно сжатой) арматуры на 1 м рассчитываемого сечения.

Таблица 21

Значения коэффициентов α и γ

α	γ	A_0	α	γ	A_0
0,01	0,995	0,01	0,29	0,855	0,248
0,02	0,99	0,02	0,3	0,85	0,255
0,03	0,985	0,03	0,31	0,845	0,262
0,04	0,98	0,039			
0,05	0,975	0,049	0,32	0,84	0,269
0,06	0,97	0,058	0,33	0,835	0,275
0,07	0,965	0,067	0,34	0,83	0,282
0,08	0,96	0,077	0,35	0,825	0,289
0,09	0,955	0,086	0,36	0,82	0,295
0,1	0,95	0,095			
0,11	0,945	0,104	0,37	0,815	0,301
0,12	0,94	0,113	0,38	0,81	0,308
0,13	0,935	0,121	0,39	0,805	0,314
0,14	0,93	0,13	0,4	0,8	0,32
0,15	0,925	0,139	0,41	0,795	0,326
0,16	0,92	0,147	0,42	0,79	0,332
0,17	0,915	0,155	0,43	0,785	0,337
0,18	0,91	0,164	0,44	0,78	0,343
0,19	0,905	0,172	0,45	0,775	0,349
0,2	0,9	0,18	0,46	0,77	0,354
0,21	0,895	0,188	0,47	0,765	0,359
0,22	0,89	0,196	0,48	0,76	0,365
0,23	0,885		0,49	0,755	0,37
0,24	0,88	0,203	0,5	0,75	0,375
0,25	0,875	0,211	0,51	0,745	0,38
0,26	0,87	0,219	0,52	0,74	0,385
0,27	0,865	0,226	0,53	0,735	0,39
0,28	0,86	0,234	0,54	0,73	0,394
		0,241	0,55	0,724	0,4
			—	—	—

Для средней точки опорного сечения требуемое количество арматуры следует определять по формулам (59)—(68), но с заменой N на $N_{гл\,1}$ и $N_{гл\,2}$, M — на $M_z \operatorname{ctg} \alpha_1$ (соответственно $M_z \operatorname{ctg} \alpha_2$), F_a на $F_{a.г} \cos^2 \alpha_1 + F_{a.в} \sin^2 \alpha_1$ (соответственно $F_{a.г} \cos^2 \alpha_2 + F_{a.в} \sin^2 \alpha_2$), a и a' на

$$\frac{a_г F_{a.г} \cos^2 \alpha_1 + a_в F_{a.в} \sin^2 \alpha_1}{F_{a.г} \cos^2 \alpha_1 + F_{a.в} \sin^2 \alpha_1}$$

$$\left(\text{соответственно } \frac{a_г F_{a.г} \cos^2 \alpha_2 + a_в F_{a.в} \sin^2 \alpha_2}{F_{a.г} \cos^2 \alpha_2 + F_{a.в} \sin^2 \alpha_2}\right) \text{ и}$$

$$\frac{a'_{\text{г}} F'_{\text{а.г}} \cos^2 \alpha_1 + a'_{\text{в}} F'_{\text{а.в}} \sin^2 \alpha_1}{F'_{\text{а.г}} \cos^2 \alpha_1 + F'_{\text{а.в}} \sin^2 \alpha_1}$$

$$\left(\text{соответственно } \frac{a'_{\text{г}} F'_{\text{а.г}} \cos^2 \alpha^2 + a'_{\text{в}} F'_{\text{а.в}} \sin^2 \alpha_2}{F'_{\text{а.г}} \cos^2 \alpha_2 + F'_{\text{а.в}} \sin^2 \alpha_2}\right).$$

Параметры h_0, c, e, e' и другие, зависящие от $F_{\text{а}}$, $F'_{\text{а}}$, a и a', вычисляются с учетом новых значений этих величин.

2.44. Искривление основания вызывает перераспределение отпора грунта по подошве фундамента и, следовательно, изменение усилий N_x и N_z. Эпюра отпора грунта с учетом искривления принимается в соответствии с положениями главы 3 настоящего Руководства.

Горизонтальные деформации основания вызывают дополнительные усилия в фундаментной плите или ленте, а также непосредственно в самих стенах. Эти усилия могут быть определены по действующим нормам проектирования зданий и сооружений над горными выработками.

2.45. При расчете на ветровую нагрузку несущих стен в уровне больших проемов, расположенных по одной оси во всех стенах, перпендикулярных этой оси, необходимо к усилиям, найденным по формуле (16), добавить усилия от изгиба простенков с обеих сторон проемов как стоек однопролетной одноэтажной рамы с жестким ригелем.

2.46. При расчете внутренних усилий вокруг проемов зону концентрации принимают равной $0{,}25l$ (рис. 19). Расчетную сжимающую силу, действующую на участке шириной $0{,}25l$ у кромки проема, следует определять по формуле

$$T = \frac{Q}{2} + \frac{N - Q}{8l_1} l, \tag{69}$$

где Q — равнодействующая местных внутренних усилий в простенках у проема, определяемая по формуле (70) — при загружении согласно рис. 19, *а*, и по формуле (71) — при загружении согласно рис. 19, *б*:

$$Q = r_1 ql; \tag{70}$$

$$Q = r_2 ql \frac{l_1}{2l_1 + l}; \tag{71}$$

r_1 и r_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 22;

N — равнодействующая всей нагрузки, приложенной по длине $2l_1 + l$;

l_1 — ширина простенка; при ширине простенка более $2l$ и высоте стены над проемом менее $2l$ следует принимать $l_1 = 2l$.

Площадь арматуры, воспринимающая местные растягивающие усилия по верхней и нижней граням проема, определяется по формуле (72) — при загружении по рис. 19, *а*

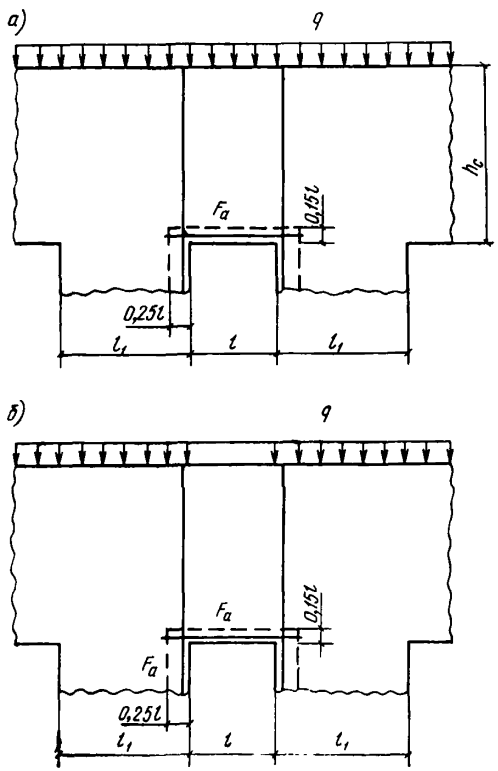


Рис. 19. Расчетные схемы участков стены
а — над проемом; *б* — между проемами

и по формуле (73) — при загружении по рис. 19, *б*:

$$F_a = \frac{r_3}{R_a} ql; \tag{72}$$

$$F_a = \frac{r_4}{R_a} ql \frac{l}{2l_1 + l}, \tag{73}$$

где r_3 и r_4 — коэффициенты, определяемые по табл. 22.

Таблица 22

Значение коэффициентов r_1, r_2, r_3 и r_4

Коэффициенты	h/l					
	0,33	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5
r_1	0,979	0,934	0,850	0,755	0,655	0,560
r_2	0,150	0,460	0,760	0,934	1,032	1,076
r_3	0,400	0,360	0,322	0,300	0,280	0,260
r_4	0,010	0,027	0,046	0,076	0,112	0,160

Продолжение табл. 22

Коэффициенты	h/l					
	1,75	2,0	2,25	2,5	2,75	3,0
r_1	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560
r_2	1,096	1,120	1,120	1,120	1,120	1,120
r_3	0,242	0,230	0,220	0,210	0,204	0,200
r_4	0,190	0,234	0,304	0,354	0,384	0,400

Арматура, подобранная по формулам (72) или (73), должна быть установлена в зоне высотой 0,15 l и заведена за грани вертикальных стен проема как растянутая при изгибе.

Пример 2.4.

Рассчитать обрамление проема (рис. 20) при следующих данных: распределенная нагрузка от перекрытия $q_1 = 4$ т/м, распределенная нагрузка от собственного веса копра, внецентренно приложенных вертикальных нагрузок и ветровой нагрузки $q_2 = 140$ т/м.

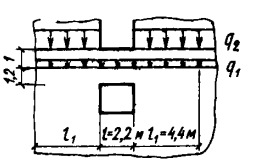


Рис. 20. Расчет обрамления проема (к примеру 2.4)

Равнодействующие местных внутренних усилий в простенках вычисляем по формулам (70) и (71), предварительно определив по

табл. 22 коэффициенты $r_1 = 0{,}918$ при $\frac{h_c}{l} = 0{,}55$ и $r_2 = 0{,}934$ при $\frac{h_c}{l} = 1$:

$$Q_1 = 0{,}918 \cdot 4 \cdot 2{,}2 \approx 8 \text{ т};$$

$$Q_2 = 0{,}934 \cdot 140 \cdot 2{,}2 \frac{4{,}4}{8{,}8 + 2{,}2} = 115 \text{ т}.$$

Равнодействующая от обеих нагрузок

$$Q = 8 + 115 = 123 \text{ т}.$$

Расчетная сила, сжимающая бетон и арматуру у простенка на длине $0{,}25l$, по формуле (69)

$$T = \frac{123}{2} + \left(\frac{4 \cdot 11 + 140 \cdot 8{,}8}{8 \cdot 4{,}4} \right) 2{,}2 = 133{,}5 \text{ т}.$$

Определяем площадь арматуры, воспринимающей местные растягивающие усилия в верхней и нижней гранях стены у проема. По табл. 22 коэффициенты $r_3 = 0{,}352$ при $\frac{h_e}{l} = 0{,}55$ и $r_4 = 0{,}076$ при $\frac{h_c}{l} = 1$.

Площади арматуры по формулам (72) и (73)

$$F_{a1} = \frac{0{,}352}{R_a} 4000 \cdot 2{,}2 = \frac{3100}{R_a};$$

$$F_{a2} = \frac{0{,}076}{R_a} \frac{4{,}4}{8{,}8 + 2{,}2} 140\,000 \cdot 2{,}2 = \frac{9360}{R_a}.$$

Полная площадь поперечного сечения арматуры, устанавливаемой на высоте $0{,}15l$ стены над проемом и под ним:

$$F_a + F_{a1} + F_{a2} = \frac{3100}{R_a} + \frac{9360}{R_a} = \frac{12\,460}{R_a}.$$

При постановке R_a в кг/см^2 получим ответ в см^2.

Пример 2.5.

Рассчитать обрамление проема для схемы, представленной на рис. 21, *а*.

Ввиду того что нагрузка q_0 частично находится над нижним проемом, заменяем ее двумя: нагрузкой, действующей в пределах простенков нижнего проема, и сплошной нагрузкой, действующей над нижним проемом.

Нагрузка над нижним проемом

$$q_1' = q_0 \frac{7{,}4-2{,}2}{7{,}4} = 84{,}4 \text{ т/м}.$$

Усилие в обрамлении проема может быть определено отдельно от нагрузок q_1' и q_1, действующих по всей длине конструкции, и от нагрузки

$$q_2 = 120 - 84{,}4 = 35{,}6 \text{ т/м},$$

действующей в пределах простенков нижнего проема (рис. 21).

По табл. 22 определяем коэффициенты формул (70) и (71):

для q_1' и q_2 $\frac{h_c}{l} = \frac{6{,}3}{7{,}4} = 0{,}852$;

$r_1' = 0{,}812$; $z_2 = 0{,}830$;

для q_1 $\frac{h_c}{l} = \frac{4{,}2}{7{,}4} = 0{,}567$;

$r_1 = 0{,}911$.

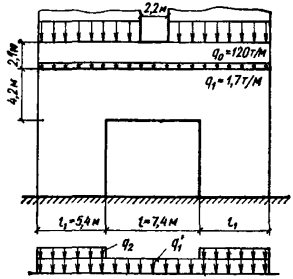


Рис. 21. Расчет обрамления проема (к примеру 2.5)

Равнодействующая местных внутренних усилий в простенке у проема

$$Q = r_1' q_1' l + r_1 q_1 l + r_2 q_2 l \frac{l_1}{2l_1 + l} = 0{,}812 \cdot 84{,}4 \cdot 7{,}4 + 0{,}911 \times$$

$$\times 1{,}7 \cdot 7{,}4 + 0{,}83 \cdot 35{,}6 \cdot 7{,}4 \frac{5{,}4}{2 \cdot 5{,}4 + 7{,}4} = 583 \text{ т}.$$

Расчетную силу, сжимающую бетон и арматуру обрамления в простенке на участке шириной 0,25 l, найдем по формуле (69)

$$T = \frac{583}{2} + \frac{120 \cdot 16 + 1{,}7 \cdot 18{,}2 - 583}{8 \cdot 5{,}4} 7{,}4 = 526 \text{ т}.$$

Площадь арматуры, воспринимающей местные растягивающие усилия в стене над верхней гранью проема, определяем по формулам (72) и (73). Коэффициенты r_3 и r_4 принимаем по табл. 22 (для q_1', r_3' и q_2, r_4 — $\frac{h_c}{l} = 0{,}825$,

а для q_1, $r_3 - \frac{h_c}{l} = 0{,}567$).

$$F_a = \frac{1}{R_a}\left(r_3' q_1' l + r_3 q_1 l + r_4 q_2 l \frac{l_1}{2l_1 + l}\right) = \frac{1}{R_a}(0{,}313 \cdot 84\,400 \cdot 7{,}4 +$$

$$+0{,}349 \cdot 1700 \cdot 7{,}4 + 0{,}058 \cdot 35\,600 \cdot 7{,}4 \frac{5{,}4}{10{,}8 + 7{,}4} = \frac{204\,000}{R_a}.$$

При подстановке R_a в кг/см² получим ответ в см².

2.47. Несущую способность всего сечения копра из условия потери местной устойчивости следует определять как сумму несущих способностей отдельных прямоугольных, угловых и тавровых элементов сечения (рис. 22).

Несущую способность каждого элемента следует определять по формуле

$$N = \varphi (m_б R_{пр} F + R_{a.c} F_a), \qquad (74)$$

где $R_{a.c}$, $R_{пр}$ — расчетное сопротивление продольной арматуры и бетона при осевом сжатии;

F_a, F — площадь поперечного сечения продольной арматуры и бетона;

φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 23.

При расчленении сечения ширина полок угловых и тавровых элементов не должна превышать шести толщин в одну сторону от внутреннего угла или ребра. Гибкость элемента определяется по формуле

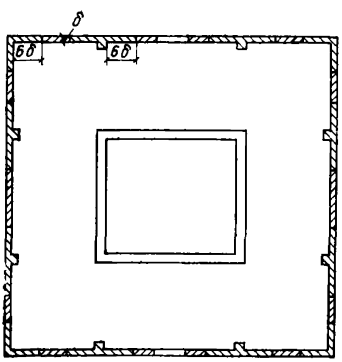


Рис. 22. Элементы сечения при расчете местной устойчивости

$$\lambda = \mu h \sqrt{\frac{F}{J_{min}}}. \qquad (75)$$

В формуле (75) высота рассматриваемой конструкции принимается равной высоте этажа, $\mu = 1$, а наименьший момент инерции J_{min} элементов определяется относительно главной центральной оси.

Пример 2.6.

Рассчитать на местную устойчивость наружные стены копра в пределах одного этажа при следующих

Таблица 23

Значение коэффициентов φ для железобетонных элементов

Гибкость	≤28	35	42	48	55	62	69	76	83
φ	1	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73

Продолжение табл. 23

Гибкость	90	97	104	111	118	125	132	139
φ	0,68	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44	0,40	0,35

данных: высота этажа $h = 4{,}8$ м; стены монолитные, железобетонные из бетона марки 200 ($R_{пр} = 800$ т/м^2).

Поперечное сечение башенного копра (рис. 23, *а*) расчленяем на отдельные элементы. Равнобокий угловой элемент показан на рис. 23, *б*. Находим геометрические характеристики этого элемента: $J_x = 0{,}1424$ м^4; $F = 0{,}6$ м^2; $J_{xy} = 0{,}0837$ м^4; $J_{min} = 0{,}0587$ м^4.

Определяем гибкость элемента по формуле (75) и коэффициент продольного изгиба по табл. 23

$$\lambda = 1 \cdot 4{,}8 \sqrt{\frac{0{,}6}{0{,}0587}} = 15{,}3; \quad \varphi = 1.$$

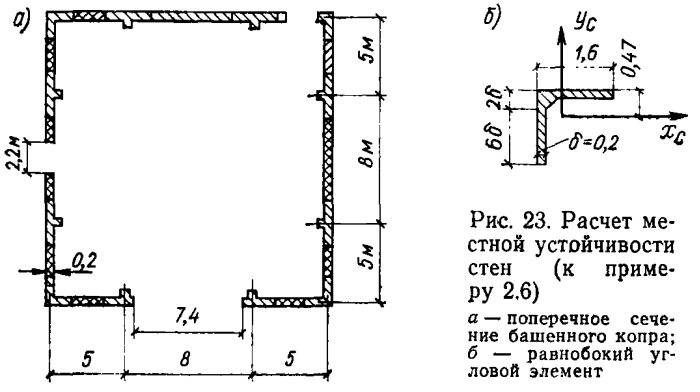


Рис. 23. Расчет местной устойчивости стен (к примеру 2.6)

а — поперечное сечение башенного копра; *б* — равнобокий угловой элемент

Несущую способность равнобокого углового элемента определяем по формуле (74) без учета арматуры

$$N = 1 \cdot 0{,}85 \cdot 800 \cdot 0{,}6 = 408 \text{ т}.$$

Расчет несущей способности других элементов сводим в табл. 24.

Таблица 24

Наименование элементов	Количество элементов	F, м²	J_{min}, м⁴	λ	φ	N, т
Неравнобокий угловой	1	0,48	0,0218	22,5	1	326
Симметричный тавровый	6	0,75	0,0257	25,8	1	510
Несимметричный тавровый	2	0,514	0,0175	26,1	1	349
Прямой участок стены, $l = 1$ м	27,2	0,2	0,00067	83,2	0,72	98

Определяем несущую способность всего сечения башни

$$N = 408 \cdot 3 + 326 + 510 \cdot 6 + 349 \cdot 2 + 98 \cdot 27{,}2 = 7970 \text{ т}.$$

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА

2.48. Так как конструкция каркаса копра представляет собой пространственную стержневую систему, для расчета может быть использована программа МАРСС-103 (расчет плоских и пространственных стержневых систем) или одна из программ расчета рамных конструкций (КАРРА, СИДР).

Программа МАРСС-103 позволяет учесть пространственную работу конструкции при действии на нее произвольных внешних силовых факторов (сосредоточение силы, распределенные нагрузки, температурные и деформационные воздействия) при следующих количественных ограничениях:

$$n_1 + n_2 \leqslant 400, \qquad (76)$$

где n_1 — степень статической неопределенности системы в предположении, что все соединения стержней между собой и закрепления в опорных точках неподвижны; для плоской (пространственной) системы $n_1 = 3k$ ($6k$), где k — число внутренних контуров;

n_2 — сумма степеней свободы всех подвижных сочленений.

При этом число стержней рассчитываемой конструкции должно быть не более 510 (стержнем называется элемент постоянной жесткости, расположенный между двумя узлами).

Качественных ограничений ни на геометрическую схему, ни на характеристики соединения и жесткости, ни на силовые воздействия не накладывается.

2.49. Для расчета стержневой конструкции необходимо описать ее расчетную схему.

Каждый стержень системы на расчетной схеме изображается его геометрической осью; стержни, образующие узел, считаются сходящимися своими концами в центре узла.

2.50. Для составления исходных данных машинного расчета специализированному подразделению должны быть заданы следующие сведения о расчетной схеме стержневой системы:

а) характер соединения стержней между собой и закрепления в опорных точках (неподвижные, подвижные соединения);

б) координаты всех узлов в произвольно выбранной правой системе координат;

в) жесткости всех стержней при деформациях в тех направлениях, которые должны быть учтены в расчете: растяжение — сжатие, сдвиг, кручение, изгиб — EF, $\frac{1}{k_2}GF$, $\frac{1}{k_3}GF$, $GJ_{кр}$, EJ_1, EJ_2,

где E — модуль упругости, т/м^2;

G — модуль сдвига, т/м^2

F — площадь поперечного сечения, м^2;

$J_{кр}$, J_1, J_2 — момент инерции поперечного сечения при кручении и изгибе относительно координатных осей;

$\frac{1}{k_2}$, $\frac{1}{k_3}$ — коэффициенты, выражающие формы поперечного сечения на величину деформации сдвига;

г) положение в пространстве главных центральных осей инерции поперечного сечения каждого стержня (только для пространственных систем);

д) типы внешних нагрузок, место их приложения, направление, величина.

2.51. Расчетная схема не должна содержать абсолютно жестких замкнутых контуров, а также стержней нулевой длины ($l_{min} = 0{,}001$ м).

2.52. Расчетная схема пространственной или плоской конструкции отличается от общепринятой схемы иным изображением некоторых соединений стержней системы в узлах и опорах для удовлетворения следующим требованиям:

а) опирание различных стержней, входящих в один узел, должно быть одинаковым;

б) конструкция должна быть соединена с любой опорой одним стержнем; для этого чаще всего достаточно разде-

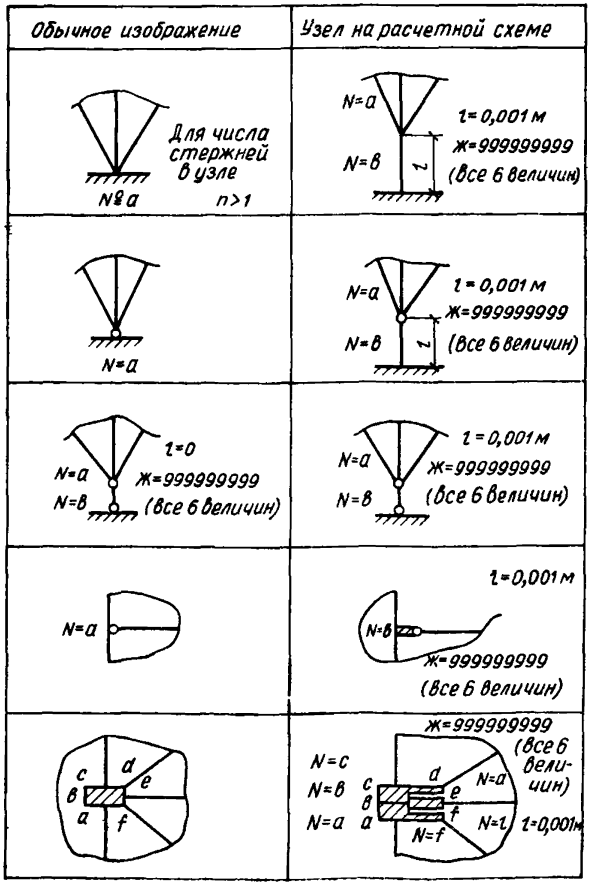


Рис. 24. Представление составного узла на расчетной схеме

лить составной узел стержнем с бесконечно большой жесткостью и малой длиной на два или, если требуется, больше простых узлов.

Часто встречающиеся случаи для плоской системы показаны на рис. 24.

2.53. Результатом расчета пространственной стержневой системы являются: нормальная и две поперечные силы, крутящий и два изгибающих момента, возникающие в концевых поперечных сечениях каждого стержня при статическом приложении внешних нагрузок.

Результат расчета плоской стержневой системы — нормальная и поперечная сила, а также изгибающий момент от каждого вида загружения.

ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

Общие указания

2.54. Динамический расчет копров и их конструктивных элементов должен обеспечить несущую способность последних в их совместной работе на статическую и динамическую нагрузки и ограничить вертикальные и горизонтальные перемещения от динамических воздействий пределами, исключающими возможность вредного влияния колебаний на обслуживающий персонал и технологический процесс.

Допускаемые величины параметров колебаний из условия санитарно-гигиенических и технологических требований приведены в «Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки».

Проверка на вредное физиологическое воздействие вибрации от нагрузок, возникающих при реализации предохранительного торможения и при резкой задержке поднимающегося сосуда в стволе шахты, не производится.

2.55. Проверку устойчивости положения копра следует производить с учетом динамического воздействия нагрузок, добавляя к статическим нагрузкам статически приложенные горизонтальные и вертикальные динамические нагрузки и силы инерции. При этом динамические нагрузки и соответствующие им силы инерции надлежит учитывать на основании рассмотрения их совместного воздействия в невыгоднейших сочетаниях, способствующих потере общей устойчивости. Нагрузки, способствующие потере общей ус-

тойчивости, принимаются расчетными, а препятствующие— нормативными.

2.56. Условие выносливости сжатых и сжато-изогнутых элементов копра при совместном воздействии нормативных статических и расчетных динамических нагрузок при малых эксцентриситетах (в сечении отсутствуют растягивающие напряжения) проверяется по формуле

$$\frac{N^{н}+\Sigma P_{д}}{F}+\frac{\left(M_{x}^{н}+M_{0x}\right)y}{J_{x}}+\frac{\left(M_{y}^{н}+M_{0y}\right)x}{J_{y}}\leqslant R_{пр}\,\overline{k}_{\rho б}, \qquad (77)$$

где $P_{д}$ — расчетная амплитуда вертикальной динамической силы;

$N^{н}$ — вертикальная сила от воздействия нормативных статических нагрузок;

$M_{x}^{н}$, $M_{y}^{н}$ — изгибающие моменты, действующие в вертикальной плоскости по направлению x и y (для прямоугольных в плане копров) от нормативных статических нагрузок (вертикальных, горизонтальных, местного воздействия ветровой нагрузки, депрессии или компрессии);

M_{0x}, M_{0y} — амплитуды изгибающих моментов от расчетной динамической нагрузки (того же знака, что и момент от статической нагрузки), определяемые согласно пп. 2.77—2.84 настоящего Руководства;

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона;

$k_{\rho б}$ — коэффициент, принимаемый по табл. 25 в зависимости от коэффициента асимметрии цикла напряжений в бетоне

$$\rho_{б}=\frac{\sigma_{б\,min}}{\sigma_{б\,max}}; \qquad (78)$$

$\sigma_{б\,min}$, $\sigma_{б\,max}$ — соответственно наименьшее и наибольшее значения напряжений в бетоне, возникающие при нормативных нагрузках.

Примечания. 1. При наличии в бетонном сечении растягивающих напряжений, а также для стальных каркасов башен условие выносливости проверяется в соответствии с указаниями глав СНиП.

2. Проверка условий выносливости для несущих конструкций копра при воздействии на них нагрузок от предохранительного торможения и резкой задержки поднимающегося сосуда в стволе шахты не производится.

Таблица 25

Значения коэффициента $k_{\rho_б}$

$\rho_б$	$\leqslant 0{,}1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Тяжелый бетон $k_{\rho_б}$	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
Шлакопемзобетон $k_{\rho_б}$	0,72	0,76	0,81	0,86	0,92	—

2.57. Динамический расчет рекомендуется производить в следующей последовательности:

а) определить динамические нагрузки от подъемных машин и другого технологического оборудования;

б) определить частоты собственных колебаний;

в) определить амплитуды динамических перемещений и проверить выполнение условий п. 2.54 относительно физиологических и технологических требований по ограничению колебаний;

г) определить амплитуды внутренних усилий (изгибающих моментов, поперечных сил) в конструкциях и проверить несущую способность на совместное действие статических и динамических нагрузок.

2.58. Исходные данные для проведения динамического расчета должны отвечать требованиям «Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки» и дополнительно содержать следующие сведения, необходимые для определения динамических нагрузок от подъемных установок:

а) типы подъемных машин, редукторов и электродвигателей, их количество, общий вес и вес вращающихся частей, расположение в плане и по высоте башенного копра, способ крепления к несущим конструкциям;

б) маховые моменты редукторов и роторов электродвигателей, передаточное число редукторов, число оборотов электродвигателей и эксцентриситет их вращающихся частей;

в) вес приводного шкива трения с валом и его приведенный вес, эксцентриситет его центра тяжести, угол обхвата его канатами, вес коренной части подъемной машины;

г) тип тормозных устройств;

д) тип подъемных сосудов, их вес с прицепными устройствами, вес противовесов, величина полезного груза, вес и количество вагонеток при клетевых подъемах;

е) количество головных и хвостовых канатов, ГОСТы, модуль упругости обтянутых головных канатов и коэффициент поглощения энергии при колебаниях грузов на канатах;

д) схемы подъемов с учетом перспективной разработки горизонтов, тахограммы подъемов.

ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

2.59. Динамические нагрузки, вызванные работой электродвигателей, преобразовательных агрегатов, неуравновешенностью шкивов трения и отклоняющих шкивов, а также другим технологическим оборудованием, определяются согласно «Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки», «Инструкции по определению динамических нагрузок от машин, устанавливаемых на перекрытиях промышленных зданий» и паспортным данным заводов-изготовителей.

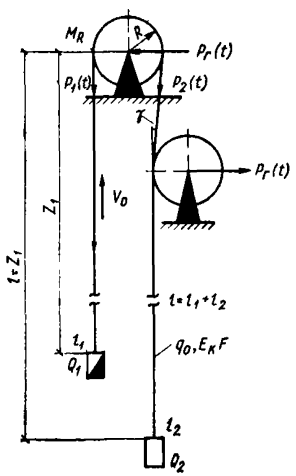


Рис. 25. Схема для определения динамических усилий в ветвях головных канатов

2.60. Динамические усилия в ветвях головных канатов (рис. 25) при нормальном режиме работы подъема (пуск машины, равноускоренное и равнозамедленное движение, рабочее торможение, загрузка и разгрузка) рекомендуется заменять статическим эквивалентом, величина которого определяется по формуле

$$P_э^{(i)} = 1{,}3P_c^{(i)}; \quad (i = 1,2), \tag{79}$$

где $P_c^{(i)}$ — максимальное статическое натяжение в соответствующей ветви головных канатов, определяемое по формуле

$$P_c^{(i)} = Q_i + q_0 l_i; \tag{80}$$

Q_i — вес концевых грузов с учетом хвостовых канатов;

q_0 — вес ветви головных канатов.

2.61. Динамические нагрузки при реализации предохранительного торможения следует определять для случая подъема груженого сосуда. При этом длина груженой ветви принимается равной расстоянию от оси шкива трения до места в стволе шахты, где происходит переход от равномерного движения к равнозамедленному. Динамические усилия в ветвях головных канатов (рис. 25) могут быть найдены по формуле

$$P_{\text{д}}^{(i)} = P_{\text{с}}^{(i)} \sin \nu_i t; \ (i = 1,2), \tag{81}$$

где ν_i — круговая частота колебаний грузов на канатах, определяемая по формуле

$$\nu_i = \frac{a\lambda_i}{l_i}, \tag{82}$$

в которой

$$a = \sqrt{\frac{E_{\text{к}} F g}{q_0}}; \tag{83}$$

a — скорость распространения упругой волны деформации в канатах;

λ_i — собственные числа, определяем из выражения

$$\lambda_i \operatorname{tg} \lambda_i = \frac{q_0 l_i}{Q_i}; \tag{84}$$

$E_{\text{к}}$ — модуль упругости металла обтянутых канатов, принимаемый $E_{\text{к}} = (1{,}5 - 1{,}8)10^6$ кг/см^2;

F — площадь сечения проволок всех канатов ветви;

g — ускорение силы тяжести.

2.62. Динамические усилия в каждой ветви головных канатов при внезапной задержке поднимающегося сосуда следует представлять в виде двух однократных кратковременных импульсов синусоидальной формы. Один из них соответствует усилию в ветви по первому тону колебаний системы (см. рис. 25) и имеет продолжительность действия $\tau_1 = \frac{\pi}{\nu_1}$; другой равен сумме импульсов всех последующих тонов и имеет продолжительность $\tau_2 = \frac{\pi}{\nu_2}$. Величины импульсов определяются по формулам:

$$S_1^{(i)} = \frac{4aq_0 v_0 C_1^{(i)}}{g\nu_1}; \quad S_2^{(i)} = \frac{2aq_0 v_0}{g} \sum_{n=2}^{\infty} \frac{|C_{\text{п}}^{(i)}|}{\nu_{\text{п}}} \left(1 - \cos \frac{\nu_{\text{п}}}{\nu_2} \pi\right), \tag{85}$$

где v_0 — максимальная скорость подъема;

$C_1^{(i)}$, $C_2^{(i)}$ — коэффициенты, пропорциональные амплитудным значениям динамических усилий в ветвях головных канатов при колебаниях системы по n-му тону. Максимальные значения $C_{\text{п}}^{(i)}$ для случая встречи поднимающегося сосуда с абсолютно жесткой преградой для поднимающейся и опускающейся ветви, соответственно определяются по следующим формулам:

$$C_{\text{п}}^{(1)} = \frac{\cos \eta\lambda_{\text{п}}}{K_{\text{п}}}; \quad C_{\text{п}}^{(2)} = \frac{L_{\text{п}}}{K_{\text{п}}} \cos \frac{\lambda_{\text{п}}}{l} (z_1 + \varkappa_{\text{п}} - l); \quad n = 1, 2 \ldots$$

Здесь

$$K_{\text{п}} = \lambda_{\text{п}} L_{\text{п}} \left\{ (1-\eta) - \frac{1}{2\lambda_{\text{п}}} \left[\sin \frac{2\lambda_{\text{п}}}{l} \varkappa_{\text{п}} - \sin \frac{2\lambda_{\text{п}}}{l} (z_1 + \varkappa_{\text{п}} - l) \right] \right\} +$$

$$+ \lambda_{\text{п}} \left(\eta - \frac{\sin 2\eta\lambda_{\text{п}}}{2\lambda_{\text{п}}} + \frac{2}{\alpha_3} \sin^2 \eta\lambda_{\text{п}} + \frac{2L}{\alpha_2} \sin^2 \frac{\lambda_{\text{п}}}{l} \varkappa_{\text{п}} \right);$$

$$L_{\text{п}} = \frac{\sin^2 \eta\lambda_{\text{п}}}{\sin \frac{\lambda_{\text{п}}}{l} (z_1 + \varkappa_{\text{п}} - l)}; \quad \varkappa_{\text{п}} = \frac{l}{\lambda_{\text{п}}} \operatorname{arctg} \frac{\alpha_2}{\lambda_{\text{п}}};$$

$$\eta = \frac{z_1}{l}; \quad \alpha_2 = \frac{q_0 l}{Q_2};$$

$$\alpha_3 = \frac{q_0 l}{g M_R}; \quad \nu_{\text{п}} = \frac{a\lambda_{\text{п}}}{l};$$

M_R — приведенная к окружности шкива трения масса всех вращающихся частей подъемной установки (отклоняющие шкивы, редукторы, роторы электродвигателей).

Значение $\lambda_{\text{п}}$ определяется из уравнения

$$\operatorname{tg} \eta\lambda_{\text{п}} \left[\left(\frac{\lambda_{\text{п}}^2}{\alpha_2 \alpha_3} - 1 \right) \operatorname{tg} (\eta - 1) \lambda_{\text{п}} + \left(\frac{1}{\alpha_2} + \frac{1}{\alpha_3} \right) \lambda_{\text{п}} \right] -$$

$$- \frac{\lambda_{\text{п}}}{\alpha_2} \operatorname{tg} (\eta - 1) \lambda_{\text{п}} - 1 = 0. \qquad (86)$$

Примечания: 1. Длина поднимающейся ветви канатов принимается согласно п. 2.61.

2. Для определения коэффициентов $C_{\text{г}}^{(i)}$ рекомендуется пользоваться расчетным бланком (табл. 26).

3. При определении импульса по второму тону, с приемлемой для практики точностью, достаточно удерживать два-три члена ряда (85).

Таблица 26

Расчетный бланк определения коэффициентов $C_n^{(i)}$

n	λ_n	$\eta\lambda_n$	$2\eta\lambda_n$	sin(3)	(5)×(5)	sin (4)	cos (3)	$\alpha_2 : \lambda_n$	arctg (9)	$(1-\eta)\lambda_n$	(10)—(11)	2×(12)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13

Продолжение табл. 26

sin (13)	cos (12)	sin (12)	(5) : (16)	$(17)^2$	$0{,}5\,\lambda_n$	(19)×(7)	2×(10)	sin (21)	(22)—(14)	(23)×(19)	(1—η)—(24)	(25)×(18)
14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26

Продолжение табл. 26

$\frac{2}{\alpha_3}$×(6)	$\frac{\sin}{(10)}$	$(28)^2$	(18)×(29)	$\frac{2}{\alpha_2}$×(30)	(27)+(31)	η—(20)	(33)+(32)	(34)+(26)	λ_n(35)	(15)×(17)	(8) : (36)	(37) : (36)
27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
									k_n		$C_n^{(1)}$	$C_n^{(2)}$

4. Если в результате расчетов получится, что значение выражения $\frac{2aq_0v_0}{g}\sum_{n=1}^{(i)}\left|\bar{C}_{\text{п}}^{(i)}\right|$ больше суммарного разрывного усилия канатов ветви ($P_{\text{р}}$), что практически невозможно, то в этом случае вместо коэффициентов $C_{\text{п}}^{(i)}$ в формулы (85) следует подставлять коэффициенты $\bar{C}_{\text{п}}^{(i)}$, которые равны

$$\bar{C}_{\text{п}}^{(i)}=\frac{gP_{\text{р}}C_{\text{п}}^{(i)}}{2aq_0v_0\sum\limits_{n=1}^{\infty}\left|C_{\text{п}}^{(i)}\right|}.$$

2.63. Коэффициент перегрузки для динамических нагрузок, возникающих при предохранительном торможении и внезапной задержке сосуда в стволе шахты, принимается равным 1.

2.64. При проверке несущей способности башенного копра и его элементов на совместное действие статических и динамических нагрузок, нагрузки, возникающие при предохранительном торможении, учитываются в основном сочетании нагрузок с коэффициентом сочетания, равным 1, а при внезапной задержке сосуда в стволе — в особом сочетании нагрузок с коэффициентом сочетания 0,8.

2.65. При оборудовании башенного копра несколькими подъемами расчет конструкций следует производить для невыгоднейшей комбинации нагрузок. Предохранительное торможение надлежит рассматривать одновременно для всех, нескольких или одной подъемной машины, а внезапную задержку сосуда в стволе, ввиду ее случайного характера, следует рассматривать только для одной из машин при нормальной работе остальных.

РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ, ЧАСТОТЫ И ФОРМЫ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ

2.66. Частоты и формы собственных колебаний конструкций башенного копра определяются в соответствии с расчетными схемами сооружения или его элементов. Расчетную схему следует принимать с учетом особенностей конструкции, руководствуясь в каждом конкретном случае соображениями наилучшего соответствия схемы фактической работе конструкции.

2.67. Для определения частот собственных горизонтальных колебаний расчетную схему для копров с несущими стенами следует принимать в виде упругой консоли

с сосредоточенными в уровнях перекрытий или других характерных местах (в зависимости от конструктивного решения башни и распределения весовых нагрузок) массами или с массой, распределенной по высоте (рис. 26). При этом копер совершает только изгибные колебания. Расчетные схемы каркасных копров принимаются в соответствии с указаниями «Инструкции по расчету несущих конструкций про-

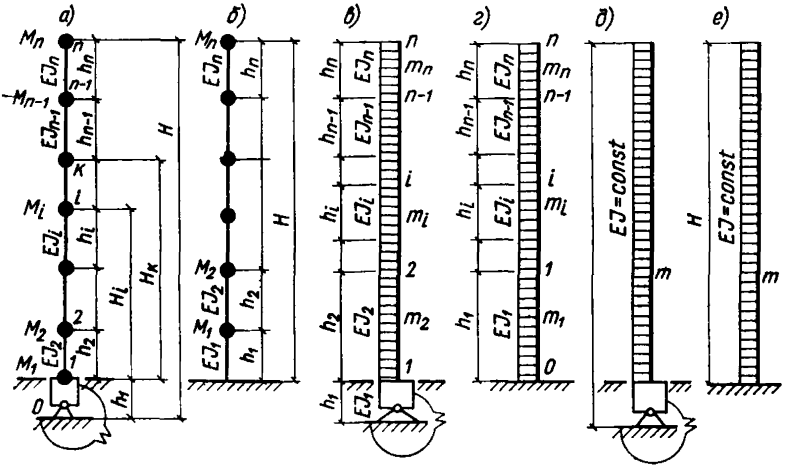


Рис. 26. Расчетные схемы башенных копров

а, б — с сосредоточенными массами и упругой или жесткой опорой; *в, г* — с массой, равномерно распределенной на участках с различной жесткостью; *д, е* — с равномерно распределенной массой и постоянной жесткостью

мышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки». Расчетные схемы для всех видов копров следует принимать с учетом неравномерного сжатия грунта под подошвой фундамента при повороте последнего в вертикальной плоскости.

Примечания: 1. Для скальных и малодеформируемых грунтов можно не учитывать податливость основания и расчетную схему представлять в виде жестко заделанной на уровне верхнего обреза фундамента консоли.

2. Для каркасных копров, имеющих период собственных колебаний (основной тон) более 0,5 с, допускается принимать расчетную схему как для копров с несущими стенами.

2.68. Расчетные схемы перекрытий при расчете на вертикальные колебания следует назначать в соответствии с «Инструкцией по расчету несущих конструкций промы-

шленных зданий и сооружений на динамические нагрузки». При этом концы балок перекрытий, заделанные в наружные несущие железобетонные стены, перегородки и внутренний короб, принимаются свободно лежащими на опорах (шарнирное опирание).

2.69. Башенный копер имеет ряд частот собственных горизонтальных колебаний. Число вычисляемых частот (соответственно и количество сосредоточенных масс при выборе расчетной схемы) следует определять в соответствии с «Инструкцией по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки», а также в зависимости от частот источников возбуждения так, чтобы последняя из вычисляемых частот превышала бы частоту вынужденных колебаний. Число вычисляемых частот для любых расчетных схем башенных копров рекомендуется определять в следующей последовательности:

а) установить на основании технологического задания максимальную частоту источников возбуждения (ω_{max});

б) определить относительную жесткость основания башни по формуле

$$\sigma_0 = \frac{C_\varphi J_\Phi H}{EJ}, \tag{87}$$

где EJ — изгибная жесткость копра;

J_Φ — момент инерции площади основания фундамента относительно оси поворота;

C_φ — коэффициент упругого неравномерного сжатия грунта, определяемый в соответствии с нормативными документами по расчету оснований и фундаментов;

в) найти значение λ_i при $i \leqslant 8$ по графику (рис. 27), при $i > 8$ по формуле

$$\lambda_i = \lambda_8 + \pi\,(i-8); \quad i = 9, 10\ldots \tag{88}$$

г) определить собственные круговые частоты колебаний по формуле

$$p_i = \frac{\lambda_i^2}{H^2}\sqrt{\frac{EJ}{m}}; \tag{89}$$

д) количество частот (i), необходимое для расчета тонов собственных колебаний, определяют из условия $p_i \geqslant \geqslant 1{,}3\ \omega_{max}$.

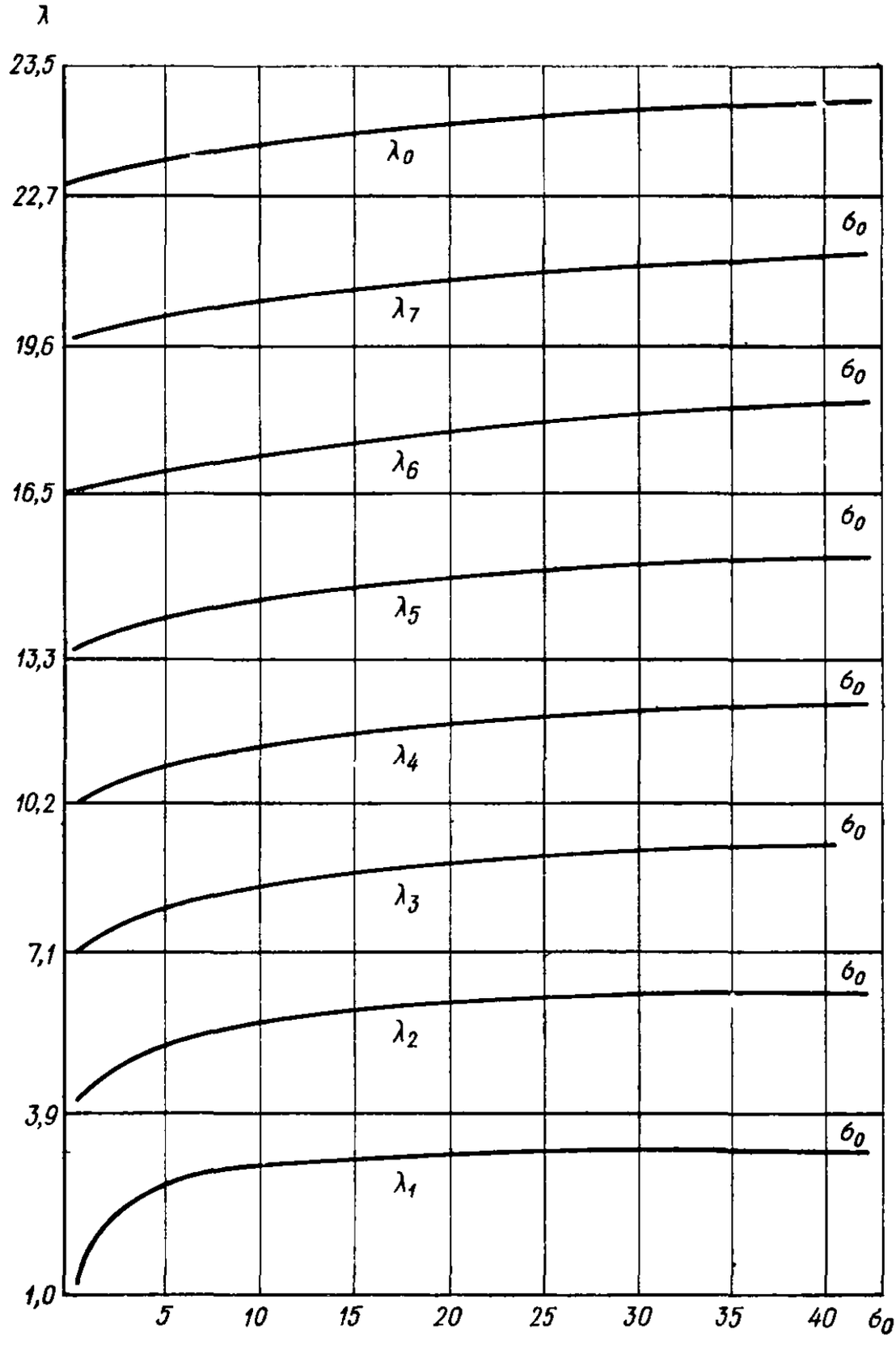


Рис. 27. График функции $\lambda_i = f(\sigma_0)$

Примечание. Формула (89) и график $\lambda_i = f(\sigma_0)$ справедливы для расчетной схемы копра в виде упруго заделанной консоли постоянной жесткости по высоте с равномерно распределенной массой.

2.70. Частоты и формы собственных горизонтальных колебаний копра могут быть найдены по формулам «Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки».

2.71. Круговые частоты собственных горизонтальных колебаний для расчетных схем с одной, двумя и тремя сосредоточенными массами определяются из выражений:

$$p_i = \sqrt{\frac{1}{M_1 \delta_{11}}}; \qquad (90)$$

$$p_{1,2} = \frac{(M_1 \delta_{11} + M_2 \delta_{22} \mp \sqrt{(M_1 \delta_{11} - M_2 \delta_{22})^2 + 4 M_1 M_2 \delta_{12}^2}}{2 M_1 M_2 (\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2)}; \qquad (91)$$

$$M_1 M_2 M_3 (\delta_{11} \delta_{22} \delta_{33} - \delta_{11} \delta_{23}^2 - \delta_{22} \delta_{13}^2 - \delta_{33} \delta_{12}^2 + 2\delta_{12} \delta_{13} \delta_{23}) p_i^6 +$$
$$+ (M_1 M_2 \delta_{12}^2 + M_1 M_3 \delta_{13}^2 + M_2 M_3 \delta_{23}^2 - M_1 M_2 \delta_{11} \delta_{22} - M_1 M_3 \delta_{11} \delta_{33} -$$
$$- M_2 M_3 \delta_{22} \delta_{33}) p_i^4 + (M_1 \delta_{11} + M_2 \delta_{22} + M_3 \delta_{33}) p_i^2 - 1 = 0, \qquad (92)$$

где $M_1 \dots M_n$ — сосредоточенные массы, приложенные в точках 1, 2, 3...n;

$\delta_{ik} = \delta_{ki}$ — перемещение i-й массы от действия единичной силы, приложенной к k-й массе.

Перемещения δ_{ik} для консоли с постоянной жесткостью по высоте с учетом упругости основания (рис. 26, *а*) определяются по формуле

$$\delta_{ik} = \frac{3H_к H_i^2 - H_i^3}{6EJ} + \frac{H_к + h_1}{C_\varphi J_\Phi} (H_i + h_1). \qquad (93)$$

2.72. Для расчетных схем копров с дискретными и распределенными массами, имеющими различную жесткость по высоте, а также для схем с числом степеней свободы более трех и постоянной жесткостью, целесообразно использовать метод начальных параметров в матричной форме. При этом определение собственных частот колебаний следует производить на вычислительных машинах.

2.73. Матричное уравнение метода начальных параметров для расчетной схемы в виде консоли с постоянной или переменной по высоте изгибной жесткостью (рис. 26, *а*),

с любым числом степеней свободы (сосредоточенных масс) и с учетом упругости основания имеет вид

$$Y_n = \overline{M}_n G_n \overline{M}_{n-1} G_{n-1} \ldots \overline{M}_i G_i \ldots \overline{M}_2 G_2 \overline{M}_1 G_1 \Phi_0 Y_0, \qquad (94)$$

где Y_n, Y_0 — матрицы-столбцы параметров в начальном и n-м сечении;

$\overline{M}_1$ — матрица сосредоточенной массы;

G_i — переходная матрица жесткости;

Φ_0 — матрица опоры, учитывающая упругость основания.

Величины, входящие в уравнение (94), определяются из следующих выражений:

$$Y_0 = \begin{bmatrix} 0 \\ \varphi_0 H \\ 0 \\ \dfrac{Q_0 H^3}{EJ} \end{bmatrix} \qquad (95); \qquad Y_n = \begin{bmatrix} y_n \\ \varphi_n H \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}; \qquad (96)$$

$$\overline{M}_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ \rho_i & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \qquad (97); \qquad G_i = \begin{bmatrix} 1 & \beta_i & \dfrac{\beta_i^2}{2\alpha_i} & \dfrac{\beta_i^3}{6\alpha_i} \\ 0 & 1 & \dfrac{\beta_i}{\alpha_i} & \dfrac{\beta_i^2}{2\alpha_i} \\ 0 & 0 & 1 & \beta_i \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}; \qquad (98)$$

$$\Phi_0 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \qquad (99)$$

где

$$\rho_i = \frac{M_i p^2 H^3}{EJ}; \quad \alpha_i = \frac{EJ_i}{EJ}; \quad \beta_i = \frac{h_i}{H}; \quad \sigma_0 = \frac{C_\varphi J_\Phi H}{EJ}.$$

В выражениях (95) — (99) приняты следующие буквенные обозначения:

y_n — амплитуда горизонтального смещения в n-м сечении;

φ_0 и φ_n — амплитуды угла поворота в начальном и n-м сечении;

Q_0 — амплитуда поперечной силы в начальном сечении;

H — полная высота копра с учетом фундамента;

h_i, EJ_i — соответственно высота и изгибная жесткость i-го участка копра, причем за величину EJ принимается жесткость любого участка.

2.74. Матричное уравнение для расчетной схемы в виде жестко заделанной консоли с любым числом степеней свободы (рис. 26, *б*) имеет вид

$$Y_n = \overline{M}_n G_n \overline{M}_{n-1} G_{n-1} \ldots \overline{M}_i G_i \ldots \overline{M}_2 G_2 \overline{M}_1 G_1 Y_0, \qquad (100)$$

где

$$Y_0 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \dfrac{\widetilde{M}_0 H^2}{EJ} \\ \dfrac{Q_0 H^3}{EJ} \end{bmatrix} \qquad (101); \qquad Y_n = \begin{bmatrix} y_n \\ \varphi_n H \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \qquad (102)$$

В выражении (101) $\widetilde{M}_0$ — амплитуда изгибающего момента в заделке.

2.75. Матричное уравнение для расчетной схемы в виде консоли с распределенной массой, с постоянной или переменной по высоте жесткостью и с учетом упругости основания (рис. 26, *в*, *д*) имеет вид

$$Y_n = \overline{A}_n \overline{A}_{n-1} \ldots \overline{A}_2 \overline{A}_1 \Phi_0 Y_0, \qquad (103)$$

в котором значения Y_0 и Φ_0 определяют из (95) и (99), а величину A_i находят из выражения:

$$\overline{A}_i = \begin{bmatrix} A_i & \beta_i B_i & \dfrac{\beta_i^2}{\alpha_i} C_i & \dfrac{\beta_i^3}{\alpha_i} D_i \\ \dfrac{\lambda_i^4}{\beta_i} D_i & A_i & \dfrac{\beta_i}{\alpha_i} B_i & \dfrac{\beta_i^2}{\alpha_i} C_i \\ \dfrac{\alpha_i \lambda_i^4}{\beta_i^2} C_i & \dfrac{\alpha_i \lambda_i^4}{\beta_i} D_i & A_i & \beta_i B_i \\ \dfrac{\alpha_i \lambda_i^4}{\beta_i^3} B_i & \dfrac{\alpha_i \lambda_i^4}{\beta_i^2} C_i & \dfrac{\lambda_i^4}{\beta_i} D_i & A_i \end{bmatrix}, \qquad (104)$$

где

$$\alpha_i = \frac{EJ_i}{EJ}; \quad \beta_i = \frac{h_i}{H}; \quad \frac{\lambda_i^4}{h_i^4} = \frac{m_i p^2}{EJ_i};$$

m_i — масса единицы длины i-го участка.

В состав переходной матрицы $\overline{A}_i$ входят функции:

$$A_i=\frac{1}{2}(\operatorname{ch}\lambda_i+\cos\lambda_i);\quad B_i=\frac{1}{2\lambda_i}(\operatorname{sh}\lambda_i+\sin\lambda_i);$$

$$C_i=\frac{1}{2\lambda_i^2}(\operatorname{ch}\lambda_i-\cos\lambda_i);\quad D_i=\frac{1}{2\lambda_i^3}(\operatorname{sh}\lambda_i-\sin\lambda_i),$$

которые выражаются через табулированные функции А. Н. Крылова

$$A_i=S(\lambda_i);\quad B_i=\frac{T(\lambda_i)}{\lambda_i};\quad C_i=\frac{U(\lambda_i)}{\lambda_i^2};\quad D_i=\frac{V(\lambda_i)}{\lambda_i^3}.$$

Численные значения табулированных функций А. Н. Крылова приведены в табл. 27.

2.76. Для определения круговых частот собственных колебаний из матричных уравнений (94), (100) и (103) необходимо произвести перемножение соответствующих матриц (за исключением матрицы-столбца Y_0) и в полученной результирующей переходной матрице удержать элементы, стоящие на пересечении тех строк, номера которых совпадают с номерами нулевых элементов матрицы Y_n и тех столбцов, номера которых совпадают с номерами не равных нулю элементов матрицы Y_0. Раскрытие определителя полученной квадратной матрицы второго порядка и приравнивание его нулю дает уравнение, корни которого будут являться искомыми круговыми частотами.

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ И ВНУТРЕННИЕ УСИЛИЯ

2.77. Расчет элементов башенного копра на нагрузки, возникающие при различных режимах работы подъема, необходимо производить с учетом схем приложения этих нагрузок (рис. 28). В общем случае при торможении на несущие конструкции башенного копра (перекрытие машинного зала; перекрытие, на котором расположены отклоняющие шкивы; несущие стены или каркас) действуют нагрузки, определяемые по следующим формулам:

а) перекрытие машинного зала

$$\overline{N}(t)=\frac{(P_{\text{Д}}^{(1)}-P_{\text{Д}}^{(2)}\cos\gamma)R}{2R_{\text{Т}}};\qquad(105)$$

$$q(t)=\frac{|P_{\text{Д}}^{(1)}|+|P_{\text{Д}}^{(2)}|\cos\gamma}{a}=\frac{P(t)}{a};\qquad(106)$$

$$M(t)=P_{\text{Д}}^{(2)}\,b\sin\gamma;\qquad(107)$$

Таблица 27

Функции cos λ, sin λ, ch λ, sh λ и функции А. Н. Крылова

$$S(\lambda)=\frac{1}{2}(\cos\lambda+\operatorname{ch}\lambda);\quad T(\lambda)=\frac{1}{2}(\sin\lambda+\operatorname{sh}\lambda);\quad U(\lambda)=\frac{1}{2}(\operatorname{ch}\lambda-\cos\lambda);\quad V(\lambda)=\frac{1}{2}(\operatorname{sh}\lambda-\sin\lambda)$$

λ	cos λ	sin λ	ch λ	sh λ	$S(\lambda)$	$T(\lambda)$	$U(\lambda)$	$V(\lambda)$
0,00	1,00000	0,00000	1,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,01	0,99995	0,01000	1,00005	0,01000	1,00000	0,01000	0,00005	0,00000
0,02	0,99980	0,02000	1,00020	0,02000	1,00000	0,02000	0,00020	0,00000
0,03	0,99955	0,03000	1,00045	0,03000	1,00000	0,03000	0,00045	0,00000
0,04	0,99920	0,03999	1,00080	0,04001	1,00000	0,04000	0,00080	0,00001
0,05	0,99875	0,04998	1,00125	0,05002	1,00000	0,05000	0,00125	0,00002
0,06	0,99820	0,05996	1,00180	0,06004	1,00000	0,06000	0,00180	0,00004
0,07	0,99755	0,06994	1,00245	0,07006	1,00000	0,07000	0,00245	0,00006
0,08	0,99680	0,07991	1,00320	0,08009	1,00000	0,08000	0,00320	0,00009
0,09	0,99595	0,08988	1,00405	0,09012	1,00000	0,09000	0,00405	0,00012
0,10	0,99500	0,09983	1,00500	0,10017	1,00000	0,10000	0,00500	0,00017
0,11	0,99396	0,10978	1,00606	0,11022	1,00001	0,11000	0,00605	0,00022
0,12	0,99281	0,11971	1,00721	0,12029	1,00001	0,12000	0,00720	0,00029
0,13	0,99156	0,12963	1,00846	0,13037	1,00001	0,13000	0,00845	0,00037
0,14	0,99022	0,13954	1,00982	0,14046	1,00002	0,14000	0,00980	0,00046
0,15	0,98877	0,14944	1,01127	0,15056	1,00002	0,15000	0,01125	0,00056
0,16	0,98723	0,15932	1,01283	0,16068	1,00003	0,16000	0,01280	0,00068
0,17	0,98558	0,16918	1,01448	0,17082	1,00003	0,17000	0,01445	0,00082
0,18	0,98384	0,17903	1,01624	0,18097	1,00004	0,18000	0,01620	0,00097
0,19	0,98200	0,18886	1,01810	0,19115	1,00005	0,19000	0,01805	0,00115
0,20	0,98007	0,19876	1,02007	0,20314	1,00007	0,20000	0,02000	0,00134
0,21	0,97803	0,20846	1,02213	0,21155	1,00008	0,21000	0,02205	0,00155
0,22	0,97590	0,21823	1,02430	0,22178	1,00010	0,22000	0,02420	0,00178
0,23	0,97367	0,22798	1,02657	0,23203	1,00012	0,23000	0,02645	0,00203
0,24	0,97134	0,23770	1,02894	0,24231	1,00014	0,24000	0,02880	0,00231
0,25	0,96891	0,24740	1,03141	0,25261	1,00016	0,25000	0,03125	0,00261
0,26	0,96639	0,25708	1,03399	0,26294	1,00019	0,26001	0,03380	0,00293
0,27	0,96377	0,26673	1,03667	0,27329	1,00022	0,27001	0,03645	0,00328
0,28	0,96106	0,27636	1,03946	0,28367	1,00026	0,28001	0,03920	0,00366
0,29	0,95824	0,28595	1,04235	0,29408	1,00029	0,29001	0,04205	0,00407
0,30	0,95534	0,29552	1,04534	0,30452	1,00034	0,30002	0,04500	0,00450
0,31	0,95233	0,30506	1,04844	0,31499	1,00038	0,31002	0,04805	0,00497
0,32	0,94924	0,31457	1,05164	0,32549	1,00044	0,32003	0,05120	0,00546
0,33	0,94604	0,32404	1,05495	0,33602	1,00049	0,33003	0,05445	0,00599
0,34	0,94275	0,33349	1,05836	0,34659	1,00055	0,34004	0,05780	0,00655
0,35	0,93937	0,34290	1,06188	0,35719	1,00062	0,35004	0,06125	0,00715
0,36	0,93590	0,35227	1,06550	0,36783	1,00070	0,36005	0,06480	0,00778
0,37	0,93233	0,36162	1,06923	0,37850	1,00078	0,37006	0,06845	0,00844
0,38	0,92866	0,37092	1,07307	0,38921	1,00086	0,38006	0,07220	0,00915
0,39	0,92491	0,38019	1,07702	0,39996	1,00096	0,39007	0,07605	0,00989
0,40	0,92106	0,38942	1,08107	0,41075	1,00106	0,40008	0,08000	0,01067
0,41	0,91712	0,39861	1,08523	0,42158	1,00117	0,41009	0,08405	0,01149
0,42	0,91309	0,40776	1,08950	0,43246	1,00129	0,42011	0,08820	0,01235
0,43	0,90897	0,41687	1,09388	0,44337	1,00142	0,43012	0,09245	0,01325
0,44	0,90475	0,42594	1,09837	0,45434	1,00156	0,44014	0,09681	0,01420
0,45	0,90045	0,43497	1,10297	0,46534	1,00171	0,45015	0,10126	0,01519
0,46	0,89605	0,44395	1,10768	0,47640	1,00186	0,46017	0,10581	0,01625
0,47	0,89157	0,45289	1,11250	0,48750	1,00203	0,47019	0,11047	0,01731
0,48	0,88699	0,46178	1,11743	0,49865	1,00221	0,48021	0,11522	0,01844
0,49	0,88233	0,47063	1,12247	0,50984	1,00240	0,49023	0,12007	0,01961
0,50	0,87758	0,47943	1,12763	0,52110	1,00260	0,50026	0,12502	0,02084
0,51	0,87274	0,48818	1,13289	0,53240	1,00280	0,51029	0,13007	0,02211
0,52	0,86782	0,49688	1,13827	0,54375	1,00304	0,52031	0,13522	0,02344
0,53	0,86281	0,50533	1,14377	0,55516	1,00329	0,53024	0,14048	0,02481
0,54	0,85771	0,51414	1,14938	0,56663	1,00354	0,54038	0,14583	0,02624

Продолжение табл. 27

λ	cos λ	sin λ	ch λ	sh λ	$S(\lambda)$	$T(\lambda)$	$U(\lambda)$	$V(\lambda)$
0,55	0,85262	0,52269	1,15510	0,57815	1,00381	0,55042	0,15129	0,02773
0,56	0,84726	0,53119	1,16094	0,58973	1,00410	0,56046	0,15684	0,02927
0,57	0,84190	0,53963	1,16690	0,60137	1,00440	0,57050	0,16250	0,03087
0,58	0,83646	0,54802	1,17297	0,61307	1,00471	0,58054	0,16825	0,03253
0,59	0,83094	0,55636	1,17916	0,62483	1,00505	0,59060	0,17411	0,03424
0,60	0,82534	0,56464	1,18547	0,63665	1,00540	0,60074	0,18006	0,03601
0,61	0,81965	0,57287	1,19189	0,64854	1,00577	0,61070	0,18612	0,03784
0,62	0,81388	0,58104	1,19844	0,66049	1,00616	0,62076	0,19228	0,03973
0,63	0,80803	0,58914	1,20510	0,67251	1,00656	0,63082	0,19853	0,04169
0,64	0,80210	0,59720	1,21189	0,68459	1,00699	0,64089	0,20489	0,04369
0,65	0,79608	0,60519	1,21879	0,69675	1,00742	0,65097	0,21136	0,04578
0,66	0,78999	0,61312	1,22582	0,70897	1,00790	0,66104	0,21791	0,04793
0,67	0,78382	0,62099	1,23297	0,72126	1,00830	0,67112	0,22458	0,05013
0,68	0,77757	0,62879	1,24025	0,73363	1,00891	0,68121	0,23134	0,05248
0,69	0,77125	0,63654	1,24765	0,74607	1,00945	0,69130	0,23820	0,05477
0,70	0,76484	0,64422	1,25517	0,75858	1,01000	0,70140	0,24516	0,05718
0,71	0,75836	0,65183	1,26282	0,77117	1,01059	0,71150	0,25223	0,05967
0,72	0,75181	0,65938	1,27059	0,78384	1,01120	0,72161	0,25939	0,06223
0,73	0,74517	0,66687	1,27849	0,79659	1,01183	0,73173	0,26666	0,06486
0,74	0,73847	0,67429	1,28652	0,80941	1,01249	0,74185	0,27403	0,06756
0,75	0,73169	0,68164	1,29468	0,82232	1,01318	0,75198	0,28149	0,07034
0,76	0,72484	0,68892	1,30297	0,83530	1,01390	0,76211	0,28906	0,07319
0,77	0,71791	0,69614	1,31139	0,84838	1,01465	0,77226	0,29674	0,07612
0,78	0,71091	0,70328	1,31994	0,86153	1,01542	0,78240	0,30451	0,07913
0,79	0,70385	0,71035	1,32862	0,87478	1,01623	0,79256	0,31238	0,08228
0,80	0,69671	0,71736	1,33743	0,88811	1,01707	0,80273	0,32036	0,08538
0,81	0,68950	0,72429	1,34638	0,90152	1,01794	0,81290	0,32844	0,08862
0,82	0,68222	0,73115	1,35547	0,91503	1,01884	0,82309	0,33662	0,09194
0,83	0,67488	0,73793	1,36468	0,92863	1,01978	0,83328	0,34490	0,09535
0,84	0,66746	0,74464	1,37404	0,94233	1,02075	0,84348	0,35329	0,09885
0,85	0,65998	0,75128	1,38353	0,95612	1,02175	0,85380	0,36177	0,10242
0,86	0,65244	0,75784	1,39316	0,97000	1,02280	0,86392	0,37036	0,10608
0,87	0,64483	0,76433	1,40293	0,98398	1,02388	0,87415	0,37905	0,10983
0,88	0,63719	0,77074	1,41284	0,99806	1,02500	0,88440	0,38785	0,11366
0,89	0,62941	0,77707	1,42289	1,01224	1,02615	0,89465	0,39674	0,11758
0,90	0,62162	0,78333	1,43309	1,02652	1,02735	0,90492	0,40573	0,12159
0,91	0,61375	0,78950	1,44342	1,04090	1,02858	0,91520	0,41483	0,12570
0,92	0,60582	0,79560	1,45390	1,05539	1,02986	0,92549	0,42404	0,12990
0,93	0,59783	0,80162	1,46453	1,06998	1,03118	0,93082	0,43335	0,13418
0,94	0,58979	0,80756	1,47530	1,08468	1,03254	0,94612	0,44275	0,13856
0,95	0,58168	0,81342	1,48623	1,09948	1,03395	0,95645	0,45227	0,14303
0,96	0,57352	0,81919	1,49729	1,11440	1,03540	0,96679	0,46188	0,14761
0,97	0,56530	0,82489	1,50851	1,12843	1,03690	0,97716	0,47161	0,15297
0,98	0,55702	0,83050	1,51988	1,14457	1,03845	0,98753	0,48143	0,15704
0,99	0,54869	0,83603	1,53141	1,15983	1,04005	0,99793	0,49136	0,16190
1,00	0,54030	0,84147	1,54308	1,17520	1,04169	1,00833	0,50139	0,16687
1,01	0,53186	0,84683	1,55491	1,19069	1,04338	1,01876	0,51152	0,17193
1,02	0,52337	0,85211	1,56689	1,20630	1,04513	1,02920	0,52176	0,17710
1,03	0,51483	0,85730	1,57904	1,22203	1,04693	1,03953	0,53211	0,18237
1,04	0,50622	0,86240	1,59134	1,23788	1,04878	1,05014	0,54256	0,18774
1,05	0,49757	0,86742	1,60379	1,25386	1,05068	1,06064	0,55311	0,19322
1,06	0,48887	0,87236	1,61641	1,26996	1,05264	1,07116	0,56377	0,19880
1,07	0,48012	0,87720	1,62919	1,28619	1,05466	1,08169	0,57454	0,20449
1,08	0,47133	0,88196	1,64214	1,30254	1,05673	1,09225	0,58540	0,21029
1,09	0,46249	0,88663	1,65525	1,31903	1,05887	1,10283	0,59638	0,21620
1,10	0,45360	0,89121	1,66852	1,33565	1,06106	1,11343	0,60746	0,22222
1,11	0,44466	0,89570	1,68196	1,35240	1,06333	1,12405	0,61865	0,22835
1,12	0,43568	0,90010	1,69557	1,36929	1,06562	1,13469	0,62995	0,23460
1,13	0,42666	0,90441	1,70934	1,38631	1,06800	1,14536	0,64134	0,24095

Продолжение табл. 27

λ	cos λ	sin λ	ch λ	sh λ	$S(\lambda)$	$T(\lambda)$	$U(\lambda)$	$V(\lambda)$
1,14	0,41759	0,90863	1,72329	1,40347	1,07044	1,15605	0,65285	0,24742
1,15	0,40849	0,91276	1,73741	1,42078	1,07295	1,16677	0,66446	0,25401
1,16	0,39934	0,91680	1,75171	1,43822	1,07552	1,17750	0,67619	0,26071
1,17	0,39015	0,92075	1,76618	1,45581	1,07816	1,18828	0,68801	0,26753
1,18	0,38092	0,92461	1,78083	1,47355	1,08087	1,19908	0,69995	0,27477
1,19	0,37166	0,92837	1,79565	1,49143	1,08365	1,20990	0,71200	0,28153
1,20	0,36236	0,93204	1,81066	1,50946	1,08651	1,22075	0,72415	0,28871
1,21	0,35302	0,93562	1,82584	1,52764	1,08934	1,23163	0,73641	0,29601
1,22	0,34365	0,93910	1,84121	1,54598	1,09243	1,24254	0,74878	0,30344
1,23	0,33424	0,94249	1,85676	1,56447	1,09550	1,25348	0,76196	0,31099
1,24	0,32480	0,94578	1,87250	1,58311	1,09865	1,26444	0,77385	0,31867
1,25	0,31532	0,94898	1,88842	1,60192	1,10187	1,27545	0,78658	0,32645
1,26	0,30582	0,95209	1,90454	1,62088	1,10518	1,28648	0,79936	0,33439
1,27	0,29628	0,95510	1,92084	1,64001	1,10856	1,29750	0,81228	0,34245
1,28	0,28672	0,95802	1,93734	1,65930	1,11203	1,30866	0,82531	0,35064
1,29	0,27712	0,96084	1,95403	1,67876	1,11557	1,31980	0,83845	0,35896
1,30	0,26750	0,96356	1,97091	1,69838	1,11920	1,33097	0,85171	0,36741
1,31	0,25785	0,96618	1,98800	1,71818	1,12292	1,34218	0,86507	0,37600
1,32	0,24818	0,96872	2,00528	1,73814	1,12673	1,35343	0,87855	0,38471
1,33	0,23848	0,97115	2,02276	1,75828	1,13062	1,36471	0,89214	0,39357
1,34	0,22875	0,97348	2,04044	1,77860	1,13460	1,37604	0,90585	0,40256
1,35	0,21901	0,97572	2,05833	1,79909	1,13867	1,38740	0,91966	0,41169
1,36	0,20924	0,97786	2,07643	1,81977	1,14283	1,39881	0,93336	0,42096
1,37	0,19945	0,97991	2,09473	1,84062	1,14709	1,41026	0,94764	0,43035
1,38	0,18964	0,98185	2,11324	1,86166	1,15144	1,42175	0,96180	0,43991
1,39	0,17981	0,98370	2,13196	1,88289	1,15588	1,43329	0,97607	0,44959
1,40	0,16997	0,98545	2,15090	1,90430	1,16043	1,44487	0,99047	0,45933
1,41	0,16010	0,98710	2,17005	1,92591	1,16507	1,45655	1,00497	0,46941
1,42	0,15023	0,98865	2,18942	1,94770	1,16982	1,46817	1,01959	0,47952
1,43	0,14033	0,99010	2,20900	1,96970	1,17466	1,47990	1,03434	0,48980
1,44	0,13042	0,99146	2,22881	1,99188	1,17961	1,49167	1,04920	0,50021
1,45	0,12050	0,99271	2,24884	1,01427	1,18467	1,50349	1,06417	0,51078
1,46	0,11057	0,99387	2,26910	1,03686	1,18984	1,51537	1,07926	0,52149
1,47	0,10063	0,99492	2,28958	2,05965	1,19510	1,52728	1,09448	0,53237
1,48	0,09067	0,99588	2,31029	2,08265	1,20048	1,53926	1,10981	0,54339
1,49	0,08071	0,99674	2,33123	2,10586	1,20597	1,55130	1,12526	0,55456
1,50	0,07074	0,99749	2,35241	2,12928	1,21157	1,56338	1,14083	0,56590
1,51	0,06076	0,99815	2,37382	2,15291	1,21729	1,57533	1,15653	0,57738
1,52	0,05077	0,99871	2,39547	2,17676	1,22312	1,58773	1,17235	0,58903
1,53	0,04079	0,99917	2,41736	2,20082	1,22907	1,59999	1,18828	0,60083
1,54	0,03079	0,99953	2,43949	2,22510	1,23514	1,61231	1,20435	0,61279
1,55	0,02079	0,99978	2,46186	2,24961	1,24132	1,62469	1,22053	0,62492
1,56	0,01090	0,99994	2,48448	2,27434	1,24769	1,63714	1,23679	0,63720
1,57	0,00080	1,00000	2,50735	2,29930	1,25047	1,64965	1,25327	0,64965
1,58	—0,00920	0,99996	2,53047	2,32449	1,26063	1,66222	1,26983	0,66226
1,59	—0,01920	0,99982	2,55384	2,34991	1,26732	1,67486	1,28652	0,67504
1,60	—0,02920	0,99957	2,57746	2,37557	1,27413	1,68757	1,30333	0,68800
1,61	—0,03919	0,99923	2,60135	2,40146	1,28108	1,70034	1,32027	0,70112
1,62	—0,04918	0,99879	2,62549	2,42760	1,28815	1,71319	1,33734	0,71441
1,63	—0,05917	0,99825	2,64990	2,45397	1,29536	1,72608	1,35453	0,72786
1,64	—0,06915	0,99761	2,67457	2,48059	1,30271	1,73910	1,37186	0,74149
1,65	—0,07912	0,99687	2,69951	2,50746	1,31019	1,75216	1,38932	0,75530
1,66	—0,08909	0,99602	2,72472	2,53459	1,31782	1,76530	1,40690	0,76928
1,67	—0,09904	0,99508	2,75021	2,56196	1,32558	1,77852	1,42462	0,78344
1,68	—0,10899	0,99404	2,77596	2,58959	1,33348	1,79181	1,44248	0,79778
1,69	—0,11892	0,99290	2,80200	2,61748	1,34154	1,80519	1,46046	0,81229
1,70	—0,12884	0,99166	2,82832	2,64563	1,34974	1,81864	1,47858	0,82669
1,71	—0,13875	0,99033	2,85491	2,67405	1,35808	1,83219	1,49683	0,84186
1,72	—0,14865	0,98889	2,88180	2,70273	1,36657	1,84581	1,53523	0,85692
1,73	—0,15853	0,98735	2,90897	2,73168	1,37522	1,85952	1,53375	0,87216

Продолжение табл. 27

λ	cos λ	sin λ	ch λ	sh λ	S (λ)	T (λ)	U (λ)	V (λ)
1,74	—0,16840	0,98572	2,93643	2,76091	1,38401	1,87331	1,55242	0,88759
1,75	—0,17825	0,98399	2,96419	2,79041	1,39297	1,88820	1,57122	0,90321
1,76	—0,18808	0,98215	2,99224	2,82020	1,40208	1,90117	1,59016	0,91903
1,77	—0,19789	0,98022	3,02259	2,85026	1,41135	1,91524	1,60924	0,93502
1,78	—0,20768	0,97820	3,04925	2,88061	1,42078	1,92940	1,62846	0,95120
1,79	—0,21745	0,97607	3,07821	2,91125	1,43038	1,94366	1,64783	0,96759
1,80	—0,22720	0,97385	3,10747	2,94217	1,44013	1,95801	1,66734	0,98416
1,81	—0,23693	0,97153	3,13705	2,97340	1,45006	1,97246	1,68699	1,00093
1,82	—0,24663	0,96911	3,16694	3,00492	1,46015	1,98697	1,70679	1,02191
1,83	—0,25631	0,96659	3,19715	3,03674	1,47042	2,00166	1,72673	1,03507
1,84	—0,26596	0,96398	3,22768	3,06886	1,48086	2,01642	1,74682	1,05244
1,85	—0,27559	0,96128	3,25853	3,10129	1,49147	2,03128	1,76706	1,07001
1,86	—0,28519	0,95847	3,28970	3,13403	1,50225	2,04625	1,78745	1,08778
1,87	—0,29476	0,95557	3,32121	3,16709	1,51322	2,06133	1,80798	1,10576
1,88	—0,30430	0,95258	3,35305	3,20046	1,52437	2,07652	1,82868	1,12394
1,89	—0,31381	0,94949	3,38522	3,23415	1,53570	2,09182	1,84952	1,14233
1,90	—0,32329	0,94630	3,41773	3,26816	1,54722	2,10723	1,87051	1,16093
1,91	—0,33274	0,94302	3,45058	3,30250	1,55892	2,12276	1,89166	1,17974
1,92	—0,34215	0,93965	3,48378	3,33718	1,57081	2,13841	1,91297	1,19877
1,93	—0,35153	0,93618	3,51733	3,37218	1,58290	2,15418	1,93443	1,21800
1,94	—0,36087	0,93261	3,55123	3,40752	1,59518	2,17006	1,95605	1,23745
1,95	—0,37018	0,92896	3,58548	3,44321	1,61265	2,18608	1,97783	1,25713
1,96	—0,37945	0,92521	3,62009	3,47923	1,62032	2,20222	1,99977	1,27701
1,97	—0,38868	0,92137	3,65507	3,51561	1,63319	2,21849	2,02187	1,34712
1,98	—0,39788	0,91744	3,69041	3,55234	1,64626	2,23489	2,04415	1,31745
1,99	—0,40703	0,91341	3,72611	3,58942	1,65954	2,25142	2,06707	1,33800
2,00	—0,41615	0,90930	3,76220	3,62686	1,67302	2,26808	2,08918	1,35878
2,01	—0,42522	0,90509	3,79865	3,66466	1,68671	2,28337	2,11193	1,37828
2,02	—0,43425	0,90079	3,83549	3,70283	1,70062	2,30181	2,13487	1,40102
2,03	—0,44323	0,89641	3,87271	3,74138	1,71474	2,31889	2,15797	1,42249
2,04	—0,45218	0,89193	3,91032	3,78029	1,72907	2,33611	2,18125	1,44418
2,05	—0,46107	0,88736	3,94832	3,81958	1,74362	2,35347	2,20470	1,46611
2,06	—0,46992	0,88271	3,98671	3,85926	1,75840	2,37098	2,22832	1,48827
2,07	—0,47873	0,87796	4,02550	3,89932	1,77360	2,38864	2,25212	1,51068
2,08	—0,48748	0,87313	4,06470	3,93977	1,78861	2,40645	2,27609	1,53332
2,09	—0,49619	0,86821	4,10430	3,98061	1,80405	2,42441	2,30024	1,55620
2,10	—0,50485	0,86321	4,14431	4,02186	1,81973	2,44253	2,32458	1,57933
2,11	—0,51345	0,85812	4,18474	4,06350	1,83565	2,46081	2,34910	1,60269
2,12	—0,52201	0,85294	4,22558	4,10555	1,85179	2,47925	2,37380	1,62630
2,13	—0,53051	0,84768	4,26685	4,14801	1,86817	2,49785	2,39868	1,65017
2,14	—0,53896	0,84233	4,30855	4,19089	1,88479	2,51661	2,42375	1,67428
2,15	—0,54736	0,83690	4,35067	4,23419	1,90165	2,53554	2,44002	1,69865
2,16	—0,55570	0,83138	4,39323	4,27791	1,91876	2,55464	2,47447	1,72327
2,17	—0,56399	0,82579	4,43623	4,32205	1,93612	2,57392	2,50011	1,74813
2,18	—0,57221	0,82010	4,47967	4,36663	1,95373	2,59337	2,52594	1,77326
2,19	—0,58039	0,81434	4,52356	4,41165	1,97158	2,61300	2,55198	1,79865
2,20	—0,58850	0,80850	4,56791	4,45711	1,98970	2,63208	2,57820	1,81431
2,21	—0,59656	0,80257	4,61271	4,50301	2,00807	2,65279	2,60464	1,85022
2,22	—0,60455	0,79657	4,65797	4,54936	2,02671	2,67296	2,63126	1,87640
2,23	—0,61249	0,79048	4,70370	4,59617	2,04560	2,69332	2,65810	1,90285
2,24	—0,62036	0,78432	4,74989	4,64344	2,06476	2,71388	2,68513	1,92956
2,25	—0,62817	0,77807	4,79657	4,69117	2,08420	2,73462	2,71237	1,95655
2,26	—0,63592	0,77175	4,84372	4,73937	2,10390	2,75556	2,73982	1,98381
2,27	—0,64361	0,76535	4,89136	4,78804	2,12387	2,77670	2,76748	2,01135
2,28	—0,65123	0,75888	4,93948	4,83720	2,14412	2,79804	2,79536	2,03916
2,29	—0,65879	0,75233	4,98810	4,88684	2,16465	2,81958	2,82345	2,06725
2,30	—0,66628	0,74571	5,03722	4,93696	2,18547	2,84133	2,85175	2,09563
2,31	—0,67370	0,73901	5,08684	4,98758	2,20657	2,86329	2,88027	2,12429
2,32	—0,68106	0,73223	5,13697	5,03870	2,22795	2,88546	2,90902	2,15324

Продолжение табл. 27

λ	cos λ	sin λ	ch λ	sh λ	$S(\lambda)$	$T(\lambda)$	$U(\lambda)$	$V(\lambda)$
2,33	—0,68834	0,72538	5,18762	5,09032	2,24964	2,90785	2,93798	2,18247
2,34	—0,69556	0,71846	5,23878	5,14245	2,27161	2,93045	2,96717	2,21200
2,35	—0,70271	0,71147	5,29047	5,19510	2,29388	2,95328	2,99659	2,24182
2,36	—0,70979	0,70441	5,34269	5,24827	2,31645	2,97634	3,02624	2,27193
2,37	—0,71680	0,69728	5,39544	5,30196	2,33932	2,99962	3,05612	2,30234
2,38	—0,72374	0,69007	5,44873	5,35618	2,36250	3,02312	3,08624	2,33306
2,39	—0,73060	0,68280	5,50256	5,41093	2,38598	3,04686	3,11658	2,36406
2,40	—0,73739	0,67546	5,55695	5,46623	2,40978	3,07084	3,14717	2,39539
2,41	—0,74411	0,66806	5,61189	5,52207	2,43389	3,09506	3,17800	2,42700
2,42	—0,75075	0,66058	5,66739	5,57847	2,45832	3,11952	3,20907	2,45895
2,43	—0,75732	0,65304	5,72346	5,63542	2,48307	3,14423	3,24039	2,49119
2,44	—0,76382	0,64544	5,78010	5,69294	2,50814	3,16919	3,27196	2,52375
2,45	—0,77023	0,63776	5,83732	5,75103	2,53354	3,19439	3,30378	2,55664
2,46	—0,77657	0,63003	5,89512	5,80969	2,56927	3,21986	3,33585	2,58983
2,47	—0,78283	0,62223	5,95352	5,86893	2,58535	3,24558	3,36817	2,62335
2,48	—0,78901	0,61437	6,01250	5,92876	2,61174	3,27156	3,40076	2,65720
2,49	—0,79512	0,60645	6,07209	5,98918	2,63848	3,29781	3,43360	2,69136
2,50	—0,80114	0,59847	6,13229	6,05020	2,66557	3,32433	3,46672	2,72586
2,51	—0,80709	0,59043	6,19310	6,11183	2,69300	3,35113	3,50010	2,76070
2,52	—0,81295	0,58233	6,25453	6,17407	2,72079	3,37820	3,53374	2,79584
2,53	—0,81873	0,57417	6,31658	6,23692	2,74893	3,40555	3,56765	2,83137
2,54	—0,82444	0,56596	6,37927	6,30040	2,77742	3,43318	3,60175	2,86722
2,55	—0,83005	0,55768	6,44259	6,36451	2,80627	3,46110	3,63632	2,90342
2,56	—0,83559	0,54936	6,50656	6,42926	2,83549	3,48931	3,67107	2,93995
2,57	—0,84104	0,54097	6,57118	6,49464	2,86507	3,51780	3,70061	2,87683
2,58	—0,84641	0,53253	6,63646	6,56068	2,89502	3,54660	3,74144	3,01408
2,59	—0,85169	0,52404	6,70240	6,62738	2,92535	3,57571	3,77705	3,05167
2,60	—0,85689	0,51550	6,76901	6,69473	2,95606	3,60511	3,81295	3,08962
2,61	—0,86200	0,50691	6,83629	6,76276	2,98714	3,63483	3,84915	3,12793
2,62	—0,86703	0,49826	6,90426	6,83146	3,01862	3,66486	3,88565	3,16660
2,63	—0,87197	0,48957	6,97292	6,90085	3,05047	3,69521	3,92235	3,20564
2,64	—0,87682	0,48082	7,04228	6,97092	3,08273	3,72587	3,95955	3,24505
2,65	—0,88158	0,47203	7,11234	7,04169	3,11538	3,75186	3,99696	3,28483
2,66	—0,88626	0,46319	7,18312	7,11317	3,14843	3,78818	4,03469	3,32499
2,67	—0,89085	0,45431	7,25461	7,18536	3,18188	3,81984	4,07273	3,36552
2,68	—0,89534	0,44537	7,32683	7,25827	3,21755	3,85182	4,11108	3,40645
2,69	—0,89975	0,43640	7,39978	7,33190	3,25001	3,88415	4,14926	3,44775
2,70	—0,90407	0,42738	7,47347	7,40626	3,28470	3,91682	4,18877	3,48944
2,71	—0,90830	0,41832	7,54791	7,48137	3,31980	3,94985	4,22810	3,53152
2,72	—0,91244	0,40921	7,62310	7,55722	3,35533	3,92321	4,26717	3,57401
2,73	—0,91648	0,40007	7,69905	7,63383	3,39128	4,01695	4,30777	3,61688
2,74	—0,92044	0,39088	7,77578	7,71124	3,42767	4,05105	4,34811	3,66017
2,75	—0,92430	0,38166	7,85328	7,78935	3,46449	5,08550	4,38879	3,70384
2,76	—0,92807	0,37240	7,93157	7,86828	3,50175	4,12034	4,42982	3,74794
2,77	—0,93175	0,36310	8,01065	7,94799	3,53945	4,15554	4,47120	3,79244
2,78	—0,93533	0,35376	8,09053	8,02849	3,57760	4,19112	4,51293	3,83736
2,79	—0,93883	0,34439	8,17122	8,10980	3,61619	4,22709	4,55503	3,88271
2,80	—0,94222	0,33499	8,25273	8,19192	3,65525	4,26345	4,59748	3,92847
2,81	—0,94553	0,32555	8,33506	8,27486	3,69476	4,30020	4,64030	3,97465
2,82	—0,94873	0,31608	8,41823	8,35862	3,73493	4,33735	4,68330	4,02127
2,83	—0,95185	0,30658	8,50224	8,44322	3,77520	4,37490	4,72705	4,06832
2,84	—0,95486	0,29704	8,58710	8,52867	3,81612	4,41285	4,77098	4,11582
2,85	—0,95779	0,28748	8,67281	8,61497	3,85751	4,45122	4,81530	4,16315
2,86	—0,96061	0,27789	8,75940	8,70213	3,89940	4,49001	4,86000	4,21212
2,87	—0,96334	0,26827	8,84668	8,79016	3,94176	4,52921	4,90510	4,26095
2,88	—0,96598	0,25862	8,93520	8,87907	3,98461	4,56884	4,95059	4,31028
2,89	—0,96852	0,24895	9,02444	8,96887	4,02796	4,60891	4,99648	4,35996
2,90	—0,97096	0,23925	9,11458	9,05956	4,07181	4,64940	5,04277	4,41016
2,91	—0,97330	0,22953	9,20564	9,15116	4,11617	4,69034	5,08947	4,46082
2,92	—0,97555	0,21978	9,29761	9,24368	4,16103	4,73173	5,13658	4,51195

Продолжение табл. 27

λ	cos λ	sin λ	ch λ	sh λ	$S(\lambda)$	$T(\lambda)$	$U(\lambda)$	$V(\lambda)$
2,93	—0,97770	0,21002	9,39051	9,33712	4,20640	4,77357	5,18410	4,56355
2,94	—0,97975	0,20023	9,48436	9,43149	4,25230	4,81586	5,23206	4,61563
2,95	—0,98170	0,19042	9,57915	9,52681	4,29875	4,85862	5,28042	4,66820
2,96	—0,98356	0,18060	9,67490	9,62303	4,34567	4,90181	5,32923	5,72124
2,97	—0,98531	0,17075	9,77161	9,72031	4,39315	4,94553	5,37846	4,77478
2,98	—0,98697	0,16089	9,86930	9,81851	4,44117	4,98970	5,42814	4,82881
2,99	—0,98853	0,15101	9,96798	9,91770	4,48972	5,03435	5,47825	4,88335
3,00	—0,98999	0,14112	10,06766	10,01787	4,53883	5,07949	5,52883	4,93838
3,01	—0,99135	0,13121	10,16835	10,11905	4,58850	5,12513	5,57985	4,99392
3,02	—0,99262	0,12129	10,27005	10,22125	4,63872	5,17127	5,63133	5,04998
3,03	—0,99378	0,11136	10,37277	10,32446	4,68950	5,21791	5,68327	5,10655
3,04	—0,99484	0,10142	10,47654	10,42870	4,74085	5,26556	5,73569	5,16364
3,05	—0,99581	0,09146	10,58135	10,53339	4,79277	5,31272	5,78858	5,22126
3,06	—0,99667	0,08150	10,68722	10,64033	4,84527	5,36090	5,84195	5,27942
3,07	—0,99744	0,07153	10,79416	10,74774	4,89836	5,40963	5,89580	5,33810
3,08	—0,99810	0,06155	10,90218	10,85622	4,95204	5,45888	5,95014	5,39734
3,09	—0,99867	0,05157	11,01129	10,96579	5,00631	5,50868	6,00498	5,45711
3,10	—0,99914	0,04158	11,12150	11,07645	5,06118	5,55901	6,06032	5,51744
3,11	—0,99950	0,03159	11,23282	11,18822	5,11666	5,60990	6,11616	5,57832
3,12	—0,99977	0,02159	11,34527	11,30111	5,17275	5,66135	6,17252	5,63976
3,13	—0,99993	0,01159	11,45885	11,41513	5,22931	5,71336	6,22936	5,70177
3,14	—1,00000	0,00159	11,57357	11,53029	5,28678	5,76594	6,28678	5,76435
3,15	—0,99996	0,00841	11,68946	11,64661	5,34475	5,81910	6,34471	5,82751
3,16	—0,99983	—0,01841	11,80651	11,76409	5,40316	5,87284	6,40317	5,89125
3,17	—0,99960	—0,02840	11,92474	11,88274	5,46257	5,92717	6,46217	5,95657
3,18	—0,99926	—0,03840	12,04417	12,00258	5,52245	5,98209	6,52171	6,02049
3,19	—0,99883	—0,04839	12,16480	12,12363	5,58298	6,03762	6,58182	6,08601
3,20	—0,99829	—0,05837	12,28665	12,24588	5,64418	6,09375	6,64247	6,15213
3,21	—0,99766	—0,06835	12,40972	12,36936	5,70603	6,15050	6,70369	6,21885
3,22	—0,99969	—0,07833	12,53404	12,49408	5,76855	6,20787	6,76349	6,28621
3,23	—0,99609	—0,08829	12,65961	12,62005	5,83161	6,26588	6,82800	6,35417
3,24	—0,99516	—0,09825	12,78644	12,74728	5,89564	6,32451	6,89080	6,42277
3,25	—0,99413	—0,10820	12,91456	12,87578	5,96021	6,38379	6,95384	6,49199
3,26	—0,99300	—0,11813	13,04396	13,00557	6,02535	6,44372	7,01848	6,56185
3,27	—0,99177	—0,12805	13,17467	13,13667	6,09145	6,50431	7,08322	6,63236
3,28	—0,99044	—0,13797	13,30670	13,26907	6,15813	6,56555	7,14857	6,70352
3,29	—0,98901	—0,14786	13,44006	13,40280	6,22552	6,62747	7,21454	6,77533
3,30	—0,98748	—0,15775	13,57476	13,53788	6,29364	6,69006	7,28112	6,84782
3,31	—0,98585	—0,16761	13,71082	13,67430	6,36248	6,75334	7,34833	6,92095
3,32	—0,98413	—0,17746	13,84825	13,81210	6,43206	6,81732	7,41619	6,99478
3,33	—0,98230	—0,18729	13,98707	13,95127	6,50238	6,88199	7,48460	7,06928
3,34	—0,98038	—0,19711	14,12728	14,09185	6,57345	6,94737	7,55383	7,14448
3,35	—0,97836	—0,20690	14,26891	14,23382	6,64527	7,01346	7,62363	7,22036
3,36	—0,97624	—0,21668	14,41196	14,37723	6,71786	7,08027	7,69410	7,29696
3,37	—0,97403	—0,22643	14,55646	14,52207	6,78121	7,14782	7,76524	7,37425
3,38	—0,97172	—0,23616	14,70241	14,66836	6,86534	7,21610	7,83706	7,45226
3,39	—0,96931	—0,24586	14,84983	14,81612	6,94026	7,28513	7,90957	7,53099
3,40	—0,96680	—0,25554	14,99874	14,96536	7,01597	7,35491	7,98277	7,61045
3,41	—0,96419	—0,26520	15,14914	15,11610	7,09247	7,42546	8,05666	7,69065
3,42	—0,96149	—0,27482	15,30106	15,26885	7,16978	7,49676	8,13028	7,77159
3,43	—0,95870	—0,28443	15,45451	15,42213	7,24790	7,56885	8,20661	7,85326
3,44	—0,95581	—0,29400	15,60951	15,57745	7,32685	7,64172	8,28266	7,93573
3,45	—0,95282	—0,30354	15,76607	15,73432	7,40662	7,71539	8,35945	8,01893
3,46	—0,94974	—0,31305	15,92420	15,89277	7,48723	7,78986	8,38697	8,10291
3,47	—0,94656	—0,32254	16,08393	16,05281	7,51858	7,86514	8,51535	8,18768
3,48	—0,94328	—0,33199	16,24526	16,21416	7,65099	7,94124	8,59427	8,27322
3,49	—0,93992	—0,34140	16,40822	16,37772	7,73415	8,01816	8,67407	8,35956
3,50	—0,93646	—0,35078	16,57282	16,54263	7,81818	8,09592	8,75464	8,44671
3,51	—0,93290	—0,36013	16,73908	16,70919	7,90309	8,17453	8,83599	8,53466
3,52	—0,92925	—0,36944	16,90701	16,87741	7,98888	8,25398	8,91813	8,62843

Продолжение табл. 27

λ	cos λ	sin λ	ch λ	sh λ	$S(\lambda)$	$T(\lambda)$	$U(\lambda)$	$V(\lambda)$
3,53	—0,92551	—0,37871	17,07664	17,04733	8,07556	8,33431	9,00107	8,71302
3,54	—0,92168	—0,38795	17,24797	17,21895	8,16315	8,41550	9,08482	8,80346
3,55	—0,91775	—0,39715	17,42102	17,39230	8,25164	8,49717	9,16938	8,89472
3,56	—0,91374	—0,40631	17,59582	17,56738	8,34104	8,58054	9,25478	8,98685
3,57	—0,90963	—0,41542	17,77237	17,74422	8,43137	8,61440	9,34100	9,07982
3,58	—0,90543	—0,42450	17,95071	17,92283	8,52264	9,74917	9,42807	9,17367
3,59	—0,90114	—0,43353	18,13084	18,10324	8,61485	8,83485	9,51599	9,26838
3,60	—0,89676	—0,44252	18,31278	18,28546	8,70801	8,92147	9,60477	9,36399
3,61	—0,89229	—0,45147	18,49655	18,46950	8,80213	9,00902	9,69442	9,46048
3,62	—0,88773	—0,46037	18,68218	18,65539	8,89772	9,09751	9,78495	9,55788
3,63	—0,88308	—0,46922	18,86967	18,84315	8,99330	9,18696	9,87637	9,65618
3,64	—0,87835	—0,47803	19,05904	19,03279	9,09035	9,27738	9,86870	9,75541
3,65	—0,87352	—0,48679	19,25033	19,22434	9,18845	9,36878	10,06193	9,85557
3,66	—0,86861	—0,49550	19,44354	19,41781	9,28747	9,46116	10,15608	9,95666
3,67	—0,86361	—0,50416	19,63869	19,61321	9,38754	9,55453	10,25115	10,05869
3,68	—0,85853	—0,51277	19,83581	19,81059	9,48864	9,64891	10,34717	10,16168
3,69	—0,85336	—0,52133	20,03491	20,00994	9,59077	9,74430	10,44414	10,26564
3,70	—0,84810	—0,52984	20,23601	20,21129	9,68159	9,84072	10,54206	10,37057
3,71	—0,84276	—0,53829	20,43914	20,41466	9,79819	9,93819	10,64095	10,47648
3,72	—0,83733	—0,54669	20,64431	21,62008	9,90349	10,03670	10,74082	10,58339
3,73	—0,83183	—0,55504	20,85155	20,82756	10,00986	10,13626	10,84169	10,69130
3,74	—0,82623	—0,56333	21,06087	21,03712	10,11732	10,23690	10,94355	10,80023
3,75	—0,82054	—0,57156	21,27203	21,24878	10,22587	10,33861	11,04643	10,91017
3,76	—0,81480	—0,57974	21,48585	21,46257	10,33552	10,44141	11,15033	11,02116
3,77	—0,80896	—0,58786	21,70156	21,67851	10,44630	10,54533	11,25526	11,13318
3,78	—0,80305	—0,59592	21,91943	21,89661	10,55819	10,65034	11,36124	11,24627
3,79	—0,79705	—0,60392	22,13950	22,11690	10,67123	10,75649	11,46878	11,36041
3,80	—0,79097	—0,61186	22,36178	22,33941	10,78540	10,87377	11,57638	11,47564
3,81	—0,78481	—0,61974	22,58629	22,56415	10,90074	10,97221	11,68555	11,59195
3,82	—0,77857	—0,62755	22,81307	22,79114	11,01725	11,08180	11,79582	11,70935
3,83	—0,77226	—0,63531	23,04212	23,02041	11,13493	11,19255	11,90719	11,82786
3,84	—0,76587	—0,64300	23,27348	23,25199	11,25380	11,30449	12,01969	11,94750
3,85	—0,76940	—0,65063	23,50717	23,48589	11,37389	11,41763	12,13329	12,06826
3,86	—0,76285	—0,65819	23,74321	23,72214	11,49518	11,53198	12,24803	12,19017
3,87	—0,74624	—0,66568	23,98162	23,96076	11,61769	11,64754	12,36393	12,31322
3,88	—0,73954	—0,67311	24,22243	24,20178	11,74145	11,76434	12,48099	12,43745
3,89	—0,73277	—0,68047	24,46567	24,44522	11,86646	11,88238	12,59922	12,56285
3,90	—0,72593	—0,68777	24,71135	24,69110	11,99271	12,00166	12,71864	12,68944
3,91	—0,71902	—0,69499	24,95950	24,93946	12,12024	12,12224	12,83926	12,81723
3,92	—0,71203	—0,70215	25,21014	25,19030	12,24905	12,24407	12,96109	12,94623
3,93	—0,70498	—0,70923	25,46331	25,44367	12,37917	12,36722	13,08415	13,07645
3,94	—0,69785	—0,71625	25,71902	25,69958	12,51059	12,49167	13,20844	13,20797
3,95	—0,69065	—0,72319	25,97731	25,95806	12,64333	12,61744	13,33398	13,34063
3,96	—0,68338	—0,73006	26,23819	26,21913	12,77740	12,74453	13,46079	13,47460
3,97	—0,67605	—0,73686	26,50170	26,48283	12,91283	12,87299	13,58888	13,60966
3,98	—0,66865	—0,74358	26,76786	26,74917	13,04960	13,00280	13,71825	13,74637
3,99	—0,66118	—0,75023	27,03669	27,01819	13,18775	13,13398	13,84893	13,88421
4,00	—0,65364	—0,75680	27,30823	27,28992	13,32730	13,26656	13,98094	14,02366
4,01	—0,64604	—0,76330	27,58250	27,56437	13,46823	13,40053	14,11427	14,16384
4,02	—0,63838	—0,76972	27,85953	27,84158	13,61057	13,53593	14,24895	14,30565
4,03	—0,63065	—0,77607	28,13934	28,12157	13,75435	13,67275	14,38500	14,44882
4,04	—0,62286	—0,78234	28,42197	28,40437	13,89955	13,81102	14,52242	14,59335
4,05	—0,61500	—0,78853	28,70744	28,69002	14,04622	13,95074	14,66122	14,73228
4,06	—0,60709	—0,79464	28,99578	28,97853	14,19435	14,09195	14,80144	14,88658
4,07	—0,59911	—0,80067	29,28702	29,26994	14,34395	14,23464	14,94306	15,03530
4,08	—0,59107	—0,80662	29,58119	29,56428	14,49506	14,37883	15,08613	15,18545
4,09	—0,58298	—0,81249	29,87882	29,86158	14,64767	14,52455	15,23065	15,33703
4,10	—0,57482	—0,81828	30,17843	30,16186	14,80180	14,67179	15,37663	15,43007
4,11	—0,56661	—0,82398	30,48156	30,46515	14,95747	14,82058	15,57408	15,64456
4,12	—0,55834	—0,82961	30,78774	30,77150	15,11470	14,97095	15,67304	15,80055

Продолжение табл. 27

λ	cos λ	sin λ	ch λ	sh λ	$S\,\lambda$	$T\,\lambda$	$U\,\lambda$	$V\,(\lambda)$
4,13	—0,55002	—0,83515	31,09700	31,08092	15,27350	15,12288	15,82351	15,96304
4,14	—0,54164	—0,84061	31,40937	31,39345	15,43386	15,27641	15,97551	16,11703
4,15	—0,53321	—0,84598	31,72488	31,70912	15,59533	15,43157	16,12905	16,27755
4,16	—0,52472	—0,85127	32,04357	32,02796	15,75942	15,58835	16,28415	16,43962
4,17	—0,51618	—0,85648	32,36545	32,35000	15,92464	15,74676	16,44082	16,60324
4,18	—0,50759	—0,86160	32,69058	32,67528	16,09150	15,90648	16,59909	16,76844
4,19	—0,49895	—0,86663	33,01897	33,00382	16,26001	16,06860	16,75896	16,93522
4,20	—0,49026	—0,87158	33,36066	33,33567	16,43020	16,23204	16,92046	17,10363
4,21	—0,48152	—0,87643	33,68569	33,67085	16,60208	16,39721	17,08360	17,27121
4,22	—0,47273	—0,88121	34,02409	34,00939	16,77568	16,56409	17,24841	17,44530
4,23	—0,46390	—0,88589	34,36589	34,35134	16,95099	16,73272	17;41490	17,61862
4,24	—0,45501	—0,89048	34,71113	34,69672	17,12806	16,90312	17,58307	17,79360
4,25	—0,44609	—0,89499	35,05984	35,04557	17,30687	17,07529	17,75297	17,97028
4,26	—0,43712	—0,89941	35,41205	35,39793	17,48746	17,24926	17,92458	18,14867
4,27	—0,42810	—0,90373	35,76781	35,75383	17,66985	17,42505	18,09795	18,32878
4,28	—0,41904	—0,90797	36,12714	36,11330	17,85405	17,60266	18,27309	18,51064
4,29	—0,40994	—0,91211	36,49009	36,47638	18,04008	17,78244	18,45002	18,69425
4,30	—0,40080	—0,91617	36,85668	36,84311	18,22794	17,96347	18,62874	18,87964
4,31	—0,39162	—0,92013	37,22696	37,21353	18,41767	18,14670	18,80929	19,06683
4,32	—0,38240	—0,92400	37,60096	37,58766	18,60928	18,33183	18,99168	19,25583
4,33	—0,37314	—0,92778	37,97873	37,96556	18,80280	18,51889	19,17594	19,44667
4,34	—0,36384	—0,93146	38,36029	38,34725	18,99823	18,70790	19,36207	19,63935
4,35	—0,35451	—0,93505	38,74568	38,73278	19,19558	18,89887	19;55010	19,83392
4,36	—0,34514	—0,93855	39,13496	39,12218	19,39491	19,09182	19,74005	20,03037
4,37	—0,33574	—0,94196	39,52814	39,51549	19,59620	19,28677	19,93194	20,22872
4,38	—0,32630	—0,94527	39,92528	39,91275	19,79949	19,48374	20,12579	20,42901
4,39	—0,31688	—0,94848	40,32641	40,31401	20,00479	19,68277	20,32162	20,63121
4,40	—0,30733	—0,95160	40,73157	40,71930	20,21212	19,88385	20,51945	20,83545
4,41	—0,29780	—0,95463	41,14081	41,12865	20,42150	20,08701	20,71931	21,04164
4,42	—0,28824	—0,95756	41,55416	41,54213	20,63296	20,29229	20,92120	21,24985
4,43	—0,27865	—0,96039	41,97167	41,95975	20,84651	20,49968	21,12516	21,46007
4,44	—0,26903	—0,96313	42,39337	42,38157	21,06217	20,70922	21,33120	21,67235
4,45	—0,25939	—0,96577	42,81931	42,80763	21,27996	20,92093	21,53935	21,88670
4,46	—0,24972	—0,96832	43,24954	43,23797	21,49991	21,13483	21,74963	22,10315
4,47	—0,24002	—0,97077	43,68409	43,67264	21,72204	21,35094	21,96236	22,32170
4,48	—0,23030	—0,97312	44,12300	44,11167	21,94635	21,56927	22,17665	22,54240
4,49	—0,22056	—0,97537	44,56633	44,55511	22,17288	21,78587	22,39345	22,76524
4,50	—0,21080	—0,97753	45,01412	45,00301	22,40166	22,01274	22,61246	22,99027
4,51	—0,20101	—0,97959	45,46641	45,45541	22,63270	22,23791	22,83371	23,21750
4,52	—0,19120	—0,98155	45,92324	45,91235	22,86602	22,46540	23,05722	23,44695
4,53	—0,18138	—0,98341	46,38467	46,37389	23,10165	22,69524	23,28303	23,67865
4,54	—0,17154	—0,98518	46,85074	46,84006	23,33965	22,92744	23,51114	23,91962
4,55	—0,16168	—0,98684	47,32149	47,31092	23,57990	23,16204	23,74159	24,14888
4,56	—0,15180	—0,98841	47,79697	47,78651	23,82259	23,39905	23,97439	24,38796
4,57	—0,14191	—0,98988	48,27723	48,26688	24,06766	23,63850	24,20957	24,62888
4,58	—0,13200	—0,99125	48,76232	48,75207	24,31766	23,88014	24,44916	24,87166
4,59	—0,12208	—0,99252	49,25229	49,24214	24,56510	24,12481	24,68719	25,11733
4,60	—0,11215	—0,99369	49,74718	49,73713	24,81752	24,37172	24,92967	25,36541
4,61	—0,10221	—0,99476	50,24705	50,23710	25,07242	24,62117	25,17463	25,61593
4,62	—0,09226	—0,99574	50,75194	50,74209	25,32984	24,87318	25,42210	25,86892
4,63	—0,08230	—0,99661	51,26191	51,25215	25,58980	25,12777	25,67210	26,12438
4,64	—0,07233	—0,99738	51,77700	51,76734	25,85233	25,38498	25,92467	26,38236
4,65	—0,06235	—0,99805	52,29727	52,28771	26,11746	25,64483	26,14981	26,64288
4,66	—0,05237	—0,99863	52,82277	52,81331	26,38520	25,90734	26,43757	26,90597
4,67	—0,04238	—0,99910	53,35356	53,34419	26,65559	26,17254	26,69797	27,17164
4,68	—0,03238	—0,99948	53,88968	53,88040	26,92865	26,44046	26,96103	27,43994
4,69	—0,02239	—0,99975	54,43118	54,42200	27,20440	26,71113	27,22678	27,71087
4,70	—0,01239	—0,99992	54,97813	54,96904	27,48287	26,98456	27,49526	27,98448
4,71	—0,00239	—1,00000	55,53058	55,52158	27,76410	27,26079	27,76799	28,26079

Продолжение табл. 27

λ	cos λ	sin λ	ch λ	sh λ	$S(\lambda)$	$T(\lambda)$	$U(\lambda)$	$V(\lambda)$
4,72	0,00761	—0,99997	56,08858	56,07967	28,04810	27,53985	28,04045	28,53982
4,73	0,01761	—0,99984	56,65219	56,64337	28,33490	27,82177	28,31729	28,82160
4,74	0,02761	—0,99962	57,22147	57,21273	28,62454	28,10655	28,59693	29,10618
4,75	0,03760	—0,99929	57,79647	57,78782	28,91704	28,39327	28,87944	29,39356
4,76	0,04759	—0,99887	58,37725	58,36868	29,21242	28,68490	29,16483	29,68378
4,77	0,05758	—0,99834	58,96386	58,95538	29,51072	28,97852	29,45314	29,97686
4,78	0,06756	—0,99772	59,55637	59,54798	29,81197	29,27513	29,74440	30,27285
4,79	0,07753	—0,99699	60,15484	60,14653	30,11619	29,57477	30,03855	30,57176
4,80	0,08750	—0,99616	60,75932	60,75109	30,42341	29,87746	30,33591	30,87363
4,81	0,09746	—0,99524	61,36988	61,36173	30,73367	30,18325	30,73367	31,17849
4,82	0,10740	—0,99422	61,98658	61,97851	31,04699	30,49215	30,93959	31,48637
4,83	0,11734	—0,99309	62,60947	62,60149	31,36340	30,80420	31,24607	31,79729
4,84	0,12726	—0,99187	63,23863	63,23072	31,68295	31,11943	31,55569	32,11130
4,85	0,13718	—0,99055	63,87411	63,86628	32,00565	31,43787	31,86847	32,42842
4,86	0,14708	—0,98913	64,51598	64,50823	32,33153	31,75955	32,18445	32,74868
4,87	0,15696	—0,98761	65,16430	65,15662	32,66063	32,08450	32,53670	33,07212
4,88	0,16683	—0,98599	65,81913	65,81153	32,99298	32,41277	32,82615	33,39876
4,89	0,17668	—0,98427	66,48055	66,47303	33,32862	32,74438	33,15194	33,72865
4,90	0,18651	—0,98245	67,14861	67,14117	33,66756	33,07936	33,48105	34,06181
4,91	0,19633	—0,98054	67,82339	67,81602	34,00976	33,41774	33,81353	34,39828
4,92	0,20612	—0,97853	68,50496	68,49766	34,35554	33,79570	34,14942	34,73810
4,93	0,21590	—0,97642	69,19337	69,18614	34,70464	34,10486	34,48879	35,02128
4,94	0,22565	—0,97421	69,88870	69,88155	35,05718	34,45367	34,83153	35,42788
4,95	0,23538	—0,97190	70,59102	70,58394	35,41320	34,80602	35,17782	35,77792
4,96	0,24509	—0,96950	71,30040	71,29339	35,77275	35,16195	35,52765	36,13145
4,97	0,25477	—0,96700	72,01692	72,00997	36,13585	35,52149	35,88107	36,48849
4,98	0,26443	—0,96441	72,74063	72,73375	36,50253	35,88467	36,23810	36,84908
4,99	0,27406	—0,96171	73,47161	73,46481	36,87284	36,25155	36,59878	37,21326

б) перекрытие, на котором расположены отклоняющие шкивы:

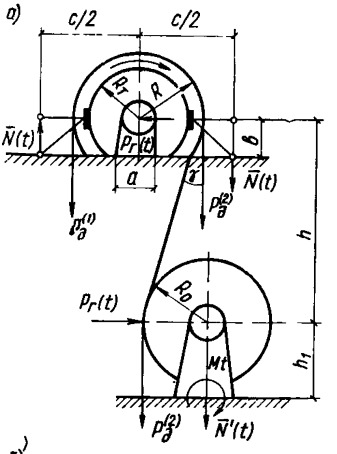
$$\overline{N}'(t) = 2P_{\text{д}}^{(2)} \sin^2 \frac{\gamma}{2}; \qquad (108)$$

$$M'(t)\, P_{\text{д}}^{(2)} h_1 \sin \gamma; \qquad (109)$$

в) несущие стены (каркас) копра

$$P_{\text{г}}(t) = P_{\text{д}}^{(2)} \sin \gamma. \qquad (110)$$

Примечание. Значения величин R, $R_{\text{т}}$, a, b и h_1 берутся из паспорта на подъемную машину и технологического задания.



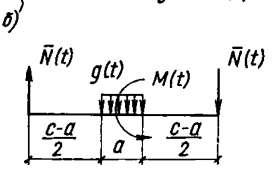


Рис. 28. Схемы воздействия нагрузок на конструкции башенного копра
а — общая схема; *б* — перекрытие машинного зала

2.78. Определение амплитуд перемещений и внутренних усилий в элементах перекрытий башенного копра при воздействии периодических нагрузок (предохранительное торможение, неуравновешенность шкивов, работа электродвигателей и другого оборудования) производится согласно указаниям «Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки». Величины нагрузок и усилия в ветвях головных канатов при предохранительном торможении определяются в соответствии с пп. 2.61 и 2.77 настоящего Руководства.

Примечания. 1. Наибольшему значению нагрузок $q(t)$ или $P(t)$, $M(t)$, $\overline{N}'(t)$ и $M'(t)$ отвечает торможение груженого поднимающегося сосуда для ветви канатов, расположенной у отклоняющего шкива.

2. Частота нагрузок $\overline{N}(t)$, $q(t)$ или $P(t)$ принимается равной частоте собственных колебаний груженого сосуда на канатах.

2.79. Расчет перекрытий, несущих стен или каркаса башенного копра на воздействие импульсных нагрузок, которые возникают при внезапной задержке поднимающего сосуда в стволе шахты, производится согласно указаниям «Инструкции по расчету перекрытий на импульсивные нагрузки». Значения импульсивных нагрузок определяются

в соответствии с пп. 2.62 и 2.77 настоящего Руководства. При этом следует рассматривать внезапную задержку ветви головных канатов, которая расположена у отклоняющего шкива, и полагать, что подъемная машина не заторможена [$\overline{N}(t) = 0$].

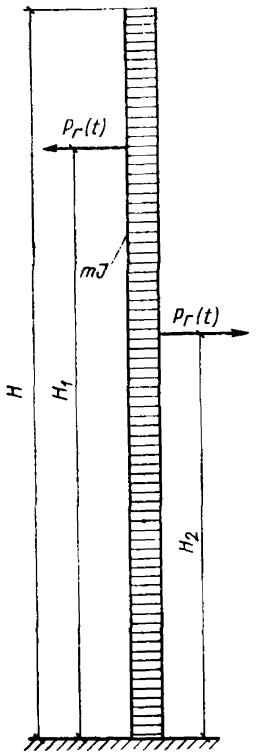


Рис. 29. Схема воздействия горизонтальных нагрузок (при наличии отклоняющего шкива)

Примечание. Импульсивные нагрузки, определяемые по формулам (106) — (110), состоят из двух величин, первая из которых отвечает импульсу $S_1^{(i)}$, а вторая $S_2^{(i)}$. Расчет производится на одновременное действие обеих нагрузок с учетом продолжительности их действия.

2.80. При расчете несущих стен и каркаса копра на горизонтальные нагрузки (рис. 29), возникающие при реализации предохранительного торможения, частота нагрузок принимается равной частоте собственных горизонтальных колебаний копра по основному тону ($\nu = p_i$). При этом следует учитывать затухание собственных колебаний копра и колебаний сосуда на канатах. Амплитуды перемещений и внутренних усилий (изгибающих моментов и поперечных сил) для расчетных схем копров (рис. 26, *д*, *е*) в виде консоли с равномерно распределенной массой (m) и постоянной жесткостью по высоте (с учетом и без учета упругости основания) определяются по следующим формулам:

$$y(\alpha) = \frac{P_r \Delta}{H m p_1^2 \bar{\gamma}} X_1(\alpha) [X_1(\alpha_1) - X_1(\alpha_2)]; \qquad (111)$$

$$M(\alpha) = \frac{EJ P_r \Delta}{H^3 m p_1^2 \bar{\gamma}} X_1''(\alpha) [X_1(\alpha_1) - X_1(\alpha_2)]; \qquad (112)$$

$$Q(\alpha) = \frac{EJ P_r \Delta}{H^4 m p_1^2 \bar{\gamma}} X_1'''(\alpha) [X_1(\alpha_1) - X_1(\alpha_2)], \qquad (113)$$

где $X(\alpha)$, $X_1(\alpha_1)$, $X_1(\alpha_2)$, $X''(\alpha)$, $X_1'''(\alpha)$ — нормированные балочные функции и их производные. Значение этих функций приведено в «Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки» и зависит от относительной ординаты $\alpha = \frac{z}{H}$, отсчитываемой от заделки консоли (рис. 26, *е*) или подошвы фундамента (рис. 26, *д*);

Δ — коэффициент, учитывающий поглощение энергии при колебаниях копра и сосуда на канатах, определяемый по графику (рис. 30) в зависимости от отношения μ/ξ, в котором

$$\mu = \frac{\bar{\psi}_к p_1}{4\pi}; \quad \xi = \frac{\bar{\gamma} p_1}{2}; \tag{114}$$

$\bar{\psi}_к$ — коэффициент поглощения энергии при колебаниях сосуда на канатах, принимаемый по табл. 28;

$\bar{\gamma}$ — коэффициент неупругого сопротивления, определяемый согласно «Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки»;

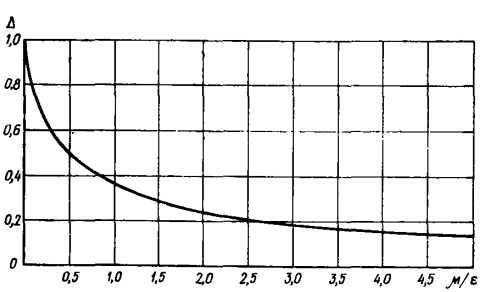


Рис. 30. График функции $\Delta = f\left(\frac{M}{\xi}\right)$

Таблица 28

Значения коэффициента $\bar{\psi}_к$

Тип каната	Диаметр, мм	ГОСТ	Коэффициент $\bar{\psi}_к$
25-140-1-ЖС (6 × 19 × 10С)	25	2688—69	0,35—0,43
42-Н-107-В (6 × 36 + Мс7 × 7)	42,0	7669—69	0,28—0,35
27,5-160-1 (6 × 30 × 10С)	27,5	3085—69	0,3—0,38
—	26,5	7669—69	0,3—0,4

$P_г$ — амплитуда горизонтальной динамической силы, величина которой определяется согласно указаниям пп. 2.61 и 2.77; при этом длина поднимающейся ветви вычисляется по формуле

$$l \approx \frac{p_1 G - \sqrt{p_1^2 G^2 - 2{,}7 q_0 g E_к F}}{1{,}35 q_0 p_1}, \qquad (115)$$

в которой $G = Q + q_0 L$;

Q — вес скипа с грузом или противовеса;

L — расстояние от оси шкива трения до петли хвостовых канатов.

Примечания: 1. Для более сложных расчетных схем копров значения амплитуд перемещений и внутренних усилий, вычисленные согласно указаниям «Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки» или п. 2.84 настоящего Руководства, следует умножать на коэффициент Δ.

2. Если в формуле (115) подкоренное выражение получится отрицательным (частота ν для данного подъема всегда больше частоты p_1, вычисленной с учетом погрешности ее определения), рекомендуется для определения максимальных амплитуд перемещений и внутренних усилий произвести расчет в соответствии с «Инструкцией по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки» без учета затухания колебаний, а также рассмотреть случай, когда $\nu = p_2$. При этом в формулы (111)—(113) и (115) подставляется значение p_2, а балочные функции определяются для второго тона колебаний копра.

2.81. Амплитуды перемещений и внутренних усилий для сложных расчетных схем башенных копров (различная жесткость участков копра, количество сосредоточенных масс более трех, динамические нагрузки приложены в любом сечении копра и т. п.) рекомендуется определять методом начальных параметров в матричной форме. Сущность это-

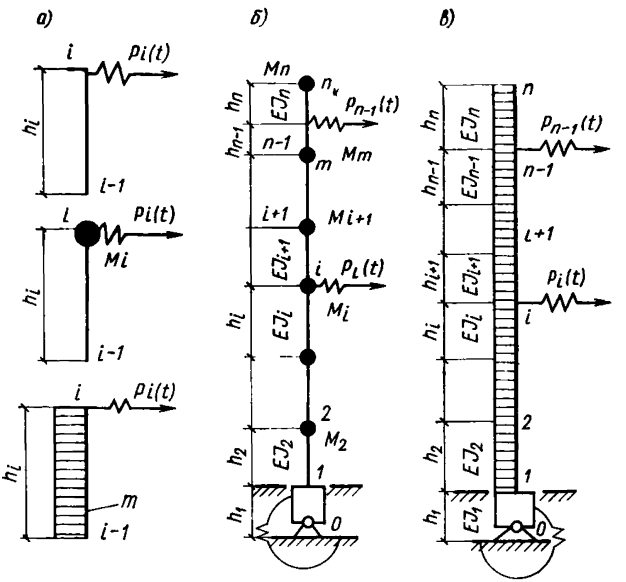


Рис. 31. Вынужденные горизонтальные колебания башенных копров: *а* — к решению задачи о вынужденных колебаниях методом начальных параметров в матричной форме; *б, в* — расчетные схемы копров с сосредоточенными и распределенными параметрами

го метода для задач о вынужденных колебаниях заключается в том, что при действии в i-м сечении невесомого участка стержня с сосредоточенной массой, без нее или с равномерно распределенной массой динамической силы с частотой ω и амплитудой P_i (рис. 31, *а*) зависимость между матрицами-столбцами параметров в сечениях i-м и $i-1$ выражаются равенствами:

$$Y_i = \overline{M}_i G_i Y_{i-1} + N_i; \tag{116}$$

$$Y_i = G_i Y_{i-1} + N_i; \tag{117}$$

$$Y_i = A_i Y_{i-1} + N_i, \tag{118}$$

в которых значения M_i и G_i определяют из выражений (97) и (98), а величину N_i находят из выражения

$$N_i = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \dfrac{P_i H^3}{EJ} \end{bmatrix} \tag{119}$$

2.82. Матричное уравнение метода начальных параметров для расчетной схемы в виде консоли постоянной или переменной жесткости (рис. 31, *б*) с n-м числом степеней свободы при воздействии любого количества динамических сил с одинаковой частотой ω имеет вид:

$$Y_n = \overline{M}_n G_n G_{n-1} \ldots \overline{M}_{i+1} G_{i+1} \overline{M}_i G_i \ldots \overline{M}_2 G_2 G_1 \Phi_0 Y_0 + \\ + \overline{M}_n G_n G_{n-1} \ldots \overline{M}_{i+1} G_{i+1} N_i + \overline{M}_n G_n N_{n-1}. \tag{120}$$

Примечание. В уравнении (120) матрицы Y_n, Y_0, $\overline{M}_i$, G_i, Φ_0 и N_i определяются выражениями (95)—(99) и (119) при учете упругости основания и выражениями (101), (102), (97), (98) и (119) при жесткой заделке, причем во втором случае матрица Φ_0 равна единичной.

2.83. Матричное уравнение для расчетной схемы в виде консоли с распределенной массой (рис. 31, *в*) с постоянной или переменной по высоте жесткостью и с учетом упругости основания имеет вид:

$$Y_n = \overline{A}_n \overline{A}_{n-1} \ldots \overline{A}_{i+1} \overline{A}_i \ldots \overline{A}_2 \overline{A}_1 \Phi_0 Y_0 + \\ + \overline{A}_n \overline{A}_{n-1} \ldots \overline{A}_{i+1} N + \overline{A}_n N_{n-1}. \tag{121}$$

Примечание. В вышеприведенных выражениях матрицы Y_n, Y_0, $\overline{A}_i$, Φ_0 и N_i определяются выражениями (95), (96), (104), (99) и (119) при учете упругости основания и выражениями (101), (102), (104) и (119) при жесткой заделке, причем во втором случае матрица Φ_0 равна единичной.

2.84. Для определения амплитуд перемещений и внутренних усилий из уравнений (120) и (121) необходимо произвести перемножение матриц, заменяя при этом в матрицах A_i или M_i при подсчете величин λ_i или ρ_i круговую частоту собственных колебаний p круговой частотой вынужденных колебаний ν или ω. Из результирующей матрицы, учитывая граничные условия, выделяются два уравнения, из которых определяются величины $\varphi_0 H$ и $\frac{Q_0 H^3}{EJ}$. Зная элементы матрицы Y_0, параметры в любом сечении находятся

методами строительной механики или их матричных уравнений (рис. 31, *б*, *в*)

$$\left.\begin{aligned} Y_2 &= \overline{M}_2 G_2 G_1 \Phi_0 Y_0; \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ Y_i &= \overline{M}_i G_i \ldots \overline{M}_2 G_2 G_1 \Phi_0 Y_0 + N_i; \end{aligned}\right\} \quad (122)$$

$$\left.\begin{aligned} Y_2 &= \overline{A}_2 \overline{A}_1 \Phi_0 Y_0; \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ Y_i &= \overline{A}_i \ldots \overline{A}_2 \overline{A}_1 \Phi_0 Y_0 + N_i, \end{aligned}\right\} \quad (123)$$

Пример 2.7.

Выполнить динамический расчет перекрытия машинного зала (подмашинных балок) и несущих стен башенного копра на нагрузки, возникающие при экстренных режимах работы подъема.

Данные по копру:

а) размер в плане 21 × 21 м, высота 115 м; глубина заложения подошвы фундамента от нулевой отметки 9 м;

б) материал несущих стен, перекрытий и перегородок — железобетон;

в) изгибная жесткость поперечного сечения башенного копра относительно обеих осей $EJ = 4{,}5 \cdot 10^9$ тм^2;

г) вес башенного копра на высоте 120 т/м;

д) основание — грунт с нормативным давлением 2,5 кг/см^2, для которого коэффициент упругого неравномерного сжатия $C_\Phi = 10\,000$ т/м^3; значение $C_\Phi J_\Phi = 4 \cdot 10^8$ тм^2.

Данные по оборудованию:

а) подъемная машина МК 5 × 4 (безредукторная) установлена на отметке + 98,5 м и опирается на две балки пролетом 9,2 м; размер опорных подшипников $a = 2{,}57$ м; расстояние между осями крепления тормозных балок $c = 5{,}28$ м; радиус тормозного шкива $R_т = 2{,}25$ м;

б) приведенная к окружности шкива трения масса всех вращающихся частей подъемной установки $M_R = 3{,}06$ т с^2/м;

в) подъемные канаты закрытой конструкции диаметром 40 мм, ГОСТ 10507—63, вес 1 м ветви канатов $q_0 = 0{,}036$ т/м, продольная жесткость $E_к F = 6{,}45 \cdot 10^4$ т; суммарное разрывное усилие всех канатов ветви $P_р = 660$ т;

г) подъемный сосуд — скип весом 22,5 т; полезный вес 35 т;

д) вес противовеса 42,4 т;

е) высота подъема 1360 м, скорость подъема $v_0 = 12$ м/с.

Участок подъема, соответствующий равнозамедленному движению, имеет длину 80 м, расстояние от оси шкива трения до места в стволе шахты, где происходит переход от равномерного к равнозамедленному движению, равно 130 м; схема подъема изображена на рис. 32, *а*.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ УСИЛИЙ В ВЕТВЯХ ГОЛОВНЫХ КАНАТОВ

а) Предохранительное торможение

Находим максимальные статические натяжения ветвей по формуле (80) в соответствии с рис. 32, *а*

$$P_c^{(1)} = 57{,}5 + 0{,}036 \cdot 1430 = 108 \text{ т}; \quad P_c^{(2)} = 42{,}4 + 0{,}036 \cdot 1430 = 93{,}9 \text{ т}.$$

Определяем частотный параметр λ_1 для груженой ветви при торможении поднимающего скипа на расстоянии $l_1 =$

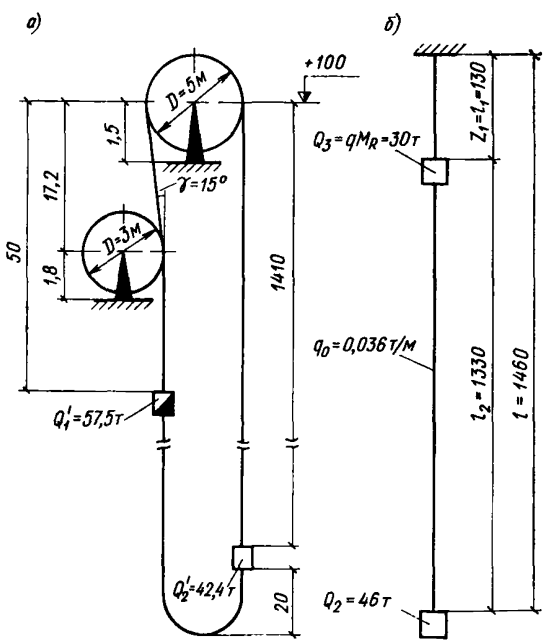


Рис. 32. Определение динамических усилий в ветвях головных канатов (к примеру 2.7)

а — схема многоканатного подъема; *б* — расчетная схема

$= 130$ м от оси шкива трения по формуле (84)

$$\lambda_1 \operatorname{tg} \lambda_1 = \frac{q_0 l_1}{Q_1} = \frac{0{,}036 \cdot 130}{57{,}5 + 0{,}036\,(1430 - 130)} = 0{,}045; \quad \lambda = 0{,}211.$$

Используя выражения (83) и (82), находим частоту колебаний скипа на канатах

$$a = \sqrt{\frac{6{,}45 \cdot 10^4 \cdot 9{,}81}{0{,}036}} = 4200 \text{ м/с}; \qquad \nu_1 = \frac{4200 \cdot 0{,}211}{130} = 6{,}8 \text{ 1/сек}.$$

Максимальные значения динамических усилий в ветвях будут равны 108 и 93,9 т [полагая в формуле (81) $\sin \nu_1 t = 1$].

б) Резкая задержка поднимающегося скипа в стволе шахты (защемление)

Расчетную схему подъема представляем так, как изображено на рис. 32, *б*. В соответствии со схемой определяем значение величин, входящих в уравнение (86):

$$\eta = \frac{130}{1460} = 0{,}089; \quad \alpha_2 = \frac{0{,}036 \cdot 1460}{46} = 1{,}143;$$

$$\alpha_3 = \frac{0{,}036 \cdot 1460}{30} = 1{,}75; \quad \eta - 1 = -0{,}911.$$

Подставляем полученные данные в уравнение (86) и, используя вычислительную технику или же методом попыток, находим значения частотных параметров λ_1, λ_2, λ_3 и λ_4 (примечание 3, п. 2.62)

$$\lambda_1 = 0{,}901; \ \lambda_2 = 3{,}2; \ \lambda_3 = 4{,}84; \ \lambda_4 = 7{,}41.$$

По формуле $\nu_n = \frac{a\lambda_n}{l}$ определяем круговые частоты колебаний системы; находим продолжительность импульсов по первому и второму тону ($\tau = \pi/\nu$) и, используя выражения п. 2.62 или табл. 26, подсчитываем значения коэффициентов $C_n^{(i)}$. Полученные результаты сводим в табл. 29.

Таблица 29

Тон	$\nu_{\text{п}}$, 1/с	$\tau_{\text{п}}$, с	$C_{\text{п}}^{(1)}$	$C_{\text{п}}^{(2)}$	$\overline{C}_{\text{п}}^{(1)}$	$\overline{C}_{\text{п}}^{(2)}$	$\frac{2aq_0v_0}{g}\overline{C}_{\text{п}}^{(1)}$,	$\frac{2aq_0v_0}{g}\overline{C}_{\text{п}}^{(2)}$.
1	2,6	1,21	0,545	0,520	0,504	0,480	187	177
2	9,2	0,34	0,915	0,415	0,845	0,383	312	142
3	13,9	—	0,445	—0,125	0,410	0,115	152	42
4	21,4	—	0,027	—0,064	0,025	0,059	9	22
					$\Sigma=$		660	383

Проверяем указания примеч. 4 к п. 2.62

$$\frac{2aq_0v_0}{g}\sum_{n=1}^{4}|\overline{C}_{\text{п}}^{(1)}|=\frac{2\cdot4200\cdot0{,}036\cdot12}{9{,}81}(0{,}545+0{,}915+$$
$$+0{,}445+0{,}027)=715\text{ т}.$$

Так как полученная величина более суммарного разрывного усилия канатов ветви ($P_{\text{р}}$ = 660 т), то скорректируем коэффициенты $\overline{C}_{\text{п}}^{(i)}$, используя выражение

$$\overline{C}_{\text{п}}^{(i)}=\frac{gP_{\text{р}}C_{\text{п}}^{(i)}}{2aq_0v_0\sum_{n=1}^{4}|C_{\text{п}}^{(1)}|}.$$

Коэффициенты $\overline{C}_{\text{п}}^{(i)}$ помещены в табл. 29.

В табл. 29 приведены максимальные динамические усилия в обеих ветвях, которые можно рассматривать как статические эквиваленты динамических нагрузок при предварительном назначении сечений несущих конструкций копра.

В соответствии с указаниями п. 2.62 динамические усилия в обеих ветвях канатов представляем в виде двух однократных импульсов синусоидальной формы.

Величины импульсов подсчитываем по формуле (85). Защемленная ветвь:

$$S_1^{(1)}=\frac{4\cdot4200\cdot0{,}036\cdot12\cdot0{,}504}{9{,}81\cdot2{,}6}=144\text{ т сек};$$

$$S_2^{(1)}=\frac{2\cdot4200\cdot0{,}036\cdot12}{9{,}81}\left[\frac{0{,}845}{9{,}2}\left(1-\cos\frac{9{,}2}{9{,}2}\pi\right)+\right.$$
$$\left.+\frac{0{,}41}{13{,}9}\left(1-\cos\frac{13{,}9}{9{,}2}\pi\right)+\frac{0{,}025}{21{,}4}\left(1-\cos\frac{21{,}4}{9{,}2}\pi\right)\right]=79\text{ тсек}.$$

Аналогично, вычисляя значения импульсов для опускающейся ветви, имеем

$$S_1^{(2)} = 137 \text{ т сек}; \quad S_2^{(2)} = 34 \text{ тсек}.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК, ВОЗДЕЙСТВУЮЩИХ НА КОНСТРУКЦИИ КОПРА

а) Предохранительное торможение

Амплитудные значения нагрузок определяем по формулам (105) — (110).

Перекрытие машинного зала

$$\overline{N}(t) = \frac{(108 \cos 15° - 93{,}9)\, 2{,}5}{2 \cdot 2{,}25} = 5{,}5 \text{ т};$$

$$\overline{M} = (108) \cdot 1{,}5 \sin 15° = 42 \text{ т·м};$$

$$P(t) = 108 \cdot \cos 15° + 93{,}9 = 198 \text{ т}.$$

Перекрытие под отклоняющие шкивы:

$$\overline{N}'(t) = 2{,}108 \sin^2 7{,}5° = 3{,}7 \text{ т};$$

$$\overline{M}'(t) = 108 \cdot 1{,}8 \cdot 0{,}259 = 50{,}5 \text{ т·м}.$$

Башня копра

$$P_г = 108 \cdot 0{,}259 = 28 \text{ т}.$$

б) Защемление

При определении импульсивных нагрузок учитываем коэффициент сочетания 0,8 в соответствии с п. 2.64. Величину импульсивных нагрузок определяем по выражениям, аналогичным формулам (106) — (110).

Перекрытие машинного зала:

$$S_1 = (S_1^{(1)} \cos \gamma + S_1^{(2)})\, 0{,}8 = (144 \cos 15° + 137)\, 0{,}8 = 220 \text{ тсек};$$

$$S_2 = (S_2^{(1)} \cos \gamma + S_2^{(2)})\, 0{,}8 = (79 \cos 15° + 34)\, 0{,}8 = 88 \text{ тсек};$$

$$M_1 = 0{,}8 S_1^{(1)}\, b \sin \gamma = 0{,}8 \cdot 144 \cdot 1{,}5 \sin 15° = 44{,}7 \text{ тмсек};$$

$$M_2 = 0{,}8 S_2^{(1)}\, b \sin \gamma = 0{,}8 \cdot 79 \cdot 1{,}5 \sin 15° = 24{,}5 \text{ тмсек}.$$

Перекрытие под отклоняющие шкивы:

$$S_1' = 0{,}8 \cdot 2 S_1^{(1)} \sin^2 \frac{\gamma}{2} = 0{,}8 \cdot 2 \cdot 144 \sin^2 7{,}5^\circ = 3{,}9 \text{ тсек};$$

$$S_2' = 0{,}8 \cdot 2 S_2^{(1)} \sin^2 \frac{\gamma}{2} = 0{,}8 \cdot 2 \cdot 79 \sin^2 7{,}5^\circ = 2{,}1 \text{ тсек};$$

$$M_1' = 0{,}8\ S_1^{(1)} h_1 \sin \gamma = 0{,}8 \cdot 144 \cdot 1{,}8 \sin 15^\circ = 53{,}7 \text{ тмсек};$$

$$M_2' = 0{,}8\ S_2^{(1)} h_1 \sin \gamma = 0{,}8 \cdot 79 \cdot 1{,}8 \sin 15^\circ = 29{,}4 \text{ тмсек}.$$

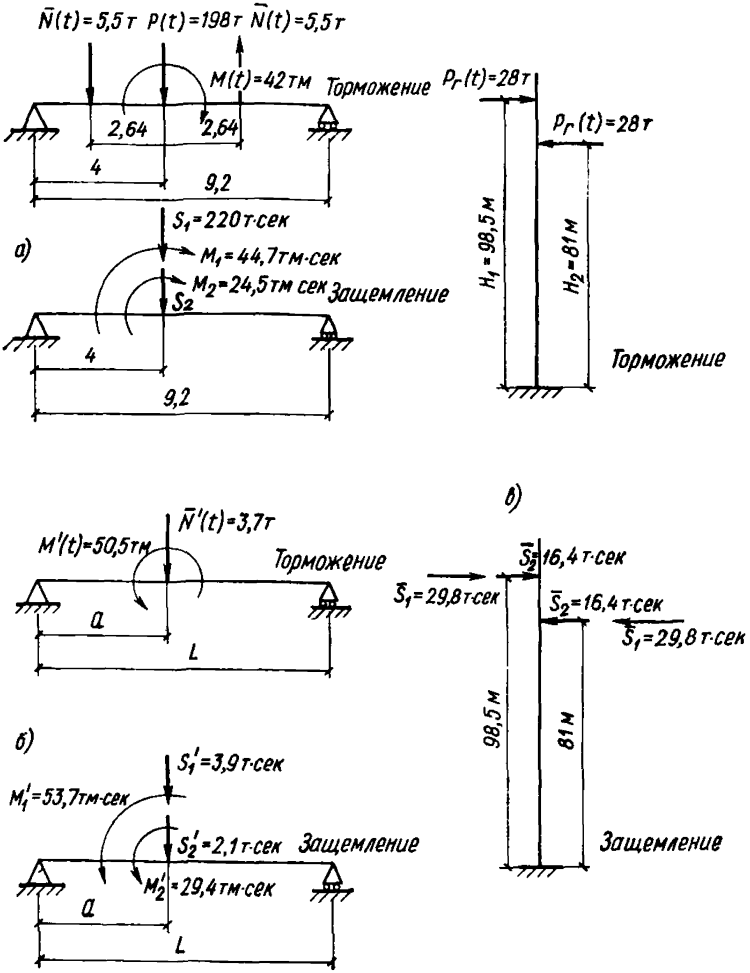


Рис. 33. Схемы воздействия нагрузок на конструкции копра при защемлении и торможении (к примеру 2.7)

а — перекрытие машинного зала; *б* — перекрытие под отклоняющие шкивы; *в* — башня копра (несущие стены)

Башня копра:

$$\overline{S}_1 = 0{,}8S_1^{(1)} \sin\gamma = 0{,}8 \cdot 144 \sin 15° = 29{,}8 \text{ тсек};$$

$$\overline{S}_2 = 0{,}8S_2' \sin\gamma = 0{,}8 \cdot 79 \sin 15° = 16{,}4 \text{ тсек}.$$

На рис. 33 показаны схемы воздействия динамических нагрузок на элементы копра. Нагрузки на перекрытие машинного зала, указанные на рис. 33, *а*, воздействуют на две подмашинные балки.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЧАСТОТ СОБСТВЕННЫХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КОЛЕБАНИЙ КОПРА

По формуле (87) находим значение

$$\sigma_0 = \frac{4 \cdot 10^8 (115 + 9)}{4{,}5 \cdot 10^9} = 11.$$

По графику (рис. 27) находим значения λ_i, а по формуле (89) — круговые частоты собственных колебаний. Имеем:

$$p_1 = \frac{1{,}73^2}{124} \sqrt{\frac{4{,}5 \cdot 10^9 \cdot 9{,}81}{120}} = 3{,}76 \text{ 1/сек};$$

$p_2 = 24{,}5$ 1/сек; $p_3 = 70$ 1/сек; $p_4 = 139$ 1/сек; $p_5 = 234$ 1/сек.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

Подмашинные балки и балки под отклоняющие шкивы следует рассчитывать на воздействие нагрузок, возникающих при предохранительном торможении, согласно «Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки». Расчет следует производить на периодическое воздействие (частота $\nu = 6{,}81$/сек) нагрузок, указанных на рис. 33.

Расчет балок перекрытий и несущих стен копра на нагрузки, возникающие при защемлении поднимающего скипа в стволе шахты, следует производить согласно «Инструкции по расчету перекрытий на импульсные нагрузки». Действующий на перекрытия импульсивный момент рекомендуется заменить парой сил с плечом, равным длине опоры корпуса подшипников под подъемную машину или отклоняющий шкив.

В соответствии с п. 2.80 определим изгибающий момент в сечении копра на отметке 0,00 м при воздействии горизон-

тальных нагрузок (рис. 33, *в*). Полагаем, что частота колебаний груженого скипа на канатах равна частоте собственных колебаний (основной тон) копра, т. е. $\nu = p_1 = 3{,}76$ 1/сек. Это соответствует длине ветви порядка 460 м [формула (115)].

Ввиду того что для каната рассматриваемого подъема отсутствуют экспериментальные данные по характеристике затухания, примем значение $\bar{\psi}_к = 0{,}2$, которое близко по величине к коэффициенту поглощения энергии для сплошного металлического стержня.

Находим отношение $\frac{\mu}{\xi} = \frac{\bar{\psi}_к}{2\pi\bar{\gamma}} = \frac{0{,}2}{6{,}28 \cdot 0{,}1} = 0{,}32$, а по графику (рис. 30) — значение $\Delta = 0{,}57$.

По таблицам находим значения $X_1(\alpha_1)$, $X_1(\alpha_2)$ и $X_1''(\alpha)$,

$$\alpha_1 = \frac{z}{H} = \frac{98{,}5}{115} = 0{,}86; \quad \alpha_2 = \frac{81}{115} = 0{,}7, \quad X_1(0{,}86) = 1{,}59;$$

$$X_1(0{,}7) = 1{,}19; \quad X_1''(0) = 7{,}03.$$

По формуле (112) определяем величину изгибающего момента

$$M(0) = \frac{4{,}5 \cdot 10^9 \cdot 28 \cdot 0{,}57 \cdot 9{,}8 \cdot 7{,}03\,(1{,}59 - 1{,}19)}{115^3 \cdot 120 \cdot 3{,}76^2 \cdot 0{,}1} = 7650 \text{ т·м}.$$

3. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ БАШЕННЫХ КОПРОВ

3.1. Расчет оснований башенных копров следует производить по главе СНиП «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования».

3.2. Нормативные характеристики грунтов необходимо определять по данным инженерно-геологических изысканий и исследований.

ВЫБОР ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТА

3.3. Глубина заложения фундамента определяется по главе СНиП «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования». Кроме того, дополнительно следует учитывать:

а) конструкцию примыкающих вентиляционных и других каналов;

б) наличие шейки ствола;

в) методы и последовательность производства работ по устройству шейки ствола фундаментов башенного копра и других примыкающих к нему подземных сооружений.

3.5. Минимальная глубина заложения подошвы фундамента в скальных грунтах может быть равна толщине выветрившегося слоя, но не менее 80 см.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА В ПЛАНЕ

3.4. Размеры подошвы фундамента в плане определяются по нормативным нагрузкам, действующим на фундамент, и по нормативному давлению на грунт.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НОРМАТИВНОГО ДАВЛЕНИЯ НА ГРУНТ

3.6. Нормативное давление на грунт определяется в соответствии с намеченными размерами подошвы фундамента и глубиной его заложения по формуле

$$R^{н} = (Ab + Bh)\,\gamma_0 + DC^{н}; \qquad (124)$$

где γ_0 — осредненный объемный вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента;

$C^{н}$ — нормативное удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

b — меньшая наружная сторона подошвы фундамента в форме прямоугольника с прямоугольным вырезом;

h — глубина заложения фундамента;

A, B, D — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 30, в зависимости от $\varphi^{н}$

$\varphi^{н}$ — нормативный угол внутреннего трения грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента.

3.7. Для фундамента с подошвой в форме кольца или правильного многоугольника с круглым вырезом принимают значения $b = \sqrt{F}$, где F — площадь подошвы данной формы, определяемая наружными размерами без учета выреза.

Таблица 30

Значения коэффициентов A, B и $Д$

$\varphi^н$, град	Прямоугольник			Круг		
	A	B	$Д$	A	B	$Д$
0	0	1	3,14	0	1	3,37
2	0,03	1,12	3,22	0,03	1,12	3,56
4	0,06	1,25	3,51	0,06	1,26	3,77
6	0,1	1,39	3,71	0,1	1,42	4
8	0,14	1,55	3,93	0,15	1,6	4,25
10	0,18	1,73	4,17	0,2	1,8	4,51
12	0,23	1,94	4,42	0,26	2,02	4,81
14	0,29	2,17	4,69	0,32	2,28	5,12
16	0,36	2,43	5	0,39	2,56	5,46
18	0,43	2,72	5,31	0,47	2,9	5,84
20	0,51	3,06	5,66	0,57	3,28	6,25
22	0,61	3,44	6,04	0,68	3,71	6,71
24	0,72	3,87	6,45	0,8	4,21	7,2
26	0,84	4,37	6,9	0,94	4,78	7,75
28	0,98	4,93	7,4	1,11	5,45	8,36
30	1,15	5,59	7,95	1,3	6,2	9
32	1,34	6,35	8,55	1,55	7,19	9,8
34	1,55	7,21	9,21	1,79	8,18	10,64
36	1,81	8,25	9,98	2,11	9,43	11,61
38	2,11	9,44	10,8	2,5	10,98	12,78
40	2,46	10,84	11,73	2,93	12,7	13,95
42	2,87	12,5	12,77	3,46	14,86	15,39
44	3,37	14,48	13,96	4,11	17,7	17,04
45	3,66	15,64	14,64	4.49	18,96	17,96

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРЕНА БАШЕННОГО КОПРА

3.8. Крен башенного копра θ следует определять по формуле

$$\theta = \frac{i_г + i_e + i_п}{1 - i_G}, \qquad (125)$$

где $i_п$ — наклон основания от неравномерных просадок в результате горных выработок, принимаемый равным наклону поверхности на участке сооружения (определяется согласно маркшейдерскому расчету);

i_2, i_G, i_e — наклоны копра и его фундамента от моментных нагрузок.

3.9. Моментные нагрузки от горизонтальных сил M_2, от эксцентрично приложенных вертикальных сил M_e и от

отклонения центра тяжести копра при его наклоне M_G определяются по формулам:

$$M_{\text{г}} = Th_2; \tag{126}$$

$$M_e = Ge; \tag{127}$$

$$M_G = Gh_c\theta, \tag{128}$$

где T — равнодействующая нормативных горизонтальных нагрузок;

$h_{\text{г}}$ — расстояние от силы T до подошвы фундамента;

G — равнодействующая нормативных вертикальных нагрузок;

e — эксцентриситет приложения равнодействующей G;

$h_{\text{с}}$ — расстояние от центра тяжести массы башни до подошвы фундамента.

3.10. Суммарная моментная нагрузка M, передаваемая на основание, определяется по формуле:

$$M = M_{\text{г}} + M_e + M_G. \tag{129}$$

3.11. Наклоны $i_{\text{г}}$, i_e и i_G в зависимости от формы фундамента определяются по формулам:

а) при кольцевом фундаменте:

$$i_{\text{г}} = \frac{4M_{\text{г}}}{Cr^4A'}; \tag{130}$$

$$i_e = \frac{4Me}{Cr^4A'}; \tag{131}$$

$$i_G = \frac{4M_G}{Cr^4A'}; \tag{132}$$

б) при прямоугольном фундаменте с прямоугольным вырезом, симметричным относительно центральных осей:

$$i_{\text{г}} = \frac{24M_{\text{г}}}{CBL^3A'}; \tag{133}$$

$$i_e = \frac{24M_e}{CBL^3A'}; \tag{134}$$

$$i_G = \frac{24M_G}{CBL^3A'}. \tag{135}$$

3.12. Коэффициент сжатия грунта основания C в зависимости от формы фундамента определяется по формулам:

а) при кольцевом фундаменте

$$C = \frac{0{,}45E}{(1-\mu^2)\, rW\, (1-\nu^2)}; \qquad (136)$$

б) при прямоугольном фундаменте

$$C = \frac{0{,}7E\alpha}{(1-\mu^2)\, LnW\, (1-W\nu)}. \qquad (137$$

В формулах (130) — (137) использованы следующие обозначения:

E и μ — модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта;

r — радиус наружного кольца фундамента;

L — наружная сторона прямоугольного фундамента с вырезом, в направлении которой действует моментная нагрузка;

B — наружная сторона прямоугольного фундамента с вырезом, перпендикулярная стороне L;

W — безразмерный коэффициент, определяемый по табл. 31;

r_1 — радиус внутреннего кольца фундамента;

ν — отношение внутреннего радиуса кольца к наружному или отношение стороны выреза L' к длине, параллельной ей стороне L (рис. 34);

ω — отношение стороны выреза B' к параллельной ей стороне B рис. 34);

A' — безразмерный коэффициент, определяемый по номограммам (рис. 35 и 36), в зависимости от формы фундамента и выреза, а также отношения модуля упругости к модулю общей деформации грунта, обозначенного k;

n — коэффициент формы подошвы фундамента, определяемый по табл. 32, в зависимости от отношения размеров наружных сторон.

Таблица 31

$(r_1/r)^2 = \frac{L_1 B'}{LB}$	0,00	0,04	0,16	0,36	0,64	1,0
W	0,50	0,53	0,53	0,53	0,55	∞

Таблица 32

α	1	2	3	10
n	0,95	1,30	1,53	2,25

3.13. При фундаменте в виде двух опор (рис. 37) крен следует определять по формулам (124) — (129) и (133) — (135). При этом A' в зависимости от k находят по номограмме (рис. 38).

3.14. При наличии нескольких рядов опор, параллельных действию момента, величина последнего распределяется между рядами поровну (рис. 37).

3.15. При действии моментной нагрузки под произвольным углом к центральной оси прямоугольных фундаментов общий крен башенного копра следует определять в двух

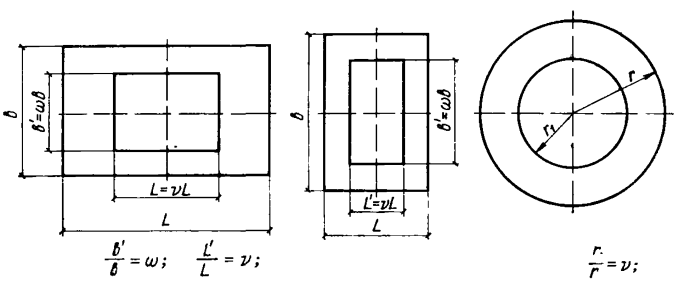


Рис. 34. Планы фундаментов различных форм

взаимно перпендикулярных направлениях от моментных нагрузок, полученных путем разложения общей моментной нагрузки по направлениям расчетных осей.

3.16. Указания пп. 3.13 и 3.14 относятся лишь к фундаментам, в которых расстояние между отдельными опорами более чем в два раза превышает ширину этих опор.

3.17. При фундаменте в виде трех опор, расположенных на расстоянии, более чем в 2,5 раза превышающем ширину

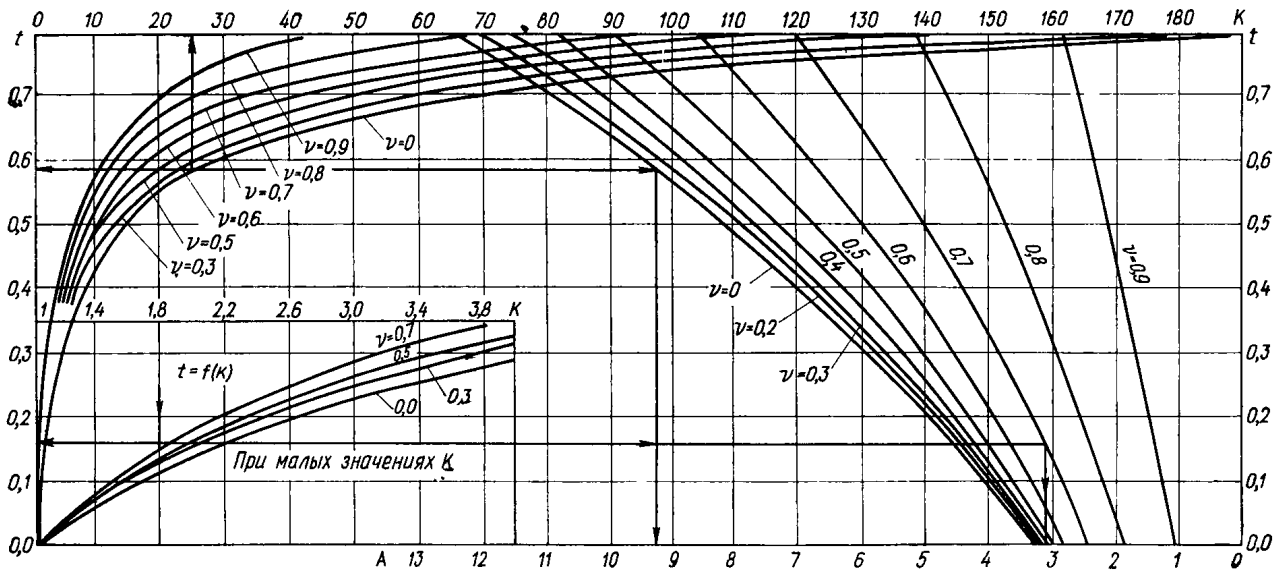


Рис. 35. Номограмма для определения безразмерных коэффициентов t и A' при кольцевом фундаменте

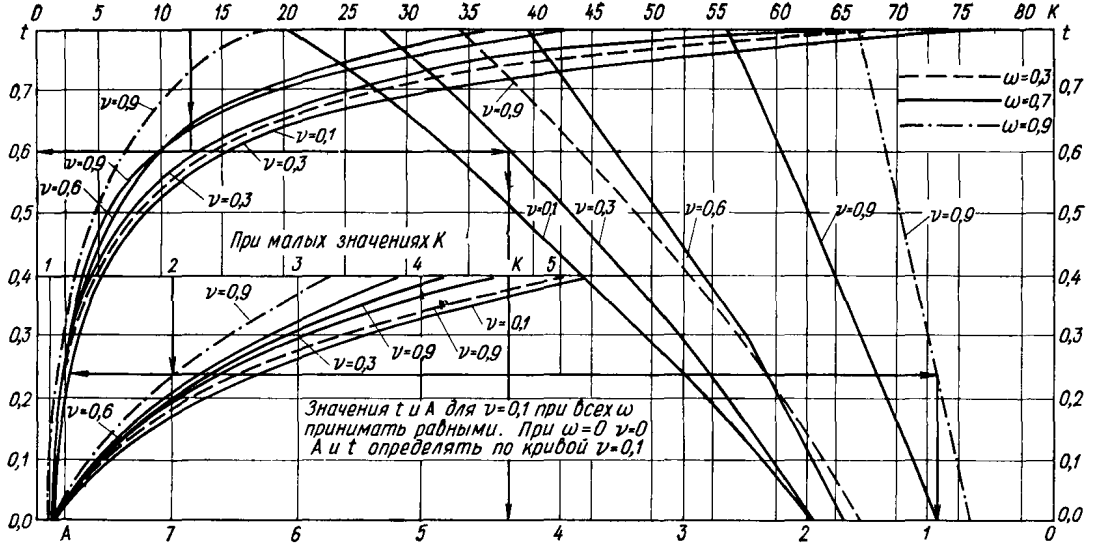


Рис. 36. Номограмма для определения безразмерных коэффициентов t и A' при прямоугольном фундаменте с вырезом

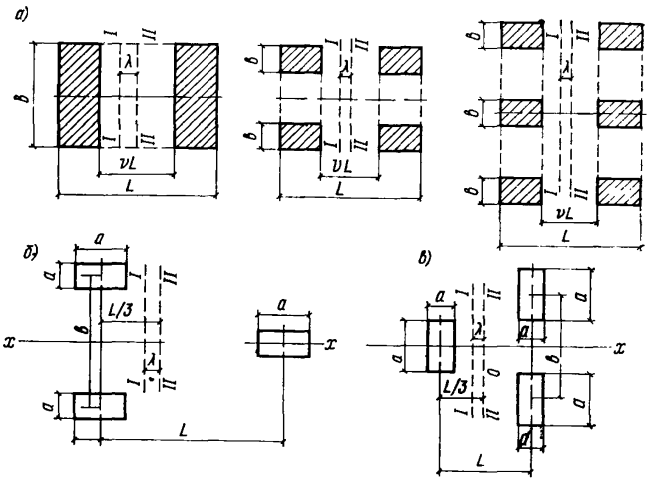


Рис. 37. Планы фундаментов в виде отдельных опор
а — фундамент из двух опор; *б, в* — фундаменты из трех опор

опоры (рис. 37, *б*), крен башенного копра следует определять в направлении действия одной опоры по формуле

$$\theta = \frac{6M}{L^4 \omega A^1 C (4 + 3\nu + 6t)}, \qquad (138)$$

где A' и t определяются по номограмме (рис. 39);
ν и ω определяются по формулам (рис. 37):

$$\nu = \frac{a'}{L}; \qquad (139)$$

$$\omega = \frac{d}{L}. \qquad (140)$$

3.18. Если моментная нагрузка действует в направлении двух опор (рис. 37, *в*), крен башенного копра следует определять по формуле

$$\theta = \frac{6M}{L^4 \omega A^1 C (2 + 3\nu + 6t)}, \qquad (141)$$

где A' и t определяются по номограмме (рис. 40), а значения ν и ω — и согласно п. 3.17.

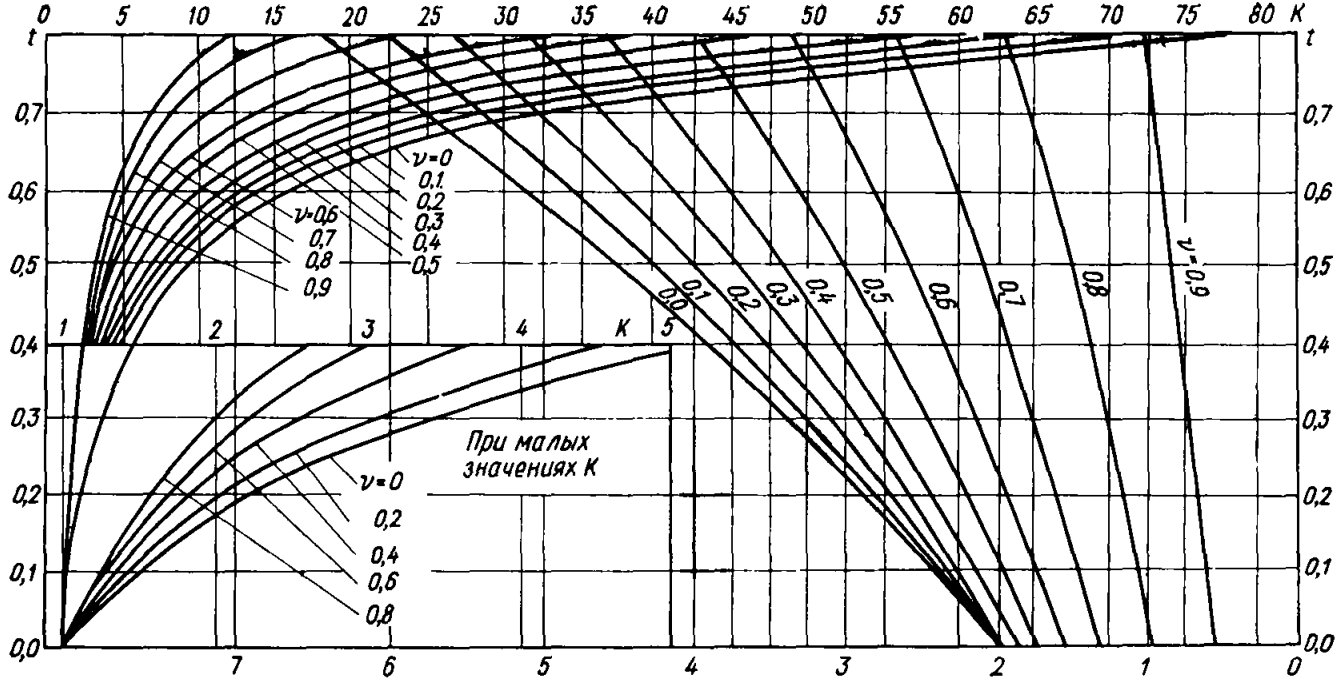


Рис. 38. Номограмма для определения коэффициентов t и A' по известным значениям k и ν для фундаментов в виде двух прямоугольных опор

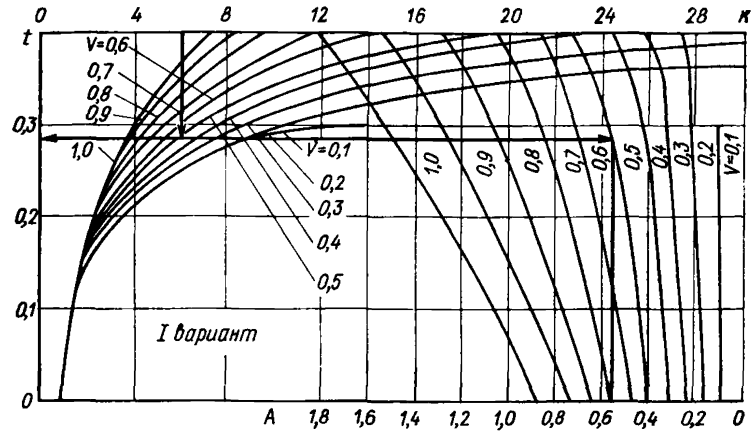


Рис. 39. Номограмма для определения коэффициентов t и A в зависимости от ν для фундамента в виде трех опор при моментной нагрузке в направлении одной опоры (I вариант)

3.19. Значения нормативного давления на грунт и коэффициента сжатия грунта основания при фундаментах в виде отдельных опор следует определять соответственно по формулам (124) и (137), как для одной опоры.

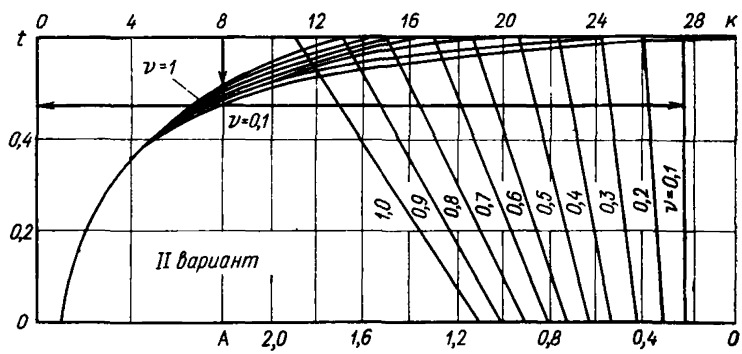


Рис. 40. Номограмма для определения t и A' в зависимости от ν для фундамента в виде трех опор при моментной нагрузке в направлении двух опор (II вариант)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ОСНОВАНИЯ

3.20. Модуль деформации грунта определяется при лабораторных испытаниях по формуле

$$E=\frac{1+\varepsilon}{a}\left(1-\frac{2\mu^2}{1-\mu}\right)\left(\frac{2,7}{\varepsilon}+0,2\right); \qquad (142)$$

где ε — коэффициент пористости грунта до сжатия;
a — коэффициент уплотнения;
μ — коэффициент Пуассона грунта, принимаемый по табл. 33.

Таблица 33

Значения коэффициента Пуассона μ для различных видов грунтов

Грунты	Пески	Суглинки	Супеси	Глина
μ	0,27	0,35	0,30	0,42

3.21. Модуль упругости грунта определяется по формуле

$$E_{\text{у}}=E\frac{a}{a_{\text{н}}}, \qquad (143)$$

где $a_{\text{н}}$ — коэффициент набухания, определяемый по ветви разгрузки компрессионной кривой при лабораторных испытаниях грунта.

3.22. Определенные по лабораторным испытаниям E и $E_{\text{у}}$ могут быть использованы на стадии предварительных расчетов.

3.23. При полевых испытаниях грунтов круглыми штампами модуль деформации можно определять по формуле

$$E=(1-\mu^2)\frac{\sigma}{SD}, \qquad (144)$$

где S — полная осадка штампа при средней нагрузке на него;
D — диаметр круглого штампа.

Определение модуля упругости грунта производится также по формуле (144), но вместо S подставляется значение упругой деформации, получающейся после сброса нагрузки со штампа. Значение средней нагрузки при этом соответствует давлению, с которого начался сброс нагрузки.

3.24. При многослойном основании средние значения E и E_y для отдельного сечения в пределах сжимаемой толщи могут быть найдены по формулам:

$$E=\frac{\Sigma E_i h_i}{\Sigma h_i}; \tag{145}$$

$$E_y=\frac{\Sigma E_{yi} h_i}{\Sigma h_i}, \tag{146}$$

где E_i и E_{yi} — соответственно модули деформации и упругости отдельных слоев грунта основания;
h_i — мощность отдельных слоев грунта.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ БАШЕННОГО КОПРА

3.25. Осадку башенного копра следует определять по формуле

$$S=S_G+S_м+S_и, \tag{147}$$

где S_G, $S_м$ $S_и$ — осадка фундамента соответственно от вертикальных нагрузок на основание, от моментных нагрузок и от искривления основания при подработке.

3.26. Величина S_G в зависимости от формы фундамента определяется по формулам:

а) при кольцевом фундаменте

$$S_G=\frac{(1-\mu^2)\,\sigma\pi\omega r\,(1-\nu^2)}{E}; \tag{148}$$

б) при прямоугольном фундаменте

$$S_G=\frac{2\sigma\,(1-\mu^2)\,\beta\omega n}{E}, \tag{149}$$

где σ — среднее давление на основание, равное частному от деления вертикальных нормативных нагрузок на площадь подошвы фундамента.

3.27. Для башенного копра с фундаментами в виде отдельных равновеликих прямоугольных опор величина S_G определяется, как для одной опоры со средним усилием на нее, равным частному от деления общей вертикальной силы на число опор.

3.28. Величина $S_м$, в зависимости от формы фундамента, определяется по формулам:

а) при кольцевом фундаменте

$$S_м = rt\theta; \tag{150}$$

б) при прямоугольном фундаменте

$$S_м = 0{,}5\, tL\theta. \tag{151}$$

Значение безразмерного коэффициента t определяется по номограммам (см. рис. 35, 36) в зависимости от формы фундамента и отношения модуля упругости к модулю деформации k.

3.29. Для фундамента в виде четного числа отдельных опор величина $S_м$ определяется по формуле (151), при этом t находится по номограмме (рис. 38).

3.30. При трехопорном фундаменте осадка $S_м$ определяется по формуле

$$S_м = tL\theta, \tag{152}$$

где t находится в зависимости от величины k по номограммам (рис. 39 и 40) при направлении действия моментной нагрузки в сторону одной или двух опор соответственно.

3.31. Осадка $S_и$ от искривления основания по радиусу R, в зависимости от формы фундамента, определяется по формулам:

а) при кольцевом фундаменте

$$S_и = \eta \pm \frac{r^2(1-\nu^2)}{32R}; \tag{153}$$

б) при прямоугольном фундаменте

$$S_и = \eta \pm \frac{L^2(1-\nu^3\omega)}{96R(1-\nu\omega)}, \tag{154}$$

где η — расчетная осадка поверхности под центром фундамента от горных выработок.

При перегибе земной поверхности (рис. 41) в формулах (153) и (154) принимается знак плюс, а при прогибе (рис. 42) — минус.

3.32. Для фундамента в виде четного числа отдельных опор величина $S_и$ определяется по формуле (154) со знаком плюс (рис. 41).

3.33. Расчетные осадки и крены башенных копров не должны превышать предельных значений, обусловленных главой СНиП «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования». При условии ненарушения работы меха-

низмов подъема предельная осадка башенного копра может быть принята равной 30 см, а предельный крен сооружения может быть принят равным 0,004.

3.34. При многослойном основании с несогласным залеганием пластов осадку и крен башенного копра следует определять методом послойного суммирования по главе СНиП «Основания зданий и сооружений. Нормы проекти-

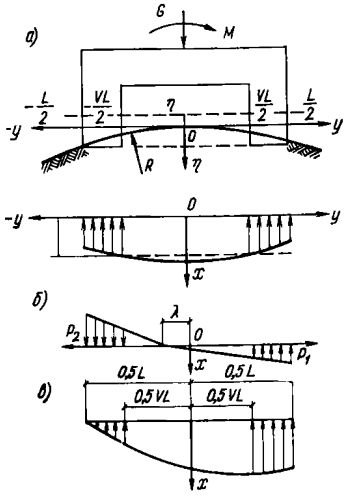


Рис. 41. Схема эпюр отпора основания при его перегибе

а — от веса сооружений и искривления основания; *б* — от моментной нагрузки; *в* — суммарная эпюра отпора

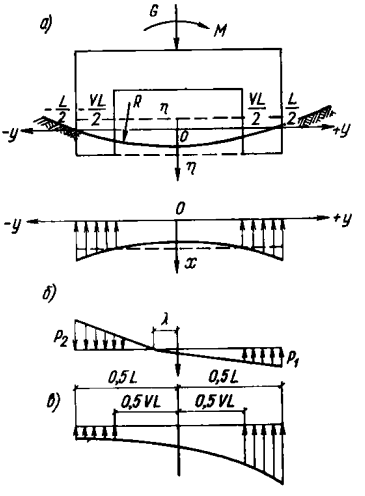


Рис. 42. Схемы эпюр отпора основания при его прогибе

а — от веса сооружения и искривления основания; *б* — от моментной нагрузки; *в* — суммарная эпюра отпора

рования» путем нахождения осадок точек краев фундамента, лежащих на центральной оси. Тогда разность осадок в краевых сечениях, отнесенная к расстоянию между сечениями, даст крен башенного копра, а полусумма осадок — среднюю осадку центра башенного копра.

Построение эпюр природных давлений, определение границы сжимаемой толщи грунта и осадки (в намеченных сечениях) производится по общим правилам, изложенным в нормативной литературе и главе СНиП «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования».

Максимальные значения ординат эпюр дополнительных давлений по отпору грунта в рассматриваемых сечениях определяются с учетом момента, действующего в плоскости подошвы фундамента.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОТПОРА ГРУНТА ОСНОВАНИЯ

3.35. Давление на основание следует определять по формуле

$$P = P_G + P_м + P_и, \tag{155}$$

где P_G — среднее давление на основание, равное частному от деления суммы вертикальных сил на площадь подошвы фундамента;

$P_м$ — часть давления, вызываемая только моментными нагрузками;

$P_и$ — часть давления, возникающая от искривления основания при подработке.

3.36. Краевые давления $P'_м$ и $P''_м$ от моментной нагрузки, в зависимости от формы фундамента, определяются по формулам:

а) при кольцевом фундаменте:

$$P'_м = \frac{4M(1+t)}{r^3 A'}; \tag{156}$$

$$P''_м = \frac{4M(1-t)k}{r^3 A'}; \tag{157}$$

б) при прямоугольном фундаменте:

$$P'_м = \frac{12M(1+t)}{L^2 BA'}; \tag{158}$$

$$P''_м = \frac{12M(1-t)k}{L^2 BA'}, \tag{159}$$

где M — моментная нагрузка.

3.37. Расстояние λ от оси фундамента до точки с нулевым значением (в направлении P_2), в зависимости от формы фундамента, определяется по формулам:

а) при кольцевом фундаменте

$$\lambda = rt; \tag{160}$$

б) при прямоугольном фундаменте

$$\lambda = 0{,}5\,Lt. \tag{161}$$

3.38. При фундаменте с четным числом опор давления на основание определяются по формулам (156) — (159), в которых значение моментной нагрузки M уменьшается

во столько раз, сколько рядов отдельных опор располагается в направлении действия момента. Значения t и A' определяются по номограмме (рис. 38).

3.39. Для трехопорного фундамента (рис. 37), в зависимости от направления действия моментной нагрузки, краевые давления на основание определяются по формулам:

а) при моментной нагрузке, действующей в сторону одной опоры:

$$P_1 = \frac{M}{L^3 \omega A^1}; \tag{162}$$

$$P_2 = \frac{M(2+3\nu-6t)\,k}{L^3 \omega A'(4+3\nu+6t)}, \tag{163}$$

где A' и t определяются по номограмме (рис. 39);

б) при моментной нагрузке, действующей в сторону двух опор:

$$P_1 = \frac{M}{L^4 \omega A'}; \tag{164}$$

$$P_2 = \frac{M(4+3\nu-6t)\,k}{L^3 \omega A'(2+3\nu+6t)}, \tag{165}$$

где A' и t — определяются по номограмме (40).

3.40. Нулевые давления от моментной нагрузки находятся на расстоянии λ от центра тяжести площадей трех опор в направлении P_2.

3.41. При искривлении основания в результате горных выработок по радиусу R давления на основание, в зависимости от формы фундамента, определяются по формулам:

а) при кольцевом фундаменте

$$P_{\text{и}} = \frac{C}{2R}\left[r^2 \frac{(1+\nu^2)}{4} - y^2\right]; \tag{166}$$

б) при прямоугольном фундаменте

$$P_{\text{и}} = \frac{C}{2R}\left[\frac{L^2(1-\nu^3\omega)}{12(1-\nu\omega)} - y^2\right], \tag{167}$$

где y — текущая координата при расположении начала координат в центре основания.

3.42. Приведенные выше расчетные зависимости справедливы при условии

$$0 \leqslant P \leqslant 1{,}2R^{\text{н}}. \tag{168}$$

3.43. При отсутствии значений модуля упругости грунта основания допускается принимать его значение равным модулю общей деформации.

При этом значение C, найденное по формулам (136) и (137), следует умножить на коэффициент 1,7, а значение A', в зависимости от формы фундамента, надлежит определять по формулам:

а) при кольцевом фундаменте

$$A' = \pi\ (1 - \nu^{y}); \qquad (169)$$

б) при прямоугольном фундаменте

$$A' = 2\ (1 - \nu^{3}\omega). \qquad (170)$$

4. РАСЧЕТ ТЕПЛОПОТЕРЬ ПОМЕЩЕНИЙ БАШЕННЫХ КОПРОВ

4.1. Расчет теплопотерь помещений башенного копра следует производить по главе СНиП «Отопление, вентиляция и кондиционирование воздуха» с учетом добавочных теплопотерь за счет инфильтрации наружного воздуха, вызванной общешахтной и ветровой депрессией, а также гравитационным давлением.

4.2. Суммарные теплопотери следует определять по формуле

$$Q_{с} = Q_{осн} + Q_{д} + (K_{д.о} + K_{д.с})\, F\, (t_{в} - t_{н}), \qquad (171)$$

где $Q_{с}$ — суммарные теплопотери, ккал/ч;

$Q_{осн}$ — основные теплопотери помещений через ограждения, определяемые по главе СНиП «Отопление, вентиляция и кондиционирование воздуха»;

$Q_{д}$ — добавочные теплопотери через ограждения, величины которых следует принимать в соответствии с указаниями главы СНиП «Отопление, вентиляция и кондиционирование воздуха»;

$K_{д.о}$ — добавочные теплопотери за счет инфильтрации наружного воздуха через окна наветренной стороны;

$K_{д.с}$ — добавочные теплопотери за счет инфильтрации наружного воздуха через стены;

F — площадь поверхности ограждения, м^2;

$t_в$ — расчетная температура внутреннего воздуха помещения, град;

$t_н$ — расчетная температура наружного воздуха для холодного периода, соответствующая расчетным параметрам $Б$, град.

4.3. Для копров с монолитными железобетонными стенами при наличии депрессии во внутренней шахте добавки к теплопотерям на инфильтрацию наружного воздуха через окна рекомендуется определять по следующим формулам (для $250 \leqslant h \leqslant 400$ мм вод. ст.):

а) для климатических условий Донбасса

$$K_{д.\,о} = 0{,}022\,h + 14{,}7 - 0{,}867 \cdot 10^{-4}\,hH - \\ -0{,}094H \text{ ккал/м}^2 \text{ ч} \cdot \text{град}; \quad (172)$$

б) для климатических условий Воркуты

$$K_{д.\,о} = 18{,}67 + 0{,}0133h - 0{,}15H \text{ ккал/м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{град}, \quad (173)$$

где h — депрессия во внутренней шахте копра, мм вод. ст.

H — уровень окон по высоте здания, м.

4.4. Добавочные теплопотери за счет инфильтрации наружного воздуха через стены башенных копров следует определять по формуле

$$K_{д.с} = AQ_{осн}. \quad (174)$$

При отсутствии окон в подмашинной части копра $A = 15\%$, при наличии окон по высоте копра $A = 2{,}5\%$.

4.5. Для уменьшения теплопотерь помещений при проектировании башенных копров рекомендуется предусматривать специальные меры по уплотнению оконных и дверных проемов, а также между стеновыми панелями.

ПРИЛОЖЕНИЕ I

ПРОГРАММА «ПОЛЗУЧЕСТЬ»

Программа «Ползучесть» предназначена для расчета напряжений в бетоне и арматуре сжатого железобетонного элемента, загружаемого в произвольном режиме, в основном — для монолитных железобетонных сооружений.

Расчет выполняется с учетом старения, ползучести и усадки бетона и температурных деформаций бетона и арматуры. Расчет может относиться как к средним по сечению напряжениям, так и к напряжениям в каком-либо элементе сечения с заданной нагрузкой на элемент.

В программе использовано решение интегрального уравнения совместности деформаций упругой арматуры и упругоползучего стареющего бетона (уравнение Вольтерра второго рода) методом конечных сумм (Боголюбова — Крылова).

Наибольшая погрешность на всем обсчитываемом интервале $\pm$ 1%.

Исходные данные:

длительность загружения;

расчетное сопротивление и модуль упругости арматуры;

коэффициент армирования элемента;

начальный модуль упругости бетона и параметры функций, описывающих изменение модуля упругости и удельных деформаций ползучести $C(t, \tau)$ в форме, предложенной С. В. Александровским;

массив значений удельной (на единицу площади сечения) нагрузки на элемент;

массив значений деформаций усадки.

Программа выводит на печать исходные данные, а также результаты счета: срок с момента начала загружения, текущие напряжения в бетоне и арматуре.

На подготовку исходной информации, в зависимости от длительности режима загружения, необходимо от 0,5 до 3 ч. Машинное время $T = 5 + 0{,}003\ (N^2 + N)$, где N — количество шагов интегрирования. Результаты готовы для использования (рис. 43).

Программа составлена на алголе (входной язык транслятора «МЭИ-3» для ЭВМ «Минск-22»). Использованы лишь стандартные программы математического обеспечения транслятора.

Программа самовосстанавливающаяся.

Исходная информация сохраняется.

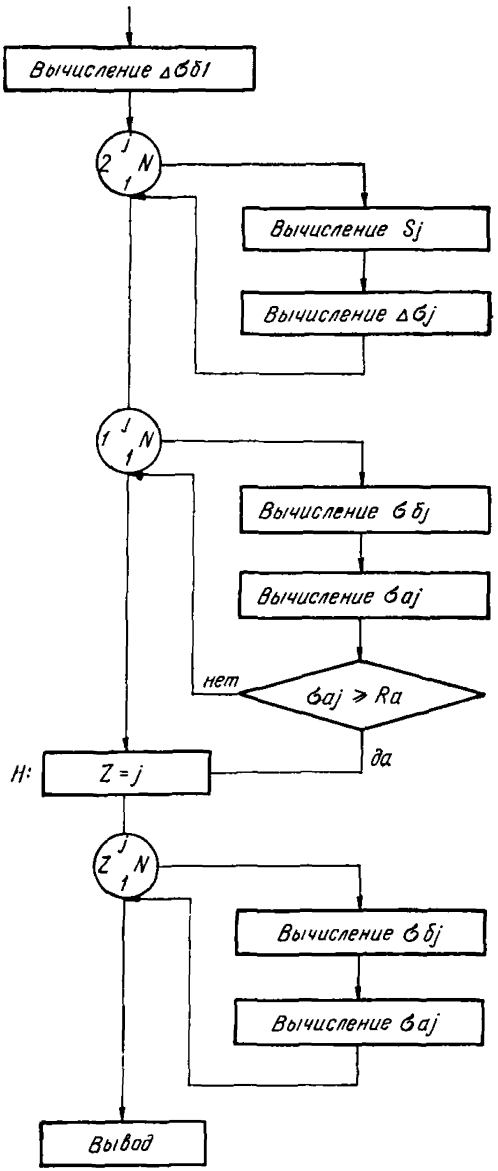


Рис. 43. Блок-схема программы «Ползучесть»

1. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

В процессе длительного загружения сжатого железобетонного элемента к каждому моменту времени устанавливается определенное распределение внутренних усилий между арматурой и бетоном, обусловленное как режимом загружения, так и деформативными свойствами бетона и арматуры и протекающими в них процессами («силовое» и температурное деформирование бетона и арматуры, старение, ползучесть и усадка бетона). Для прогноза дальнейшего поведения элемента, расчета его трещиностойкости при последующем загружении (например, изгибающим моментом) необходимо рассчитывать это распределение.

Расчет напряжений в бетоне сводится к решению интегрального уравнения (типа Вольтера второго рода), описывающего совместное деформирование бетона и арматуры, напряжения в которых находятся в равновесии с усилием в сечении:

$$\int_{\tau_1}^{t} [\delta(t, \tau) E_a + 1]\, d\sigma_б(\tau) = p(t) + \mu E_a (\varepsilon_{б.т} - \varepsilon_{а.т} - \varepsilon_у), \qquad (1)$$

где $\delta(t, \tau)$ — удельная осевая относительная деформация бетона, см²/кг;

μ — коэффициент армирования $\left(\mu = \frac{F_a}{F_б}\right)$, безразмерный;

E_a — модуль упругости арматуры, кг/см²;

$p(t)$ — удельная (на единицу площади поперечного сечения элемента) нормальная нагрузка в момент времени t, кг/см²;

$\sigma_б\tau$ — напряжения в бетоне в момент времени τ, кг/см²;

t — возраст бетона к моменту, для которого определяются напряжения, сутки;

τ — текущий возраст бетона в процессе загружения в интервале времени $\tau_1 \leqslant \tau \leqslant t$, сутки;

τ_1 — возраст бетона к началу процесса загружения;

$\varepsilon_{б.т}$, $\varepsilon_{а.т}$ — температурные деформации бетона и арматуры соответственно;

$\varepsilon_у$ — деформации усадки бетона.

Напряжения в арматуре определяются из условия равновесия сечения элемента:

$$\sigma_a(t) = \frac{p(t) - \sigma_б(t)}{\mu}. \qquad (2)$$

Для определения $\delta(t, \tau)$ используется выражение:

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E_б(\tau)} + C(t, \tau), \qquad (3)$$

где $E_б(\tau)$ — начальный модуль упругости бетона в возрасте τ, определенный по формуле, предложенной Н. Х. Арутюняном; $E_б(\tau) = E_0(1 - \xi e^{-\beta\tau})$; E_0 — начальный модуль упругости «зрелого» бетона; ξ и β — параметры, являющиеся исходными данными задачи;

$C(t, \tau)$ — функция удельных деформаций ползучести бетона, принимаемая по предложению С. В. Александровского в виде:

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau) - \psi(t)\frac{e^{\gamma\tau} - A}{e^{\gamma t} - A} - \Delta(\tau)\, e^{-\alpha(t-\tau)}, \qquad (4)$$

$$\Delta(\tau) = \sum_{n=0}^{1} b_{1n} e^{-v_{1n}\tau} \cdot 10^{-7}\ \text{см}^2/\text{кг};$$

$$\varphi(\tau) = \sum_{n=0}^{3} b_{2n} e^{-v_{2n}\tau} \cdot 10^{-7}\ \text{см}^2/\text{кг};$$

$$\psi(t) = \varphi(t) - \Delta(t)\ \text{см}^2/\text{кг};$$

b_{1n}, v_{1n}, γ, A, α — параметры, являющиеся исходными данными задачи, A — безразмерный, остальные имеют размерность $(\text{сутки})^{-1}$.

Исходными данными являются срок загружения, модуль упругости и расчетное сопротивление арматуры, начальный модуль упругости «зрелого» бетона, параметры функций роста модуля упругости бетона и удельных деформаций ползучести, коэффициент армирования, массив значений относительных деформаций усадки бетона в различные (текущие) сроки, массив значений удельной нагрузки на единицу площади поперечного сечения элемента в те же сроки.

Результаты расчета — напряжения в бетоне и арматуре в различные сроки загружения.

2. ЧИСЛЕННЫЙ МЕТОД И ХАРАКТЕРИСТИКА АЛГОРИТМА

Для определения напряжений в бетоне в процессе загружения в программе используется решение интегрального уравнения (1) методом конечных сумм (Боголюбова — Крылова). Программа на каждом шаге определения $\sigma_б$ (t) вычисляет ядро уравнения (1) и определяет новое значение $\sigma_б$ (t) с заданным шагом по t. На каждом шаге после определения $\sigma_б$ (t) определяется $\sigma_а$ (t) по формуле (2).

Точность расчета и время решения задачи определяются разбиением интервала загружения на конечные участки при решении уравнения (1) методом конечных сумм.

Достаточная при практических расчетах точность достигается при разбиении начального отрезка в 30 сут на участки по 1 суткам, остальной части интервала — по 20—30 суток.

Расчет полностью автоматизирован.

3. АЛГОРИТМ

Вычислительная схема

Вычисления выполняются в два этапа:

первый — вычисление приращения напряжений в бетоне;

второй — вычисление напряжений в бетоне и арматуре.

На каждом шаге работают процедуры вычисления ядра и нагрузочного члена.

ВЫЧИСЛЕНИЕ ПРИРАЩЕНИЙ НАПРЯЖЕНИЙ В БЕТОНЕ

$$\Delta\sigma_{бj}=\frac{f_j-S_j}{K_{j,\,j-0,5}}, \qquad (1)$$

где j — номер шага по возрасту наблюдения;

$\Delta\sigma_{б\,j}$ — приращение напряжений в бетоне при j-м приращении времени наблюдения;

f_j — нагрузочный член к возрасту наблюдения после его j-го приращения, вычисляемой процедурой.

$$f_j=\frac{p\,(t)}{\mu E_а}-\varepsilon_{св}\,(t),$$

где $p(t)$ — удельная нагрузка на единицу площади поперечного сечения элемента в момент времени, t;

μ — коэффициент армирования;

E_a — модуль упругости арматуры;

$\varepsilon_{св}(t)$ — свободные (температурно-влажностные) деформации бетона в момент времени t;

t — время наблюдения после j-го приращения

$$S_j = \sum_{i=1}^{j-1} K_{j,\, i-0,5},\ \Delta\sigma_{бi},$$

где $\Delta\sigma_{б\,i}$ — приращения напряжений в бетоне, на i-м шаге загружения, вычисленные на предыдущих шагах «наблюдения» по формуле (1):

$$K_{j,\, i-0,5} = \frac{1}{E_0[1-\xi e^{-\beta(i-0,5)}]} + \varphi(i-0,5) - [\varphi(j) - \Delta(j)] \times$$

$$\times \frac{e^{\gamma(i-0,5)} - A}{e^{\gamma j} - A} - \Delta(i-0,5)\, e^{-\alpha(j-i+0,5)},$$

где E_0 — начальный модуль упругости «зрелого» бетона;

ξ, β, γ, A, α — числовые параметры, задаваемые в исходных данных;

τ — текущий возраст бетона к моменту реализации очередного шага загружения;

t — возраст бетона к моменту, для которого определяется напряжение.

$$\varphi(\tau) = \sum_{n=0}^{3} b_{2n}\, e^{-v_{2n}\tau} \cdot 10^{-7};$$

$$\Delta(\tau) = (b_{10} + b_{11}\, e^{-v_{11}\tau}) 10^{-7},$$

где b_{in}, v_{jn} — числовые параметры, задаваемые в исходных данных, $v_{20} = 0$.

ВЫЧИСЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В БЕТОНЕ И АРМАТУРЕ

$$\sigma_{бj} = \sum_{i=1}^{j} \Delta\sigma_{бi}; \qquad (2)$$

$$\sigma_{aj} = \frac{p(t) - \sigma_{бj}}{\mu}. \qquad (3)$$

Обозначения те же, что и к формуле (1).

Для случаев, когда $\sigma_{a\,m} \geqslant R_a$, где R_a — расчетное (или нормативное, по выбору проектировщика) сопротивление арматуры при $j > m$:

$$\sigma_{б\,j} = \sigma_{б\,m} + p\,(t) - p\,(t_m). \qquad (4)$$

4. ИНСТРУКЦИЯ

ЗАДАНИЕ НА РАСЧЕТ

Исходные данные заносятся в стандартный бланк согласно указанным в его строках обозначениям.

Все исходные данные записываются в кг/см^2 · сут.

Массив исходных данных:

N — длительность процесса загружения;

E_a — модуль упругости арматуры;

R_a — расчетное (или нормативное, по выбору проектировщика) сопротивление арматуры;

E_0 — конечное значение начального модуля упругости бетона; ξ, β, A, b_{20}, b_{21}, b_{22}, b_{23}, b_{11}, b_{12}, b_{13} — параметры реологических функций бетона [по формуле (4) раздела 1];

μ — коэффициент армирования;

b_{10}, v_{21}, v_{22}, v_{23}, v_{11}, v_{12}, v_{13}, α, γ — параметры реологических функций бетона [по формуле (4) раздела 1];

$\varepsilon_{св}$—N — мерный массив значений свободных температурно-влажностных деформаций бетона с шагом в 1 сут.;

p—N — мерный массив значений удельной нагрузки на единицу площади сечения с шагом в 1 сут.

ПОДГОТОВКА ИСХОДНОЙ ИНФОРМАЦИИ

Кодировка исходных данных осуществляется в соответствии с требованиями Инструкции по «МЭИ-3». Ввод осуществляется транслированной программой с перфоленты.

РАБОТА ЗА ПУЛЬТОМ

Специальных операций за пультом не предусмотрено.

ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ

Программа выводит на печать исходные данные и результаты счета. Последние выводятся в следующем порядке:

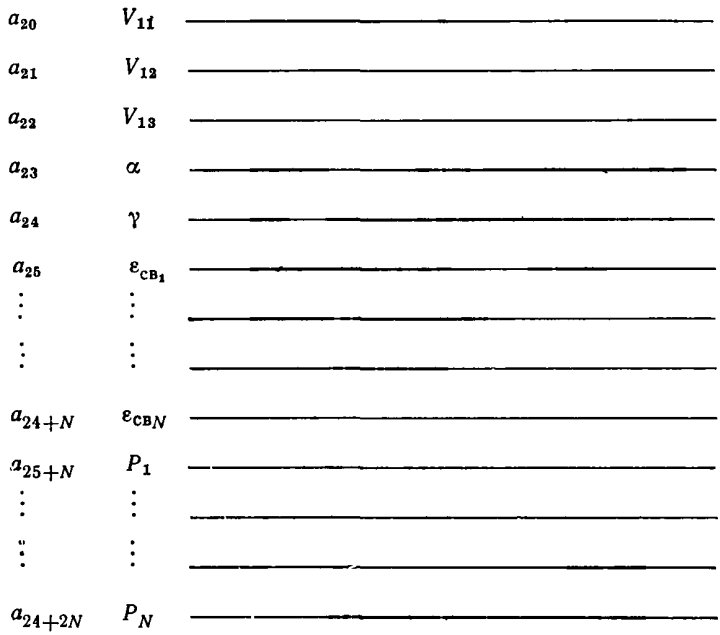
срок с момента начала загружения;

текущее значение напряжения в бетоне;

текущее значение напряжения в арматуре.

Бланк
для записи исходных данных

a_1	N	
a_2	E_a	
a_3	R_a	
a_4	E_0	
a_5	ξ	
a_6	β	
a_7	A	
a_8	b_{20}	
a_9	b_{21}	
a_{10}	b_{22}	
a_{11}	b_{23}	
a_{12}	b_{11}	
a_{13}	b_{12}	
a_{14}	b_{13}	
a_{15}	μ	
a_{16}	b_{10}	
a_{17}	V_{21}	
a_{18}	V_{22}	
a_{19}	V_{23}	



ПРОГРАММА «ПОЛЗУЧЕСТЬ» ДЛЯ ЭЦВМ «МИНСК-22»

Транслятор МЭИ-3

```
'BEGIN'
  'INTEGER' I, J, N, Z.,
  INPUT (1, N).,
  OUTPUT (4, '(I'), N).,
  OUTPUT (4, '(T'), '(:/')).,
  'BEGIN'
    'REAL'M, EA, RA, E0, E1, B, A, A0, B1, B2, B3, B4, B5, B6, C,
    V1, V2, V3, V4, V5, V6, L, G, Y2, Y3.,
    ARRAY' E2, p, 0 (/1:N/), SUMMA (/2:N/), SIGMA, SA (/1:N/).,
    'REAL' 'PROCEDURE'K(X, S).,
    'VALUE'X. S.,
    'REAL'X. S.,
    'BEGIN'
      'REAL'Y, Y1, Y4, Y5.,
      Y := A0 + B1 × EXP ( — (V1 × S)) + B2 × EXP ( —
       — (V2 × S)) + B3 × EXP (—(V3 × S)).,
      Y1 := C + B4 × EXP ( — (V4 × S)) + B5 × EXP(—(V5 ×
       × S)) + B6 × EXP (—(V6 × S)).,
      Y4 := A0 + B1 × EXP (—(V1 × X)) + B2 × EXP ( —
       (V2 × X)) + B3 × EXP ( — (V3 × X)).,
      Y5 := C + B4 × EXP ( — (V4 × X)) + B5 × EXP ( —
       — (V5 × X)) + B6 × EXP ( — (V6 × X)).,
```

```
      K := 1/(E0 × (1 — E1 × EXP ( — (B × S)))) + Y —
      — ((Y4 — Y5)/(1/EXP( — (G × X)) — A)) × (1/EXP( —
      — (C × S)) — A) — V1 × EXP ( — (L × (X — S))) +
      + 1/(M × EA)
    'END'
    'REAL''PROCEDURE'F (X).,
    'VALUE'X.,
    'INTEGER'X.,
    F := P (/X/)/(M × EA) — E2(/X/).,
    INPUT (1, EA, RA, E0, E1, B, A, A0, B1, B2, B3, B4, B5, B6).,
    INPUT (1, M, C, V1, V2, V3, V4, V5, V6, L, G, E2, P).,
    OUTPUT (4, '(EBB + D, 6DIO + 2D'), M, EA, RA, E0, E1, B).,
    OUTPUT (4 '(T'), '(:/')).,
    OUTPUT (4, '(EBB + D, 6DIO + 2D'), A, A0, B1, B2, B3, B4).,
    OUTPUT (4, '(T'), '(:/')).,
    OUTPUT (4, '(EBB + D, 6DIO + 2D'), B5, B6, C, V1, V2, V3).,
    UOTPUT (4, '(T'), '(:/')).,
    OUTPUT (4, '(EBB + D, 6DIO + 2D'), V4, V5, V6, L, G).,
    OUTPUT (4, '(T'), '(:/:/')).,
    OUTPUT (4, '(EBB + D, 6DIO + 2D'), E2, P).,
    OUTPUT (4', '(T'), '(:/:/')).,
    D (/1/) := F (1)/K (1, 0, 5).,
    'FOR' J := 2'STEP' 1 'UNTIL' N'DO'
    'BEGIN'
      Y2 := J.,
      SUMMA (/J/) := 0.,
      'FOR' I: = 1 'STEP' 1 'UNTIL' J — 1 'DO'
      'BEGIN'
      Y3 := 1.,
      SUMMA (/J/) := SUMMA (/J/) + K (Y2, Y3 — 0,5))×D (/1/)
      'END'.,
      D (/J/) := (F(Y2) — SUMMA (/J/))/K (Y2, Y2 — 0,5)
  'END'.,
  'FOR'J := 1 'STEP' 1 'UNTIL' N 'DO'
  'BEGIN'
    SIGMA (/J/) := 0.,
    'FOR' I := 1 'STEP' 1 'UNTIL' J 'D0' SIGMA (/J/) :=
    = SIGMA (/J/) + D
    (/I/).,
    SA (/J/) := (P (/J/) — SIGMA (/J/))/M.,
    'IF' SA (/J/) — RA 'GT' O 'THEN' 'GOTO' H
  'END'.,
  H : Z := J.,
  'FOR' J := Z'STEP' 1 'UNTIL' N 'DO'
  'BEGIN'
    SIGMA (/J/) := SIGMA (/Z/) + P (/J/) — P (/Z/).,
    SA (/J/) := (P (/J/) — SIGMA (/J/))/M
  'END'.,
  'FOR' J := 1 'STEP' 1 'UNTIL'N 'D0'
  'BEGIN'
    OUTPUT (4, '(EBB + D, 6DIO + 2D'), J, SIGMA(/J/), SA(/J/)).
    OUTPUT (4, '(T'), '(:/'))
      'END'
    'END'
  'END'
```

ПРИЛОЖЕНИЕ II

ПРОГРАММА «ПРЕДЕЛ»

Программа «Предел» предназначена для вычисления нормальной силы и изгибающего момента в сечении железобетонного элемента произвольной конфигурации и произвольного армирования (железобетонного башенного сооружения) при различных плоских эпюрах ε, построения области их допустимых значений и исследования жесткости сечения.

В программе использован один из методов приближенного вычисления определенных интегралов — метод прямоугольников.

Точность метода определяется количеством участков, на которые разбивается интервал интегрирования; оно задается с исходными данными.

Исходными данными являются:

число участков, на которые разбивается сечение при интегрировании;

число значений удлинений краевых волокон при переборе эпюр ε;

прочностные и деформативные характеристики бетона и арматуры;

площади, коэффициенты армирования и координаты центров тяжести участков, на которые разбито сечение;

напряжения в бетоне и арматуре и их деформации на этих участках от предшествующих загружений.

На печать выводятся исходные данные в результаты счета для каждого варианта эпюры ε:

деформации краевых волокон;

нормальная сила и изгибающий момент в сечении (относительно его левой грани).

Программа автоматически перебирает заданное число значений деформаций краевых волокон. Граница области допустимых значений нормальной силы и момента определяется теми их значениями, которые соответствуют предельным величинам деформаций краевых волокон.

Машинное время

$$t=30+0{,}16j^2 i \quad \text{с},$$

где i — число участков в сечении;

j — число перебираемых значений деформаций краевого волокна.

Время подготовки информации — 0,2 — 1 ч, в зависимости от i и конфигурации сечения.

Исходная информация сохраняется.

Блок-схема программы «Предел» приведена на рис. 44.

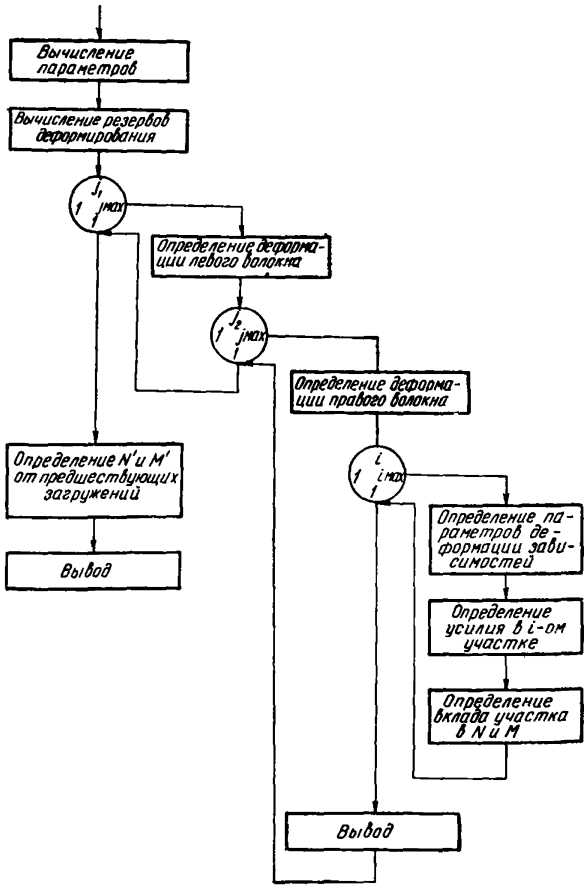


Рис. 44. Блок-схема программы «Предел»

1. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Проверка прочности и определение жесткости произвольного внецентренно сжатого железобетонного сечения могут быть выполнены расчетом нормальной силы и изгибающего момента при различных заданных эпюрах ε. По принятой зависимости «σ — ε» вычисляются при любой заданной эпюре ε напряжения в бетоне и арматуре любой точки сечения и затем выполняется их интегрирование по всей площади сечения (для определения нормальной силы) и интегрирование их произведения на расстояние до левой грани сечения (для определения момента относительно левой грани):

$$N = \int_S (\sigma_б + \mu\sigma_a)\, dF; \tag{1}$$

$$M = \int_S (\sigma_б + \mu\sigma_a)\, r dF, \tag{2}$$

где N — нормальная сила в сечении;

M — изгибающий момент в сечении (относительно его левой грани);

$\sigma_б = f_1(\varepsilon)$, $\sigma_а = f_2(\varepsilon)$ — напряжения в бетоне и арматуре, связанные принятыми зависимостями с деформацией ε, распределение которой по сечению автоматически варьируется программой;

dF — текущий элемент площади;

r — расстояние от левой грани сечения до текущего элемента.

Интегрирование выполняется численно, методом прямоугольников (в пределах элемента $\Delta F = dF + 0$ (F), ε, $\sigma_б$ и $\sigma_а$ принимаются постоянными).

Исходные данные задачи — число участков сечения, число значений деформаций краевого волокна, прочностные и деформативные характеристики бетона и арматуры, площади армирования и координаты участков сечения, напряжения и деформации от предшествующих загружений.

Результаты — нормальные силы и моменты относительно левой грани сечения при заданных значениях деформаций краевых волокон.

2. ЧИСЛЕННЫЙ МЕТОД И ХАРАКТЕРИСТИКА АЛГОРИТМА

Интегралы по формулам (1) и (2) определяются методом прямоугольников. Напряжения $\sigma_б$ и $\sigma_а$ вычисляются для точек, соответствующих центрам тяжести участков сечения, по принятым зависимостям σ — ε с учетом напряжений и деформаций от предшествующих загружений. Эпюра ε задается значениями деформаций краевых волокон. Программа организует перебор этих значений от предельной деформации растяжения арматуры до предельной деформации сжатия бетона. Учитывается работа бетона только при сжатии. В результате каждой паре краевых деформаций сопоставляются соответствующие силы и момент.

Точность расчета определяется количеством участков, на которые разбивается сечение. Рекомендуется принимать это количество равным 10—20, в зависимости от сложности конфигурации сечения.

Программа может быть улучшена путем учета нелинейности эпюры ε.

3. АЛГОРИТМ

Вычислительная схема

$$\varepsilon_п = \frac{R_a}{E_a}, \tag{1}$$

где $\varepsilon_п$ — деформация арматуры в момент перехода в пластическую стадию;
$R_а$ — расчетное сопротивление арматуры;
$E_а$ — модуль упругости арматуры.

$$a = \frac{\lambda_р}{R_{пр}}, \tag{2}$$

где a — числовой параметр;
$\lambda_р$ — коэффициент пластичности бетона при разрушении;
$R_{пр}$ — призменная прочность бетона.

$$b = aE_0, \tag{3}$$

где b — числовой параметр;
a — параметр по формуле (2);
E_0 — начальный модуль упругости бетона.

$$S_a = [\varepsilon_б] - \frac{\sigma_{б0i}}{E_0(1 - a\sigma_{б01})}, \quad (4)$$

где S_a — резерв деформирования крайнего левого волокна;

$[\varepsilon_б]$ — предельная деформация сжатия бетона;

$\sigma_{б\,01}$ — напряжение в бетоне крайнего левого участка от предшествующих загружений.

$$S_б = [\varepsilon_б] - \frac{\sigma_{б0i_{max}}}{E_0\left(1 - a\sigma_{б0i_{max}}\right)}, \quad (5)$$

где $S_б$ — резерв деформирования крайнего правого волокна;

$\sigma_{б0i_{max}}$ — напряжение в бетоне крайнего правого участка от предшествующих загружений.

$$\varepsilon_л = S_a - \frac{[\varepsilon_a] + S_a + \varepsilon_{01}}{j_{max} - 1}(j_1 - 1), \quad (6)$$

где $\varepsilon_л$ — деформация левого волокна от рассматриваемого загружения;

$[\varepsilon_a]$ — предельная деформация арматуры;

ε_{01} — деформация левого участка от предшествующих загружений;

j_1 — номер варианта значения деформации левого участка из перебираемых вариантов;

j_{max} — общее число перебираемых вариантов значений деформаций крайнего волокна.

$$\varepsilon_{пр} = S_в - \frac{[\varepsilon_a] + S_в + \varepsilon_{0i_{max}}}{j_{max} - 1}(j_2 - 1), \quad (7)$$

$\varepsilon_{пр}$ — деформация правого волокна от рассматриваемого загружения;

$\varepsilon_{0\,i_{max}}$ — деформация правого участка от предшествующего загружения;

j_2 — номер варианта значения деформации правого участка из перебираемых вариантов.

$$k = \frac{\varepsilon_{пр} - \varepsilon_л}{z_{i_{max}}}, \quad (8)$$

где k — тангенс угла наклона эпюры ε;

$z_{i_{max}}$ — расстояние центра тяжести крайнего правого участка от левой грани сечения.

$$\varepsilon_i = \varepsilon_л + kz_i, \tag{9}$$

где ε_i — деформация i-го участка от рассматриваемого загружения;

z_i — расстояние этого участка от левой грани сечения.

$$\varepsilon_i' = \varepsilon_i + \varepsilon_{0i}, \tag{10}$$

где ε_i' — полная деформация i-го участка;

$\varepsilon_{0\,i}$ — его деформация от предшествующего загружения.

$$N = \sum_{i=1}^{i_{max}} S_i, \tag{11}$$

где N — нормальная сила в сечении от рассматриваемого загружения;

S_i — усилие в i-м участке сечения.

$$S_i = F_i\,(E_0\,S_{1i} + \mu_i\,S_{2i}\,E_a), \tag{11.1}$$

где F_i — площадь i-го участка;

μ_i — его коэффициент армирования.

$$S_{1i} = \begin{cases} \dfrac{\varepsilon_i}{(1+bc)\,(1+b\varepsilon_s)} \text{ при } \varepsilon_i > 0; & (11.2) \\ \varepsilon_i \text{ при } \varepsilon_i < 0,\ |\varepsilon_i E_0| < \sigma_{б0i}; & (11.3) \\ -\dfrac{\sigma_{б0i}}{E_0} \text{ при } \varepsilon_i < 0,\ |\varepsilon_i E_0| \geqslant \sigma_{б0i}, & (11.4) \end{cases}$$

где $\sigma_{б0\,i}$ — напряжение в бетоне i-го участка от предшествующих загружений

$$S_{2i} = \begin{cases} \varepsilon_i \text{ при } \varepsilon_i > 0,\ d < \varepsilon_п \text{ или } \varepsilon_i < 0,\ |d| < \varepsilon_п; & (11.5) \\ \varepsilon_п - \varepsilon_{0i} \text{ при } \varepsilon_i > 0,\ d \geqslant \varepsilon_п; & (11.6) \\ -\varepsilon_п - \varepsilon_{0i} \text{ при } \varepsilon_i < 0,\ |d| \geqslant \varepsilon_п; & (11.7) \end{cases}$$

$$C = \frac{\sigma_{б0i}}{E_0\,(1 - a\sigma_{б0i})}; \tag{11.8}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_i + c; \tag{11.9}$$

$$M = \sum_{i=1}^{i_{max}} S_i z_i, \tag{12}$$

где M — момент внутренних сил относительно левой грани сечения от рассматриваемого загружения.

$$S_i' = F_i (\sigma_{б0i} + \mu_i \sigma_{a0i}), \quad (13)$$

где S_i' — усилие в i-м участке от предшествующих загружений;

$\sigma_{ao\ i}$ — напряжение в арматуре i-го участка от предшествующих загружений.

$$N' = \sum_{i=1}^{i_{max}} S_i, \quad (14)$$

где N' — нормальная сила в сечении от предшествующих загружений.

$$M' = \sum_{i=1}^{i_{max}} S_i z_i, \quad (15)$$

M' — момент относительно левой грани от предшествующих загружений.

4. ИНСТРУКЦИЯ

ЗАДАНИЕ НА РАСЧЕТ

Исходные данные заносятся в стандартный бланк в строгом соответствии с обозначениями в бланке. Все исходные данные записываются в т, м, м², т/м².

Состав массива исходных данных:

i_{max} — число участков, на которые разбивается сечение;

j_{max} — число значений деформаций краевого волокна;

λ_p — коэффициент пластичности бетона при разрушении;

$[\varepsilon_б]$ — предельная деформация бетона;

$[\varepsilon_a]$ — предельная деформация арматуры;

$R_{пр}$ — призменная (расчетная или нормативная) прочность бетона;

R_a — расчетное (или нормативное) сопротивление арматуры;

E_0 — начальный модуль упругости бетона;

E_a — модуль упругости арматуры;

F — массив площадей участков сечения;

μ — массив коэффициентов армирования этих участков;

z — массив расстояний центров тяжести этих участков от левой грани сечения;

$\sigma_{б.0}$ — массив напряжений в бетоне этих участков от предшествующих загружений;

$\sigma_{a.0}$ — массив напряжений в арматуре этих участков от предшествующих загружений;

ε_0 — массив деформаций этих участков от предшествующих загружений.

ПОДГОТОВКА ИСХОДНОЙ ИНФОРМАЦИИ

Кодировка исходных данных осуществляется в соответствии с Инструкцией к входному языку транслятора «МЭИ-3».

РАБОТА ЗА ПУЛЬТОМ

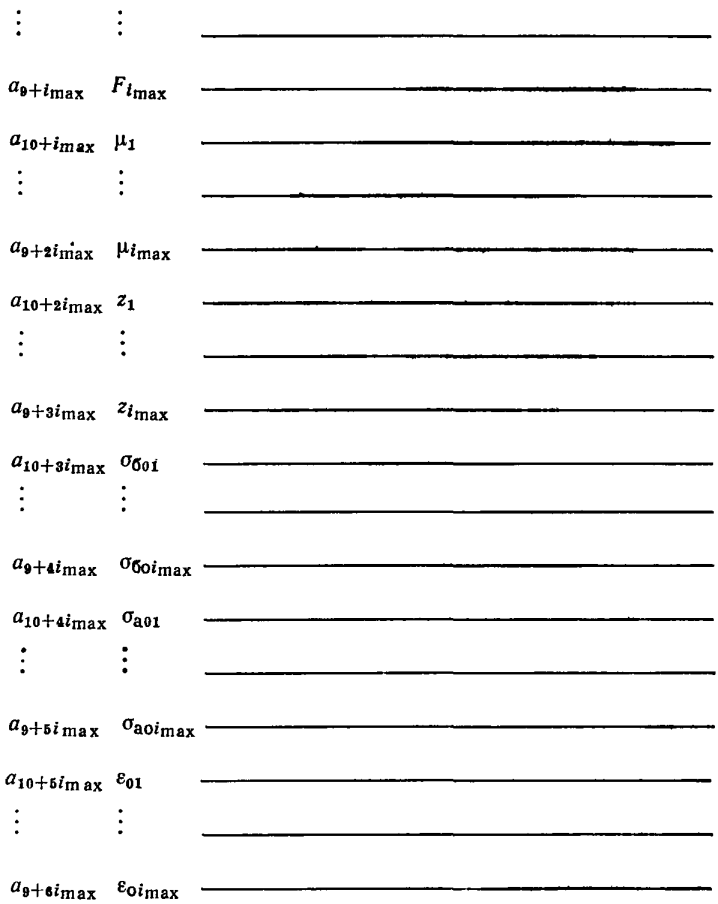
Никакие специальные операции за пультом при работе программы не требуются.

ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ

Программа выводит на печать исходные данные и результаты счета в виде четверок чисел, первые два числа в которых дают деформации левого и правого волокна соответственно, третье число — соответствующая им нормальная сила в сечении, четвертое число — изгибающий момент в сечении относительно левой грани.

Бланк
для записи исходных данных

a_1	i_{max}	_____
a_2	j_{max}	_____
a_3	λ_p	_____
a_4	$[\varepsilon_6]$	_____
a_6	$R_{пр}$	_____
a_7	R_a	_____
a_8	E_0	_____
a_9	E_a	_____
a_{10}	F_1	_____



ПРОГРАММА «ПРЕДЕЛ» ДЛЯ ЭЦВМ «МИНСК-22»

Транслятор МЭП-3

```
'BEGIN'
   'INTEGER' IMAX, JMAX.,
   INPUT (1, IMAX, JMAX).,
   OUTPUT (4, '(Z')', IMAX, JMAX).,
   'BEGIN'
   'REAL' LP, EPSB, EPSA, RB, RA, E0, EA, EL, ER, N, M,
   ET, K, EAP, S, ES, SA, SB, A, B, C, D,W, S1, S2.,
```

```
    'INTEGER' I, J1, J2.,
    'REAL' 'ARRAY' F, R, Z, SBO, SAO, EPSO (/1 : IMAX/).,
    INPUT (1, LP, EPSB, EPSA, RB, RA, EO, EA, F, R, Z, SBO,
    SAO, EPSO).,
    OUTPUT (4, '(Z'), LP, EPSB, EPSA, RB, RA, E0, EA, F, R,
    Z, SBO, SAO, E PSO).,
    EAP := RA/EA.,
    A := LP/RB.,
    B := A × EO.,
    SA := EPSB — SBO (/1/)/(EO × (1 — A × SBO(/1/))).,
    SB := EPSB — SBO (/IMAX/)/(EO × (1 — A×SBO(/IMAX/))).,
    W := EPSA + EPSB.,
    'FOR' J1 := 1 'STEP' '1  'UNTIL' JMAX 'DO'
    'BEGIN'
      EL := SA — (EPSA + SA + EPSO (/1/)) × (J1 — 1)/
      /(JMAX — 1).,
      'FOR' J2 := 1 'STEP' 1 'UNTIL' JMAX 'DO'
      'BEGIN'
      ER := SB — (EPSA + SB + EPSO(/JMAX/)) × (J2 —
      — 1)/(JMAX — 1).,
      K := (ER — EL)/Z (/IMAX/).,
      N := M := O.,
'FOR' I := 1 'STEP' 1 'UNTIL' IMAX 'DO'
'BEGIN'
ET := EL + K × Z (/I/).,
D := ET + EPSO (/I/).,
'IF'ET'GE'O'THEN'
'BEGIN'
C := SBO (/I/)/ (EO × (1 — A × SBO (/I/))).,
ES := ET + C.,
'IF'D'LE'EPSA'AND'ES'LE'EPSB'THEN'
'BEGIN'
S := EO × ET/((1 + B × C) × (1 + B × ES)).,
S := F (/I/) × (S + R (/I/) × EA ×   ('IF'D'LE'EAP'THEN'
'ET ELSE'EA'
P — EPSO (/I/))).,
N := N + S.,
M := M + S × Z (/I/)
'END'
'END' 'ELSE' 'IF' — D 'LE'EPSA'THEN'
'BEGIN'
S1 := 'IF' ABS (ET × EO) 'LE' 'SBO' (/1/)'THEN' ET × EO'
'ELSE' — SBO (/1/).,
S2 := 'IF'ABS (D) 'LE'EAP'THEN'ET'ELSE —  EAP — EPSO
(/1/).,
S := F (/1/) × (R/1/) × EA × S2 + S1).,
N := N + S.,
M := M + S × Z (/1/)
  'END'
  'END'.,
    OUTPUT (4, '(ZB — 8D, 8D'), EL, ER, N, M).,
    OUTPUT (4, '(T'), '(:/')
    'END'
  'END'.,
  N := M:=O.,
```

```
'FOR'I := 1'STEP' 1 'UNTIL' IMAX 'DO'
'BEGIN'
  S:= F (/I/) × (SBO (/I/) + R (/I/) × SAO (/I/))..,
  N := N + S.,
  M := M + S × Z (/I/)
    'END'.,
    OUTPUT (4, '(ZB — 8D, 8D'), 0, 0, N, M)
  'END'
'END'
```

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

1. Общие положения 3
2. Расчет конструкций башенных копров 3
   Статический расчет 3
   Общие указания 3
   Нагрузки и воздействия 6
   Расчетные схемы 8
   Расчет перекрытий 9
   Расчет несущих стен 17
   Расчет элементов каркаса 52
   Динамический расчет 55
   Общие указания 55
   Динамические нагрузки. 58
   Расчетные схемы, частоты и формы собственных колебаний 62
   Перемещения и внутренние усилия 69
3. Расчет оснований башенных копров 100
   Выбор глубины заложения фундамента 100
   Определение размеров подошвы фундамента в плане . . 101
   Определение нормативного давления на грунт 101
   Определение крена башенного копра 102
   Определение деформационных характеристик основания 111
   Определение осадки башенного копра 112
   Определение отпора грунта основания 115
4. Расчет теплопотерь помещений башенных копров 117
   Приложение I. Программа «Ползучесть» 119
   Приложение II. Программа «Предел» 129

ДОНЕЦКИЙ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ

РУКОВОДСТВО ПО РАСЧЕТУ БАШЕННЫХ КОПРОВ УГОЛЬНЫХ И РУДНЫХ ШАХТ

Редакция инструктивно-нормативной литературы

Зав. редакции *А. С. Певзнер*

Редактор *В. В. Петрова*

Мл. редактор *Н. В. Лосева*

Технический редактор *Т. М. Кан*

Корректоры *О. Н. Родионова, М. Ф. Казакова*

Сдано в набор 23/IV 1975 г. Подписано к печати 5/XI 1975 г.
Т-19802 Формат 84×108$^{1}/_{32}$ д. л. Бумага типографская № 2
7,56 усл. печ. л. (уч.-изд. 4,65 л.)
Тираж 4.000 экз. Изд. № XII-5477 Зак. № 304 Цена 23 коп.

Стройиздат
103006, Москва, Каляевская, 23а

Московская типография № 4 Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.
Москва, И-41, Б. Переяславская, дом № 46

Опечатки

Страница	Графа	Строка	Напечатано	Следует читать
42	Табл. 19, 2-я слева	3-я снизу	—0,041	0,041
42	Табл. 20 (продолжение), 4-я справа	1-я снизу	—0,026	0,026
79	3-я справа	18-я снизу	5,08550	4,08550
80	3-я слева	5-я снизу	0,00841	—0,00841
81	2-я слева	3-я сверху	—0,99969	—0,99693
82	4-я слева	4-я снизу	21,48585	21,48575
84	3-я справа	11-я снизу	17,78244	17,78214
85	3-я справа	14-я снизу	23;88014	23,88041
101		5-я сверху	**3.5.**	**3.4.**
101		10-я сверху	**3.4.**	**3.5.**

Поправка

На стр. 6 в табл. 1 строки 1—10-я снизу относятся к кратковременным нагрузкам.

gost.e-ecolog.ru