Министерство угольной промышленности СССР
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ГОРНОЙ ГЕОМЕХАНИКИ И МАРКШЕЙДЕРСКОГО ДЕЛА
(ВНИМИ)

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по проектированию мер защиты эксплуатируемых зданий и сооружений в районах залегания крутопадающих пластов

Ленинград
1973

gost.e-ecolog.ru

Министерство угольной промышленности СССР
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ГОРНОЙ ГЕОМЕХАНИКИ И МАРКШЕЙДЕРСКОГО ДЕЛА
(ВНИМИ)

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по проектированию мер защиты эксплуатируемых зданий и сооружений в районах залегания крутопадающих пластов

Ленинград
1973

УДК 622.838:69.059.22

АННОТАЦИЯ

"Методические указания" разработаны как дополнение к действующим нормативным документам по охране зданий и сооружений от влияния горных выработок и к "Рекомендациям по проектированию мероприятий для защиты эксплуатируемых зданий и сооружений от влияния горных выработок в основных угольных бассейнах" (ВНИМИ, Донпромстройниипроект, Л.,Стройиздат, 1967 г.).

"Методические указания" рассчитаны на инженеров строителей и маркшейдеров, проектировщиков и производственников, занимающихся вопросами защиты зданий и санитарно-технических сетей от воздействия подземной выемки угля в крутопадающих пластах. Указания подробно рассматривают вопрос о выправлении зданий способом поддомкрачивания.

Ответственный редактор инженер Л.Ш.Меламут

© Всесоюзный научно-исследовательский институт горной геомеханики и маркшейдерского дела (ВНИМИ), 1973

ВВЕДЕНИЕ

"Методические указания по проектированию мер защиты эксплуатируемых зданий и сооружений от влияния горных выработок в районах с крутым залеганием угольных пластов" ("Методические указания") посвящены вопросам проектирования горных и конструктивных мер защиты жилых, общественных и промышленных зданий, а также санитарно-технических сетей от воздействия выемки угля в крутопадающих пластах. Главным образом рассмотрены вопросы защиты зданий от воздействия ступенчатых деформаций основания, вызванных образованием на земной поверхности трещин с уступами.

"Методические указания" могут быть использованы для решения вопросов защиты зданий и сооружений от влияния сосредоточенных деформаций основания, вызванных сдвижениями по напластованиям и геологическим нарушениям под воздействием горных выработок.

В "Методических указаниях" даны рекомендации по определению степени ожидаемых повреждений гражданских зданий и необходимости применения мер защиты.

Приведены рекомендации по выбору различных горных и конструктивных мер защиты, по выправлению деформированных зданий способом поддомкрачивания, по определению в зданиях усилий, вызванных подработкой, и по расчету основных конструктивных элементов, необходимых для усиления и выправления зданий (исключая тяжи и обжимные элементы).

Даны рекомендации по производству работ, по усилению и выправлению зданий, по расчету ожидаемых деформаций земной поверхности и по выбору экономически целесообразного варианта мер защиты подрабатываемых зданий и сооружений.

"Методические указания" составлены институтом ВНИМИ на основании многолетних исследовательских и экспериментальных работ. При разработке "Методических указаний" учтены результаты исследований ряда научно-исследовательских, проектных и учебных институтов.

"Методические указания" состоят из 7 разделов и 6 приложений.

Раздел 1 - "Общие положения" составили: к.т.н. Р.А.Муллер, к.т.н. И.А.Петухов, инж.Л.Ш.Меламут.

Раздел 2 - "Допустимые деформации земной поверхности для гражданских зданий при подработке крутопадающими пластами" составили: к.т.н. Р.А.Муллер, инж.Г.А.Решетов, к.т.н. Ю.Ф.Кренида, инж.В.В.Марков, к.т.н.В.М.Вырво.

Раздел 3 - "Горные меры защиты зданий и сооружений" составили: д-р т.н. К.А.Ардашев, к.т.н.И.А.Петухов, к.т.н.А.С.Шалыгин.

Раздел 4 – "Конструктивные меры защиты гражданских зданий" составил инж.Л.Ш.Меламут при участии к.т.н., доц.Н.П.Мамонтова.

Раздел 5 – "Конструктивные меры защиты производственных зданий" составил инж.Л.Ш.Меламут при участии инж. В.С.Мелькова.

Раздел 6 – "Конструктивные меры защиты санитарно-технических сетей" составили: инж.М.Д.Матюшенко, инж. Л.Ш.Меламут, инж.В.С.Мольков и инж.О.И.Вязниковцев.

Раздел 7 – "Рекомендации по выбору экономически целесообразного варианта мер защиты зданий и сооружений" составили: инж.Л.Ш.Меламут., к.т.н.М.И.Глейзер, инж.Г.С. Черных.

Приложение I – "Рекомендации по расчету ожидаемых сдвижений и деформаций земной поверхности" составили: к.т.н. И.А.Петухов, к.т.н.В.Н.Земисев, к.т.н.Б.Я.Гвирцман, к.т.н.М.А.Иофис при участии инж.В.В.Гусева.

Приложение II – "Рекомендации по определению полной относительной усадки материалов для закладки выработанного пространства" составили: д-р т.н. К.А.Ардашев, к.т.н.А.С.Шалыгин.

Приложение III – "Рекомендации по определению в зданиях усилий, вызванных подработкой" составили: инж.Л.Ш.Меламут, к.т.н.Р.А.Муллер, инж.С.Г.Синопальников, инж.В.В.Бирюков и сотрудники НИИАСС: к.т.н.А.И.Козачевский, к.т.н.И.Л.Гликин и к.т.н.А.Л.Пекарский, подготовившие "Методику расчета на ЭВМ рам каркасных зданий на воздействие ступенчатой деформации основания".

Приложение IУ – "Рекомендации по расчету элементов усиления каменных зданий на деформированном основании" составил инж.Л.Ш.Меламут.

Приложение У – "Рекомендации по организации и производству работ при усилении и выправлении зданий" составил инж.Л.Ш.Меламут при участии инж.В.В.Кузьмина и инж.В.В.Бирюкова.

Приложение УI – Пример расчета. "Выбор оптимальных мер защиты зданий и сооружений поселка "С" от влияния горных работ" составил инж.Л.Ш.Меламут.

РАЗДЕЛ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящие "Методические указания по проектированию мер защиты эксплуатируемых зданий и сооружений от влияния горных выработок в районах с крутым залеганием угольных пластов" ("Методические указания") являются дополнением к действующим нормативным документам по охране зданий и сооружений от влияния горных выработок и к "Рекомендациям по проектированию мероприятий для защиты эксплуатируемых зданий и сооружений от влияния горных выработок в основных угольных бассейнах", ВНИМИ, ДонпромстройНИИпроект, Стройиздат, Л., 1967 г. ("Рекомендации").

В "Методических указаниях" излагаются рекомендации по вопросам проектирования горных и конструктивных мер защиты эксплуатируемых жилых, общественных и промышленных зданий и санитарно-технических сетей (построенных без специальных конструктивных мер защиты), расположенных на площадках, где возможно образование трещин с уступами, от влияния подземной выемки крутопадающих пластов угля.

Примечание. Условия, при которых возможно образование на земной поверхности трещин с уступами, рекомендуется определять по указаниям приложения 1.

1.2. Рекомендации "Методических указаний" могут быть использованы для разработки мер защиты эксплуатируемых зданий и сооружений от влияния сосредоточенных деформаций основания, вызванных подвижками по напластованиям и геологическим нарушениям под воздействием горных выработок, характеризующимися образованием на земной поверхности трещин с уступами.

1.3. Горные и конструктивные меры защиты зданий и сооружений (от влияния горных выработок) могут применяться раздельно или совместно, в зависимости от конкретных горногеологических условий подработки.

1.4. Конструктивные меры защиты зданий и сооружений от влияния горных выработок должны назначаться в соответствии с величинами расчетных сдвижений и деформаций земной поверхности и с учетом технического состояния несущих конструкций подрабатываемых объектов.

1.5. В качестве исходных данных для проектирования мер защиты должны быть заданы максимальные величины ожидаемых сдвижений и деформаций земной поверхности на участке расположения здания (сооружения) по направлениям, параллельным главным осям (X, Y) мульды сдвижения, а именно:

- оседаний η ;
- наклонов i_x , i_y (i);
- горизонтальных сдвижений ξ_x , ξ_y (ξ);

- горизонтальных деформаций растяжения (сжатия) ε_x, ε_y (ε). Кроме того, должны быть заданы максимальные величины:

- высоты уступов h_y (если образование их возможно);

- кривизны в местах сосредоточенных деформаций K_c (или минимального радиуса кривизны в местах сосредоточенных деформаций $R_c = \frac{1}{K_c}$);

- наклонов участков между уступами i.

1.6. В зависимости от величин ожидаемых деформаций земной поверхности, подрабатываемые площадки делятся на 4 группы (табл.1.1 и 1.2).

Таблица 1.1

Группы площадок	Ожидаемые деформации земной поверхности		
	$\varepsilon \cdot (10^{-3})$	$i(10^{-3})$	R_c(км)
I	8-12	10-20	3-1
II	5-8	7-10	7-3
III	3-5	5-7	12-7
IУ	0-3	0-5	>12

Таблица 1.2

Группы площадок	Ожидаемая высота уступа h_y (см)
Iк	10-25
IIк	5-10
IIIк	2-5
IУк	<2

1.7. Расчетные сдвижения и деформации земной поверхности определяются как произведение величин ожидаемых сдвижений и деформаций, полученных в результате маркшейдерского расчета, на соответствующие коэффициенты перегрузки n, определяемые по табл.1.3.

1.8. При определении усилий, действующих на здания (сооружения) расчетные деформации земной поверхности, за исключением высоты уступа, должны приниматься с коэффициентами условий работы m, учитывающими неравномерность распределения деформаций по длине здания (сооружения), определяемыми по табл.1.4.

Таблица 1.3

Вид деформаций земной поверхности	Обозначение коэффициента перегрузки	Коэффициенты перегрузки	
		при наличии планов горных работ	при отсутствии планов горных работ
1. Оседания η	n_η	1,2	1,1
2. Горизонтальные сдвижения ξ	n_ξ	1,2	1,1
3. Горизонтальные деформации растяжения-сжатия ε	n_ε	1,4	1,2
4. Уступы h_y	n_{h_y}	1,4	1,2
5. Кривизна в местах сосредоточенных деформаций K_c	n_K	1,8	1,4
6. Наклоны i	n_i	1,4	1,2

Таблица 1.4

Вид деформаций земной поверхности	Обозначение коэффициента усл.раб.	Коэффициенты условий работы при длине (ширине) здания (отсека)				
		менее 15 м	15-30 м	30-45 м	45-60 м	более 60 м
1. Горизонтальные деформации растяжения-сжатия ε	m_ε	1	0,85	0,70	0,60	0,50
2. Кривизна в местах сосредоточенных деформаций K_c	m_K	1	0,70	0,55	0,55	0,50
3. Наклоны i	m_i	1	0,85	0,70	0,60	0,50

1.9. Воздействия, вызываемые деформациями земной поверхности (основания) от подземных горных выработок, относятся к числу о с о б ы х. Расчетные усилия в зданиях и сооружениях, вызываемые деформациями основания (подработкой), должны приниматься с коэффициентом 0,8.

1.10. Проектирование конструктивных мер защиты зданий и сооружений, расположенных на площадках в условиях, исключающих возможность образования на земной поверхности трещин с уступами, или на участках, где деформации земной поверхности меньше максимальных значений, характеризующих $1У_к$ группу площадок (табл.1.2), следует производить в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

П р и м е ч а н и е. Рекомендации настоящего пункта распространяются также на здания и сооружения, расположенные на участках между уступами.

1.11. Вопрос о необходимых мерах защиты (горных или конструктивных) зданий и сооружений должен решаться в соответствии с технико-экономическим обоснованием, учитывающим эксплуатационные требования к подрабатываемым объектам.

1.12. Защита зданий и сооружений должна производиться по специальному проекту, разработанному проектной организацией. В проектных документах должны указываться:

- данные о горногеологических условиях подработки;
- ожидаемые сдвижения и деформации земной поверхности;
- сведения о техническом состоянии несущих конструкций;
- результаты испытаний физико-механических свойств грунтов;
- данные об уровне грунтовых вод;
- обоснование выбранных мер защиты.

1.13. При разработке проектов мер защиты зданий должны предусматриваться меры по защите подрабатываемых санитарно-технических сетей и технологического оборудования (если в этом имеется необходимость).

1.14. Согласование проектов мер защиты зданий и сооружений должно производиться в соответствии с Инструкцией Комитета Госгортехнадзора Союза ССР, а утверждение проектов – в соответствии с действующими положениями.

1.15. Разработку проектов мер защиты зданий и сооружений от влияния горных выработок рекомендуется производить за два года до подработки.

1.16. Осуществление проектов мер защиты зданий и сооружений должно производиться, как правило, до подработки, во всяком случае до периода появления опасных деформаций, определяемого по действующим нормативным документам по охране зданий и сооружений от влияния горных выработок.

В случае многократной подработки зданий и сооружений и длительных сроков ее проведения конструктивные меры защиты частично могут быть введены и в процессе подработки.

Примечание. При соответствующем технико-экономическом обосновании можно ограничиться применением простейших мер защиты до подработки и проведением ремонтных работ после подработки.

1.17. Применение конструктивных мер защиты с целью выправления здания способом поддомкрачивания рекомендуется в тех случаях, когда имеется уверенность, что в его основании при выемке угля образуются трещины с уступами (см.приложение 1).

Примечание. Настоящая рекомендация не распространяется на особо ответственные общественные здания и на случай быстротечного развития процесса сдвижения.

1.18. Оставление предохранительных целиков и целиков-упоров рекомендуется в тех случаях, когда применение других горных мер защиты (в первую очередь закладки выработанного пространства), равно как и конструктивных мер защиты, невозможно или нецелесообразно.

1.19. Необходимые для определения дополнительных (вызванных подработкой) усилий в зданиях и сооружениях физико-механические характеристики грунтов основания рекомендуется определять по данным полевых и лабораторных испытаний в соответствии с требованиями СНиП.

РАЗДЕЛ 2. ДОПУСТИМЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ДЛЯ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ ПРИ ПОДРАБОТКЕ КРУТОПАДАЮЩИМИ ПЛАСТАМИ

2.1. Рекомендации настоящего раздела относятся к гражданским (жилым и общественным) зданиям с жесткой конструктивной схемой.

Примечания: 1. К зданиям с жесткой конструктивной схемой относятся бескаркасные каменные (кирпичные, шлакоблочные и пр.) здания, у которых расстояния между сквозными поперечными стенами менее 18 м при железобетонных перекрытиях и менее 9 м – при деревянных перекрытиях.

2. К зданиям с гибкой конструктивной схемой относятся все каркасные и с неполным каркасом здания, а также каменные здания, у которых расстояния между сквозными поперечными стенами более указанных выше.

3. Допустимые деформации земной поверхности для гражданских зданий с гибкой конструктивной схемой определяются по рекомендациям раздела 5.

2.2. Допустимые деформации земной поверхности определя-

ются допустимой величиной расчетного показателя суммарных деформаций / Δi / (табл.2.1) в зависимости от назначения зданий, их этажности, износа, материала и толщины стен. При этом износ стен разрешается принимать равным отношению времени эксплуатации к расчетному сроку службы здания (в %).

Таблица 2.1

Группа зданий	Наименование зданий	Материал и толщина наружных стен, в мм	Износ стен, в %	Значения показателя / Δi / при числе этажей: 1-3	4-5
А	Детские дошкольные учреждения, больницы, поликлиники, родильные дома	Кирпич,380; шлакоблоки, 400	до 25	110	140
			более 25	90	100
		Кирпич,510-640; шлакоблоки,600	до 25	120	150
			более 25	100	110
Б	Жилые здания, гостиницы, предприятия общественного питания, общественные и административ-ные здания, высшие учебные заведения, техникумы, школы, кинотеатры, предприятия бытового обслуживания (бани и др.).	Кирпич,380; шлакоблоки, 400	до 25	150	160
			более 25	140	150
		Кирпич,510-640; шлакоблоки,600	до 25	150	170
			более 25	140	150
		Деревянные дома: -каркасно-засыпные		150	-
		-рубленые		250	-

Примечание. Для зданий сложной конфигурации в плане (П-образные, Т-образные, Г-образные и др.), приведенные в табл.2.1 величины / Δi / умножаются на коэффициент 0,8, если здание не разделено температурными или осадочными швами на отсеки простой формы в плане (прямоугольной формы с выступами от эркеров, ризолитов и пр. не превышающими 0,1 ширины отсека).

2.3. Расчетный показатель суммарных деформаций Δi определяемый по указаниям п.2.4, должен удовлетворять условию

$$\Delta i \leq [\Delta i]. \qquad (2.1)$$

Если условие (2.1) не удовлетворяется, то для сохранения возможности эксплуатации здания должны быть применены горные или конструктивные меры защиты (или их сочетание) или

предусмотрен ремонт, в зависимости от технико-экономического обоснования.

2.4. Расчетный показатель суммарных деформаций Δl определяется по формуле:

$$\Delta l = l\left(m_\varepsilon \bar{\varepsilon} + 2\frac{\bar{h}_y}{d}\cdot\frac{H_з}{l}\right), \qquad (2.2)$$

где l – длина здания (отсека); $H_з$ – высота здания от подошвы фундамента до верха карниза; $\bar{\varepsilon}$ – расчетная величина горизонтальной деформации земной поверхности вкрест простирания пластов, определяемая по приложению 1, с учетом указания п.1.7; m_ε – коэффициент условий работы, принимаемый по табл.1.4; $\bar{h}_y$ – расчетная высота уступа, определяемая по приложению 1 с учетом указания п.1.7; d – ширина зоны повреждений здания в районе уступа, определяемая в зависимости от этажности здания. Для 2 этажных зданий d принимается равным 10 м, для 3 этажных – 13 м и для 4-5 этажных – 15 м.

Примечание. 1. Формула 2.2. не распространяется на здания, расположенные под небольшим углом к простиранию пластов так, что линия уступа не может пересечь ни одну из его продольных стен.

2. В тех случаях, когда вертикальные деформации земной поверхности характеризуются расчетным радиусом кривизны в местах сосредоточенных деформаций $\bar{R}_c$, расчетная высота уступа $\bar{h}_y$ может быть определена по формуле:

$$\bar{h}_y = \frac{l^2}{K_y \bar{R}_c}, \qquad (2.3)$$

где K_y – переходный коэффициент, принимаемый приближенно равным 10.

2.5. При повторной подработке зданий расчетный показатель суммарных деформаций определяется:

а) для зданий, отремонтированных после подработки с восстановлением монолитности кладки стен и фундамента путем инъецирования раствора в трещины – как при первичной подработке;

б) для остальных зданий – по указаниям п.2.3, по алгебраической сумме расчетных деформаций от намечаемой и ранее произведенных подработок.

РАЗДЕЛ 3. ГОРНЫЕ МЕРЫ ЗАЩИТЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

3.1. В настоящем разделе рассматриваются рекомендации по горным мерам защиты зданий и сооружений от вредного влияния сдвижений и деформаций от разработки крутопадающих пластов и подвижек по напластованию.

3.2. Горные меры защиты применяются с целью уменьше-

ния величин деформаций земной поверхности от подземных горных разработок.

3.3. Горные меры защиты осуществляются на участках пластов, отработка которых может оказать вредное влияние на охраняемые сооружения. Границы этих участков определяются углами сдвижения по действующим нормативным документам по охране зданий и сооружений от влияния горных разработок. Границы вредного влияния подвижек по напластованию определяются по рекомендациям приложения 1.

3.4. При разработке свиты крутых пластов могут быть применены раздельно или совместно следующие горные меры защиты:

- рациональный порядок отработки пластов;
- закладка выработанного пространства;
- частичная выемка пластов по мощности или площади;
- работа с перепуском пород с верхнего этажа;
- оставление предохранительных целиков.

3.5. Для защиты зданий и сооружений от воздействия подвижек по напластованию рекомендуется оставление целиков-упоров.

3.6. Рациональный порядок отработки свиты пластов заключается в выборе такого положения очистных забоев на разрабатываемых пластах относительно друг друга и подрабатываемых объектов, при котором деформации земной поверхности в заданных точках будут минимальными, благодаря взаимному погашению разнозначных деформаций. Как правило, это достигается таким расположением выработок, когда подрабатываемые объекты попадают в среднюю часть мульды сдвижения (в плоское дно).

3.7. Выбор наиболее рационального порядка отработки свиты пластов производится путем сравнения наиболее приемлемых вариантов календарных планов отработки и для каждого из них производится расчет деформаций земной поверхности по полной методике. За окончательный принимается тот вариант, при котором деформации земной поверхности в районе подрабатываемого объекта будут наименьшими.

В общем случае при рассмотрении различных вариантов отработки свиты пластов наиболее выгодное положение границ очистных выработок определяется с помощью номограмм. Примерная номограммы и указания по ее использованию приведена в приложении 1. Найденное по номограмме положение очистных выработок корректируется с учетом реальных технических возможностей ведения горных работ на рассматриваемом участке.

3.8. Наиболее эффективной горной мерой защиты при разработке свиты крутых пластов является полная закладка выработанного пространства, которая исключает возможность об-

разования на земной поверхности провалов и существенно снижает величины сдвижений и деформаций.

3.9. При подработке зданий и сооружений и ведении горных работ с закладкой выработанного пространства в мощных пластах рекомендуются следующие наиболее распространенные системы разработок:

а) поперечно-наклонных слоев с выемкой по восстанию;

б) наклонных слоев с выемкой по простиранию или восстанию;

в) камерно-столбовая.

В табл.3.1 приведены примерные данные о величинах сдвижений и деформаций земной поверхности при различных системах разработки мощных пластов.

3.10. Эффективность закладки зависит от систем разработки (см.п.3.9), а также от вида и качества закладки.

Закладочный материал должен обладать необходимой усадкой (см.п.3.14), которая, в зависимости от принятой системы разработки, определяет величины сдвижения и деформаций пород покрывающей толщи и земной поверхности.

Подбор состава закладочного материала должен производиться в каждом конкретном случае опытным путем.

3.11. В случае применения закладки выработанного пространства в расчетах ожидаемых деформаций земной поверхности (см.приложение 1) вместо вынимаемой мощности пласта m должна приниматься эффективная мощность $m_э$, определяемая величиной сдвижения кровли по нормали к напластованию.

3.12. Эффективная мощность пласта при его выемке на значительной площади (для случая полной подработки) определяется по формуле

$$m_э = \left\{ \frac{K_{0\theta} \cdot \delta_\alpha (1 - y_н)}{E} + y_н \left[\frac{2L_0 + (L_р + nL_з)(1 - y_н)}{2L_0} \right] \right\} m + \frac{V}{F_b}, \quad (3.1)$$

где $K_{0\theta}$ – коэффициент концентрации напряжений в пласте от опорного давления, приближенно принимаемый равным 3,0; δ_α – нормальное к пласту давление покрывающей толщи, определяемое по указаниям п.3.13; E – средний модуль упругости угля в пласте, приближенно принимаемый равным:

– для слабых углей – 5.10^4 Т/м^2;

– для крепких углей – 10.10^4 Т/м^2.

Отнесение углей к определенной категории по прочности производится по указаниям п.3.15; $y_н$ – относительная усадка материала закладки по нормали к пласту под давлением δ_α, определяемая по указаниям п.3.14; $L_р$ – ширина краевой зоны отжима пласта, определяемая по указаниям п.3.15; $L_з$ – ширина призабойного незаложенного пространства – расстояние от кромки пласта до места контакта опускающейся кровли с неподвижным закладочным массивом, определяемая по указаниям п.3.16; L_0 – шаг обрушения пород основной кровли,

Таблица 3.I

Системы разработки	Глубина горных работ (м)	Мощность пласта (м)	Характеристика условий применения системы и параметры системы разработки	Ожидаемые сдвижения и деформации	
				оседания	горизонтальные деформации
Поперечно-наклонные слои с гидрозакладкой	100-200	5-6	Верхний горизонт отработан с обрушением. Выемка слоев и закладка производятся по восстанию. Обнажение кровли в слое не превышает 30-40 м²	5-7% от минимальной мощности	3-4 мм/м
Наклонные слои с гидрозакладкой с выемкой слоев короткими полосами по простиранию	200-250	8-10	Верхний горизонт отработан с обрушением кровли	25% от минимальной мощности	25-30 мм/м

принимаемый по экспериментальным данным. При отсутствии последних значение L_0 может быть принято равным:

- для аргиллитов - 15 м,
- для алевролитов - 20 м,
- для песчаников - 25 м;

n - коэффициент, учитывающий влияние направления выемки пласта, принимаемый равным:

- при выемке "на массив" - 1;
- при выемке "на целик" - 2;

V - объем незаполненного выработанного пространства, включая объем деревянной крепи, оставленной в закладочном массиве, определяемый по указаниям п.3.17; $F_б$ - площадь сечения выработанного пространства.

3.13. Нормальное к пласту, давление покрывающей толщи $б_\alpha$ определяется по формуле

$$б_\alpha = (\cos^2\alpha + 0{,}5\sin^2\alpha)\gamma_{ср}H, \quad (3.2)$$

где α - угол падения пластов; $\gamma_{ср}$ - средневзвешенное по высоте значение объемного веса пород покрывающей толщи. При определении $\gamma_{ср}$ разрешается принимать объемные веса γ равными:

- для коренных пород - 2,5 Т/м^3,
- для наносов - 1,8 Т/м^3;

H - глубина горных работ.

3.14. Относительная усадка материала закладки по нормали к пласту $У_н$, вызванная давлением $б_\alpha$, определяется по формуле

$$У_н = У_\alpha - У_0, \quad (3.3)$$

где $У_{\alpha}$ - полная относительная усадка материала закладки, вызванная давлением $б_{\alpha}$, определяемая экспериментальным путем с помощью компрессионных испытаний. Компрессионные испытания материала могут быть произведены в соответствии с рекомендациями приложения 11; $У_0$ - относительная усадка материала закладки, вызванная воздействием ее собственного веса, приближенно принимается равной:

- при самотечной и пневматической закладке - $0,1\,У_{\alpha}$,
- при гидравлической закладке тонких и средней мощности пластов - $0,2\,У_{\alpha}$,
- при гидравлической закладке мощных пластов - $0,3\,У_{\alpha}$.

П р и м е ч а н и е. При искусственном уплотнении материала закладки $У_0$ определяется по компрессионной кривой в соответствии с величиной уплотняющей нагрузки.

3.15. Ширина краевой зоны отжима пласта $L_р$ определяется по формуле

$$L_р = K \cdot m, \qquad (3.4)$$

где K - коэффициент, определяемый в зависимости от крепости углей и глубины горных работ H по табл.3.2.

Таблица 3.2

Характеристика прочности углей	Коэффициент K при глубине горных работ H			
	200 м	400 м	600 м	800 м и более
1. Слабые угли	1,5	2,5	2,9	3,4
2. Крепкие угли	1,0	1,8	2,2	2,5

П р и м е ч а н и я: 1 К слабым относятся угли с пределом прочности на сжатие до 50 кГ/см^2, а также угли, из которых не могут быть извлечены полноценные керны.

2. К крепким относятся угли с пределом прочности на сжатие свыше 100 кГ/см^2.

3. Предел прочности угля на сжатие определяется по среднему значению результатов испытаний не менее 3 образцов из каждой пачки угля мощностью $m > 0,3$ м.

4. При нестандартных кернах прочность угля должна определяться с учетом эффекта масштаба образца. С этой целью могут быть использованы известные рекомендации Протодьяконова М.М. (Протодьяконов М.М., Чирков С.Е. Трещиноватость и прочность горных пород в массиве. М.,"Наука", 1964 г.).

3.16. Ширина призабойного незаложенного пространства $L_з$ определяется в зависимости от технологии работ по закладке.

При системах без перепуска закладочного материала и с полным заполнением выработанного пространства (например, при выемке по восстанию) $L_з$ принимается равным шагу закладки.

При системах с перепуском закладочного материала (например, при выемке по падению со щитовым перекрытием) $L_з$ принимается равным ширине выемочного столба.

3.17. Удельный объем незаполненного выработанного пространства $\frac{V}{F_в}$ зависит от мощности пластов m и способа их выемки и может быть принят равным:

- при разработке тонких и средней мощности пластов механизированными комплексами - $0{,}01\,m$;
- то же мощных пластов наклонными слоями - $0{,}01\,m$;
- то же мощных пластов горизонтальными слоями - $0{,}03\,m$;
- при разработке тонких и средней мощности пластов с деревянной стоечной крепью - $0{,}05\,m$;
- то же мощных пластов наклонными слоями - $0{,}05\,m$;
- то же мощных пластов горизонтальными слоями - $0{,}10\,m$.

3.18. Если принятая технология очистных работ и закладки и качество закладочных материалов не обеспечивают необходимого снижения величин сдвижений кровли пласта при полной выемке, совместно с закладкой рекомендуется применять неполную выемку пластов свиты либо по мощности, либо по площади.

Неполная выемка рекомендуется также в тех случаях, когда применение закладки невозможно или экономически невыгодно.

3.19. При отработке пластов свиты на неполную мощность к разработке в первую очередь должны приниматься пласты с наиболее качественным углем. Суммарная вынимаемая мощность пластов $\Sigma m_в$ (при работе с закладкой - суммарная эффективная мощность $\Sigma m_э$) свиты должна удовлетворять условию

$$\Sigma m_в \leqslant \frac{[\varepsilon]\Sigma m}{\bar{\varepsilon}}, \qquad (3.5)$$

где Σm - суммарная рабочая мощность пластов; $[\varepsilon]$ - допустимая величина горизонтальных деформаций земной поверхности; $\bar{\varepsilon}$ - расчетная величина горизонтальных деформаций земной поверхности от выемки свиты пластов на полную мощность Σm.

Примечания: 1. При разработке одиночного пласта на неполную мощность значение $m_в$ определяется также как и для свиты пластов.

2. В случаях, когда условия подработки определяются наклонами i или высотой уступов h_y, в формуле (3.5) вместо $[\varepsilon]$ и $\bar{\varepsilon}$ принимаются $[i]$ и $\bar{i}$, либо $[h_y]$ и $\bar{h}_y$ соответственно.

3.20. При частичной выемке пластов по площади камерно-столбовой системой, с расположением камер и столбов по падению величина сдвижения кровли (эффективная мощность $m_э$) определяется в зависимости от полноты выемки пласта и размеров камер и целиков, в соответствии с рекомендациями п.п. 3.21–3.23.

3.21. При частичной выемке пласта с оставлением целиков небольшой ширины, разрушаемых давлением покрывающей толщи δ_d, при ширине камер более шага обрушения основной кровли эффективная мощность пласта $m_э$ при работе с полной закладкой выработанного пространства определяется по формуле

$$m_э = \left[\gamma_н - \frac{a}{a+b}\left(\gamma_н + k_р\right)\right] m + \frac{V}{F_b}\,\frac{b}{a+b}, \qquad (3.6)$$

где a – ширина междукамерного целика; b – ширина камеры; $k_р$ – коэффициент увеличения объема угля при разрушении целиков, принимаемый равным 0,02.

3.22. При частичной выемке пластов по площади наименьшие сдвижения кровли обеспечиваются при ширине междукамерных целиков a, достаточной для поддержания покрывающей толщи пород и при ширине камер b меньше шага обрушения основной кровли L_0, – при выполнении условий:

$$\frac{a}{m} > \left[\frac{a}{m}\right]; \qquad (3.7)$$

$$b < 0{,}8 L_0, \qquad (3.8)$$

где $\left[\frac{a}{m}\right]$ – предельное значение отношения $\frac{a}{m}$, определяемое по табл.3.3 в зависимости от крепости углей и глубины горных работ H.

Таблица 3.3

Характеристика прочности углей	Предельные отношения $\left[\frac{a}{m}\right]$ при глубине горных работ H:				Примечание
	100м	200м	400м	800 м и более	
1.Слабые угли	6,0	7,5	10,0	12,0	Определение прочности углей производится по указаниям п.3.15.
2.Крепкие угли	4,0	5,0	7,0	9,0	

При выполнении условий (3.7) и (3.8) эффективная мощность пласта $m_э$ определяется независимо от величины $\gamma_н$ по формуле

$$m_э = \frac{\delta_d\,(a+b)}{a \cdot E} \cdot m. \qquad (3.9)$$

3.23. Ведение очистных работ с перепуском обрушенных пород с верхнего этажа рекомендуется производить на ограниченных участках мощных пластов с углами падения свыше 60° только при подработке неответственных сооружений, при отсутствии в мульде сдвижения над верхним этажом каких-либо охраняемых объектов и допущении образования в ней провалов и трещин с уступами. При этом эффективная мощность пласта $m_э$ определяется по формуле

$$m_э = K_п \cdot m, \qquad (3.9)$$

где $K_п$ – коэффициент, учитывающий влияние перепуска обрушенных пород, принимаемый равным:

– при интенсивном перепуске пород – 0,5;

– при обычном перепуске пород –0,6.

3.24. Оставление предохранительных целиков и целиков-упоров при разработке свиты пластов производится в первую очередь по пластам менее ценным, а также по пластам, разработка которых осложнена геологическими условиями залегания или условиями безопасного ведения горных работ.

Вопрос об оставлении предохранительных целиков и целиков-упоров должен решаться с учетом технико-экономического обоснования (см.п.1.18).

Примечание. Построение предохранительных целиков и целиков-упоров производится по действующим нормативным документам по охране зданий и сооружений от влияния горных выработок.

РАЗДЕЛ 4. КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРЫ ЗАЩИТЫ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

4.1. Рекомендации настоящего раздела распространяются на жилые и общественные здания высотой до 5 этажей включительно с жесткой конструктивной схемой (см.п.2.1).

4.2. Конструктивные меры защиты жилых и общественных зданий с гибкой конструктивной схемой (см.п.2.1) рекомендуется назначать в соответствии с указаниями раздела 5 с учетом требований настоящего раздела.

1. Меры защиты зданий от вертикальных деформаций основания

4.3. В тех случаях, когда требования п.2.3 не удовлетворяются, рекомендуется применение следующих конструктивных мер защиты зданий от вертикальных деформаций основания:

– усиление стен стальными предварительно напряженными тяжами;

– разрезка на отсеки;

– выправление деформированного здания способом поддомкрачивания.

Указанные конструктивные меры защиты могут применяться раздельно или совместно в зависимости от величин ожидаемой деформации, значимости, конструктивных особенностей и технического состояния здания, его габаритов, а в некоторых случаях и от геологических особенностей основания (степени неоднородности грунтов, просадочности и пр.).

Для массового использования рекомендуется применение только основной меры защиты – усиление стен стальными предварительно напряженными тяжами; применение поддомкрачивания и разрезки здания на отсеки рекомендуется лишь в отдельных случаях.

4.4. Для предварительных расчетов (на стадии технического проекта) в тех случаях, когда ожидаемая высота уступа h_y не выходит за пределы IIIк группы площадок (табл.1.2) и длина здания l не превышает предельную величину $/l/$, указанную в табл.4.1, рекомендуется предусмотреть усиление стен стальными тяжами.

Таблица 4.1

№№ п/п	Типы зданий по их назначению	Предельная длина здания $/l/$
1.	Общественные (детские учреждения, больницы, дома культуры и пр.).	30
2.	Жилые и приравниваемые к ним здания (общежития и пр.).	45

Примечания: 1. На площадках, где не ожидается образование уступов в расчет принимается радиус кривизны в местах сосредоточенных деформаций R_c, соответствующий заданной высоте уступа h_y, определяемый по формуле (2.3).

2. Для зданий, расположенных длинной стороной под небольшим углом к простиранию пластов, так, что линия уступа не может пересечь продольные стены, по табл.4.1 определяется предельная ширина здания.

4.5. Для предварительных расчетов в тех случаях, когда условия п.4.4 не выполняются, рекомендуется предусмотреть разрезку здания на отсеки, длина которых l удовлетворяла бы требованию $l \leq /l/$, и усиление стен стальными тяжами.

4.6. В тех случаях, когда разрезку здания на короткие отсеки произвести невозможно или нецелесообразно, равно как

и в тех случаях, когда расчетный крен здания (отсека) θ будет превосходить предельную величину / θ /, указанную в табл.4.2, рекомендуется предусмотреть возможность выправления деформированного здания и произвести усиление стен стальными тяжами в соответствии с указаниями п.4.51.

Примечание. Расчетный крен здания θ может быть определен по рекомендациям приложения III.

Таблица 4.2

№№ п/п	Тип зданий по назначению	Предельный крен / θ / (10^{-3})
1.	Общественные (детские учреждения, больницы, дома культуры и пр.), одноэтажные	7
2.	То же многоэтажные	5
3.	Жилые и приравниваемые к ним (общежития и пр.), одноэтажные	9
4.	То же многоэтажные	7

4.7 Для выправления здания способом поддомкрачивания необходимо предусмотреть:

- подводку в уровне цоколя обвязочных балок;
- устройство домкратных ниш непосредственно под обвязочными балками.

4.8. Обычные балки могут подводиться в соответствующей положению уступа части здания, подлежащей выправлению. При этом должен учитываться вид уступа - будет ли он "прямым" или "обратным" (см.приложение 1).

4.9. Сечение стены, ослабленное бороздой (штрабой) для укладки обвязочной балки, должно проверяться на внецентренное сжатие в соответствии с указаниями приложения 1У.

4.10. В кирпичных зданиях (отсеках) с тремя продольными стенами (при надежной перевязке кладки продольных и поперечных стен) под внутренними поперечными стенами длиной не более 4 м обвязочные балки могут не устраиваться вовсе.

Примечание. Под стенами лестничных клеток устройство обвязочных балок требуется во всех случаях. В тех случаях, когда лестничный марш пересекает уровень обвязочных балок, следует руководствоваться указаниями п.4.19 или ограничиться установкой одиночных обвязочных балок с внешней стороны стен лестничной клетки.

4.11. Если здание имеет монолитный железобетонный пояс, расположенный в верхней части фундаментов (на уровне цоколя), то последний рекомендуется использовать в качестве обвязочных балок в соответствии с указаниями п.5.38.

4.12. Домкратные ниши рекомендуется устраивать на всех

углах и пересечениях стен и через 4–5 м на прямолинейных участках (рис.4.1,а). На прямолинейных участках стен домкратные ниши рекомендуется устраивать под простенками. При необходимости устройства домкратных ниш под проемами первого этажа последние должны быть заложены или усилены деревянными рамами перед выправлением здания (рис.4.2).

Примечание. В стенах бутовой кладки пробивка ниш может производиться с небольшим отступлением от углов и пересечений стен (рис.4.1,б) с целью сохранения кладки.

4.13. Размеры домкратных ниш должны определяться габаритами и количеством применяемого оборудования, устанавливаемого в нишу. В домкратной нише должны размещаться: домкрат (домкраты), фиксатор (фиксаторы) для временного удержания здания в поднятом состоянии и стальные распределительные балки и плиты. В качестве фиксаторов рекомендуется применение специальных винтовых упоров (рис.4.3) или коротких прокатных балок, устанавливаемых с подклинкой обвязочных балок (рис.4.4).

4.14. По низу домкратных ниш должно быть предусмотрено устройство железобетонной распределительной подушки (см.рис.4.3 и 4.4) из бетона М200 с двойным конструктивным армированием. Высота подушки должна быть в пределах 15–20 см.

4.15. Высота фундаментов под домкратной нишей $h_ф$ должна проверяться расчетом в зависимости от несущей способности основания по указаниям приложения 1У. В тех случаях, когда высота фундаментов недостаточна, необходимо повысить отметку обвязочных балок, разгрузить перекрытия, уменьшить шаг или высоту домкратных ниш – перейти на установку спаренных домкратов без распределительных балок (рис.4.5,г) в соответствии с рекомендациями п.4.31. Указанные меры могут применяться раздельно или совместно.

4.16. Домкратные ниши рекомендуется заделывать кирпичом на глиняном растворе с целью облегчения условий приведения ниш в рабочее положение.

При расположении обвязочных балок под сборными железобетонными перемычками необходимо предусмотреть меры для защиты перемычек от выпадения. С этой целью рекомендуется введение поперечных жестких вставок между обвязочными балками (рис.4.6).

4.17. В зданиях с подвалом, имеющим регулярно расположенные оконные проемы, рекомендуется использовать последние для устройства домкратных ниш с целью уменьшения объема трудоемких работ по подведению обвязочных балок (рис.4.6).

4.18. В зданиях с подвалом (техническим подпольем) обвязочные балки следует устанавливать непосредственно под

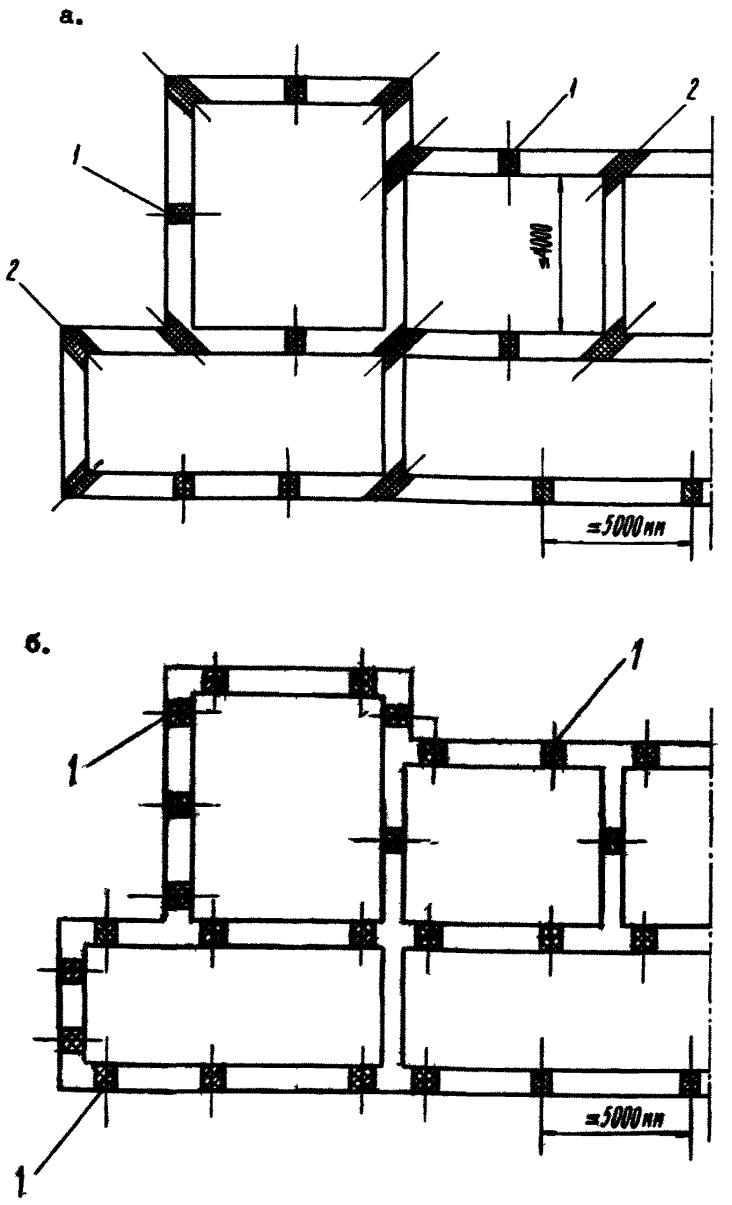


Рис. 4.1. Схемы расположения домкратных ниш в плане:

а) в зданиях с бетонными, бутобетонными и кирпичными фундаментами; б) в зданиях с бутовыми фундаментами.

1- рядовая ниша, 2 -угловая ниша.

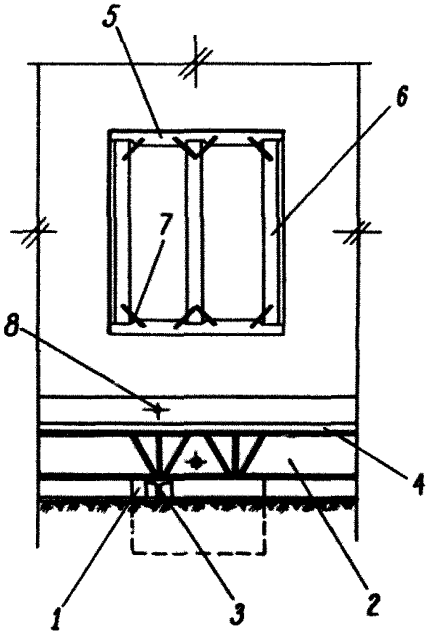


Рис.4.2. Схема усиления оконного проема (1 этажа), расположенного над домкратной нишей:

1-домкратная ниша; 2-обвязочная балка; 3-распределительная балка; 4-прокладная доска; 5 и 6-элементы деревянной рамы; 7-стальная скоба; 8-репер для нивелирования

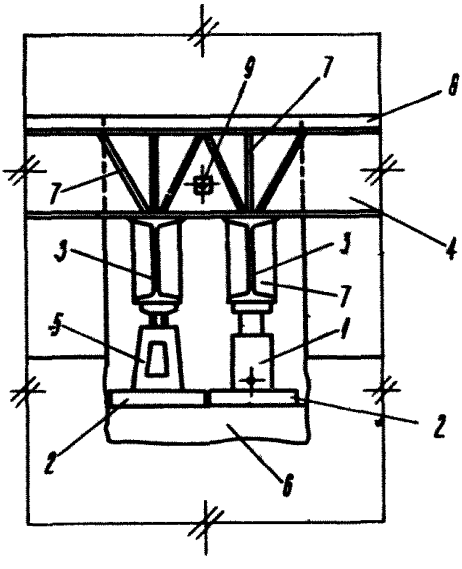
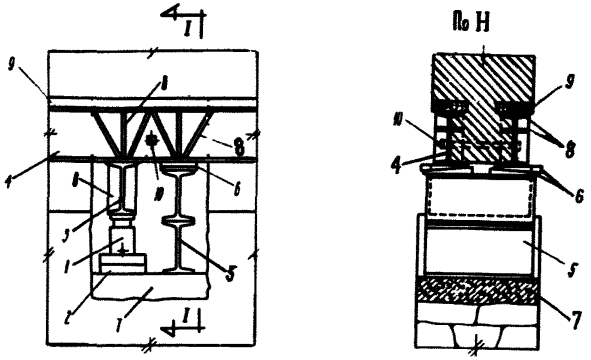


Рис.4.3. Схема расположения оборудования в нише:

1-домкрат; 2-стальная опорная плита; 3-распределительная балка; 4-обвязочная балка; 5-фиксатор-винтовой упор (домкрат); 6-железобетонная подушка; 7-ребро жесткости; 8-прокладная доска; 9-стяжной болт

а.



б.

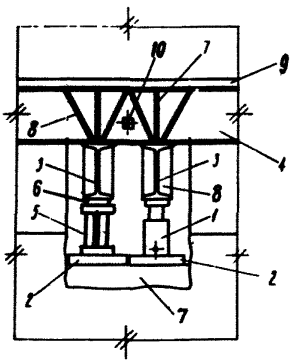


Рис.4.4. Схемы расположения в нише фиксаторов из стальных прокатных балок:

а)при одной распределительной балке;

б)при двух распределительных балках.

1-домкрат; 2-стальная опорная плита; 3-распределительная балка; 4-обвязочная балка; 5-фиксатор из прокатных балок; 6-стальные клинья;7-железобетонная подушка;8-ребро жесткости; 9-прокладная доска; 10-стяжной болт

перекрытием над подвалом (техническим подпольем), если выполнение рекомендации п.4.17 не представляется возможным.

4.19. Обвязочные балки рекомендуется устанавливать в одном уровне. При необходимости обвязочные балки могут устраиваться с изломом по высоте (под прогонами, лестничными площадками и пр.). В месте излома (рис.4.7) элементы обвязочной балки должны надежно свариваться между собой двухсторонними фланговыми швами в соответствии с указаниями п.1У.20 приложения 1У.

Длина перепуска элементов обвязочной балки в месте ее излома должна определяться расчетом кладки стены на смятие в соответствии с указаниями приложения 1У.

4.20. Для устройства обвязочных балок рекомендуется применение обычных стальных двутавровых профилей. Допускается

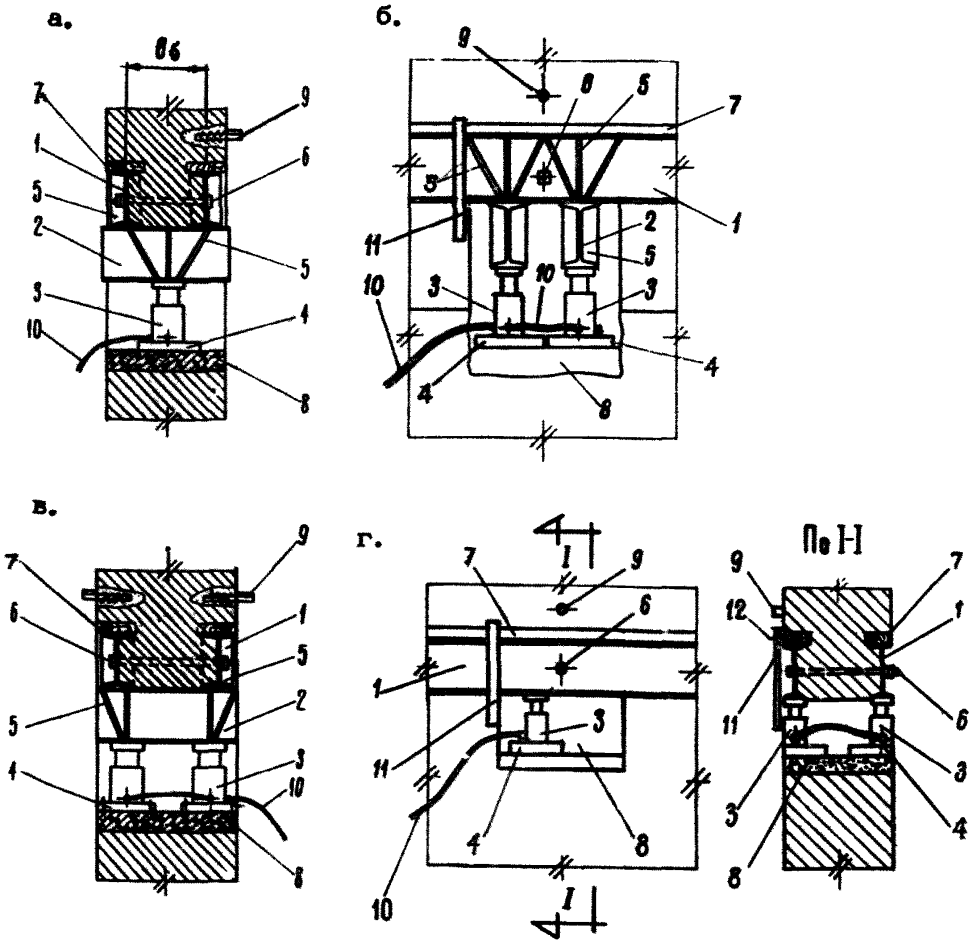


Рис.4.5. Схемы установки домкратов в нише:
а–одиночного домкрата; б,в–спаренных домкратов в средней части стены; г– то же по краям стены.

1–обвязочная балка; 2–распределительная балка; 3–домкрат; 4–стальная распределительная плита; 5–приварное ребро жесткости; 6–стяжной болт; 7–прокладная доска; 8–железобетонная подушка; 9–нивелировочный репер; 10–маслопровод; 11–измерительная линейка; 12–крюк (гвоздь) для подвески измерительной линейки

также устройство обвязочных балок из монолитного железобетона и из старых рельс, попарно свариваемых между собой по высоте (по головкам).

4.21. Сечение обвязочных балок подбирается в соответст-

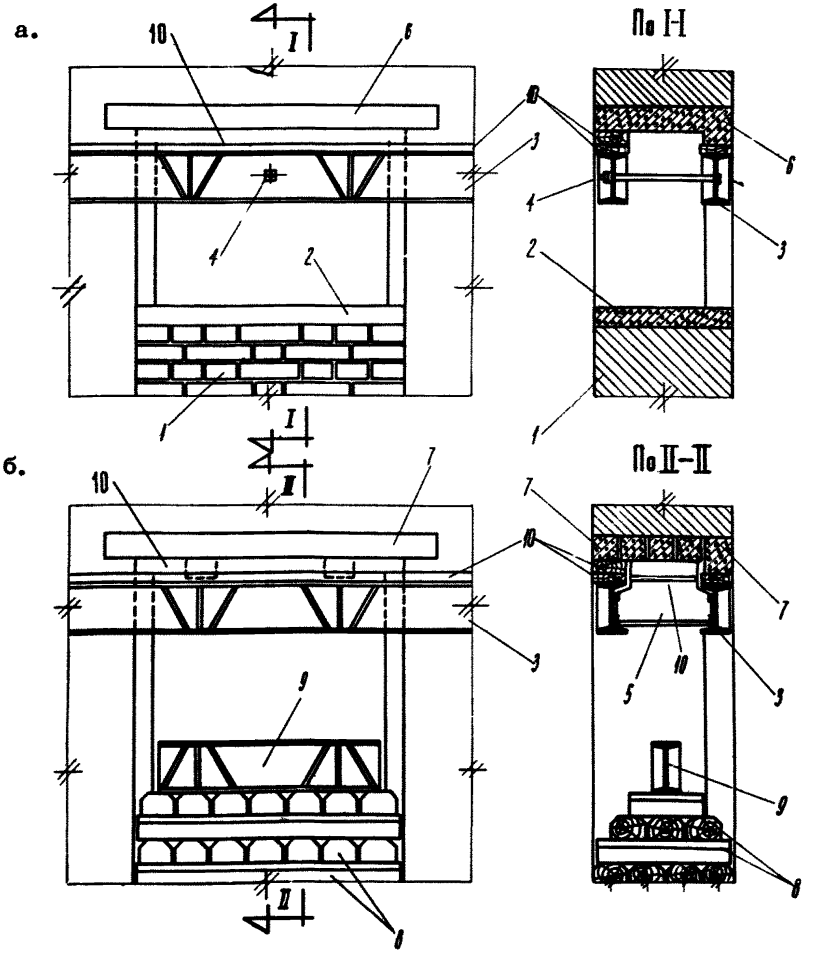


Рис.4.6. Схемы устройства домкратной ниши в оконном проеме подвала:

а) с частичной закладкой проема; б) с устройством костра из сухих дубовых шпал.

1-закладка (кирпичная заделка); 2-железобетонная подушка; 3-обвязочная балка; 4-стяжной болт; 5-жесткая вставка; 6-монолитная перемычка; 7-сборная железобетонная перемычка; 8-шпала; 9-распределительная балка; 10-прокладная доска

вии с расчетом их по рекомендациям приложения 1У. Высота обвязочных балок должна проверяться расчетом кладки сте-

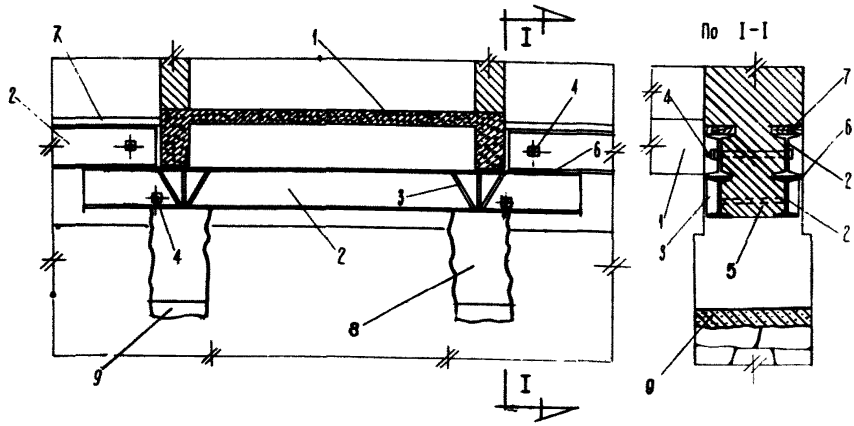


Рис.4.7. Схема устройства излома обвязочных балок:

1-лестничная площадка; 2-обвязочная балка; 3-ребра жесткости; 4-стяжной болт; 5-ограничительная трубка; 6-сварка; 7-прокладная доска; 8-домкратная ниша; 9-железобетонная подушка

ны на смятие от действия сосредоточенной силы, передаваемой домкратом.

4.22. Для уменьшения высоты стальных обвязочных балок и перераспределения усилий, передаваемых кладке стены при поддомкрачивании рекомендуется введение прокладной доски, высотой 40-50 мм, поверх обвязочных балок (см.рис.4.3-4.6).

Примечание. При высокой прочности кладки стен - при расчетном сопротивлении кладки сжатию $R > 15$ кГ/см^2, прокладные доски должны изготавливаться из древесины твердых пород (дуб, бук и пр.).

4.23. Для увеличения жесткости стальных обвязочных балок (для увеличения устойчивости их стенок) рекомендуется приваривать к ним ребра жесткости в местах установки домкратов и фиксаторов (см.рис.4.3-4.6).

4.24. Для обеспечения устойчивого положения стальных обвязочных балок рекомендуется установить стяжные болты и ограничительные (фиксирующие) трубки в пределах домкратных ниш (см.рис.4.3-4.6).

Примечания. 1. При введении жестких поперечных вставок между обвязочными балками (см.рис.4.6,б) не требуется установки стяжных болтов и ограничительных (фиксирующих) трубок.

2. Вместо стяжных болтов и ограничительных трубок разрешается вводить стальные связи ϕ 16 мм, привариваемые к полкам обвязочных балок как понизу, так и поверху.

4.25. Если проектом предусматривается выправление значительной по длине части здания (см.п.4.8), то рекомендуется отделить ее (от остальной части здания) с помощью деформационного шва, устраиваемого по всей высоте здания (рис.4.8).

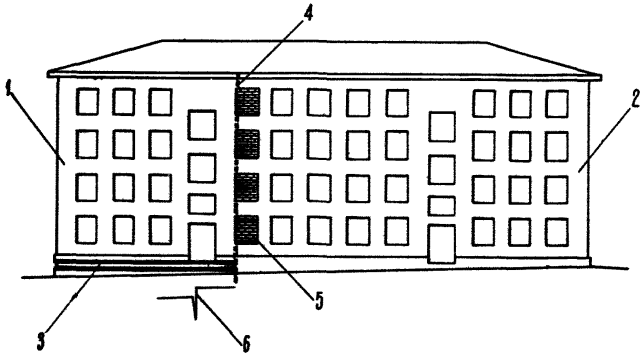


Рис.4.8. Схема разрезки на отсеки здания, требующего частичного выправления:

1–часть здания, требующая выправления; 2–часть здания, не требующая выправления; 3–обвязочная балка; 4–деформационный шов; 5–кирпичная кладка заделки проема, 6–место и положение уступа

4.26. Разрезку здания на отсеки рекомендуется производить по проемам, в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

4.27. При разрезке здания на отсеки допускается устройство деформационных швов с введением трубчатых ферм-распорок со стальными затяжками вместо парных стен, в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

4.28. Если в пределах отсека имеется не менее двух сквозных поперечных капитальных стен и несущие элементы покрытия опираются на продольные стены, то деформационные швы могут устраиваться с введением трубчатых связей-распорок со стальными затяжками в уровне всех перекрытий (рис.4.9).

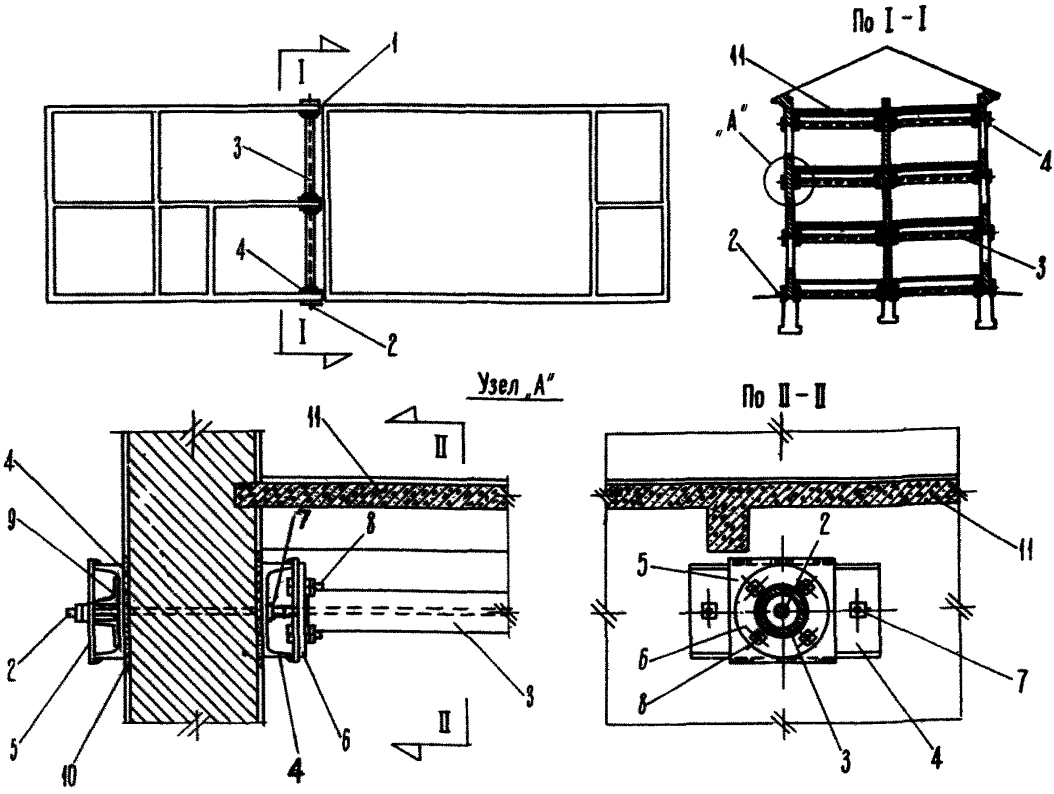


Рис.4.9. Схема устройства деформационного шва с введением трубных связей-распорок:

1-деформационный шов; 2-стальная затяжка; 3-трубчатая распорка; 4-обжимной элемент; 5-приварная накладка; 6-фланец; 7-дюбель; 8-соединительный болт; 9-опорный угольник; 10-слой свежего цементного раствора; 11-перекрытие

П р и м е ч а н и е. Для зданий с монолитными или сборно-монолитными железобетонными перекрытиями наличие сквозных поперечных стен необязательно.

4.29. Для увеличения пространственной жесткости здания (отсека) с большим свободным пролетом стен рекомендуется введение между параллельными стенами трубчатых связей-распорок со стальными затяжками не реже, чем через 9 м по длине в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

4.30. Сечение стальных затяжек и трубчатых распорок рекомендуется принимать по указаниям приложения 1У.

4.31. В домкратных нишах могут устанавливаться как одиночные, так и спаренные домкраты (см.рис.4.5). Установка спаренных домкратов по сечению стены допускается только при бетонных и бутобетонных фундаментах, ширина которых поверху достаточна по условию смятия кладки (см.п.1У.29).

4.32. Передачу на обвязочные балки нагрузки от домкратов рекомендуется осуществлять с помощью стальных распределительных балок (см.рис.4.3–4.5). При установке спаренных домкратов по сечению стены можно обойтись без распределительной балки (см.рис.4.5,г).

4.33. Сечение распределительных балок рекомендуется принимать, исходя из наиболее неблагоприятного расчетного случая установки одиночного домкрата по указаниям приложения 1У.

Увеличение жесткости распределительных балок рекомендуется производить так же как и обвязочных по указаниям п.4.23.

4.34. С целью облегчения условий отрыва надземной части здания от подземной необходимо предусмотреть прокладку из 2 слоев рубероида в уровне низа обвязочных балок по всей длине их.

4.35. Передача нагрузки от домкрата на железобетонную подушку должна осуществляться с помощью стальной опорной плиты (см.рис.4.3–4.5).

Диаметр (ширину) распределительной плиты рекомендуется принимать в пределах от 2 до 3 диаметров домкрата, а высоту проверять расчетом на изгиб в соответствии с указаниями приложения 1У.

4.36. Во всех случаях, особенно в зданиях, подлежащих выправлению способом поддомкрачивания, должна обеспечиваться надежная анкеровка концов балок перекрытий в каменные стены. При необходимости анкеровка концов балок может быть осуществлена по указаниям "Рекомендаций".

4.37. При выправлении здания подъем внутренних кирпичных колонн рекомендуется производить в соответствии с указаниями раздела 5.

4.38. Если намеченное к выправлению здание не имеет подвала (технического подполья), то для доступа к домкратным нишам и для подклинки обвязочных балок после подъема необходимо предусмотреть устройство в полу первого этажа специальных подпольных каналов шириной 50–60 см вдоль всех капитальных стен на участках, намеченных к выправлению, а также приямков размером в плане не менее 100х100 см по осям домкратных ниш (рис.4.10).

4.39. Для обеспечения контроля за выправлением здания над обвязочными балками по осям домкратных ниш следует предусмотреть установку реперов, заделываемых в кладку стен (см.рис.4.5) и колонн.

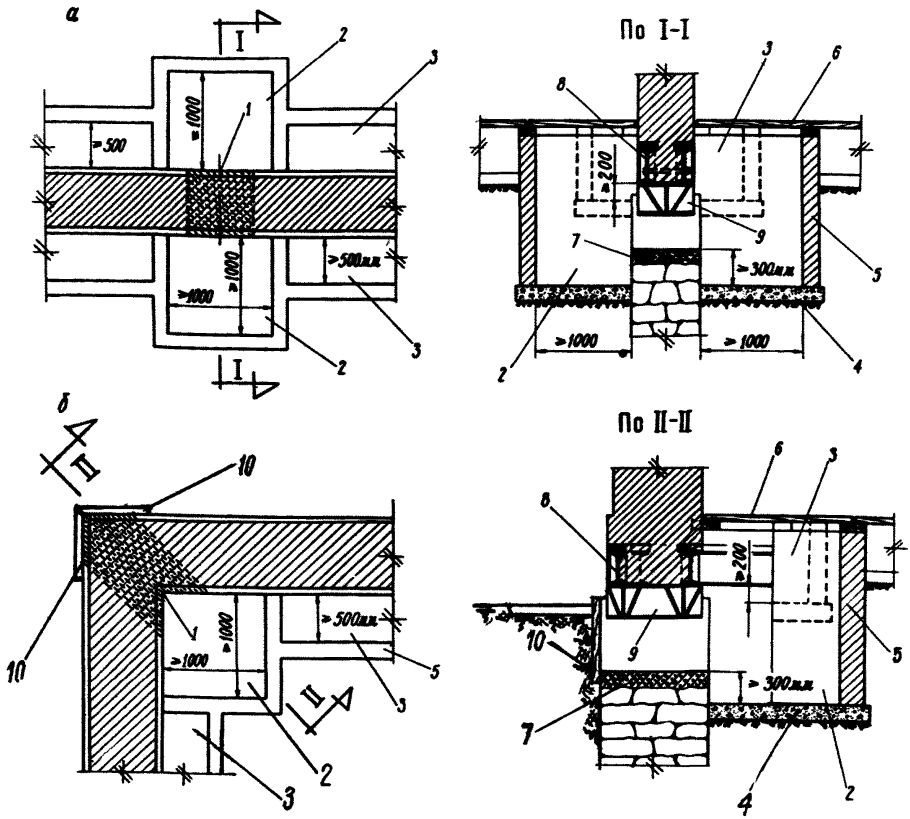


Рис.4.10. Схемы устройства подпольных каналов и приямков:

а) у внутренней стены; б) у пересечения наружных стен. 1-домкратная ниша; 2-приямок; 3-канал; 4-бетонный пол; 5-стенка из кирпича; 6-дощатая крышка; 7-железобетонная подушка; 8-обвязочная балка; 9-распределительная балка; 10-дощатый щит

4.40. Для защиты надземной части здания от вертикальных деформаций основания рекомендуется произвести усиление его стен с помощью одиночных тяжей, устанавливаемых с внешней стороны здания (отсека) по его периметру, в соответствии с указаниями "Рекомендаций". Тяжи должны устанавливаться в уровнях всех перекрытий, а в зданиях, не подлежащих выправлению, еще и в уровне цоколя (рис.4.11).

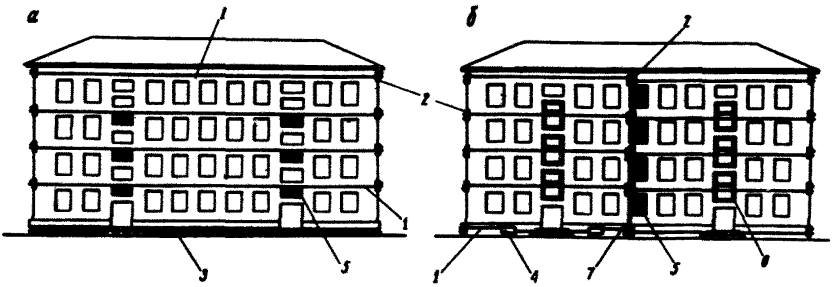


Рис.4.11. Схемы усиления надземной части здания тяжами:

а) здания, подлежащего выправлению; б) здания, не подлежащего выправлению.
1–стальной тяж; 2–обжимной элемент; 3–обвязочная балка ; 4–жесткая переходная вставка; 5–заложенный проем; 6–деревянная рама; 7–деформационный шов

4.41. Тяжи следует устанавливать с контролируемым предварительным напряжением в соответствии с указаниями СНиП (Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования). В тех случаях, когда контроль предварительного напряжения не может быть обеспечен, необходимо предусмотреть заделку тяжей в борозды (штрабы), пробиваемые в кладке. Размеры борозд по высоте и глубине должны быть не менее 4 диаметров тяжа. Заделку пазух в бороздах рекомендуется производить цементным раствором марки не ниже 100 на расширяющемся цементе, сразу после натяжения тяжей "до отказа" гаечным накидным ключом.

4.42. Одиночные тяжи, устанавливаемые для усиления стен здания (отсека), должны составлять в плане замкнутые контуры. В пределах здания (отсека) сложной конфигурации в плане таких замкнутых контуров может быть несколько. При этом необходимо учитывать расположение здания в мульде. Тяжи, усиливающие стены здания (отсека), пересекаемые линией уступа, должны быть непрерывными. С этой целью в местах излома стен в плане должна предусматриваться установка трубчатых связей-распорок, запроектированных в соответствии с указаниями "Рекомендаций". При небольших изломах стен в плане тяжи могут устанавливаться под углом (рис.4.12,б).

В зданиях сложной конфигурации в плане тяжи (в пределах пояса) могут устанавливаться в разных уровнях с целью создания замкнутых контуров.

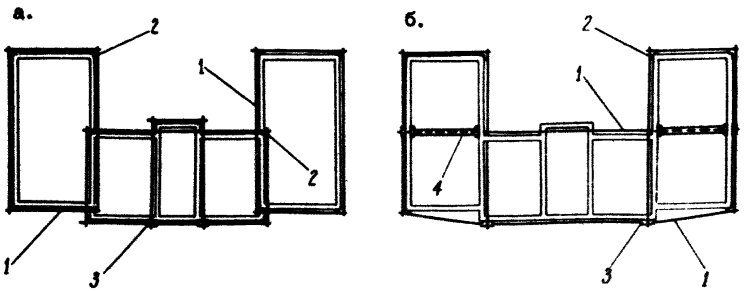


Рис.4.12. Схема расположения тяжей в здании сложной фигурации в плане:

а) при расположении здания по простиранию пластов;
б) то же – вкрест простирания.
1–тяж; 2–угловой обжимной элемент; 3–рядовой обжимной элемент; 4–трубчатая связь-распорка

4.43. Для передачи усилий от тяжей на стены здания и, наоборот, со стен на тяжи, должно предусматриваться устройство специальных обжимных элементов (рис.4.13 и 14), рассчитываемых в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

4.44. При усилении стен колодцевой кладки необходимо предусмотреть вскрытие колодцев под обжимными элементами (до установки их на место) с последующей заделкой бетоном.

4.45. Для тяжей рекомендуется применение стержневой арматуры из стали классов А.Ш и А.IУ, а также прядей высокопрочной проволоки, включая пряди, полученные после развивки бывших в употреблении (снятых) стальных канатов.

Примечания: 1. Использование прядей снятых стальных канатов рекомендуется при условии, что износ сечения канатов не превосходит 18%

2. Износ сечения снятых стальных канатов устанавливается измерителем износа МакНИИ.

3. Диаметр прядей снятых стальных канатов рекомендуется принимать не менее 18 мм.

4. Применение для тяжей стали 3 допускается только при заделке их в борозды (штрабы) в соответствии с указаниями п.4.41.

4.46. Тяжи из прядевой арматуры рекомендуется соединять с нарезными концами с помощью стальных коушей (рис.4.15).

4.47. Нарезные концы рекомендуется устраивать длиной 1,0–1,5 м для удобства пропуска их сквозь стены. Сечение нетто нарезных концов должно быть не менее сечения тяжей (затяжек) для обеспечения равнопрочности при растяжении.

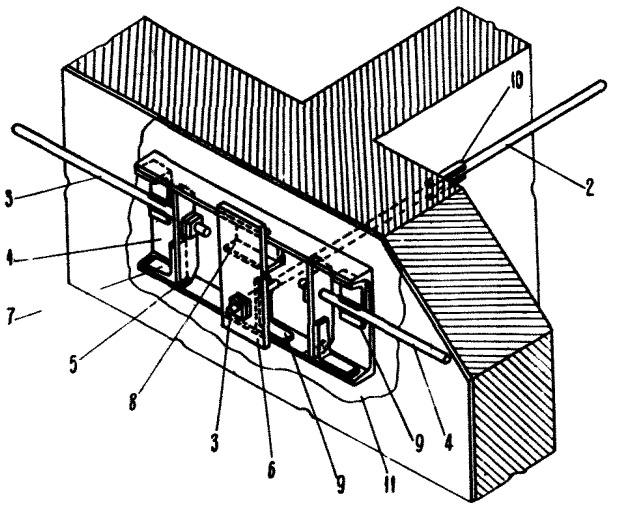


Рис. 4.13 Схема промежуточного обжимного элемента с одиночными тяжами:
1-обжимной элемент: 2-тяж: 3-нарезной конец тяжа с правой резьбой: 4-то же с левой резьбой: 5-косынка: 6-опорная накладка: 7 и 8-опорный угольник: 9- угольник для защиты тяжа от скручивания: 10-стыковые накладки: 11-свежий слой цементного раствора

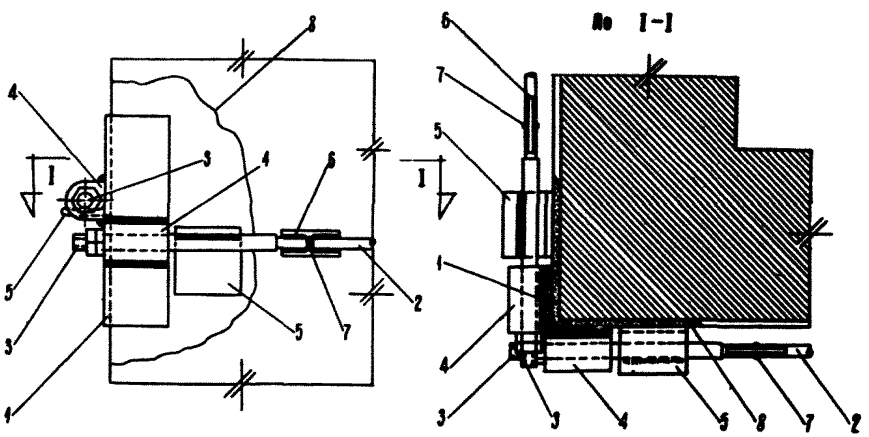


Рис. 4.14. Схема углового обжимного элемента с одиночными тяжами:
1-рабочая часть обжимного элемента: 2-тяж: 3-нарезной конец тяжа: 4-трубчатый упор: 5-угольник для защиты тяжа от скручивания: 6-стыковая накладка: 7-стык тяжа и нарезного конца: 8-свежий слой цементного раствора.

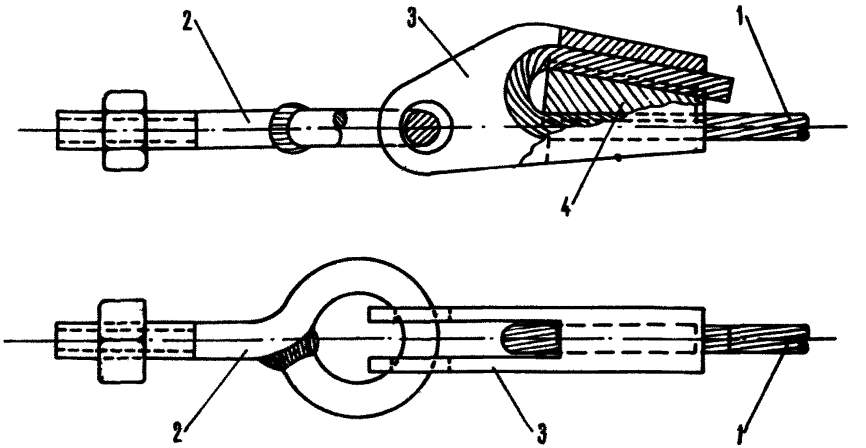


Рис.4.15. Схема присоединения прядевой арматуры к нарезному концу:

1-прядь; 2-нарезной конец; 3-стальной коуш; 4-стальной клин

4.48. При устройстве тяжей из стержневой арматуры должна быть обеспечена защита их от скручивания при натяжении гаечными накидными ключами. С этой целью рекомендуется произвести приварку по концам тяжей угольников, прилегающих к стенке обжимных элементов (см.рис.4.13) или непосредственно к кладке усиливаемой стены (см.рис.4.14). При необходимости эти угольники могут быть заделаны в тело кладки стены.

П р и м е ч а н и е. Если натяжение стальных тяжей может быть осуществлено специальными гидродомкратами или с помощью электронагрева, то защита тяжей от скручивания не требуется.

4.49. Одиночные тяжи рекомендуется располагать в середине усиливаемого пояса кладки, а двойные - по краям его, в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

При переменной высоте усиляемого пояса кладки (при расположении проемов на разных отметках) тяж рекомендуется располагать в середине ослабленного проемом сечения. При этом в расчет принимают только проемы, расположенные не далее 5 м от края здания (отсека).

При расположении тяжа у края проема или при пересечении тяжем проема (например, лестничной клетки) необходимо предусмотреть заделку таких проемов кирпичной кладкой или усиление их деревянными рамами (см.рис.4.11).

4.50. Гидроизоляцию концов тяжей и затяжек, проходящих сквозь наружные стены здания, равно как и антикоррозийную защиту всех стальных элементов усиления здания, следует производить по указаниям "Рекомендаций".

4.51. Сечение стальных тяжей рекомендуется определять по статическому расчету усиленной стены. Минимальные диаметры тяжей: из арматурной стали -25 мм, из пучков высокопрочной проволоки - 16 мм. Сечение стальных тяжей для зданий, подлежащих выправлению, и для предварительных расчетов (для любых зданий), может быть определено из условия равнопрочности тяжа (тяжей) с усиляемым поясом кладки стены при растяжении в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

4.52. Развивка на пряди и отжиг снятых стальных канатов и определение их деформативных характеристик и пр. рекомендуется производить в соответствии с "Временными техническими условиями на отбор, переработку и использование прядей снятых стальных канатов в преднапряженных железобетонных конструкциях" (Львовский политехнический институт, Львов, 1968 г.).

Расчетное усилие в прядях из снятых стальных канатов можно определить по графику (рис.4.16) в зависимости от

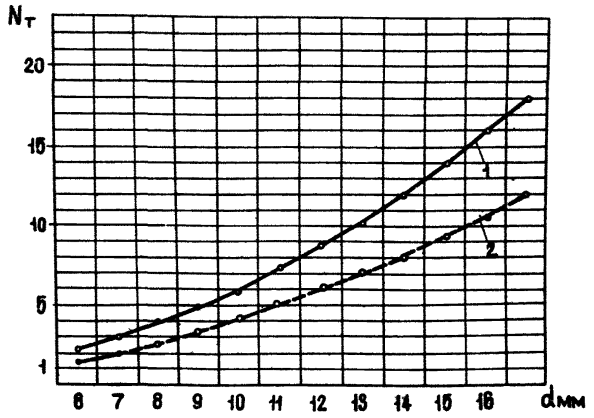


Рис.4.16. График для определения расчетного усилия в прядях из снятых стальных канатов:

1-для прядей из средней части каната; 2-то же из хвостовой части

принадлежности пряди к средней (изношенной) или хвостовой (практически не изношенной) части каната.

2. Меры защиты зданий от горизонтальных деформаций основания

4.53. Применение конструктивных мер защиты зданий от горизонтальных деформаций основания рекомендуется в тех случаях, когда требования п.2.3 раздела 2 не удовлетворяются или не выполняется условие

$$m_\varepsilon \bar{\varepsilon}\, l \le [m_\varepsilon \bar{\varepsilon}\, l], \qquad (4.1)$$

где m_ε – коэффициент условий работы, определяемый по табл.1.2; $\bar{\varepsilon}$ – расчетная горизонтальная деформация вкрест простирания пластов; l – длина здания; $[m_\varepsilon \bar{\varepsilon}\, l]$ – предельный показатель горизонтальных деформаций, определяемый по табл.4.3.

Таблица 4.3

Группа зданий	Наименование зданий	Значения показателя $[m_\varepsilon \bar{\varepsilon}\, l]$ при грунтах в основании		
		песчаных	суглинистых	глинистых
А	Детские дошкольные учреждения, больницы, поликлиники, родильные дома	100	85	70
Б	Жилые здания, гостиницы, предприятия общественного питания, общественные и административные здания, высшие учебные заведения, техникумы, школы, кинотеатры, предприятия бытового обслуживания	150	120	90

Примечания: 1. При $\varepsilon > 5.10^{-3}$ конструктивные меры защиты необходимы независимо от выполнения условия (4.1).

2. При расположении здания под углом менее 15° к простиранию пластов в расчет принимается деформация по простиранию.

4.54. Для защиты зданий от воздействия горизонтальных деформаций основания рекомендуется применение следующих конструктивных мер защиты:

- введение предварительно напряженных фундаментных поясов;
- введение предварительно напряженных стальных тяжей в уровне цоколя (для зданий, не подлежащих выправлению способом поддомкрачивания);
- введение железобетонных связей-распорок;
- разрезка на отсеки;
- введение компенсационных траншей.

Указанные конструктивные меры защиты зданий могут применяться раздельно или совместно в зависимости от габаритов здания, его значимости, конструктивных особенностей и технического состояния, наличия подвала и расположения в мульде, а также от величины горизонтальных деформаций ε

4.55. Защита зданий должна осуществляться с учетом действия горизонтальных деформаций как в плоскости стен, так и по нормали к ним.

4.56. В зданиях (отсеках) с подвалом (техническим подпольем) с помощью конструктивных мер рекомендуется обеспечивать защиту от горизонтальных деформаций как надземной, так и подземной частей здания. В зданиях (отсеках) без подвала (технического подполья) можно ограничиться мерами защиты одной только надземной части. Так же поступают, если подвал расположен под небольшой частью здания.

4.57. Защита надземной части здания (отсека) от горизонтальных деформаций основания, действующих в плоскости стен, может производиться с помощью одних только обвязочных балок, укладываемых на уровне цоколя для выправления здания (отсека) способом поддомкрачивания (см.п.4.7). При этом по крайней мере одна из обвязочных балок должна быть непрерывной в пределах усиляемой стены.

По стенам, пересекаемым уступами, рекомендуется устраивать непрерывными обе обвязочные балки.

Для обеспечения связи между обвязочными балками и кладкой стен рекомендуется введение в пределах пазухи (штрабы) анкеров из арматурной стали периодического профиля ϕ 12 мм, привариваемых к полкам балок в шахматном порядке через 40-50 см по длине.

4.58. Защиту надземной части здания, не подлежащего выправлению способом поддомкрачивания, от горизонтальных деформаций, действующих в плоскости стен, рекомендуется осуществлять с помощью предварительно напряженных стальных тяжей, устанавливаемых на уровне цоколя, рассчитанных в соответствии с рекомендациями приложения 1У.

В тех случаях, когда необходимый контроль предварительного напряжения тяжей не может быть обеспечен, рекомендуется заделывать их в борозды (штрабы) в соответствии с указаниями п.4.41 с целью образования цокольного железобетонного пояса.

Тяжи цокольного пояса рекомендуется устраивать без разрывов по высоте у входных дверей. При этом допускается частичная закладка дверных проемов. При необходимости разрыв тяжей цокольного пояса по высоте можно устраивать по указаниям "Рекомендаций", располагая жесткие вставки под простенками (см.рис.4.11,б).

По стенам, направленным вкрест простирания пластов, рекомендуется устанавливать парные (двухсторонние) тяжи (рис. 4.17).

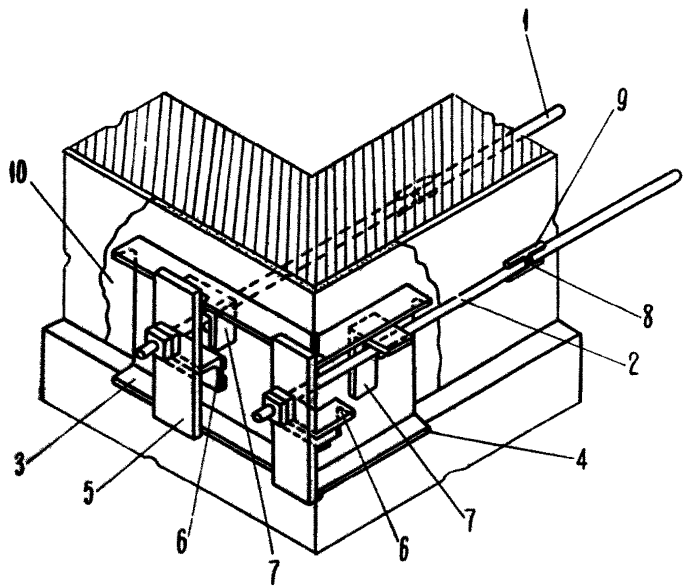


Рис.4.17. Схема усиления цокольного пояса стены парными стальными тяжами и устройства углового обжимного элемента:

1-тяж; 2-нарезной конец тяжа; 3-обжимной элемент;4-упор для конца обжимного элемента; 5-опорная накладка; 6-опорный угольник; 7-угольник для защиты тяжа от скручивания; 8-стык нарезного конца с тяжем; 10-свежий слой цементного раствора; 9-стыковая накладка

При расположении здания под значительным углом (более 15°) к простиранию пластов парные тяжи рекомендуется уста-

навливать по всем стенам (рис.4.18).

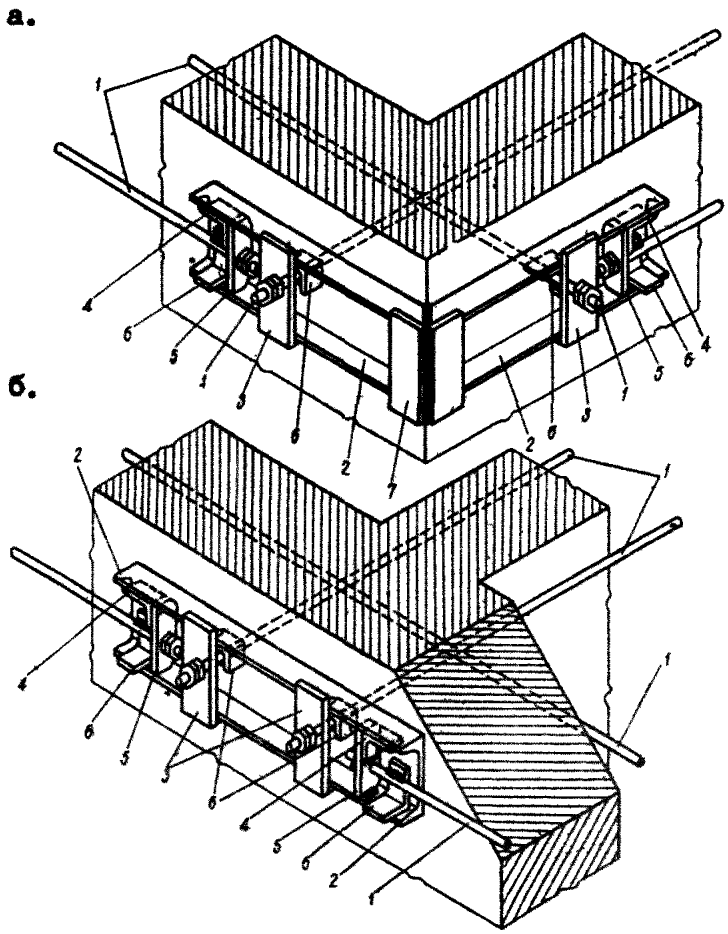


Рис.4.18. Схемы усиления цокольного пояса стен парными стальными тяжами и устройства обжимных элементов:

а) на угловом участке; б) на пересечении стен.
1-тяж; 2-обжимной элемент; 3-опорная накладка; 4-опорный угольник;5-опорная косынка; 6-угольник для защиты тяжа от скручивания; 7-накладка для увеличения жесткости угла обжимного элемента

Связь тяжей цокольного пояса со стенами осуществляется с помощью стальных обжимных элементов (рис.4.17 и 4.18), рассчитываемых по указаниям "Рекомендаций".

4.59. Для защиты стен подвала (технического подполья) от горизонтальных деформаций земной поверхности, действующих в плоскости стены, рекомендуется устройство фундаментных поясов путем введения парных стальных предварительно напряженных тяжей на уровне пола подвала (технического подполья) (рис.4.19,а).

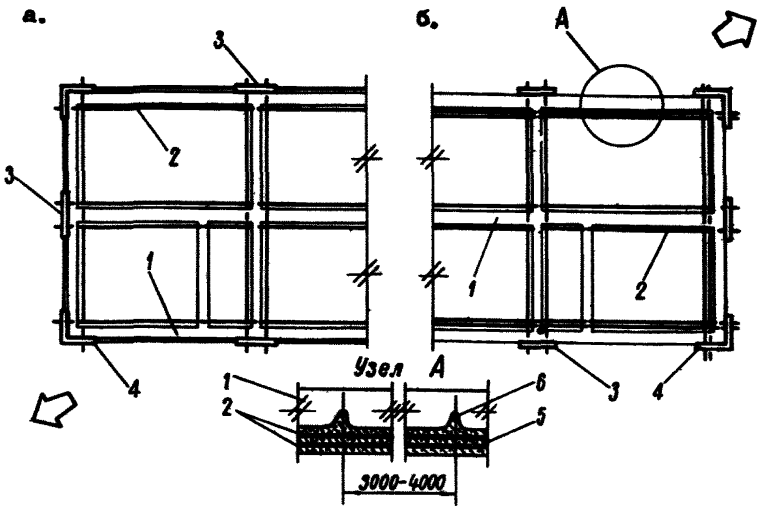


Рис.4.19. Схемы устройства фундаментных поясов с помощью предварительно напряженных стальных тяжей:

а) при двухстороннем расположении тяжей у наружных стен;
б) то же при одностороннем расположении тяжей.
1-фундамент; 2-стальной тяж; 3-рядовой обжимной элемент; 4-то же угловой; 5-фундаментный пояс; 6-штраба в кладке фундаментов (стрелками показано направление простирания пластов)

Фундаментные пояса могут устраиваться односторонними, связанными штрабой с фундаментами через 3-4 м (рис.4.19,б) и только по стенам, подлежащим усилению, направленным вкрест простирания пластов.

При расположении здания под значительным углом (более 15°) к простиранию пластов усилению подлежат фундаменты всех сквозных стен.

4.60. Для стен с большим свободным пролетом (более 9 м - при отсутствии подвала или 6 м - при наличии подвала) защита от горизонтальных деформаций, действующих по нормали к плоскости стен, должна обеспечиваться с помощью связей-распорок, устраиваемых на уровне покрытия (в зданиях без подвала) или на уровне подвала (технического подполья).

Введение связей-распорок должно производиться в зависимости от расположения здания в мульде (рис.4.20), учитывая, что горизонтальные деформации, направленные вкрест простирания пластов, наиболее опасны (как по величине, так и по

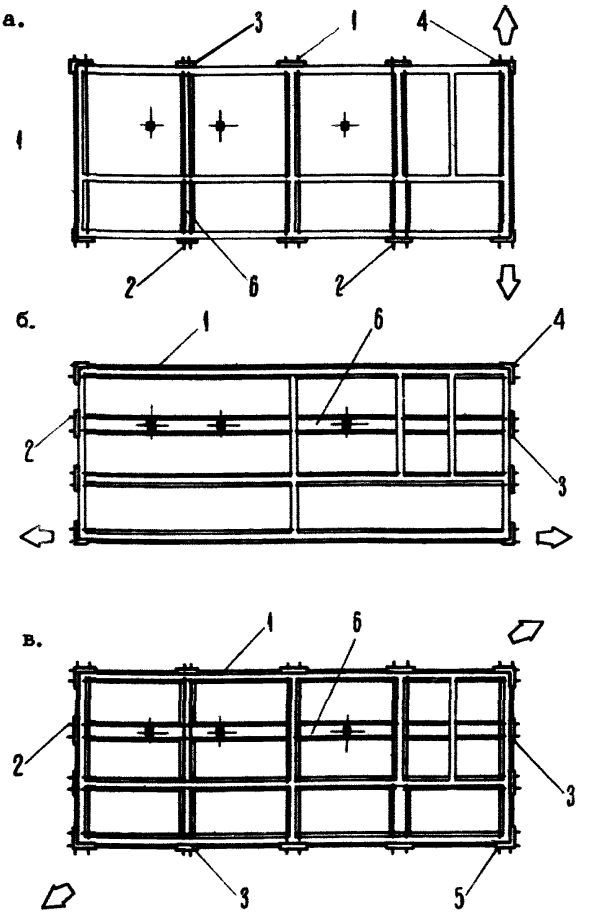


Рис. 4.20. Схемы усиления цокольных (фундаментных) поясов здания и устройства железобетонных связей-распорок между стенами с большим свободным пролетом:

а) при расположении здания (отсека) по простиранию пластов; б) то же вкрест простирания; в) то же под углом к простиранию. 1-тяж; 2-затяжка; 3-рядовой обжимной элемент; 4-угловой обжимной элемент при усилении одной из стен; 5-то же при усилении обеих пересекающихся стен; 6-железобетонная связь-распорка. (Стрелками показано направление вкрест простирания пластов)

продолжительности воздействия).

4.61. В зданиях, подлежащих выправлению, связи-распорки на уровне цоколя рекомендуется устраивать из прокатных профилей и соединять с обвязочными балками. В остальных случаях связи-распорки рекомендуется устраивать железобетонными с парными стальными затяжками (рис.4.20) из бетона М 200.

Связи-распорки целесообразно располагать в грунте или по грунту, что позволяет устраивать их минимальной высоты (см. п.4.65) - достаточно гибкими, способными легко приспосабливаться к вертикальным деформациям основания.

4.62. Стальные затяжки связей-распорок должны соединяться со стенами здания с помощью стальных обжимных элементов (рис.4.20), размеры которых устанавливаются расчетом по указаниям "Рекомендаций". Нарезные концы затяжек должны устраиваться в соответствии с требованиями п.4.47.

4.63. Стальные затяжки связей-распорок, тяжи фундаментных поясов и обжимные элементы, находящиеся в грунте, должны быть надежно защищены от коррозии. Защитный слой бетона должен быть не менее 5 сантиметров (рис.4.21).

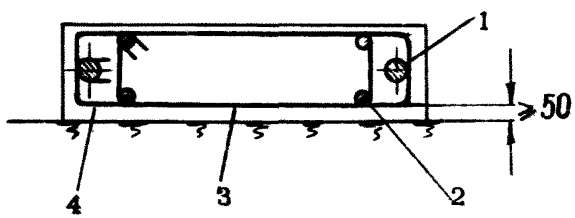


Рис.4.21. Сечение железобетонной связи-распорки с парными затяжками:

1-затяжка; 2-рабочая арматура; 3-хомут; 4-бетон

4.64. Сечение стальных затяжек связи-распорки должно определяться расчетом на воздействие горизонтальных деформаций основания на тяготеющие к связи-распорке участки фундаментов. Расчет рекомендуется производить в соответствии с указаниями приложения 1У.

4.65. Железобетонные связи-распорки со стальными затяжками рекомендуется симметрично армировать 4 стержнями ϕ 16 мм Ст.3 для восприятия усилий от вертикальных деформаций основания. Хомуты должны устанавливаться в соответствии с требованиями СНиП. (Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования).

Высота связи-распорки должна быть не менее 15 см и не более 1/30 пролета в свету.

В зданиях с внутренними колоннами связи-распорки рекомендуется использовать и для защиты колонн от воздействия горизонтальных деформаций основания, в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

4.66. Предварительное напряжение тяжей цокольного и фундаментного поясов рекомендуется принимать в соответствии с указаниями СНиП П-В.1-62.

Затяжкам связей-распорок должно придаваться небольшое, неконтролируемое предварительное напряжение для включения их в работу при небольших деформациях основания.

4.67. Защита от горизонтальных деформаций должна осуществляться для всего здания (отсека) в целом, даже в тех случаях, когда выправлению подлежит только его часть (см.п.4.8).

4.68. Если разрезка на короткие отсеки надземной части здания, подлежащего выправлению, не предусматривается (см. п.4.6), равно как и введение фундаментных поясов для продольных стен, то необходимо проверить, не будет ли горизонтальное смещение фундаментов $\delta_г$ торцевых и внутренних поперечных стен, наиболее удаленных от середины здания (отсека), чрезмерным, нарушающим прочность фундаментов или устойчивость основания (рис.4.22).

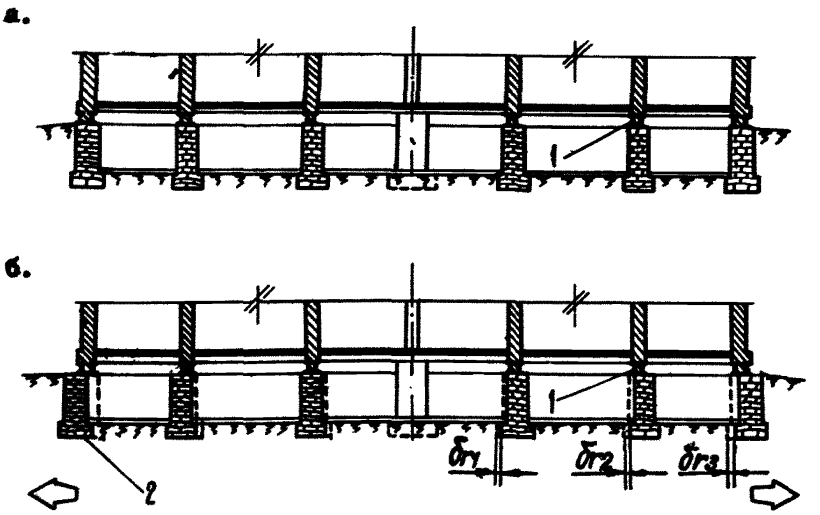


Рис.22. Схема смещения фундаментов торцовых и поперечных стен здания, не усиленного фундаментными поясами:

а) положение до проявления действия горизонтальных деформаций основания; б) то же после проявления действия горизонтальных деформаций.

1-обвязочная балка; 2-фундамент. (Стрелками показано направление действия горизонтальных деформаций основания)

При чрезмерно большом горизонтальном смещении фундаментов $\delta_г$ торцовых или части внутренних поперечных стен здания необходимо предусмотреть соответствующее уширение этих фундаментов (обеспечивая надежную связь между новым и старым фундаментом).

П р и м е ч а н и е. Горизонтальное смещение фундамента $\delta_г$ может быть определено по указаниям "Руководства".

4.69. В зданиях (отсеках) сложной конфигурации в плане, подлежащих выправлению способом поддомкрачивания, для защиты выступающих частей здания от скашивания (перекосов в горизонтальной плоскости) рекомендуется введение диагональных связей-распорок между обвязочными балками (рис. 4.23). Сечение этих связей рекомендуется принимать таким же, как у обвязочных балок.

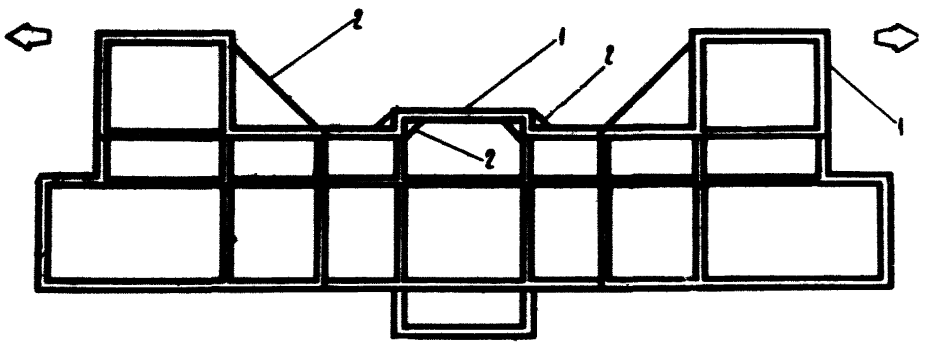


Рис.4.23. Схема устройства диагональных связей-распорок между обвязочными балками для защиты здания от скашивания основания:

1-обвязочная балка; 2-диагональная связь-распорка. (Стрелками показано направление действия горизонтальных деформаций)

4.70. С целью уменьшения степени воздействия горизонтальных деформаций основания на здание, подлежащее выправлению способом поддомкрачивания, рекомендуется произвести разрезку его фундаментно-подвальной части на три сравнительно коротких отсека (рис.4.24).

П р и м е ч а н и я: 1. При расположении здания под значительным углом (более 15°) к направлению вкрест простирания пластов между свободными концами фундаментных стен длиной более 3 м должны быть введены гибкие железобетонные связи-распорки (рис.4.24,б) в соответствии с рекомендациями пп. 4.60-4.65 для защиты от воздействия горизонтальных деформаций, направленных по нормали к плоскости раз-

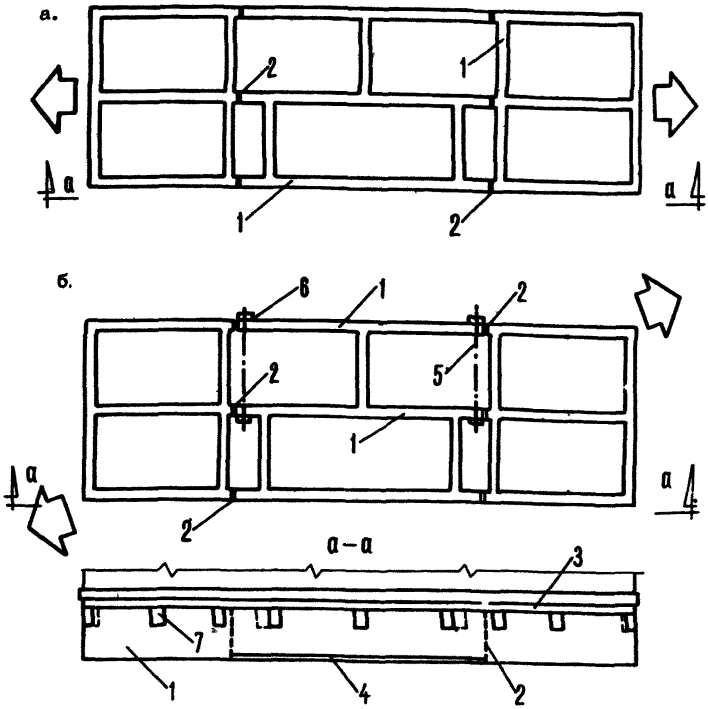


Рис.4.24. Схемы разрезки фундаментно-подвальной части здания, подлежащего выправлению, на короткие отсеки:

а) при расположении здания вкрест простирания пластов; б) то же под значительным углом к направлению вкрест простирания. 1–стена подвала (технического подполья), 2–деформационный шов; 3–обвязочная балка; 4–фундаментный пояс; 5–связь-распорка; 6–обжимной элемент; 7–домкратная ниша. (Стрелками показано направление вкрест простирания пластов)

резаемых фундаментных стен.

2. Усилия в обвязочных балках могут определяться от воздействия горизонтальных деформаций основания на одни только краевые отсеки фундамента.

4.71. При разрезке фундаментно-подвальной части здания на отсеки деформационный шов должен устраиваться в соответствии с указаниями "Рекомендаций". Разрезка должна про-

изводиться на достаточном расстоянии от краев домкратных ниш (рис.4.24) – не менее чем на величину $h_ф$ (см.п.4.15).

Примечание. Указанное требование не распространяется на домкратные ниши, устраиваемые на пересечении стен.

4.72. Для защиты зданий от горизонтальных деформаций сжатия рекомендуется применение компенсационных траншей, устраиваемых по указаниям "Рекомендаций", если только это допускается по условиям эксплуатации.

РАЗДЕЛ 5. КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРЫ ЗАЩИТЫ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

1. Общие положения

5.1. Рекомендации настоящего раздела распространяются на производственные здания одноэтажные и многоэтажные, бескаркасные, каркасные и с неполным каркасом.

5.2. Вопрос о необходимости применения мер защиты производственных зданий должен решаться в зависимости от конструктивной схемы здания с учетом рекомендаций разделов 2 и 4 и состояния несущих конструкций.

5.3. Допустимые деформации основания для промышленных зданий с гибкой конструктивной схемой (см.п.2.1) определяются статическим расчетом по условиям их прочности и устойчивости с учетом действия обычных нагрузок, габаритов здания, физико-механических характеристик грунтов основания и проверяются в зависимости от требований по обеспечению нормальных условий работы технологического оборудования (подъемно-транспортного и др.), связанного с несущими конструкциями здания.

Примечание. Требования по обеспечению нормальных условий эксплуатации технологического оборудования, указываются в его паспорте или устанавливаются по данным завода-изготовителя, справочным данным и имеющемуся опыту работы.

5.4. Для всех типов зданий (независимо от их конструктивной схемы) наиболее эффективной конструктивной мерой защиты является разрезка на сравнительно короткие отсеки прямоугольной формы в плане.

5.5. Разрезка зданий на отсеки должна производиться с помощью деформационных швов, устраиваемых в соответствии с указаниями "Рекомендаций", с учетом влияния на работу технологического оборудования возможного взаимного смещения отсеков.

5.6. Если ожидаемая высота уступа h_y не выходит за пределы III группы площадок (см.табл.1.2) и длина здания l не превышает предельную величину $/\ l\ /$, указанную в табл.5.1, то для предварительных расчетов (на стадии тех-

ического проекта) можно ограничиться одним только усилением несущих и самонесущих стен с помощью стальных тяжей и защитой фахверкового заполнения стен в соответствии с рекомендациями п.п. 5.38; 5.58; 5.59.

Таблица 5.1

№№ п/п	Типы зданий по их назначению	Предельная длина / l /(м)	Примечание
1.	Бескаркасные здания с жесткой конструктивной схемой	40	см.п.2.1
2.	Здания одноэтажные бескаркасные и с неполным каркасом, с гибкой конструктивной схемой	45	см.п.2.1
3.	Одноэтажные здания с монолитным железобетонным каркасом	40	
4.	То же со сборными железобетонными колоннами и металлическими фермами	50	
5.	То же с металлическим каркасом и связевыми поперечными рамами	60	
6.	Многоэтажные здания с монолитным железобетонным каркасом	35	
7.	То же из сборных элементов, образующих связевые рамы	45	
8.	То же с металлическим каркасом	50	

Примечания: 1. На площадках, где не ожидается образование уступов, в расчет принимается соответствующий радиус кривизны в местах сосредоточенных деформаций R_c, определяемый по формуле (2-3).

2. Для зданий, расположенных под небольшим углом (менее 15°) к простиранию пластов по таблице 5.1 определяется предельная ширина здания.

5.7. Если требования п.5.6 не выполняются, то при подготовке технического проекта следует исходить из необходимости усиления несущих конструкций здания в соответствии со статическим расчетом (см.п.5.8) и рекомендациями настоящего раздела или разрезки его на отсеки, длина которых не превышала бы значение / l /.

5.8. Дополнительные усилия в несущих конструкциях здания, возникающие от воздействия горизонтальных и вертикальных деформаций основания, могут быть определены по рекомендациям "Руководства" и приложения Ш.

5.9. В тех случаях, когда применение сравнительно простых конструктивных мер защиты зданий оказывается недостаточным, рекомендуется предусмотреть возможность выправления деформированного здания.

5.10. Выправление зданий рекомендуется производить способом поддомкрачивания с учетом указаний раздела 4.

5.11. Подработка связевых рам допускается во всех случаях, когда расчетное горизонтальное смещение фундаментов колонн δ_r, вычисленное по "Руководству", как в плоскости поперечной рамы, так и в плоскости продольной рамы здания (отсека), удовлетворяет условию:

$$\delta_r \leq [\delta_r] \qquad (5.1)$$

где $[\delta_r]$ – предельное смещение фундамента колонны, определяемое по "Руководству".

Примечания: 1. При определении величин предельного смещения фундаментов / δ_r / железобетонных колонн приведенная жесткость $B_{пр}$ должна определяться по указаниям приложения Ш.

2. При выполнении условия (5.1) проверка колонн по прочности не требуется.

5.12. При невыполнении условия (5.1) рекомендуется произвести усиление колонн или ввести железобетонные связи-распорки между фундаментами, или произвести разрезку здания на отсеки в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

5.13. Усиление железобетонных и кирпичных колонн рекомендуется производить с помощью предварительно напряженных стальных обойм, а усиление стальных колонн – с помощью приварных накладок в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

5.14. Расчетные отклонения подкрановых путей мостовых кранов (от проектного положения) не должны превышать величин допустимых отклонений, определяемых по указаниям "Рекомендаций по назначению допустимых отклонений от проектного положения подкрановых путей грузоподъемных кранов при подработке" (ВНИМИ, Л., 1972 г.).

5.15. Расчетные отклонения подкранового пути от проектного положения рекомендуется определять по указаниям "Руководства". В случае возможного образования в основании здания уступа расчетный наклон подкранового пути $\bar{i}$ определяется по формуле

$$\bar{i} = 0{,}8\,\frac{\bar{h}_y}{l_п} \qquad (5.2)$$

При расположении здания по простиранию пластов под $l_п$ в формуле (5.2) принимается длина пролета с мостовым краном и определяется поперечный наклон подкрановых путей. При расположении здания вкрест простирания пластов под $l_п$

принимается шаг колонн и определяется продольный наклон подкрановых путей. При расположении здания под значительным углом к простиранию, в тех случаях, когда линия уступа пересекает как поперечные, так и продольные рамы (хотя бы по одной из них) по формуле (5.2) определяются как поперечный, так и продольный наклоны подкрановых путей при подстановке в нее соответствующих (наклону) значений $i_п$.

5.16. Если проектом предусматривается возможность выправления деформированного здания, то отпадает необходимость в проверке отклонений подкрановых путей от проектного положения, вызванных вертикальными деформациями основания.

Если проектом предусматривается введение фундаментных связей-распорок между колоннами в плоскости поперечных рам, то отпадает необходимость в проверке отклонений подкрановых путей от проектного положения, вызванных горизонтальными деформациями основания.

5.17. В тех случаях, когда требования п.5.14 не могут быть удовлетворены, необходимо выяснить, не позволяет ли конструкция подкрановых путей произвести их рихтовку, как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскостях, в требуемых пределах.

5.18. Увеличение пределов возможной рихтовки подкрановых путей может быть осуществлено с помощью конструктивных мер, указанных в "Рекомендациях".

5.19. Прочность неразрезной подкрановой балки должна быть проверена статическим расчетом, учитывая влияние суммарного распора $\Sigma H_{пк}$ и изгибающих моментов, вызванных деформациями основания в соответствии с указаниями "Руководства".

5.20. Если проектом предусматривается возможность рихтовки подкранового рельса, то прочность подкрановой балки должна быть проверена с учетом воздействия крутящего момента $M_{кр}$, вызванного эксцентричным приложением крановой нагрузки. Кроме того, болты крепления подкрановой балки к колонне должны быть проверены по указанию "Руководства" на восприятие растягивающих усилий, вызванных тем же моментом $M_{кр}$, и на срез под воздействием суммарного распора $\Sigma H_{пк}$.

5.21. Если проектом предусматривается возможность выправления положения подкрановых балок в горизонтальной плоскости, то прочность колонн должна быть проверена с учетом увеличения эксцентриситета крановой нагрузки.

5.22. Если пределы возможного выправления положения подкрановых путей недостаточны для удовлетворения требований п.5.14, то рекомендуется произвести замену мостовых кранов подвесными или напольными.

5.23. В местах разделения здания деформационным швом необходимо разрезать подкрановые балки, а в подкрановых рельсах предусмотреть устройство сменных вставок в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

5.24. Выправление положения подкранового пути в горизонтальной плоскости рекомендуется производить по обоим рядам колонн, если только это не связано со значительным увеличением объема трудоемких работ или существенным удорожанием.

2. Меры защиты бескаркасных зданий и зданий с неполным каркасом

5.25. Вопросы защиты от влияния горных выработок бескаркасных производственных зданий с жесткой конструктивной схемой (см.п.2.1) решаются в соответствии с рекомендациями раздела 4.

5.26. Защита одноэтажных бескаркасных зданий с гибкой конструктивной схемой (см.п.2.1) и зданий с неполным каркасом должна осуществляться с учетом рекомендаций, относящихся к каркасным зданиям и указаний "Рекомендаций".

5.27. Разрезку зданий с гибкой конструктивной схемой на отсеки рекомендуется производить с устройством парных пилястр в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

5.28. При разрезке одноэтажных зданий с гибкой конструктивной схемой на отсеки допускается устройство последних с незамкнутыми в плане и с отдельно стоящими стенами, в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

5.29. При расположении здания на линии уступа, под большим углом к простиранию (более 15^0), в случаях, предусмотренных п.5.7, рекомендуется произвести отделение поперечных стен от продольных в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

5.30. Отдельно стоящие стены, равно как и незамкнутые в плане, должны быть надежно связаны с пролетным строением. Связь эта в случае свободного опирания фермы на стену может быть осуществлена по схеме, указанной на рис.5.1.

5.31. Деформационный шов рекомендуется устраивать в одной плоскости у ближайшей к уступу пилястры так, чтобы вылет консольного свеса стен был наименьшим (рис.5.2).

При этом должен учитываться вид уступа - будет ли он "прямым" или "обратным" (см.приложение 1) и его положение в плане. При расположении здания под большим углом к простиранию пластов в зоне влияния уступа на здание рекомендуется длину отсека принимать минимальной (рис.5.2,г).

5.32. В одноэтажных зданиях с легким покрытием, расположенных под большим углом к простиранию пластов (более 15^0), при известном положении уступа, деформационный шов

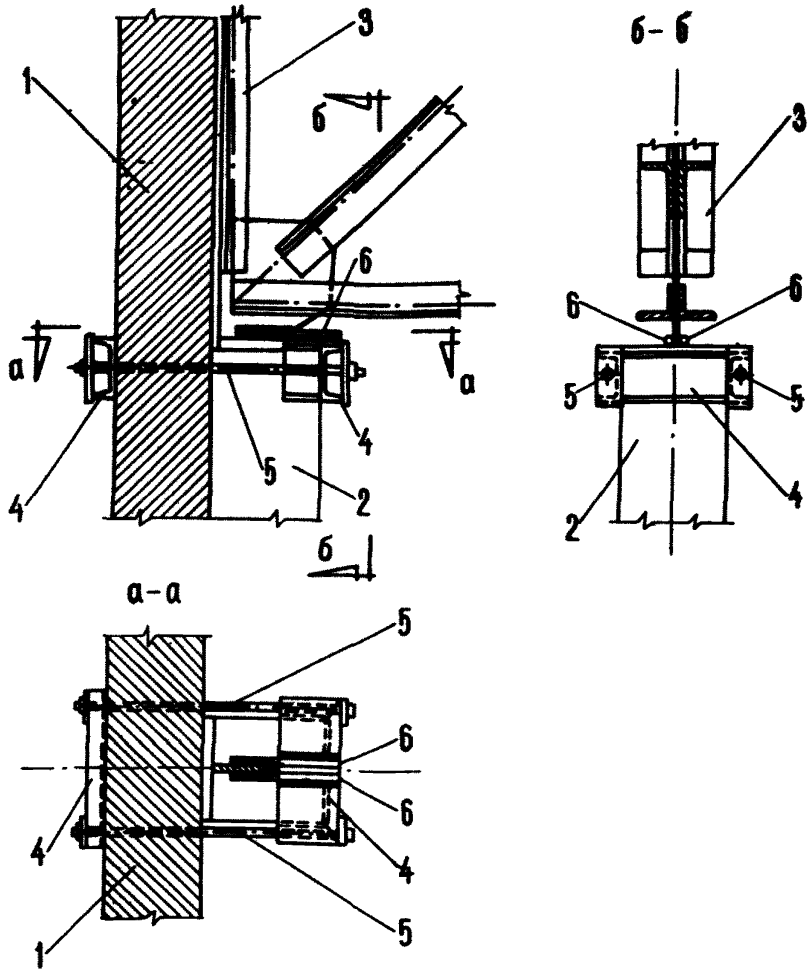


Рис.5.1. Схема введения связи между стропильной фермой и контрфорсом каменной стены:

1–стена; 2–контрфорс; 3–стропильная ферма; 4–обжимной элемент; 5–стяжной болт; 6–соединительный элемент

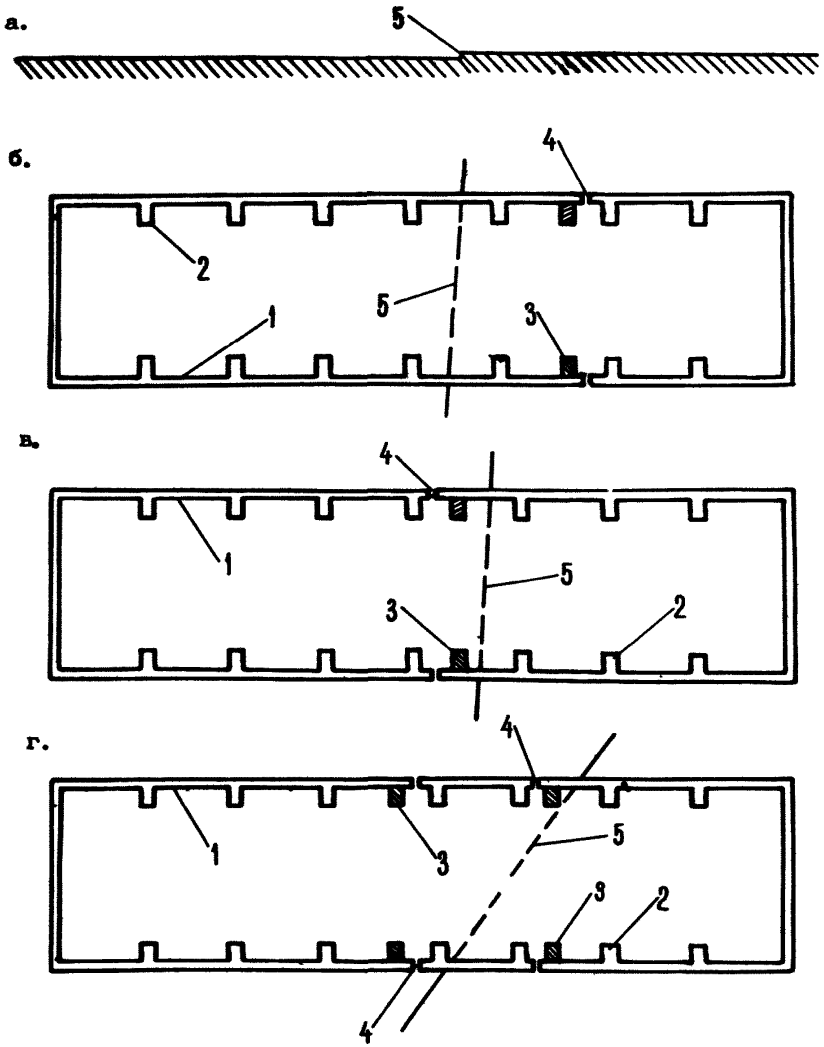


Рис.5.2. Схемы разрезки на отсеки каменного бескаркасного здания в зависимости от положения уступа в плане:

а) положение уступа на вертикальном разрезе (вид уступа); б) неправильная разрезка; в) правильная разрезка; д) разрезка рекомендуемая при расположении здания под большим углом к линии уступа (к простиранию).

1-стена, 2-существующий контрфорс, 3-вновь устраиваемый контрфорс, 4-деформационный шов, 5-линия уступа

в стенах разрешается устраивать в разных плоскостях без разрезки покрытия (рис.5.3).

5.33. Прочность незамкнутых в плане и отдельно стоящих стен должна проверяться с учетом влияния горизонтального смещения их фундаментов по нормали к плоскости стены. Прочность таких стен считается обеспеченной, если выполняется условие (5.1), в котором под δ_r и $[\delta_r]$ принимаются соответственно расчетное и предельное смещения фундамента рассматриваемой стены, определяемые по "Руководству".

Примечание. Для стен, ориентированных под небольшим углом (менее 15°) к направлению вкрест простирания пластов проверки по условию 5.1 не требуется.

5.34. При невыполнении условия (5.1) рекомендуется произвести усиление стен (п.5.33) с помощью стальных обойм, устанавливаемых на пилястрах, или ввести железобетонные связи-распорки (препятствующие горизонтальному смещению фундаментов стен) в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

5.35. Для защиты зданий от горизонтальных деформаций растяжения основания, действующих в плоскости стен, необходимо усилить цокольные пояса кладки с помощью парных стальных предварительно напряженных тяжей или обвязочных балок (для зданий, подлежащих выправлению способом подомкрачивания) в соответствии с рекомендациями раздела 4.

5.36. Усиление цокольных поясов стен здания на столбчатых фундаментах может не производиться вовсе при наличии не-

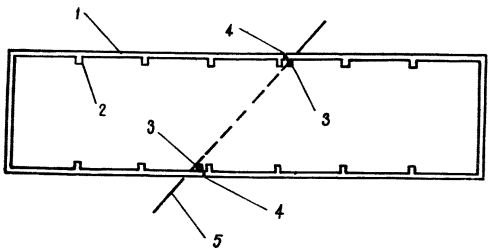


Рис.5.3. Схема разрезки на отсеки каменного бескаркасного здания с легким покрытием, расположенного под значительным углом к простиранию пластов:

1–стена; 2–существующий контрфорс; 3–вновь устраиваемый контрфорс; 4–деформационный шов; 5–линия уступа

разрезных достаточно заармированных фундаментных балок.

5.37. Усиление стен здания с целью защиты от вертикальных деформаций основания рекомендуется производить с помощью предварительно напряженных стальных тяжей, в соответствии с указаниями раздела 4. Для усиления отдельно стоящих стен следует принять парные (двухсторонние) тяжи.

5.38. При необходимости выправления здания на столбчатых фундаментах способом подцомкрачивания рекомендуется использование неразрезных фундаментных балок вместо обвязочных. При этом домкраты рекомендуется устанавливать на вновь вводимые опоры.

Сечение фундаментных балок должно быть проверено расчетом на восприятие усилий, возникающих при выправлении здания, по указаниям приложения 1У. Если высота сечения и армирование фундаментных балок окажутся недостаточными, то необходимо предусмотреть соответствующее усиление их.

5.39. В зданиях, подлежащих выправлению, подъем кирпичных колонн рекомендуется осуществлять способом разрыва кладки с помощью приспособления ВНИМИ (рис.5.4) после усиления их с помощью стальной обоймы, устраиваемой по указаниям "Рекомендаций".

Подъем железобетонных и стальных колонн рекомендуется осуществлять по указаниям пп. 5.62 и 5.63.

3. Меры защиты каркасных зданий

5.40. Вопрос о необходимости применения конструктивных мер защиты каркасных зданий должен решаться в зависимости от указаний пп. 5.2, 5.3 и 5.11.

5.41. Дополнительные усилия в элементах рамных систем (рам с жесткими узлами) должны определяться от совместного действия горизонтальных и вертикальных деформаций основания в соответствии с указаниями "Руководства" и приложения Ш.

5.42. Для каркасных зданий рекомендуется применение следующих конструктивных мер защиты:

а) усиление колонн, ригелей и соединяющих их узлов;

б) преобразование жестких узлов в шарнирные;

в) разрезка на отсеки;

г) введение гибких железобетонных фундаментных связей-распорок;

д) усиление самонесущих стен стальными тяжами;

е) разрезка самонесущих стен по каждой из колонн;

ж) устройство компенсационных траншей;

з) выправление деформированного здания.

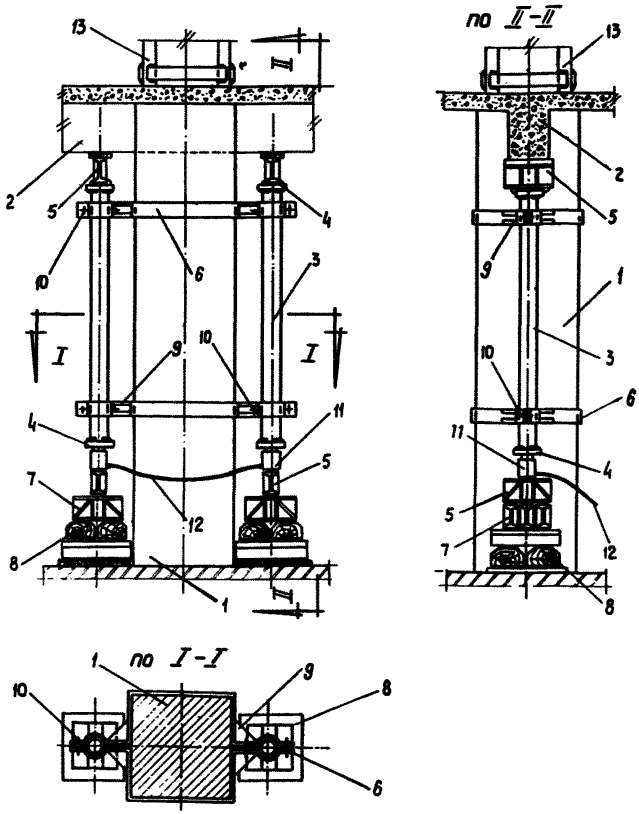


Рис.5.4. Схема устройства ВНИМИ для подъема кирпичных колонн:

1-колонна; 2-железобетонный прогон; 3-трубчатая стойка; 4-опорный фланец; 5-распределительная балка; 6-разрезной хомут; 7-опорные балки; 8-деревянные шпалы; 9-приварная косынка; 10-стяжной болт; 11-гидродомкрат; 12-маслопровод; 13-стальная обойма колонны

Перечисленные конструктивные меры защиты могут применяться раздельно или совместно в зависимости от конкретных условий (величин и знака деформаций и факторов, указанных в п.5.3).

5.43. Конструктивные меры, обеспечивающие защиту одноэтажных каркасных зданий от горизонтальных деформаций основания, следует осуществлять с учетом указаний "Рекомендаций".

5.44. Усиление стальных каркасов рекомендуется производить с помощью приварных накладок или предварительно напряженных затяжек (для растянутых элементов) в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

5.45. Усиление железобетонных каркасов рекомендуется производить с помощью стальных предварительно напряженных обойм (для колонн), хомутов (для узлов) и подпружных систем (для ригелей) в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

5.46. В тех случаях, когда усиление элементов каркаса производить нецелесообразно или не представляется возможным, рекомендуется принять конструктивные меры, уменьшающие в элементах каркаса дополнительные усилия, вызываемые подработкой (позиции б), в), г) и ж) п.5.42).

5.47. Разрезку каркасных зданий на отсеки следует производить с устройством деформационных швов с помощью парных поперечных рам по указаниям "Рекомендаций". Деформационный шов рекомендуется устраивать у ближайших к уступу колонн для того, чтобы число выправленных колонн было минимальным.

При этом должны учитываться вид уступа – будет ли он "прямой" или "обратный" (см.приложение 1) и его направление.

5.48. Для уменьшения величин дополнительных усилий в элементах каркаса рекомендуется превратить часть жестких узлов в шарнирные. Устранение лишних связей ведет к уменьшению степени статической неопределимости рам и соответственно дополнительных усилий в них.

5.49. В одноэтажных зданиях с рамным каркасом рекомендуется преобразовать в шарнирные узлы сопряжения ригелей с колоннами – превратить рамные системы в связевые.

При больших горизонтальных деформациях основания, действующих в плоскости поперечных рам, рекомендуется также преобразовать в шарнирные узлы опирания крайних колонн на фундаменты с целью превращения колонн в качающиеся стойки. При этом следует иметь ввиду, что преобразованная таким образом поперечная рама должна оставаться статически неопределимой – иметь хотя бы одну лишнюю связь (рис.5.5,д).

5.50. Для уменьшения величин дополнительных усилий в продольных рамах одноэтажных каркасных зданий рекомендуется произвести замену неразрезных подкрановых балок разрезными. Стальные неразрезные балки могут быть превращены в разрезные при условии соответствующего усиления балок или снижения крановой нагрузки (если это допустимо по условиям эксплуатации).

5.51. Для защиты многоэтажных зданий от горизонтальных деформаций основания (см.п.5.46) рекомендуется введение гибких перекрестных фундаментных связей-распорок, устраи-

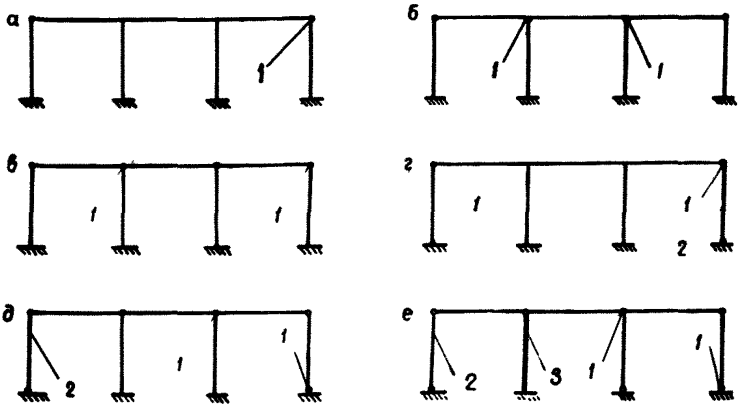


Рис.5.5. Расчетные схемы преобразованных рам одноэтажных каркасных зданий: а-статически неопределимая рама с 2 преобразованными узлами; б, в - то же с 4 преобразованными узлами; г и д - то же с 2 качающимися стойками; е - с 3 качающимися стойками - статически определимая, непригодная схема.

1-шарнирное соединение (преобразованное), 2-качающаяся стойка, 3-анкерная колонна

ваемых в соответствии с указаниями "Рекомендаций". В зданиях, расположенных под небольшим углом (менее 15°) к простиранию пластов фундаментные связи-распорки можно вводить только в рамах, ориентированных вкрест простирания.

5.52. Многоэтажные здания с рамным каркасом и навесными панелями стен могут быть защищены от воздействия горизонтальных деформаций основания путем преобразования в шарнирные узлов опирания колонн первого яруса (рис.5.6).

Для защиты от вертикальных деформаций основания рекомендуется преобразовать в шарнирные узлы опирания ригелей в пролете, пересекаемом линией уступа (рис.5.6,г).

В шарнирный рекомендуется также преобразовать узел опирания колонн на фундамент, под подошвой которого проходит линия уступа.

5.53. Преобразование жестких узлов рекомендуется производить по схеме неполного шарнира с одной степенью свободы перемещения (поворота в плоскости поперечной или продольной рамы) путем устранения лишних связей или частичного ослабления сечения колонн в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

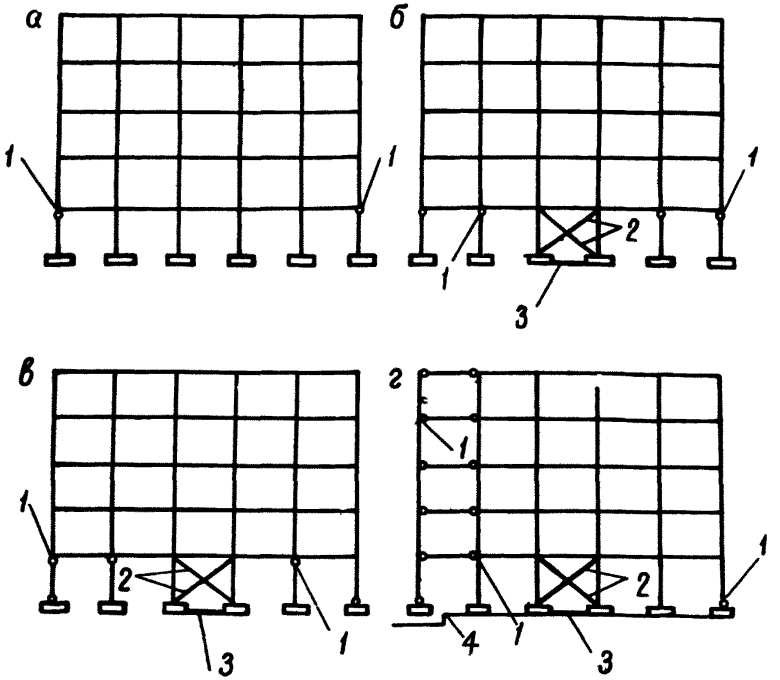


Рис.5.6. Расчетные схемы рам многоэтажных каркасных зданий с преобразованными узлами:

а–с 2 преобразованными узлами; б–с 4 преобразованными узлами; в–с 2 качающимися стойками; г–с преобразованными узлами у ригелей одного из пролетов, пересекаемого линией уступа

1–шарнирное соединение (преобразованное); 2–крестовые связи жесткого блока; 3–связь-распорка; 4–местоположение уступа

Ослабленные сечения колонн должны быть проверены на восприятие расчетных поперечных сил.

П р и м е ч а н и е. Преобразование жестких узлов вызывает перераспределение усилий в раме и, как следствие, перегрузку некоторых элементов ее (главным образом ригелей), поэтому последние должны быть соответственно усилены на основании статического расчета и указаний "Рекомендаций".

5.54. Особое внимание должно быть обращено на обеспечение пространственной устойчивости каркасного здания со связевыми рамами или преобразованными узлами. С этой целью

в первом этаже многоэтажных зданий необходимо предусмотреть устройство жестких блоков в середине каждой из рам, в плоскости которой произведено преобразование узлов, с введением фундаментной связи-распорки (рис.5.6).

В многоэтажных зданиях со связевыми рамами жесткие блоки рекомендуется устраивать в каждой из связевых рам по всем этажам.

В одноэтажных зданиях жесткие блоки рекомендуется устраивать по всем продольным рамам в соответствии с указаниями "Рекомендаций". При этом следует иметь в виду, что для образования продольных рам по верху колонн должны быть введены связи-распорки (если они отсутствуют).

Примечание. В необходимых случаях разрешается устройство жестких блоков с отклонением от середины рам на один шаг колонн.

5.55. Защита фахверкового заполнения стен в одноэтажных каркасных зданиях от воздействия горизонтальных деформаций основания рекомендуется путем преобразования жестких узлов опирания ригелей фахверка на колонны каркаса в податливые.

В многоэтажных зданиях такое преобразование узлов фахверка рекомендуется только в пределах первого этажа.

Примечание. В рамах со связями-распорками, фахверковое заполнение стен не требует дополнительных мер защиты.

5.56. Преобразование жестких узлов опирания ригелей фахверка на колонны здания в податливые рекомендуется произвести путем устранения лишних связей - перехода от сварных соединений к болтовым и устройства овальных вырезов на опорах ригелей (рис.5.7).

При расположении здания в зоне сжатия ригели фахверка рекомендуется укоротить с учетом возможного перемещения его концов.

Степень податливости (величина возможного перемещения) $S_п$ преобразованных узлов фахверка должна соответствовать величине горизонтальных деформаций основания $\bar{\varepsilon}$ -удовлетворять условию

$$S_п \geqslant \frac{1}{2} m_\varepsilon \bar{\varepsilon} l_к \frac{h_к - h_р}{h_к}, \qquad (5.3)$$

где $l_к$ - шаг колонн; $h_к$ - высота колонны от подошвы фундамента до опоры пролетного строения (в поперечной раме) или до низа подкрановой балки (в продольной раме); $h_р$ - высота расположения ригеля фахверка над подошвой фундамента колонны.

Примечание. В многоэтажных зданиях $h_к$ принимается равным высоте первого яруса рамы.

5.57. Защиту самонесущих стен от влияния подработки ре-

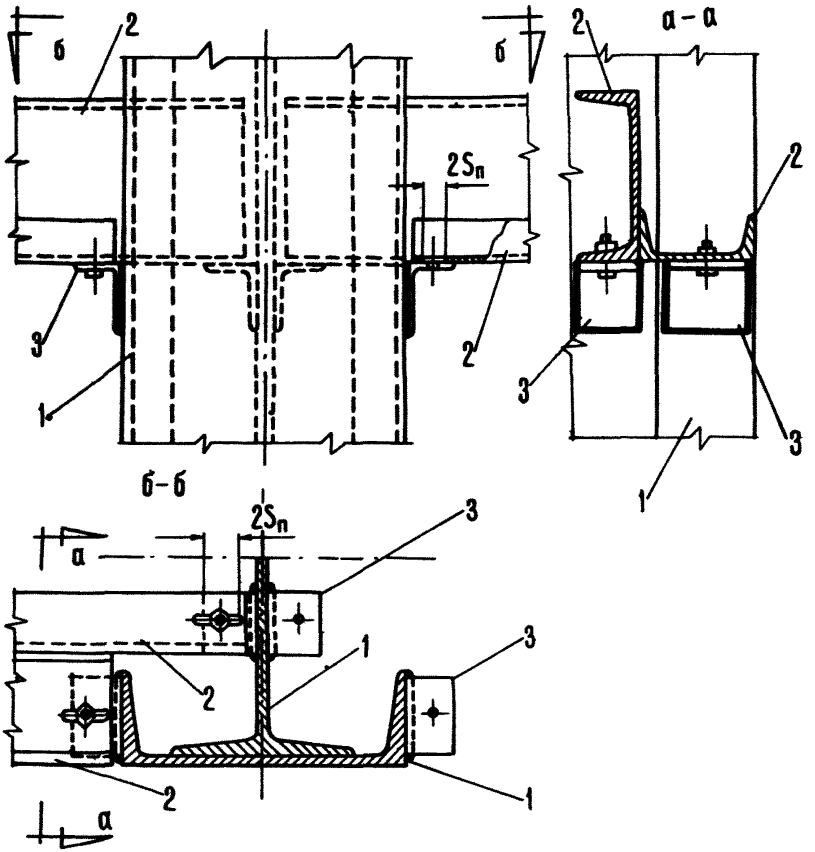


Рис.5.7. Схема устройства податливого узла опирания ригеля фахверка на колонну каркаса:

1–колонна каркаса; 2–ригель фахверка; 3–опорный столик

комендуется производить в соответствии с указаниями раздела 4.

При сравнительно сложных горногеологических условиях подработки (когда требования п.5.6 не выполняются) рекомендуется произвести разрезку самонесущих стен, пересекаемых линией уступа, по каждой из колонн, в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

5.58. Подъем колонн рекомендуется осуществлять с помощью переносных траверз по указаниям "Рекомендаций" или приспособления ВНИМИ (см.п.5.39). При сравнительно большой высоте подъема должна предусматриваться подбетонка фундамента.

Примечания: 1. Перед подъемом железобетонная колонна должна быть освобождена от связи с фундаментом. При сборном фундаменте стаканного типа должна быть устранена расклинка и заделка пазух. При монолитном фундаменте необходимо предусмотреть оголение и разрезку рабочей арматуры колонн с последующей (после подъема) вваркой соединительных вставок.

2. После окончания подъема металлическая колонна должна быть надежно скреплена с фундаментом с помощью анкерных болтов. Если длина анкерных болтов недостаточна, то необходимо нарастить их с помощью ванной сварки.

5.59. При выправлении здания способом поддомкрачивания должна предусматриваться возможность подъема промежуточных стоек фахверка. С этой целью рекомендуется устройство домкратных ниш в кладке забирки непосредственно под стойками (рис.5.8).

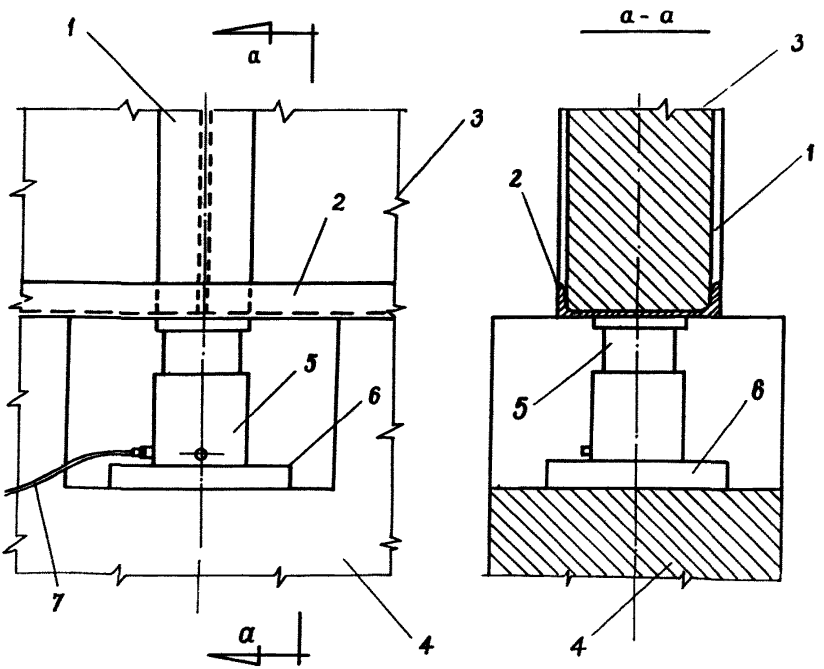


Рис.5.8. Схема устройства в каменной забирке домкратной ниши для подъема промежуточных стоек фахверка:

1–стойка фахверка, 2–ригель фахверка, 3–заполнение фахверка, 4–забирка, 5–домкрат, 6–стальная распределительная плита, 7–маслопровод

РАЗДЕЛ 6. КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРЫ ЗАЩИТЫ САНИТАРНО-ТЕХНИЧЕСКИХ СЕТЕЙ

1. О б щ и е п о л о ж е н и я

6.1. В настоящем разделе рассматриваются рекомендации по защите эксплуатируемых санитарно-технических сетей как напорных, так и безнапорных, трассированных вкрест и под углом к простиранию пластов.

6.2. Для участков сетей, трассированных по простиранию, меры защиты должны назначаться в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

6.3. Конструктивные меры защиты должны осуществляться, как правило, до подработки и в первую очередь в местах образования на земной поверхности трещин с уступами или в непосредственной близости от них.

6.4. Для проектирования мер защиты санитарно-технических сетей необходимо иметь следующие исходные данные (в дополнение к указанным в п.1.9):

а) для подземных напорных сетей: техническая характеристика трубопровода (схема сети, диаметр, материал и толщина стенки труб, прочность стыковых соединений, рабочее давление, температура укладки труб), физико-механические свойства вмещающего грунта (коэффициент внутреннего трения и удельное сцепление), графики сдвижения земной поверхности вдоль трассы трубопровода.

б) для безнапорных сетей: схема сети, диаметры и длины труб, уклоны (продольный профиль) и компенсационная способность стыковых соединений.

6.5. Вопрос о выборе необходимых мер защиты санитарно-технических сетей городов и поселков (при большом количестве разветвленных подземных трубопроводов и выемке угля одновременно в нескольких пластах свиты) следует решать в соответствии с расчетом деформаций земной поверхности, произведенным по нескольким профильным линиям вкрест простирания пластов. Для наглядности необходимые для расчета величины сдвижений и деформаций земной поверхности рекомендуется изображать на плане в виде изолиний. Кроме того, на план подрабатываемой территории необходимо нанести места расположения уступов, как известных, так и протрассированных (см.п.1.30 приложения 1).

6.6. Вопрос о необходимости применения мер защиты подрабатываемых санитарно-технических сетей должен решаться в зависимости от выполнения требований, обеспечивающих нормальные условия эксплуатации сетей. Такими требованиями являются: для сварных напорных трубопроводов – обеспечение

несущей способности труб и стыков; для секционных напорных трубопроводов – сохранение герметичности стыковых соединений; для самотечных трубопроводов – обеспечение допустимых уклонов сети и сохранение герметичности стыковых соединений.

Проверка выполнения указанных требований может производиться в соответствии с "Рекомендациями" и "Указаниями по проектированию бескаркасных зданий в Центральном районе Донбасса на площадях залегания крутопадающих угольных пластов" (РСН 227-71, Донецк, 1971 г., "Указания").

2. Меры защиты подземных газопроводов

6.7. Для защиты магистральных газопроводов рекомендуется врезка П-образных компенсаторов или вскрытие с применением одной из следующих дополнительных мер:

– перекрытие траншей железобетонными плитами (от выбраковки) или деревянными щитами по балкам с обваловкой грунтом;

– обвертка труб шлаковатой слоем около 10 см и обратная засыпка траншей вынутым грунтом;

– разрезка труб для снятия напряжений с последующей вваркой катушек и засыпкой грунтом.

Примечания: 1. Вскрытие линии газопровода следует осуществлять ниже основания труб на 10–15 см с установкой под ними деревянных лежней через 5–6 м по длине.

2. При глинистых и суглинистых грунтах необходимо дно траншей спланировать, сделать песчаную подсыпку до уровня заложения трубопровода и устроить выпуски (в наиболее низких местах) для стока воды.

3. Вместо шлаковаты допускается применение других материалов, обеспечивающих низкую степень защемления трубопровода в грунте.

4. Вдоль перекрытых траншей не реже чем через 100 м должны устанавливаться газоотводные трубки.

5. На отдельных участках в качестве меры защиты газопровода допускается переход на наземную прокладку.

6.8. Для подземных газопроводов разводящей сети среднего и низкого давления рекомендуется применение следующих мер защиты:

– врезка резиновых и П-образных компенсаторов;

– усиление сварных стыков (неравнопрочных с телом трубы при растяжении) с помощью разрезных муфт с галтелью в соответствии с указаниями "Рекомендаций";

– кольцевание сети.

6.9. Компенсаторы рекомендуется устанавливать на пересечениях трубопровода с линиями уступов.

6.10. Для предварительных расчетов (на стадии технического проекта) разрешается принимать, что подземные газопроводы, имеющие стыки равнопрочные с телом труб при растяжении (при 100% проверке качества сварки физическими методами) могут подрабатываться без мер защиты, если ожидаемые деформации земной поверхности удовлетворяют условиям:

$$\varepsilon \leq 3 \cdot 10^{-3} \quad \text{и} \quad h_\gamma \leq 10 \text{ см}.$$

6.11. Для защиты подземных газопроводов разводящей сети во всех случаях должны быть применены следующие дополнительные меры:

- замена чугунной арматуры стальной;
- установка недостающих отключающих задвижек;
- устройство перемычек из мятой глины в местах пересечения газопровода с другими подземными коммуникациями;
- установка дополнительных контрольных трубок "под ковер" на участках, где расстояние между трубками превышает 50 м;
- устройство уплотнений на всех вводах в здания подземных сетей.

Примечание. Устройство перемычек из мятой глины и уплотнений на вводах рекомендуется осуществлять по указаниям "Рекомендаций".

6.12. Подземные вводы газопроводов в здания рекомендуется переоборудовать на надземные в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

6.13. Вопрос о возможности подработки подземных газопроводов в населенных пунктах и отдельных промышленных предприятиях должен решаться с учетом фактического состояния труб и их изоляции.

В расчетах должно учитываться влияние коррозии на прочность труб.

Примечания: 1. Проверка степени коррозии труб и состояния их изоляции должна производиться выборочным путем по согласованию с органами Госгортехнадзора в зависимости от давности укладки труб, качества строительно-монтажных работ и имеющегося опыта подработки.

2. Поврежденную изоляцию газопровода рекомендуется заменить или восстановить (отремонтировать) до подработки.

6.14. Для защиты наземных газопроводов рекомендуется применение следующих мер, вводимых в процессе подработки и после нее:

- рихтовка трубопровода путем подклинки на опорах;
- периодическое раскрепление трубопровода на "мертвых" опорах;

– перестановка отдельных опор, чрезмерно сместившихся с оси трубопровода или чрезмерно наклонившихся.

6.15. Компенсационная способность компенсатора Δl должна удовлетворять условию

$$\Delta l \geqslant \sqrt{(m_\varepsilon \bar{\varepsilon} \cdot l_к)^2 + \bar{h}_y^2}, \qquad (6.1)$$

где $l_к$ – среднее расстояние между компенсаторами на рассматриваемом участке; m_ε – коэффициент условий работы, определяемый в зависимости от величины $l_к$ по таблице 1.4 раздела 1.

6.16. При подработке магистральных газопроводов высокого давления рекомендуется проводить инструментальные наблюдения за деформациями земной поверхности вдоль трассы трубопровода и ростом напряжений в трубах.

Примечание. Настоящая рекомендация не распространяется на вскрытые (без последующей засыпки) и наземные участки газопровода.

6.17. Для определения напряженного состояния трубопровода и решения вопроса о своевременной разрезке его рекомендуется устройство не менее 4 смотровых колодцев (для установки измерительной аппаратуры) в местах максимальных растяжений и по краям мульды, определяемым углами сдвижения.

Примечания: 1. Интервал между смотровыми колодцами рекомендуется принимать не более 100 м.

2. Наблюдения за напряженным состоянием трубопровода рекомендуется производить по указаниям специализированного научно-исследовательского института.

6.18. Разрезка трубопровода с целью снятия напряжений должна производиться своевременно – так, чтобы нормальное напряжение σ в трубах удовлетворяло условию

$$\sigma \leqslant m_т R_p^{св} - \sigma_п, \qquad (6.2)$$

где $m_т$ – коэффициент условий работы трубопровода, принимаемый равным 0,9; $R_p^{св}$ – расчетное сопротивление сварного шва растяжению, определяемое по СНиП (Стальные конструкции. Нормы проектирования). В случае обеспечения равнопрочности сварных стыков и тела трубы при растяжении вместо $R_p^{св}$ принимается R – расчетное сопротивление стали труб растяжению; $\sigma_п$ – резерв напряжения, учитывающий возможные погрешности измерений, принимаемый равным 150 кГ/см^2.

Примечание. Нормальное напряжение в трубопроводе σ должно определяться с учетом температурного перепада, внутреннего давления и усилий, вызванных подработ-

кой (последние рекомендуется принимать по данным натурных наблюдений) в соответствии с требованиями "Указаний".

3. Меры защиты водопроводных сетей

6.19. Для стальных водопроводных сетей рекомендуется те же конструктивные меры защиты, что и для газопроводов за исключением перехода на наземную прокладку и дополнительных мер, указанных в п.6.11.

6.20. Для защиты стальных водопроводных сетей рекомендуется применение сальниковых компенсаторов, компенсационная способность которых Δl должна удовлетворять условию (6.1).

6.21. Для предварительных расчетов разрешается принимать, что стальные водопроводные линии, имеющие стыки равнопрочные с телом труб при растяжении можно подрабатывать без применения мер защиты, если ожидаемые деформации земной поверхности удовлетворяют условиям:

$$\varepsilon \leq 3.10^{-3}; \quad h_y \leq 10 \text{ см}.$$

6.22. В местах пересечения стальной водопроводной сети линией уступа вместо врезки компенсатора допускается устройство канала, разрезанного осадочным швом на 2 части, обеспечивающего возможность свободного изгиба трубы (рис.6.1).

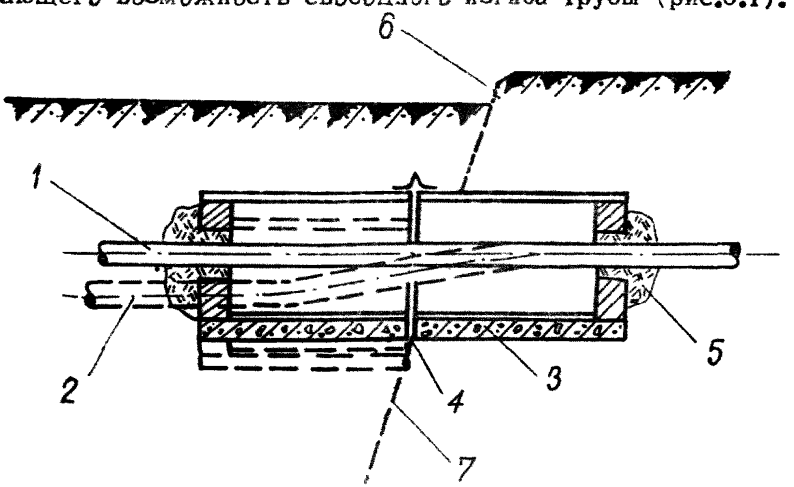


Рис. 6.1 Схема устройства защитного канала на подземном стальном трубопроводе в месте образования уступа:
1–положение трубопровода до образования уступа, 2–то же после образования уступа, 3–канал, 4–деформационный шов в канале, 5–глиняный замок, 6–уступ, 7–плоскость сдвига

Длина канала $l_к$ должна удовлетворять условию:

$$l_к \geq \sqrt{\frac{3 E d_н}{m_т R_p^{сб}} \bar{h}_у}, \qquad (6.4)$$

где E - модуль упругости стали трубы; $d_н$ - наружный диаметр трубы.

6.23. На подземных вводах в здание, пересекающих фундаменты, рекомендуется введение стального разрезного кожуха в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

6.24. На вводах в резервуары и бассейны должна быть предусмотрена установка сальниковых уплотнителей.

6.25. Защита секционных раструбных трубопроводов от воздействия сравнительно небольших деформаций основания обеспечивается компенсационной способностью раструбных соединений Δl. Если величина Δl (определяемая по указаниям "Рекомендаций") не удовлетворяет условию (6.1), в котором под $l_к$ принимается расстояние между раструбами, и ожидаемая высота уступа $h_у \leq 50$ мм рекомендуется произвести замену раструбных соединений удлиненными надвижными муфтами с требуемой компенсационной способностью по указаниям "Рекомендаций".

6.26. В тех случаях, когда защиту секционного раструбного трубопровода нельзя осуществить по указаниям п.6.25, рекомендуется произвести замену рассматриваемого участка стальными трубами с учетом указаний пп. 6.19-6.21.

6.27. В местах сопряжения стальной трубы с секционным трубопроводом следует предусмотреть установку надвижной муфты.

4. Меры защиты теплофикационных сетей

6.28. Для теплофикационных сетей (за исключением сетей канальной прокладки) рекомендуются те же конструктивные меры защиты, что и для водопроводных сетей.

6.29. При канальной прокладке рекомендуется освободить трубопровод от жесткой связи с "мертвыми" опорами, препятствующей продольным перемещениям труб, и произвести разрезку защитных каналов деформационными швами в местах пересечения каналов линиями уступов.

6.30. Обратные линии теплопроводов и самотечные конденсатопроводы должны быть проверены на сохранение условия самотечности при ступенчатых деформациях основания в соответствии с указаниями п.6.39. При необратимом нарушении условий самотечности следует предусмотреть врезку спускных устройств или конденсатоотводчиков в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

6.31. Высотные отметки расширительных сосудов, равно как воздушных клапанов и вантузов должны быть проверены с учетом влияния возможных оседаний основания. При чрезмерно больших оседаниях должны быть учтены указания "Рекомендаций".

5. Меры защиты канализационных сетей

6.32. Для защиты канализационных безнапорных сетей по условию сохранения герметичности стыковых соединений при подработке, рекомендуется применение тех же мер, что и для секционных водопроводов (см.п.п. 6.25-6.27).

6.33. Проверку канализационных сетей по условию сохранения самотечности рекомендуется производить по указаниям "Рекомендаций". При этом максимальное изменение уклона сети следует принимать равным величине расчетного наклона земной поверхности i.

6.34. В тех случаях, когда подработка не вызывает остаточных нарушений условий самотечности (см.п.6.33) для защиты канализационной линии от воздействия ступенчатых деформаций основания рекомендуется устройство смотровых колодцев в местах пересечения ее с линиями уступов в соответствии с рис.6.2. При этом проверку компенсационной способности сты-

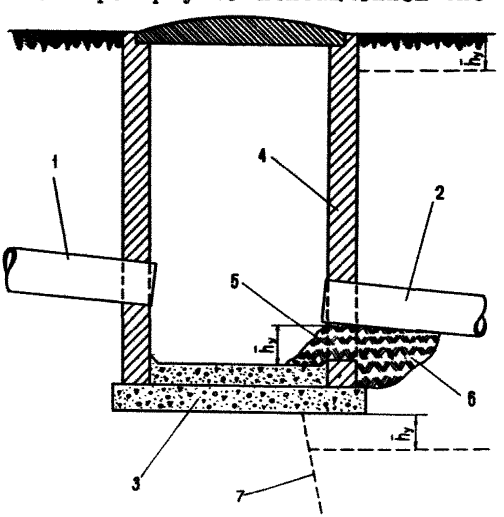


Рис.6.2. Схема устройства канализационного колодца над уступом: 1-канализационная труба, смещаемая вместе с колодцем; 2-то же смещаемая самостоятельно; 3-днище колодца; 4-стенка колодца;5-овальное отверстие в стенке колодца,6-импрегнированная глина; 7-плоскость сдвига

ковых соединений следует производить по формуле (6.1), принимая $h_y = 0$.

6.35. Если при подработке временно не сохраняются условия самотечности канализационной сети, то защиту ее рекомендуется осуществлять путем периодической промывки сети. При остаточных нарушениях условий самотечности рекомендуется устройство станции перекачки с подземной напорной линией в соответствии с указаниями "Рекомендаций".

6.36. Для подземных напорных линий канализации рекомендуются те же меры защиты, то и для стальных водопроводов.

РАЗДЕЛ 7. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЫБОРУ ЭКОНОМИЧЕСКИ ЦЕЛЕСООБРАЗНОГО ВАРИАНТА МЕР ЗАЩИТЫ ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

7.1. В настоящем разделе приводятся методические указания по определению технико-экономических показателей горных и конструктивных мер защиты зданий и сооружений от воздействия горных выработок.

Примечание. Возможные меры защиты зданий и сооружений определяются по рекомендациям разделов 3–6.

7.2. При выборе экономически целесообразного варианта мер защиты следует учитывать все затраты, необходимые для обеспечения нормальных условий эксплуатации зданий и сооружений.

7.3. Задача выбора экономически целесообразного варианта мер защиты зданий и сооружений состоит из ряда частных задач, главные из которых следующие:

1) оценка ущерба от оставления угля в предохранительных целиках (базовый вариант);

2) определение затрат на конструктивные меры защиты;

3) определение затрат на горные меры защиты;

4) приведение разновременных затрат к одному сроку (к началу периода оптимизации τ – см.п.7.6) с учетом эффективного использования капитальных вложений.

7.4. Если для защиты зданий и сооружений требуется применение дорогостоящих мер (при очень тяжелых условиях подработки), то при определении экономической целесообразности последних может рассматриваться в качестве возможного вариант строительства новых зданий и сооружений (взамен подрабатываемых, обрекаемых на снос), возводимых в более благоприятных условиях (на ранее подработанной территории, на безугольных площадях и пр.).

7.5. Экономически целесообразный вариант определяется путем сравнения технико-экономических показателей возможных вариантов мер защиты в рассматриваемых условиях.

Критерием выбора экономически целесообразного варианта мер защиты зданий и сооружений является минимум суммарных затрат, определенных с учетом влияния фактора времени в пределах периода оптимизации (см.п.7.6).

7.6. Продолжительность периода оптимизации τ зависит от условий задачи. Период оптимизации вычисляется, начиная с первого года производства затрат на осуществление мер защиты, кончая высвобождением запасов из целиков. Обычно он принимается равным 15–20 годам.

Примечание. В качестве начала периода оптимизации может быть принят текущий год независимо от времени производства первых затрат на осуществление мер защиты.

7.7. Затраты $З_i$ на осуществление различных мер защиты зданий и сооружений, приведенные к началу периода оптимизации, определяются по следующим формулам:

а) при оставлении запасов в целиках (базовый вариант мер защиты)

$$З_ц = у\left[з_{ц1} + \frac{з_{ц2}}{1+E_{нп}} + \frac{з_{цз}}{(1+E_{нп})^2} + \ldots + \frac{з_{цτ}}{(1+E_{нп})^{τ-1}}\right] + У_д + \Delta Э_р \frac{(1+E_{нп})^{τ-t_{мз}} - 1}{E_{нп}(1+E_{нп})^{τ-t_{мз}-1}}; \quad (7-1)$$

б) при введении конструктивных мер защиты

$$З_к = K_1 + \frac{K_2}{1+E_{нп}} + \frac{K_з}{(1+E_{нп})^2} + \ldots + \frac{K_t}{(1+E_{нп})^{t-1}}; \quad (7-2)$$

в) при закладке выработанного пространства

$$З_з = \frac{C_{зк}}{m} \frac{(1+E_{нп})^m - 1}{E_{нп}(1+E_{нп})^{m-1}} + \Delta S \left[з_{ц1} + \frac{з_{ц2}}{1+E_{нп}} + \frac{з_{цз}}{(1+E_{нп})^2} + \ldots + \frac{з_{цτ-m}}{(1+E_{нп})^{τ-m-1}}\right]; \quad (7-3)$$

г) при частичной выемке пластов

$$З_ч = \Delta Ч_в \frac{(1+E_{нп})^τ - 1}{E_{нп}(1+E_{нп})^τ - 1}; \quad (7-4)$$

д) при проведении ремонтных работ после подработки

$$З_р = P_1 + \frac{P_2}{1+E_{нп}} + \frac{P_з}{(1+E_{нп})^2} + \ldots + \frac{P_n}{(1+E_{нп})^n - 1}; \quad (7-5)$$

е) при сносе эксплуатируемых зданий и сооружений и строительстве новых того же назначения

$$З_с = C_1 + \frac{C_2}{1+E_{нп}} + \frac{C_з}{(1+E_{нп})^2} + \ldots + \frac{C_r}{(1+E_{нп})^r - 1}. \quad (7-6)$$

В формулах (7-1)-(7-6) приняты следующие обозначения: $у$ – ущерб от потери 1 т угля в предохранительном целике, определяемый по указаниям п.7.11; $з_{ц1}$; $з_{ц2}$;...$з_{цτ}$ – запасы, теряемые в предохранительных целиках в первой, второй, $τ$-ый год (принимаемые по объему возможной выемки их в течении года): $У_д$ – ущерб от досрочного ввода производственных мощностей взамен выбывающих (как следствие потерь

угля в целиках), определяемый по указаниям п.7.12; $\Delta Э_р$ – среднегодовое увеличение эксплуатационных расходов на поддержание выработок, проветривание и транспорт), вызванное оставлением запасов в предохранительных целиках, определяется по данным шахты, подрабатывающей охраняемые здания и сооружений; τ – продолжительность периода оптимизации (см.п.7.6); $t_{мз}$ – период времени на осуществление мер защиты до начала высвобождения запасов из целиков: $E_{нп}$ –норматив приведения затрат, принимаемый равным 0,08 $K_1, K_2, \ldots K_t$ – капитальные вложения на осуществление конструктивных мер защиты в первый, второй ... t -тый год в пределах периода оптимизации, определяемые по указаниям п.7.21; $C_{зк}$ – капитальные вложения на строительство закладочного комплекса, определяемые по сметно-финансовому расчету проекта закладки; m – нормативное число лет, необходимых для строительства закладочного комплекса (если оно предусматривается проектом мер защиты). ΔS – увеличение эксплуатационных затрат на 1 т добычи угля, вызванное применением закладки выработанного пространства, определяемое по указаниям п.7.19; $\Delta Ч_в$ – среднегодовое увеличение затрат в связи с переходом на частичную выемку (на проходку дополнительных выработок, на дополнительный монтаж и демонтаж оборудования и пр.), определяемое по данным шахты (комбината); P_1; P_2; ... P_n – затраты на ремонт подрабатываемых зданий и сооружений в первый, второй „n" -ый год в пределах периода оптимизации, определяемые по сметно-финансовому расчету; C_1; C_2, ... C_r – капитальные вложения на строительство новых зданий и сооружений в первый, второй . . . „r" -тый год в пределах периода оптимизации, определяемые по восстановительной стоимости сносимых зданий и сооружений в зависимости от нормативного периода строительства.

7.8. Общие затраты на осуществление определенного варианта мер защиты определяются как сумма соответствующих затрат, из числа перечисленных в п.7.7 и неучтенных дополнительных затрат, если они имеют место . Например, при частичной выемке пластов кроме затрат $З_ц$, определяемых по формуле (7-4), должны учитываться затраты на оставление части запасов в целиках Зц, вычисляемые по формуле (7-1). Кроме того в необходимых случаях должны учитываться затраты на осуществление конструктивных мер защиты $З_к$ и пр.

7.9. В тех случаях когда возможная выемка запасов из целиков предполагается равномерной во времени, т.е. при

$$З_{ц1} = З_{ц2} = З_{ц3} = \ldots = З_{цτ} \qquad (7\text{-}7)$$

выражение в квадратных скобках в формуле (7-1) значительно упрощается

$$\left[З_{ц1}+\frac{З_{ц1}}{1+E_{нп}}+\frac{З_{ц1}}{(1+E_{нп})^2}+\ldots+\frac{З_{ц1}}{(1+E_{нп})^{t-1}}\right]=З_{ц1}\frac{(1+E_{нп})^t-1}{E_{нп}(1+E_{нп})^{t-1}}. \quad (7-8)$$

При соответствующем равенстве числителей аналогичным образом могут быть упрощены формулы (7-3), (7-5) и (7-6).

7.10. Для упрощения вычислений по формулам (7-1) -(7-6) значения коэффициентов приведения затрат $(1+E_{нп})^t$ и $\frac{1}{(1-E_{нп})^t}$ в зависимости от числа лет t от начала периода оптимизации до года изъятия капиталовложений при нормативе приведения затрат $E_{нп}$ = 0,08 представлены в табл.7.1.

Таблица 7.I

Годы t	I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0
$(1+E_{нп})^t$	I,080	I,I66	I,260	I,360	I,469	I,587	I,7I4	I,85I	I,999	2,I59
$\frac{1}{(1+E_{нп})^t}$	0,926	0,858	0,794	0,735	0,68I	0,630	0,584	0,540	0,500	0,463
Годы t	II	I2	I3	I4	I5	I6	I7	I8	I9	20
$(1+E_{нп})^t$	2,332	2,5I8	2,720	2,937	3,I72	3,426	3,700	3,996	4,3I6	4,66I
$\frac{1}{(1+E_{нп})^t}$	0,429	0,397	0,368	0,340	0,3I5	0,292	0,270	0,250	0,232	0,2I4
Годы t	2I	22	23	24	25	26	27	28	29	30
$(1+E_{нп})^t$	5,034	5,437	5,872	6,34I	6,849	7,396	7,988	8,627	9,3I8	I0,063
$\frac{1}{(1+E_{нп})^t}$	0,I99	0,I84	0,I70	0,I58	0,I46	0,I35	0,I25	0,II6	0,I07	0,099

7.11. Ущерб от оставления 1 т запасов угля в предохранительном целике $У$ можно определить по формуле

$$У = а + Р_{ш} + П_{з}, \quad (7-9)$$

где $а$ – потонная ставка амортизации основных фондов шахты, подрабатывающей защищаемые здания и сооружения, исчисляемая в соответствии с действующим "Положением"; $Р_{ш}$ – дифференциальная рента шахты на 1 тонну промышленных запасов, определяемая по указаниям п.7.16; $П_{з}$ – затраты на перевод 1 т вскрытых запасов в подготовленные или готовые к выемке (если такие категории запасов имеются в предохранительном целике), определяемые по данным шахты, подрабатывающей охраняемые здания и сооружения.

Примечание. В формуле (7-9) не учтены затраты на геолого-разведочные и проектно-изыскательские работы ввиду их незначительности – от 4 до 6 коп на 1 тонну промышленных запасов.

7.12. Ущерб от досрочного ввода производственных мощностей взамен выбывающих $У_д$ (как следствие потерь) вычисляется в зависимости от возможного сокращения срока службы этажа (этажей) и шахты ΔT (определяемого по указаниям п.7.14) по формуле

$$У_д = C_{гII}\left[\frac{1}{(1+E_н)^{t_{дII}-\frac{T_II}{2}-1}} - \frac{1}{(1+E_н)^{t_{пII}-\frac{T_II}{2}-1}}\right] + C_{гIII}\left[\frac{1}{(1+E_н)^{t_{дIII}-\frac{T_III}{2}-1}} - \frac{1}{(1+E_н)^{t_{пIII}-\frac{T_III}{2}-1}}\right] + \cdots + C_{гN}\left[\frac{1}{(1+E_н)^{t_{дN}-\frac{T_N}{2}-1}} - \frac{1}{(1+E_н)^{t_{пN}-\frac{T_N}{2}-1}}\right] + C_{шт}\left[\frac{1}{(1+E_н)^{t_{дш}-\frac{T_{шт}}{2}-1}} - \frac{1}{(1+E_н)^{t_{пш}-\frac{T_{шт}}{2}-1}}\right], \quad (7-10)$$

где $E_н$ - нормативный коэффициент эффективности капиталовложений в народном хозяйстве, принимаемый равным 0,12; $C_{гII}, C_{гIII} \ldots C_{гN}$ - сметная стоимость строительства II, III . . . " N "-го горизонтов; $C_{шт}$ -капиталовложения на строительство новой шахты в пределах периода оптимизации; $t_{пII}, t_{пIII} \ldots$ ... $t_{пN}$ - соответственно отрезки времени в годах от начала периода оптимизации до конца строительства II, III, . . . " N " -го горизонтов шахты по плану; $t_{дII}, t_{дIII} \ldots t_{дN}$ - то же с учетом досрочного ввода горизонтов, определяемого по указаниям п.7.14; $t_{пш}$, $t_{дш}$ - отрезки времени в годах от начала периода оптимизации до начала строительства новой шахты по плану и с учетом досрочного ввода, определяемого по указаниям п.7.14; T_{II}, $T_{III} \ldots T_N$ - плановый (нормативный) период строительства II, III. . . " N "-го горизонтов; $T_{шт}$ - продолжительность строительства новой шахты в пределах периода оптимизации;

7.13. В тех случаях, когда стоимость строительства " n "-го горизонта $C_{гn}$ неизвестна (при отсутствии смет), равно как и стоимость строительства новой шахты $C_ш$, их значения разрешается определять по формулам:

$$C_{гn} = K_у \cdot з_{прn}, \quad (7-11)$$

$$C_ш = K_у \cdot з_{пр.ш}, \quad (7-12)$$

где $K_у$ - удельные капитальные вложения на 1 т промышленных запасов шахты, определяемые в зависимости от ее производительности и глубины стволов по табл.7.2; $з_{пр.n}$ -промышленные запасы " n "-го горизонта; $з_{пр.ш}$ - то же новой шахты.

7.14. Сокращение срока службы горизонта, равно как и шахты в целом (в следствии потерь) ΔT определяется по формуле

$$T = \frac{з_ц}{П_ш}, \quad (7-13)$$

Таблица 7.2

Бассейны	Глубина стволов, м	Удельные капитальные вложения $K_у$ на 1 т промышленных запасов (руб.) в зависимости от мощности шахты тыс.т/год					
		600	900	1200	1500	1800	более 1800
Донецкий (исключая шахты Западного Донбасса):							
-для шахт, добывающих коксующиеся угли	до 500	0,408	0,384	0,348	0,337	0,316	0,303
	501-700	0,502	0,468	0,408	0,403	0,379	0,362
	701-900	0,647	0,592	0,539	0,526	0,487	0,467
	более 900	0,906	0,831	0,755	0,735	0,682	0,652
-для шахт, добывающих энергетические угли	до 500	0,337	0,310	0,382	0,272	0,258	0,247
	501-700	0,403	0,372	0,337	0,327	0,310	0,296
	701-900	0,522	0,480	0,469	0,421	0,393	0,384
Кузнецкий	до 500	-	0,353	0,320	0,311	0,292	0,279

где $з_д$ - теряемые запасы в целиках на рассматриваемом горизонте (или по шахте в целом); $П_ш$ - производственная мощность шахты.

Примечание. Так как величина ΔT обычно выражается дробным числом, то величины коэффициентов приведения затрат в формуле (7-10) при этом будут иметь дробную степень.

7.15. Для упрощения вычислений по формуле (7-10) значения коэффициентов приведения затрат $\frac{1}{(1+E_н)^t}$ в зависимости от числа лет t при нормативном коэффициенте эффективности капиталовложений $E_н = 0,12$ представлены в табл.7.3.

Таблица 7.3

Годы t	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5,0	5,5
$\frac{1}{(1+E_н)^t}$	0,892	0,843	0,797	0,753	0,712	0,672	0,636	0,600	0,567	0,536
Годы t	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	9,5	10	10,5
$\frac{1}{(1+E_н)^t}$	0,507	0,478	0,452	0,427	0,404	0,381	0,361	0,340	0,322	0,304
Годы t	11	11,5	12	12,5	13	13,5	14	14,5	15	15,5
$\frac{1}{(1+E_н)^t}$	0,288	0,271	0,257	0,242	0,229	0,216	0,205	0,193	0,183	0,172
Годы t	16	16,5	17	17,5	18	18,5	19	19,5	20	20,5
$\frac{1}{(1+E_н)^t}$	0,163	0,154	0,146	0,137	0,130	0,122	0,116	0,109	0,104	0,097
Годы t	21	21,5	22	22,5	23	23,5	24	24,5	25	25,5
$\frac{1}{(1+E_н)^t}$	0,093	0,087	0,083	0,078	0,074	0,069	0,066	0,062	0,059	0,055
Годы t	26	26,5	27	27,5	28	28,5	29	29,5	30	-
$\frac{1}{(1+E_н)^t}$	0,052	0,049	0,047	0,044	0,042	0,039	0,037	0,035	0,033	-

7.16. Дифференциальная рента шахты $R_ш$ на 1 т промышленных запасов определяется по формуле

$$R_ш = 33_ш - S_ш, \qquad (7-14)$$

где $33_ш$ – замыкающие затраты на 1 т угля по бассейну, откорректированные в зависимости от зольности теряемого угля, определяемые по указаниям п.7.17; $S_ш$ – себестоимость 1 т угля по шахте.

Примечание. Под замыкающими затратами по бассейну 33 принимается величина предельно допустимых с точки зрения народного хозяйства затрат на добычу 1 т угля.

7.17. Определение величины замыкающих затрат $33_ш$ производится в зависимости от фактической зольности теряемого угля на рассматриваемой шахте по формуле

$$33_ш = 33 + 0{,}03\ (A_{зз}^{с} - A_{зщ}^{с})\ Ц_о, \qquad (7-15)$$

где $A_{зз}^{с}$ – средняя по бассейну зольность угля в % принимаемая по табл.7.4; $A_{зщ}^{с}$ – зольность теряемого угля в %; 0,03 – коэффициент, отражающий размер скидки или надбавки за каждый процент зольности выше или ниже средней расчетной нормы $A_{зз}^{с}$; $Ц_о$ – оптовая цена теряемого угля (руб/т).

Примечание. При себестоимости 1 т угля $S_ш$, превышающей величину замыкающих затрат $33_ш$, следует принимать дифференциальную ренту шахты $R_ш$, равной 0.

Таблица 7.4

Бассейн, месторождение, комбинат	Зольность угля $A_{зз}^{с}$ (%)	Замыкающие затраты (руб./т)
Кузнецкий	16	14,10
Донецкий	21	21,00
Челябинский	33	14,40
Печорский	20	20,60
Карагандауголь	32	13,40
Грузуголь	32	16,90
Приморскуголь	28	20,50
Средазуголь	17	22,80

7.19. Увеличение эксплуатационных затрат на 1 т добычи угля, вызванное применением закладки выработанного пространства, ΔS должно определяться по технико-экономическим показателям проекта закладки с учетом снижения затрат на поддержание подготовительных выработок.

При отсутствии проекта закладки в расчет могут быть приняты известные по бассейну (комбинату) данные, соответствующие рассматриваемому случаю.

7.20. При определении объема закладочного материала, доставляемого извне, вместо величины вынимаемой мощности пласта m должна приниматься эффективная мощность пласта $m_э$, определяемая по указаниям раздела 3.

7.21. Стоимость конструктивных мер защиты определяется на основании сметно-финансовых расчетов (СФР), составленных в соответствии с местными единичными расценками на строительно-монтажные работы.

7.22. При выборе экономически целесообразного варианта мер защиты должны учитываться дополнительные затраты $\Delta Д$, связанные с вынужденным изменением характера эксплуатации здания - использованием его не по прямому назначению, или временным прекращением эксплуатации с проведением капитально-восстановительного ремонта после подработки, если такие вспомогательные меры предусматриваются проектом подработки (в одном из вариантов). Дополнительные затраты $\Delta Д$ определяются по формуле

$$\Delta Д = \Delta Э_д \frac{(1+E_{нп})^t - 1}{E_{нп}(1+E_{нп})^t - 1} + З_р, \qquad (7-16)$$

где $\Delta Э_д$ - среднегодовое увеличение эксплуатационных затрат на содержание зданий и сооружений в связи с изменением характера их эксплуатации, определяемые по смете;

$З_р$ - затраты на проведение ремонтных работ, определяемые по формуле (7-5); t - отрезок времени в пределах периода оптимизации в течение которого осуществляются дополнительные затраты $\Delta Д$.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ОЖИДАЕМЫХ СДВИЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

1. Общие положения

1.1. В настоящем приложении приводятся методики расчета сдвижений и деформаций по сглаженным кривым, кривизны в местах сосредоточенных деформаций и высоты уступов (в полумульде по падению) от разработки крутопадающих пластов, а также расчет сдвижений и деформаций (в полумульде по восстанию) от подвижек по напластованию при закончившемся процессе сдвижения.

1.2. При разработке крутопадающих пластов процесс сдвижения происходит не только в форме изгиба слоев горных пород, но и в форме их взаимного сдвига.

Взаимный сдвиг слоев горных пород приводит к возникновению на земной поверхности сосредоточенных деформаций, проявляющихся в виде отклонений от сглаженной кривой оседания, трещин, "прямых" и "обратных" уступов (рис.1.1.).

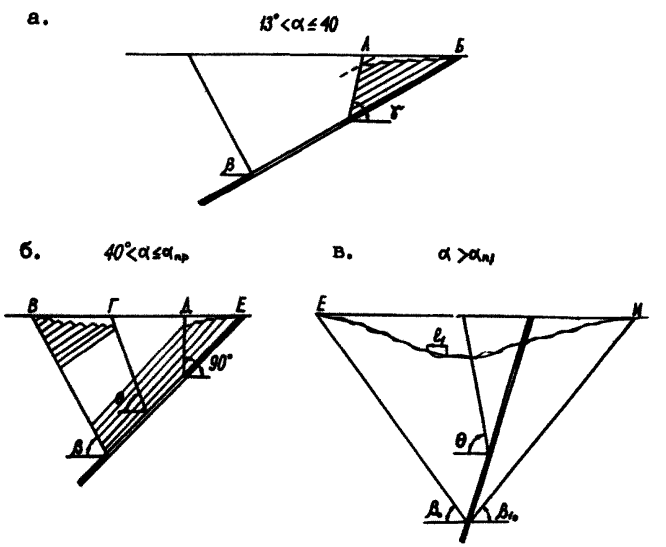


Рис.1.1. Схемы по определению зон в мульде:
а) АБ-зона прямых уступов, вызванных сдвижениями пород по напластованиям; б) ВГ-зона обратных уступов, вызванных изгибом пачек пород; ДЕ-зона прямых уступов, вызванных сдвижением пород по напластованию; в) ЕИ-зона, в которой рассчитывается средняя кривизна на отдельных участках

Отклонения от сглаженной кривой оседания характеризуются кривизной на соответствующих участках мульды.

Прямой уступ характеризуется тем, что участок поверхности у края трещины, расположенный ближе к о точке максимального оседания, оседает больше, чем противоположный; при обратном уступе - наоборот.

На рис.1.1 показаны участки мульды, на которых возможно наиболее интенсивное образование трещин с уступами.

1.3. В районах со сложными геологичекими условиями расчет сдвижений и деформаций выполнить нельзя. В этом случае величины сдвижений и деформаций земной поверхности могут быть определены по результатам инструментальных наблюдений или по известным данным, полученным в аналогичных условиях.

К сложным геологическим условиям относятся:

1) нарушенность покрывающей толщи разрывными нарушениями;

2) складчатое залегание пород;

3) гористый рельеф местности, при котором возможна активизация древних оползней.

1.4. Расчет сдвижений и деформаций производится в три этапа:

1) расчет сдвижений и деформаций по сглаженным кривым;

2) определение кривизны (радиусов кривизны) в местах сосредоточенных деффмаций;

3) определение высоты уступов.

Высота уступов в полумульде по падению (обратные уступы) определяется только для условий Донецкого бассейна при разработке свиты крутопадающих пластов. Высота уступов в полумульде по восстанию, вызванных подвижками горных пород по напластованию (прямые уступы), определяется для всех бассейнов при углах падения пластов α от 13° до 60°.

Кривизна в местах сосредоточенных деформаций определяется для всех бассейнов при $\alpha > \alpha_{пр}$, где $\alpha_{пр}$ -предельный угол падения горных пород, при котором возникает сдвижение пород лежачего бока, определяемый по табл.1.1.

П р и м е ч а н и е. В Донецком бассейне расчет кривизны в местах сосредоточенных деформаций выполняется при отсутствии обратных уступов в полумульде по падению

1.5. Для расчета сдвижений и деформаций земной поверхности по сглаженным кривым рекомендуется применение двух методик расчета в зависимости от угла падения пластов α:

- при $45° < \alpha \leq \alpha_{пр}$;
- при $90° > \alpha > \alpha_{пр}$.

Таблица 1.1

Группа	Бассейн, месторождение	$\alpha_{пр}$ (градус)	
		$m \geq 4$м	$m < 4$м
1	Челябинский бассейн, Ленгерское, и Кызыл-Кийское (Средняя Азия) и др.месторождения с аналогичными механическими свойствами пород толщи	50	55
П	Кузнецкий и Сучанский (Старый Сучан) бассейны, Буланашское, Сахалинское и др.месторождения с аналогичными механическими свойствами пород толщи	55	60
Ш	Печорский, Кизеловский и Сучанский (Северный Сучан) бассейны, Среднеазиатские (кроме Ленгерского и Кызыл-Кийского) и месторождения с аналогичными механическими свойствами пород толщи при $l_ц < 0{,}5Д_1$ (где $l_ц$ – размер по падению угольного целика, оставленного у верхней границы выработки, $Д_1$ – суммарный размер выработок по падению пласта, разделенных целиками размерами менее $l_ц$	60	60
1У	Донецкий бассейн и месторождения с аналогичными механическими свойствами пород толщи при $l_ц < 0{,}5\ Д_1$	65	65

В первом случае расчет сдвижений и деформаций выполняется на основании действующих нормативных документов по охране зданий и сооружений от влияния подземных разработок или "Руководства" (ВНИМИ, НИИ оснований, Донпромстройниипроект) (Руководство по расчету зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Стройиздат, Л., 1968). Во втором случае – в соответствии с указаниями настоящего приложения, в части расчета сдвижений и деформаций в главном сечении мульды вкрест простирания.

При $\alpha > \alpha_{пр}$ сдвижения и деформации по простиранию в рассматриваемой точке M' (рис.1.2) принимаются равными по абсолютной величине соответствующим сдвижениям и деформациям в точке M главного сечения вкрест простирания, лежащей на одной изолинии оседания с точкой M' (рис.1.2).

Для построения изолиний оседания на план наносится гра-

ница зоны влияния выработки (граница мульды сдвижения), определяемая полуэллипсами, оси которых совпадают с главными сечениями мульды вкрест и по простиранию пластов. Длины полуосей эллипсов принимаются соответственно равными длинам полумульд L_1 и L_3 (в полумульде по падению) или L_2 (см.п.п. 1.13 и 1.14) и L_3 (в полумульде по восстанию). Длина полумульды L_3 определяется по углам δ_0, θ или ψ_3 в соответствии с действующими нормативными документами по охране зданий и сооружений.

Изолинии оседаний в полумульде по падению ($M'M\,M''$) и восстанию пласта ($N'N\,N''$) строятся параллельно границе зоны влияния (рис.1.2).

1.6. При выемке угля с закладкой выработанного пространства, доставляемой извне, вместо вынимаемой мощности пласта m в расчет принимается эффективная мощность $m_э$, определяемая по рекомендациям раздела 3. При частичной выемке пластов по площади с закладкой размеры выработанного пространства определяются без учета целиков в пределах рассматриваемого этажа (участка).

1.7. Для значительного уменьшения объема вычислений расчет сдвижений и деформаций в направлении вкрест простирания пластов при $\alpha < \alpha_{пр}$ рекомендуется производить с использованием номограмм. Способы построения номограмм и пользования ими изложены в "Правилах охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных разработок в Донецком угольном бассейне" (МУП СССР, М., 1972г.). Примерная номограмма показана на рис. 1.3.

1.8. Расчет сдвижений и деформаций по сглаженным кривым с помощью номограмм производится следующим образом:

1. Изображения рассматриваемой лавы на вертикальном разрезе вкрест простирания пластов и на номограмме совмещаются путем наложения номограммы на разрез. При этом пикеты на разрезе вкрест простирания пластов, попавшие в зону влияния выработки, располагаются между соответствующими изолиниями (или на изолиниях) номограммы.

2. По изолиниям на разрезе вкрест простирания пластов определяются значения условных деформаций.

3. Деформации земной поверхности от одной выработки определяются по формулам:

$$i = i_1 m \sqrt{n_2},$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 m \sqrt{n_2},$$

где i_1 и ε_1 - соответственно условные (при мощности пласта 1 м) наклоны и горизонтальные деформации, полученные по номограммам; n_2 - коэффициент подработанности по простиранию пласта, определяемый по "Руководству."

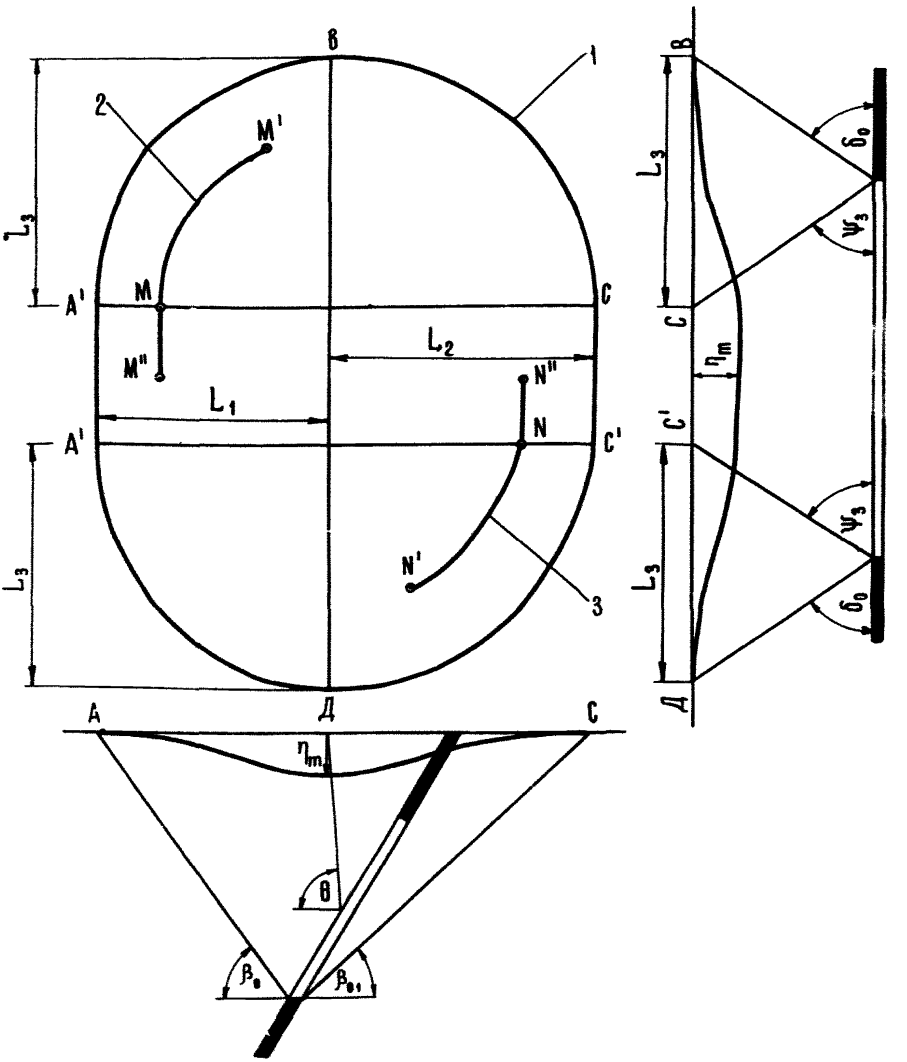


Рис.1.2. Схемы к расчету сдвижений и деформаций земной поверхности по простиранию пласта:

1–граница зоны влияния выработки на земной поверхности; 2–изолиния оседания в полумульде по падению, проходящая через точку M в главном сечении вкрест простирания; – то же в полумульде по восстанию, проходящая через точку N ; AC и A^1C^1– главные сечения мульды вкрест простирания пласта; ВД–главное сечение мульды по простиранию пласта

Примечания: 1. Аналогичным образом могут быть определены и ожидаемые величины сдвижений земной поверхности.

2. Для удобства расчет рекомендуется вести в табличной форме.

3. Номограммы и разрез вкрест простирания пластов должны быть выполнены в одном масштабе.

4. Различие между углами падения пластов на номограмме и на разрезе вкрест простирания допускается до 3°.

1.9. При $\alpha > \alpha_{пр}$ суммирование деформаций земной поверхности от выемки нескольких лав (по одному или нескольким пластам) производится в соответствии с указаниями п.п.1.25 и 1.26.

При расчете сдвижений и деформаций от влияния выработок на отдельных этажах в группе сближенных пластов при с целью упрощения расчетов допускается замена реальных пластов эквивалентными. В эквивалентный пласт можно объединять сближенные пласты, удаленные от верхнего пласта на расстояние $l_з \leqslant 0{,}2\ H_н$ (где $H_н$ - глубина нижней границы рассматриваемого этажа). Мощность эквивалентного пласта $M_э$ принимается равной суммарной мощности пластов в группе.

Расстояние от почвы верхнего пласта в группе до почвы эквивалентного пласта $H_э$ определяется по формуле

$$H_э = \frac{m_2 h_2 + m_3 h_3 + \ldots + m_n h_n}{M_э},$$

где $m_2, \ldots, m_n$ - соответственно мощности второго, третьего... и последнего (нижнего) пластов в группе; $h_2, \ldots, h_n$ - соответственно расстояния по нормали от почвы первого (верхнего) пласта до почвы второго, третьего ... последнего (нижнего) пластов в группе.

Для удобства расчетов рекомендуется объединять пласты в группы таким образом, чтобы мощность эквивалентных пластов была одинаковой. С этой целью допускается (при обязательном соблюдении условия $l_з \leqslant 0{,}2H_н$) разделение пласта, расположенного между смежными группами на две части с отнесением одной из них к верхнему, а другой - к нижнему эквивалентному пласту.

2. Методика расчета сдвижений и деформаций по сглаженным кривым от разработки крутопадающих пластов

1.10. Настоящая методика предназначена для расчета сдвижений и деформаций земной поверхности в главном сечении мульды вкрест простирания пластов, при системах разработки с обрушением и закладкой выработанного пространства.

1.11. Расчет сдвижений и деформаций в условиях, когда на земной поверхности возможно образование зон провалов и крупных трещин с уступами (террас) выполняется только для

участков мульды, расположенных за пределами указанных зон.

Образование провалов на земной поверхности при мощности пластов до 3,5 м возможно в тех случаях, когда под наносами в разрабатываемых пластах не оставляются целики или когда размер целика по падению менее 30-кратной мощности пласта (но не более 120 м).

При мощности пластов более 3,5 м вопрос о возможности образования провала на земной поверхности может быть решен на основании местного опыта. По простиранию граница зоны провалов совпадает в плане с границами очистных выработок.

Со стороны лежачего бока за границу зоны возможных провалов принимается линия, проведенная на плане на расстоянии $d_л = h \cdot ctg\varphi$, но не менее 15 м от выхода под наносы почвы разрабатываемого пласта (где h - мощность наносов, φ - угол сдвижения в наносах, определяемый по действующим нормативным документам по охране зданий и сооружений от влияния горных разработок).

Со стороны висячего бока за границу зоны возможных провалов принимается линия, проведенная на плане от выхода под наносы кровли разрабатываемого пласта на расстоянии равном $d_в$, но не менее 20 м, определяемом по формулам:

а) при разработке пластов с углом падения α менее 75°

$$d_в = H_к \cdot ctg\alpha, \qquad (1\text{-}1)$$

где $H_к$ - мощность коренных пород над нижней границей выработки. Если $H_к > 35\,м$, то принимается $H_к = 35\,м$;

б) при разработке пластов с углом падения более 75°

$$d_в = H_к \cdot ctg\alpha + \frac{(\alpha - 75^\circ)\, h\, ctg\varphi}{15^\circ}. \qquad (1\text{-}2)$$

К зоне провалов прилегает зона крупных трещин с уступами (зона террас), ширина которой принимается со стороны висячего бока - 30 м, со стороны лежачего бока - 20 м, по простиранию - 5 м.

А. Расчет сдвижений и деформаций от одной выработки

1.12. Расчет ожидаемых сдвижений и деформаций земной поверхности рекомендуется производить в следующем порядке:

1. Строится геологический разрез вкрест простирания, проходящий через рассматриваемую площадку. В тех случаях, когда в пределах подрабатываемой площадки изменяются горно-геологические условия подработки необходимо построить несколько разрезов вкрест простирания пластов, соответственно с характером изменяющихся условий.

На геологическом разрезе вкрест простирания по данным ближайшей скважины фиксируется наличие пластов песчаников

и известняков мощностью более 15 м. На разрезе наносят проектируемую и все ранее пройденные очистные выработки с указанием дат прохождения.

2. Производится расчет и построение сглаженных кривых сдвижений и деформаций по главному сечению мульды вкрест простирания пластов от рассматриваемой выработки в соответствии с рекомендациями, изложенными ниже.

1.13. Границы мульды сдвижения (рис.1.4) определяются:

а) со стороны висячего бока - по углу β_0, вычисляемому по формуле

$$\beta_0 = \beta - 5^\circ, \qquad (1\text{-}3)$$

где β - угол сдвижения, определяемый по действующим нормативным документам по охране зданий и сооружений от влияния горных разработок;

б) со стороны лежачего бока - углом β_{0_1}, определяемым из табл.1.2.

Таблица 1.2

α (град.)	50	55-80	85	90
β_{0_1} (град.)	35	40	35	25

Примечания: 1. При $\beta_{0_1} > \beta_1 - 5^\circ$ принимаем $\beta_{0_1} = \beta_1 - 5^\circ$, где β_1 - угол сдвижения, определяемый по действующим нормативным документам.

2. Для Кизеловского бассейна, когда в пределах зоны сдвижения в породах лежачего бока залегают мощные слои песчаников и известняков, мощностью $M > 30$ м, угол сдвижения β_{0_1} увеличивается на 5°.

1.14. Длины полумульд L_1 и L_2 для расчетов оседаний и наклонов определяются углами β_0, β_{0_1} и θ (рис.1.4).

Для расчета горизонтальных сдвижений и деформаций мульда сдвижения делится на четыре части: L_{B_1}, L_{B_2}, $L_{Л_1}$ и $L_{Л_2}$ (рис.1.4), плоскостями, проведенными под углами θ_B, $\theta_Л$, β_0 и β_{0_1} и проекцией на земную поверхность точки выхода почвы пласта под наносы.

Начала координат ($z = 0$) для соответствующих частей мульды располагаются в точках пересечения с земной поверхностью плоскостей, проведенных из середины выработки под углами θ_B (в висячем боку) и $\theta_Л$ (в лежачем боку)(рис.1.4).

1.15. Угол максимального оседания θ определяется по формуле

$$\theta = \theta_1 + K\,(90^\circ - \alpha), \qquad (1\text{-}4)$$

где θ_1 - угол, определяемый по табл.1.3, в зависимости от группы бассейна (месторождения), указанной в табл.1.1;

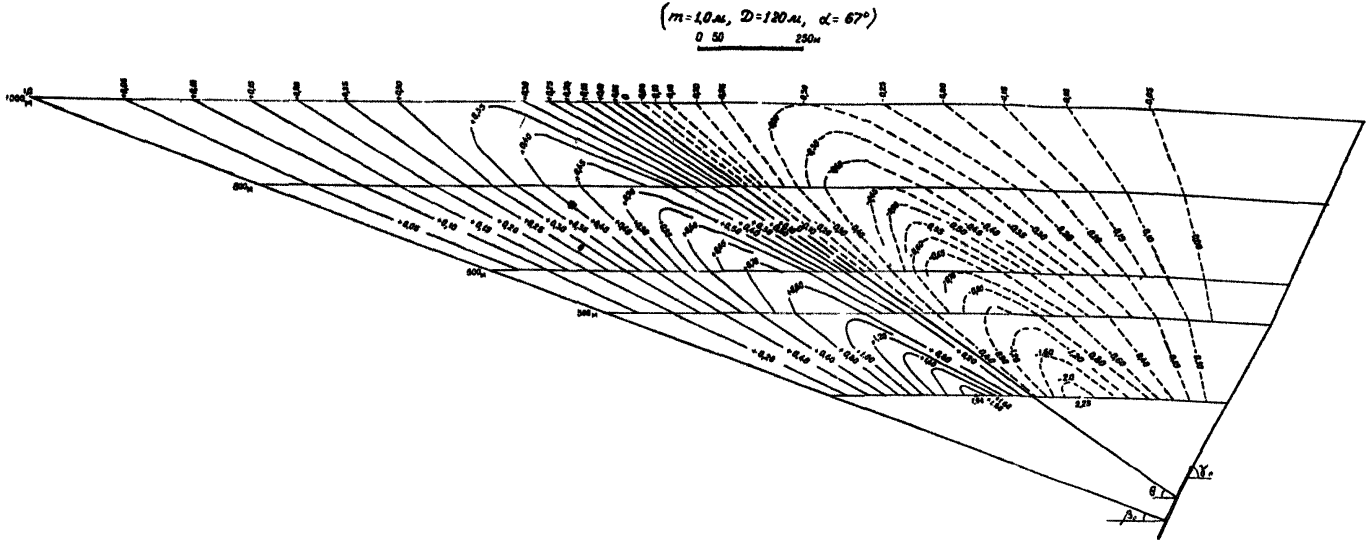


Рис. 1.3. Номограмма для определения горизонтальных деформаций земной поверхности по главному сечению мульды вкрест простирания пластов.
(На изолиниях горизонтальные деформации выражены в мм/м)

K-коэффициент, определяемый по табл.1.4 в зависимости от процентного содержания (С) слоев песчаников и известняков мощностью более 15 м в толще пород висячего бока, затронутого сдвижением.

Таблица 1.3

α (град.)	Значения угла θ_1 (град) по бассейнам (месторождениям)		
	I группа	II группа	III и IУ группы
60	55	40	30
70	60	50	45
80	75	70	70
90	90	90	90

Таблица 1.4

Группы / С (%)	Значения коэффициента К по бассейнам (месторождениям)	
	II группа	III и IУ группы
до 20	0,1	0,3
30	0.2	0,3
40	0,25	0,4
50	0,3	0,5
60 и более	0,5	0,9

Примечание. Для I группы бассейнов (месторождений), указанных в табл.1.1 принимается К = 0.

1.16. Угол максимального горизонтального сдвижения в висячем боку $\theta_в$ определяется по табл.1.5 в зависимости от угла максимального оседания θ.

Таблица 1.5

θ (град.)	≤60	70	75	80	85	90
$\theta_в$ (град)	θ	65	70	75	70	60

1.17. Угол максимального горизонтального сдвижения в лежачем боку $\theta_л$ определяется по табл.1.6 в зависимости от угла падения пласта α.

Таблица 1.6

α (град.)	50	60	70	80	90
$\theta_л$ (град)	40	50	55	60	60

1.18. Максимальное оседание η_m при отсутствии в мульде провалов и крупных трещин с уступами (террас) определяется по формуле

$$\eta_m = m K_1 \sqrt{n_1 \cdot n_2}, \qquad (1-5)$$

где K_1 – коэффициент, определяемый по табл.1.7, в зависимости от угла падения пласта α; n_1 и n_2 – коэффициенты, определяемые по формулам:

$$n_1 = 0{,}7 \frac{Д_1}{H_{ср}}, \qquad (1-6)$$

$$n_2 = 0{,}7 \frac{Д_2}{H_{ср}}, \qquad (1-7)$$

$Д_1$ и $Д_2$ – размеры очистной выработки соответственно вкрест простирания и по простиранию пласта.

Примечание. Если по формулам (1-6) и (1-7) коэффициенты n_1 и n_2 получаются больше 1, то в расчет они принимаются равными 1.

Таблица 1.7

α (град.)	$\alpha_{пр} < \alpha < 60^\circ$	60°	70°	80°	90°
K_1	0,8 cos α	0,40	0,35	0,30	0,40

1.19. Оседание на границе зоны провалов и крупных трещин с уступами определяется по формулам:

– со стороны висячего бока $\eta_{m_1} = \eta_m \cdot S(z_в)$; (1-8)

– со стороны лежачего бока $\eta_{m_2} = \eta_m \cdot S(z_л)$. (1-9)

где $S(z_в)$ и $S(z_л)$ – значения функции $S(z)$, определяемые по табл.1.8 в зависимости от отношения глубины верхней границы рассматриваемой выработки $H_в$ к вынимаемой мощности пласта и аргументов:

$$z_в = \frac{X_в}{L}, \qquad (1-10)$$

$$z_л = \frac{X_л}{L}, \qquad (1-11)$$

где $X_в$ – расстояние от точки пересечения с земной поверхностью плоскости, проведенной под углом θ из середины выработки, до границы зоны провалов и крупных трещин с

уступами со стороны висячего бока; $X_л$ – то же со стороны лежачего бока; L – длина полумульды, в которой находится рассматриваемая граница зоны провалов и крупных трещин с уступами.

Таблица I.8

z	$\frac{H_в}{m}<8$		$8\leq\frac{H_в}{m}\leq20$		$\frac{H_в}{m}>20$		$\frac{H_в}{m}\geq15$	
	S(z)	S'(z)	S(z)	S'(z)	S(z)	S'(z)	F(z)	F'(z)
0,0	I,00	0,00	I,00	0,0	I,00	0,0	I,00	0,0
0,I	0,32	2,60	0,96	0,8	0,98	0,5	0,97	0,2
0,2	0,I7	I,00	0,83	2,2	0,90	I,0	0,93	0,4
0,3	0,09	0,60	0,52	3,2	0,77	I,6	0,88	0,6
0,4	0,05	0,40	0,30	I,5	0,58	2,0	0,8I	0,8
0,5	0,04	0,25	0,20	0,9	0,39	I,9	0,7I	I,0
0,6	0,03	0,I5	0,I2	0,6	0,22	I,4	0,60	I,2
0,7	0,02	0,07	0,07	0,4	0,I0	0,9	0,47	I,4
0,8	0,0I	0,03	0,03	0,3	0,04	0,4	0,32	I,6
0,9	0,005	0,0I	0,0I	0,2	0,0I	0,2	0,I7	I,7
I,0	0,00	0,00	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	I,8

П р и м е ч а н и е. В тех случаях, когда при подработке возможно образование на земной поверхности зон провалов и крупных трещин с уступами (см.п.1.11) функции $S(z)$, $S'(z)$, $F(z)$ и $F'(z)$ определяются только на участках мульды за пределами указанных зон.

1.20: Максимальное горизонтальное сдвижение при отсутствии в мульде провалов и крупных трещин с уступами определяется по формулам:

а) со стороны висячего бока $\xi_1 = K_\alpha \cdot \eta_m$, (1-12)

где K_α – коэффициент, определяемый по табл.1.9 для первого этажа в зависимости от отношения размера целика по падению $l_ц$, оставленного у выхода пласта под наносы, к соответствующему размеру выработанного пространства $Д_1$, а для последующих этажей принимается $\frac{l_ц}{Д_1} < 0,1$;

б) со стороны лежачего бока $\xi_2 = -K_п K_\alpha \cdot \eta_m$, (1-13)

где $K_п$ – определяется по табл.1.10.

1.21. Максимальное горизонтальное сдвижение за пределами зоны провалов и крупных трещин с уступами определяется по формулам:

Таблица I.9

$\frac{i_ц}{Д_I}$	Вынимаемая мощность пласта m (м)	α (градус)				
		до 60	70	75	80	90
		K_α				
до 0,I	$\geqslant 5$	I,5	I,5	I,4	I,2	I,0
	< 5	I,0	I,0	I,0	I,0	0,8
$\geqslant 0,3$	$\geqslant 5$	0,8	0,8	0,6	0,4	0,4
	< 5	0,5	0,5	0,4	0,3	0,3

Таблица 1.10

α (град.)	50	60	70	75	80	90
$K_л$	0	0,1	0,15	0,4	0,7	1,0

– со стороны висячего бока $\xi_{m_1} = \xi_1 \cdot S_1(z)$, (1-14)

– со стороны лежачего бока $\xi_{m_2} = \xi_2 \cdot S_2(z)$, (1-15)

где $S_1(z)$ и $S_2(z)$ – максимальные значения функции $S(z)$ соответственно на участках $L_{в1}$ и $L_{л2}$ (рис.1.4), определяемые по табл.1.8 в зависимости от отношения $\frac{H_б}{m}$;

ξ_1 и ξ_2 – величины сдвижения, определяемые по формулам (1.12) и (1-13).

1.22. Если суммарная мощность монолитных песчаников и известняков в пределах зоны сдвижения висячего бока более чем в 2 раза превышает мощность соответствующих пород в зоне сдвижения лежачего бока, то деформации в породах висячего бока умножаются на коэффициент $K_{п1}$, а в породах лежачего бока – на коэффициент $K_{п2}$, определяемые по табл.1.11.

Таблица 1.11

α (град)	60	70	80	90
$K_{п1}$	1,0	0,9	0,7	0,7
$K_{п2}$	1,0	1,2	1,6	2,0

В тех случаях, когда суммарная мощность монолитных песчаников и известняков в пределах зоны сдвижения лежачего бока более чем в 2 раза превышает мощность соответствующих пород в зоне сдвижения висячего бока поступают наоборот – деформации в породах висячего бока умножаются на $K_{п2}$, а в породах лежачего бока – на $K_{п1}$.

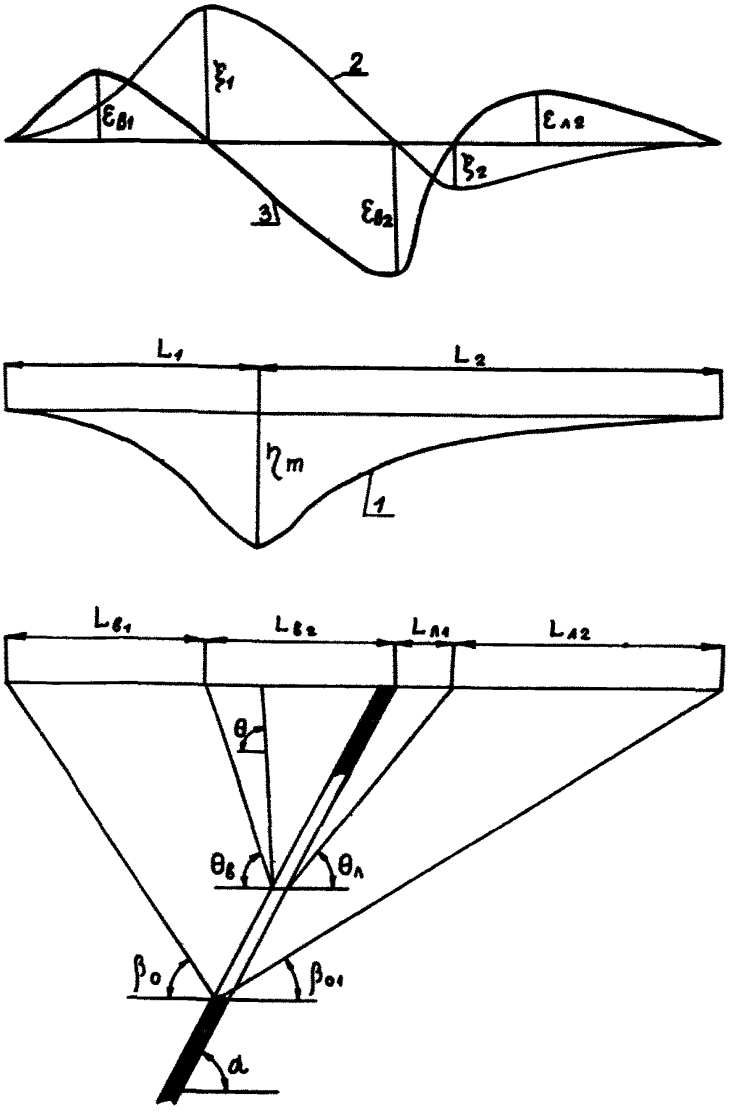


Рис. 1.4. Схемы к расчету сдвижений и деформаций земной поверхности по главному сечению мульды вкрест простирания пласта с углом падения $\alpha > \alpha_{пр}$

1–оседания, 2–горизонтальные сдвижения; 3–горизонтальные деформации

Примечание. Рекомендация в части введения коэффициентов $K_{п1}$ и $K_{п2}$ распространяется только лишь на пласты, над выходами которых образуются провалы. При этом в расчет принимаются только слои песчаников и известняков мощностью более 30 м.

1.23. Максимальные наклоны за пределами зоны провалов и крупных трещин с уступами определяются по формулам:

- со стороны висячего бока $i_1 = \frac{\eta m}{L_1} S_1'(z)$, (1-16)
- со стороны лежачего бока $i_2 = \frac{\eta m}{L_2} S_2'(z)$, (1-17)

где $S_1'(z)$ и $S_2'(z)$ - максимальные значения функции $S'(z)$, соответственно на участках L_1 и L_2 (рис.1.4), определяемые по табл.1.8 в зависимости от отношения $\frac{H_в}{m}$.

Максимальные горизонтальные деформации за пределами зоны провалов и крупных трещин с уступами определяются по формулам:

- на участке $L_{в1}$ (рис.1.4) $\varepsilon_{B1} = \frac{\xi}{L_{B_1}} S_B'(z)$, (1-18)
- на участках $L_{в2}$ и $L_{л1}$ (при $\frac{H_в}{m} \geqslant 15$)

$$\varepsilon_{B_2} = \varepsilon_{л_1} = -1{,}8 \frac{\xi_1 - \xi_2}{L_{B_2} + L_{л1}}, \quad (1\text{-}19)$$

- на участке $L_{л2}$ $\varepsilon_{л2} = -\frac{\xi_2}{L_{л2}} \cdot S_л'(z)$, (1-20)

где $S_в'(z)$ и $S_л'(z)$ - максимальные значения функции $S'(z)$ соответственно на участках L_{B_1} и L_{B2} (рис.1.4), определяемые по табл.1.8 в зависимости от отношения $\frac{H_в}{m}$.

1.24. Сдвижения и деформации в точках главного сечения мульды сдвижения вкрест простирания пластов определяются по формулам, приведенным в табл.1.12.

Таблица I.I2

Сдвижения и деформации	Участок мульды	Расчетные формулы	Примечания
I	2	3	4
Оседания η	Вся мульда	$\eta_x = \eta_m \cdot S(z)$ (I-2I)	
Горизонтальные сдвижения ξ	$L_{в1}$	$\xi_x = \xi_1 \cdot S(z)$ (I-22)	
	$L_{л2}$	$\xi_x = \xi_2 \cdot S(z)$ (I-23)	
	$L_{в2}$	$\xi_x = \xi_1 \cdot F(z)$ (I-24)	при $\frac{H_в}{m} \geqslant$ I5
	$L_{л1}$	$\xi_x = \xi_2 \cdot F(z)$ (I-25)	
Наклоны i	Полумульда по падению L_1	$i_x = \frac{\eta m}{L_1} S'(z)$ (I-26)	
	Полумульда по восстанию L_2	$i_x = -\frac{\eta m}{L_2} S'(z)$ (I-27)	
Горизонтальные деформации ε	$L_{в1}$	$\varepsilon_x = \frac{\xi_1}{L_{B1}} S'(z)$ (I-28)	
	$L_{л2}$	$\varepsilon_x = \frac{\xi_2}{L_{л2}} S'(z)$ (I-29)	
	$L_{в1}$ и $L_{л1}$	$\varepsilon_x = -\frac{\xi_1 - \xi_2}{L_{в1} + L_{л1}} F'(z)$ (I-30)	при $\frac{H_в}{m} \geqslant$ I5

Б. Расчет сдвижений и деформаций от нескольких выработок

1.25. Расчет сдвижений и деформаций земной поверхности от нескольких выработок при разработке одного пласта производится следующим образом:

1. При ширине целиков между отрабатываемыми этажами $l_ц$ более 0,1 $H_ц$ (где $H_ц$ – средняя глубина залегания целика) расчет производится раздельно от каждой очистной выработки согласно п.1.12 с последующим алгебраическим суммированием полученных результатов.

2. При ширине целиков между отрабатываемыми этажами $l_ц$ не превышающей 0,1 $H_ц$ расчет производится последовательно от одного, двух и более этажей по суммарным размерам выработок, включая размеры междуэтажных целиков $l_ц$.

При этом положение точек максимального оседания и максимальных горизонтальных сдвижений определяются с помощью плоскостей, которые проводятся под углами θ, $\theta_в$ и $\theta_л$ от середины верхнего из суммируемых этажей, а максимальное оседание определяется по формуле (1-5).

При $l_ц \leq 0{,}1\ H_ц$ значения функций $S(z')$ и $S'(z)$ определяются по табл.1.8, принимая $\frac{H_в}{m} > 20$.

1.26. Расчет сдвижений и деформаций земной поверхности при разработке свиты пластов производится путем алгебраического суммирования соответствующих величин от каждого из пластов.

Последовательность суммирования сдвижений и деформаций от выработок в одном пласте и выработок в свите пластов должна соответствовать последовательности развития очистных работ.

1.27. За окончательные величины сдвижений и деформаций, необходимые для решения вопросов о мерах защиты подрабатываемых зданий и сооружений принимаются максимальные значения из полученных при суммировании соответствующих сдвижений и деформаций от отдельных выработок по указаниям п.1.26.

3. Расчет кривизны в местах сосредоточенных деформаций

1.28. Кривизна земной поверхности в местах сосредоточенных деформаций должна определяться в главном сечении мульды сдвижения на разрезе вкрест простирания пластов в случаях, предусмотренных п.1.4.

1.29. Кривизна K_c и радиус кривизны R_c земной поверхности в местах сосредоточенных деформаций определяются по

формулам:

$$K_c = \frac{8\Delta\eta}{l_1^2}, \qquad (1\text{-}32)$$

$$R = \frac{1}{K_c}, \qquad (1\text{-}33)$$

где $\Delta\eta$ -отклонение от сглаженной кривой оседания на участке длиною l_1, определяемое по табл.1.14 в зависимости от наклона i сглаженной кривой оседаний в рассматриваемой точке; l_1 - среднее расстояние между максимальными отклонениями от сглаженной кривой оседания, определяемое по табл.1.14.

Таблица I.I4

Группа бассейнов	l_1 (м)	Значения $\Delta\eta$ (мм) в зависимости от наклона i (10^{-3})						
		до I	2	3	4	5	I0	I5
I	30	0	I0	20	25	30	55	75
II	30	I0	35	45	55	65	85	I05
III	40	45	60	75	85	95	I35	I70

Примечание. В качестве наклона сглаженной кривой оседания принимается наибольший наклон на рассматриваемом участке, определяемый по указаниям п.п. 1.26 и 1.27.

4. Расчет высоты уступов и наклонов между уступами в полумульде по падению (для Донбасса)

1.30. Образование уступов возможно на участках (подрабатываемых свитой пластов), ограниченных на разрезах вкрест простирания линиями выходов на земную поверхность плоскостей, проведенных под углами β_0 и углами максимальных оседаний θ. Направление линии уступов совпадает с направлением простирания пластов.

Местоположение уступов на плане устанавливается либо путем их трассирования с соседних участков шахтного поля (если они зафиксированы там), либо путем инструментальных или визуальных наблюдений, проведенных в процессе подработки.

1.31. При трассировании линии уступа необходимо учитывать влияние изменений рельефа местности. Изменение расстояния между смежными уступами Δb в плане, вызванное

изменением рельефа местности определяется по формуле

$$\Delta l = \pm \Delta h \cdot ctg\alpha, \qquad (1\text{-}34)$$

где Δh - максимальное изменение разности высотных отметок между смежными уступами в пределах трассируемого участка; α - угол падения коренных пород у выхода на земную поверхность или под наносы.

Примечания: 1. Увеличение расстояния между трассируемыми смежными уступами, соответствующее знаку (+) в выражении (1-30), происходит при увеличении угла наклона земной поверхности в направлении, совпадающем с направлением падения пластов. В противном случае происходит уменьшение расстояния между смежными уступами.

2. При прямолинейном простирании пластов трассирование линии уступов рекомендуется производить на расстояние до 300 м, а в остальных случаях - до 200 м.

3. При трассировании линии уступа возможны ошибки в пределах до 2%, что должно учитываться в расчетах.

1.32. Наиболее надежно местоположение уступов определяется путем проведения инструментальных наблюдений по реперам на профильных линиях, заложенных вкрест простирания пластов в пределах подрабатываемого участка через 2-3м.

Примечание. При наличии геологического нарушения с разрывом сплошности коренных пород, профильные линии следует располагать по обе стороны от границы нарушения.

1.33. Ожидаемая высота уступа h_y при известном расположении горных выработок определяется по формуле

$$h_y = 10 \cdot C \cdot l_y \cdot i_z \left(\frac{\alpha}{\rho} - 0{,}6\right)^2, \qquad (1\text{-}35)$$

где l_y - расстояние между смежными уступами. При отсутствии фактических данных разрешается принимать l_y = 30 м; ρ - радиан (57°); C - коэффициент, учитывающий влияние крепости горных пород покрывающей толщи, определяемый по табл.1.15 в зависимости от марок углей разрабатываемых пластов; i_z - наибольший ожидаемый наклон в рассматриваемой точке, определяемый по "Руководству" при $45^\circ \leq \alpha < \alpha_{пр}$ или по рекомендациям настоящего приложения при $\alpha > \alpha_{пр}$.

Таблица 1.15

Марки углей	Д-Г	Ж-К	ОС-Т	ПА-А
Коэффициент "С"	1,0	0,8	0,6	0,3

1.34. При отсутствии календарных планов развития горных работ при $\alpha < \alpha_{пр}$ ожидаемую высоту уступа h_y рекомендуется определять по формуле

$$h_y = 3C\ i_y \frac{m_0}{H_0} N\ (\frac{\alpha}{\rho} - 0{,}65), \qquad (1\text{-}36)$$

где m_0 – мощность пласта с наименьшей кратностью (минимальным отношением $\frac{H}{m}$); H_0 – глубина залегания точки пересечения с указанным пластом плоскости, проведенной через середину рассматриваемого участка под углом к горизонту δ, определяемым по формуле

$$\delta = 90 - 0{,}8\alpha, \qquad (1\text{-}37)$$

N – коэффициент совместного влияния разработки свиты пластов, определяемый по "Руководству".

1.35. Максимальная высота уступа h_y, вычисленная по формулам (1-33) и (1-34), должна отвечать условию

$$h_y \leq 0{,}3\eta_m, \qquad (1\text{-}38)$$

где η_m – величина максимального оседания на рассматриваемом участке.

Если условие (1-36) не выполняется, то следует принимать $\eta_y = 0{,}3\eta_m$.

1.36. Наклон на участке между уступами i_y определяется по формуле

$$i_y = i_z + \frac{h_y}{l_y}. \qquad (1\text{-}39)$$

5. Расчет сдвижений и деформаций, вызванных подвижками пород по контактам напластования

1.37. Сдвижения горного массива и земной поверхности, вызванные подвижками пород по контактам напластований в направлении падения возникают в области, ограниченной на разрезе вкрест простирания выходом разрабатываемого пласта под наносы и проекцией верхней границы горных выработок на земную поверхность (зона АБ = d, рис.1.5).

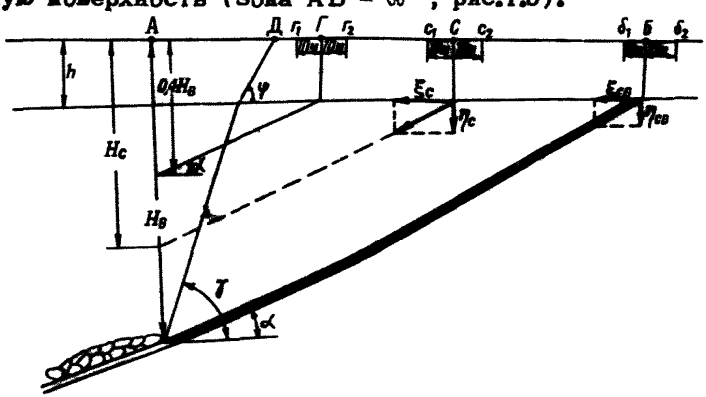


Рис.1.5.Схема к расчету сдвижений и деформаций, вызванных подвижками по напластованиям

Подвижки пород по напластованиям возникают при совместном выполнении следующих условий:

1) $60^{0} > \alpha > \rho'$, (1-40)

2) $\eta_m > 250$ мм, (1-41)

3) $H_в \leq K_c \sqrt[3]{d_1 \cdot h(n+1)}$, (1-42)

где ρ' - угол трения по наиболее слабым контактам. При отсутствии данных полевых испытаний разрешается принимать $\rho' = 13^{0}$; $H_в$ - глубина верхней границы выработки рассматриваемого пласта; K_c - коэффициент сдвига пород, определяемый по табл.1.16; h - мощность наносов. Если фактическая мощность наносов менее 5 м или более 20 м, то принимается $h = 20$ м; n - количество ранее отработанных и подлежащих отработке пластов, предшествующих разработке рассматриваемого пласта; d_1 - отрезок ДБ, определяемый по рис.1.5.

Таблица I.I6

α (град.)	I4	20	25	30	35	40	45	50	55	60
K_c	3,2	6,6	9,0	II,2	I3,I	I5,0	I7,2	I9,7	22,6	26,0

1.38. Расчеты сдвижений и деформаций выполняются при углах падения пластов α, удовлетворяющих условию

$$60^{0} > \alpha > 13^{0}. \quad (1-43)$$

1.39. Оседание земной поверхности над выходом разрабатываемого пласта под наносы (точка "Б" на рис.1.5) $\eta_{св}$ определяется по формуле

$$\eta_{св} = \frac{K\alpha}{H_в} \leq 0{,}15\,\eta_m, \quad (1-44)$$

где K_α - параметр, определяемый по табл.1.17 в зависимости от бассейна (месторождения) и угла падения пластов α.

Таблица I.I7

Бассейны	Значения параметра $K\alpha$ ($м^2$) в зависимости от угла падения α (град.)									
	I4	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Челябинский и Кузнецкий	0,I	0,62	I,24	I,85	2,47	3,08	3,9I	4,94	6,I7	7,73
Донецкий	0,09	0,54	I,08	I,62	2,I6	2,70	3,42	4,32	5,40	6,75
Кизеловский	0,08	0,46	0,9I	I,36	I,83	2,28	2,88	3,69	4,55	5,70

Примечание. Для бассейнов и месторождений, не указанных в табл.1.17 значения параметра K_d принимаются по аналогии в зависимости от характера и мощности слоев пород висячего бока.

1.40. Оседание земной поверхности над выходом под наносы слабых контактов (точка С на рис.1.5) и неотработанных или ранее отработанных угольных пластов, расположенных выше разрабатываемого пласта определяется по формуле

$$\eta_c = \frac{0{,}8\eta_{св}}{\frac{H_c}{H_в} - 0{,}3} \leq 0{,}3\eta_m , \qquad (1\text{-}45)$$

где H_c - расстояние по вертикали, проходящей через верхнюю границу выработки в разрабатываемом пласте, от земной поверхности до рассматриваемого наиболее слабого контакта, если H_c менее $0{,}4H_в$, то принимается $H_c = 0{,}4H_в$ (рис.1.5).

1.41. Оседание земной поверхности в точке Г (рис.1.5), где $H_г = 0{,}4H_в$, определяется по формуле

$$\eta_г = 8\eta_{св} \leq 0{,}3\eta_m . \qquad (1\text{-}46)$$

1.42. Величины оседаний земной поверхности от сдвижений по напластованию в точках на участках БС и СГ (рис.1.5) определяются путем линейной интерполяции между величинами оседаний в точках Б и С, С и Г.

На участке АД расчет оседаний производится дважды: по сглаженной кривой - по указаниям "Руководства" и от сдвижений по напластованиям также как в точке Г по указаниям п.1.41. В расчет принимается большее из полученных значений.

1.43. Горизонтальное сдвижение земной поверхности над выходом разрабатываемого пласта под наносы $\xi_{св}$ (точка Б, рис.1.5) определяется по формуле

$$\xi_{св} = \eta_{св} \cdot ctg\,\alpha . \qquad (1\text{-}47)$$

1.44. Горизонтальные сдвижения земной поверхности ξ_c над выходами под наносы слабых контактов, ранее отработанных и неотработанных угольных пластов, расположенных выше разрабатываемого пласта, определяются по формуле

$$\xi_c = \eta_c \cdot ctg\,\alpha . \qquad (1\text{-}48)$$

1.45. Горизонтальное сдвижение в точках Г и А (рис.1.5) определяется по формулам:

$$\xi_г = \eta_г \cdot ctg\,\alpha , \qquad (1\text{-}49)$$

$$\xi_A = \eta_A \cdot ctg\,\alpha . \qquad (1\text{-}50)$$

1.46. Величины горизонтальных сдвижений в точках на участках БС и СГ (рис.1.5) определяются путем линейной

интерполяции между величинами горизонтальных сдвижений в точках Б и С, С и Г.

На участке АД расчет горизонтальных сдвижений производится дважды: по сглаженной кривой – по указаниям "Руководства" и от сдвижений по напластованиям, также как в точке Г по указаниям п.1.44. В расчет принимается большее из полученных значений.

1.47. Горизонтальные деформации земной поверхности над выходом разрабатываемого пласта под наносы (участок $\delta_1 \delta_2$, рис.1.5) определяются по формулам:

при 15 м $> h \geq$ 5 м, $\varepsilon_{св} = \frac{\xi_{св}}{50\,м} \cdot (1 + \frac{h}{10\,м})$, (1-51)

при 20 м $> h \geq$ 15 м, $\varepsilon_{св} = \frac{\xi_{св}}{10\,м} \cdot (\frac{h}{10\,м} - 1)$, (1-52)

при $h \geq$ 20 м или $h <$ 5 м. $\varepsilon_{св} = \frac{\xi_{св}}{10\,м}$. (1-53)

1.48. Горизонтальные деформации земной поверхности над выходами под наносы слабых контактов, ранее отработанных и неотработанных угольных пластов, расположенных выше разрабатываемого пласта (участок C_1C_2, рис.1.5) определяются по формулам (1-51) – (1-53), в которых вместо $\xi_{св}$ принимается разность $\xi_c - \xi_{св}$

1.49. Горизонтальные деформации на участке $\Gamma_1\Gamma_2$ (рис.1.5) определяются по формулам (1-51)-(1-53), в которых вместо $\xi_{св}$ используется разность $\xi_\Gamma - \xi_c$.

1.50. В том случае, когда положение слабых контактов в массиве неизвестно, горизонтальные деформации ε на участке $\Gamma\delta_1$ (рис.1.5) принимаются постоянными и определяются по формулам (1-51)-(1-53), в которых вместо $\xi_{св}$ принимается значение ξ, определяемое по формуле

$$\xi = \frac{30(\xi_\Gamma - \xi_{св})}{H_в \cdot ctg\,\alpha}. \qquad (1\text{-}54)$$

1.51. Высота уступа над выходом разрабатываемого пласта под наносы (точка Б, рис.1.5) определяется по формуле

$$h_у = \eta_{св}. \qquad (1\text{-}55)$$

Высота уступов над выходами вышележащих неотработанных или ранее отработанных пластов и слабых контактов (точка С, на рис.1.5) определяется по формуле

$$h_у = \eta_c - \eta_{св} \qquad (1\text{-}56)$$

1.52. В том случае, когда положение слабых контактов, по которым происходит сдвижение по напластованию неизвестно, высота уступов на участке БГ (рис.1.5) принимается постоянной и определяется по формуле

$$h_o = \frac{30\,(\eta_т - \eta_{св})}{H_в \cdot ctg\alpha}. \qquad (1\text{–}57)$$

1.53. При разработке свиты пластов сдвижения и деформации земной поверхности определяются от каждого разрабатываемого пласта в отдельности. Суммарные сдвижения и деформации определяются путем алгебраического сложения соответствующих сдвижений и деформаций, вызванных влиянием каждого из пластов.

1.54. Расчет сдвижений и деформаций земной поверхности, вызванных сдвижением пород по напластованию при невыдержанном залегании пластов может быть произведен только по рекомендациям специализированного института.

Приложение 11

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ПОЛНОЙ ОТНОСИТЕЛЬНОЙ УСАДКИ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ ЗАКЛАДКИ ВЫРАБОТАННОГО ПРОСТРАНСТВА

11.1. Рекомендации настоящего Приложения распространяются на щебеночные (дробленые) материалы и гравийно-песчаные грунты, применяемые для закладки выработанного пространства, независимо от способа закладки.

11.2. Полная относительная усадка материала закладки γ_α определяется с помощью компрессионных испытаний под нагрузкой, соответствующей давлению пород покрывающей толщи σ_α, определяемому по указаниям п.3.13.

11.3. Компрессионные испытания материала закладки рекомендуется производить в круглой стальной обойме с толщиной стенок и днища t = 20–30 мм, диаметром Д равным:

– для щебеночных (дробленых) материалов – 10 d (где d максимальный размер зерна), но не менее 40 см;

– для песков – 30 см.

Высота обоймы h принимается равной 0,6 Д.

11.4. Компрессионные испытания рекомендуется производить на гидравлическом прессе грузоподъемностью Р, удовлетворяющей условию

$$P > \sigma_\alpha F_0, \qquad (11.1)$$

где F_0 – площадь горизонтального сечения испытательной обоймы, по внутреннему диаметру Д.

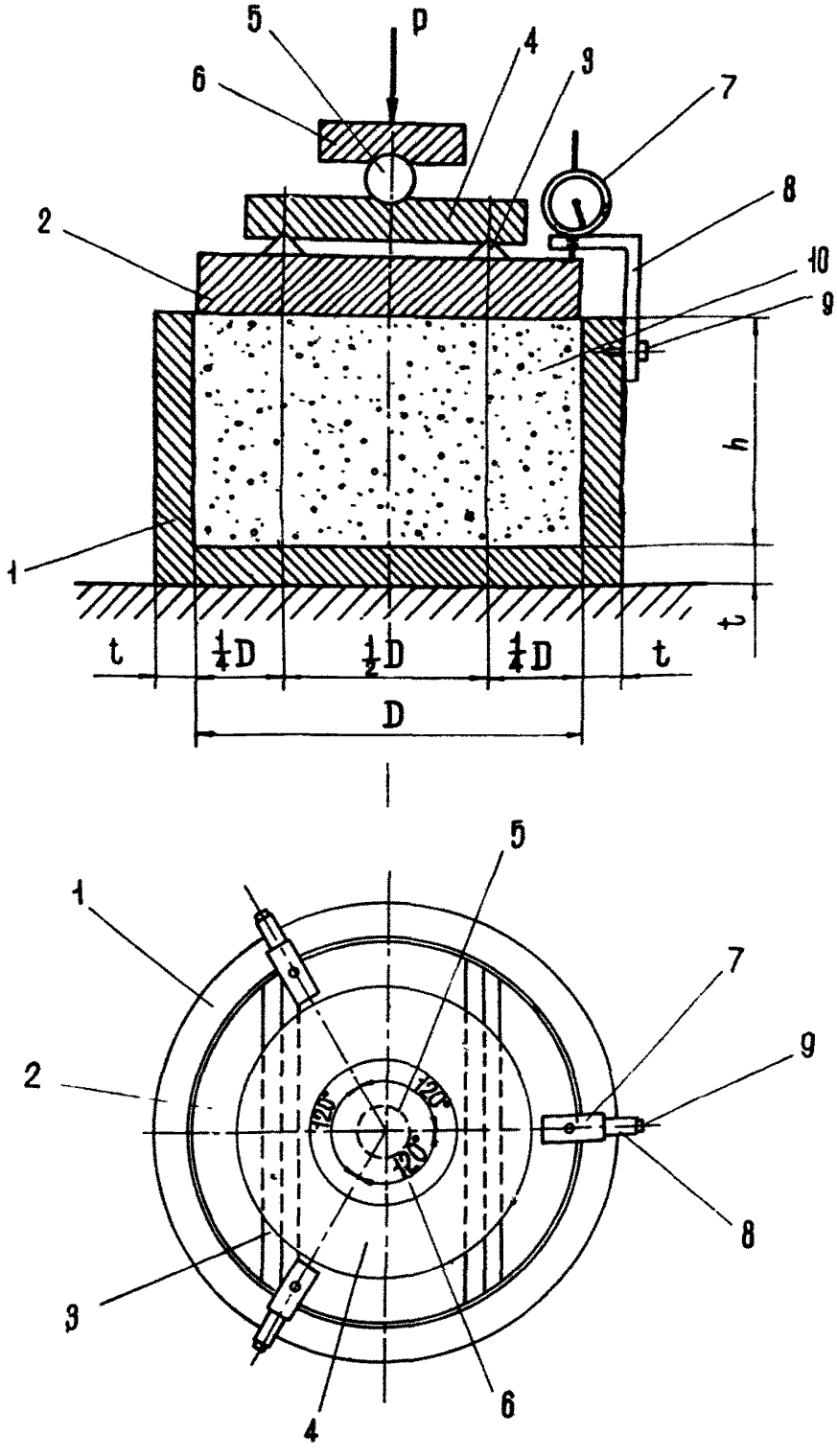


Рис.II.1. Схема испытания материала закладки на усадку: 1-стальная обойма; 2-стальная распределительная плита; 3-призматическая балочка; 4-распределительная балка, 5-стальной шарик; 6-загрузочная плита; 7-индикатор; 8-держатель; 9-крепежный винт; 10-материал закладки.

II.5. Засыпка испытательной обоймы материалом закладки должна производиться до самых краев ее. Укладка испытуемого материала в обойме должна быть свободной.

II.6. Компрессионные испытания материала закладки должны производиться при обеспечении центральной передачи нагрузки от пресса и равномерного распределения ее по площади сечения обоймы F_0 . С этой целью передачу нагрузки от пресса рекомендуется производить с помощью стального калиброванного шарика и стальной распределительной плиты толщиной 40–70 мм и призматических опор, в соответствии со схемой на рис.П.1.

II.7. Усадку материала закладки при проведении компрессионных испытаний рекомендуется определять с помощью 3-х индикаторов часового типа, закрепляемых на стенках обоймы через 120° (рис.II.1).

При отсутствии индикаторов часового типа усадка материала закладки может быть определена с помощью стальных измерительных линеек, устанавливаемых через 120° у стенки обоймы в фиксированных точках.

Величина усадки определяется по перемещению стальной распределительной плиты (рис.II.1) как средняя из 3-х замеров, производимых одновременно по индикаторам или измерительным линейкам.

II.8. Результаты компрессионных испытаний материала закладки должны быть представлены в виде компрессионной кривой относительных усадок с указанием значения полной относительной усадки y_α (рис.II.2).

II.9. Для ориентировочных (прикидочных) расчетов величину полной относительной усадки материала закладки y_α можно принимать по табл.II.1.

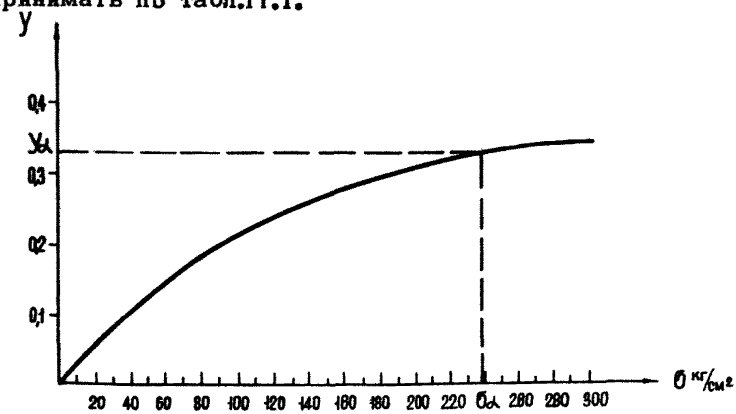


Рис.11.2. Компрессионная кривая испытания материала закладки

Таблица II.I

Закладочный материал	Величина давления σ_d (т/м²)	Полная относительная усадка γ_d
Кварцевый песок с примесью глинистых частиц до 10%	250 500 1000	0,06 0,10 0,14
Кварцевый песок с примесью глинистых частиц от 10 до 20%	250 500 1000	0,10 0,15 0,20
Дробленый песчаник класса 0–50 мм (оптимальная шихта)	250 500 1000	0,12 0,18 0,23
Дробленые горные породы терриконов класса 0–50 мм (оптимальная шихта)	250 500 1000	0,16 0,22 0,27
Дробленые алевролиты и аргиллиты класса 0–50 мм	250 500 1000	0,21 0,29 0,35

Приложение III

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ В ЗДАНИЯХ УСИЛИЙ, ВЫЗВАННЫХ ПОДРАБОТКОЙ

1. Общие положения

III.1. Рекомендации настоящего приложения касаются вопросов определения в зданиях усилий, вызванных ступенчатой деформацией основания, а также определения в каркасных зданиях усилий от горизонтальных деформаций.

III.2. Усилия, вызываемые горизонтальными деформациями основания, в зданиях с жесткой конструктивной схемой (см. п.2.1) рекомендуется определять по указаниям "Руководства".

III.3. Знаки усилий в несущих конструкциях здания, вызываемые ступенчатой деформацией основания, зависят от вида уступа – будет ли он "прямым" или "обратным" и его местоположения.

Примечание. Вид уступа определяется по указаниям п.1.2 приложения 1.

III.4. При неизвестном положении уступа в плане усилия в несущих конструкциях должны определяться из условия наиболее неблагоприятного расположения уступа – возникновения максимальных усилий, как при прогибе, так и при перегибе здания (отсека).

III.5. Направление линии уступа в плане принимается совпадающим с направлением простирания пластов (см.п.1.30 приложения 1).

Ш.6. Здания (отсеки) с жесткой конструктивной схемой рассматриваются как жесткий штамп (балка) на линейно или нелинейно деформируемом основании. Ступенчатая деформация основания вызывает в таком здании (отсеке) обобщенные изгибные усилия.

Обобщенные изгибные усилия в здании (отсеке), расположенном под углом к простиранию пластов, разрешается определять из условия, что линия уступа пересекает продольную (или поперечную) ось здания строго по нормали или совпадает с ней.

Обобщенные изгибные усилия рекомендуется определять дважды - раздельно для продольных и поперечных стен, если линия уступа пересекает их (рис.Ш.1).

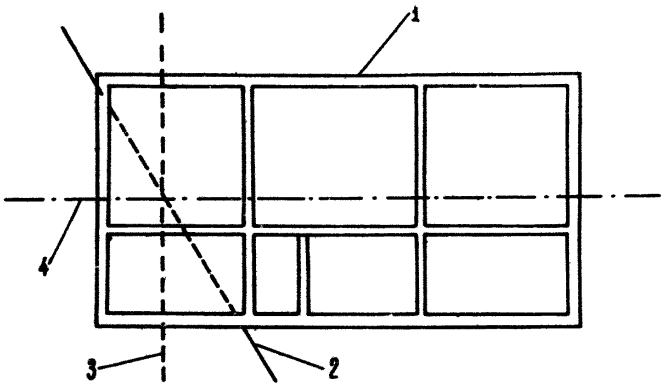


Рис.Ш.1. Схема выбора расчетных положений уступа в здании, ориентированном под углом к простиранию:

1-здание; 2-фактическое положение уступа; 3-расчетное положение уступа при определении обобщенных изгибных усилий в продольных стенах; 4-то же в поперечных стенах (продольная ось здания)

Ш.7. Усилия в каркасных зданиях, вызванные ступенчатыми деформациями основания, разрешается определять, исходя из условия разрезки каркаса на плоские рамные системы.

Ш.8. В каркасном здании расчету подлежат только рамы, пересекаемые линией уступа, находящиеся в наиболее неблагоприятном, с точки зрения возникающих в них усилий (см. п.Ш.7) положении (см.п.Ш.9).

III.9. Наибольшие усилия в элементах рам каркасных зданий возникают при образовании уступа:

- под подошвой фундамента колонны с наименьшей гибкостью в плоскости нормальной линии уступа;
- под подошвой фундамента наименее загруженной колонны;
- в пролете с ригелем, отличающимся максимальной погонной изгибной жесткости. При равных пролетах и прочих равных условиях - в любом из средних пролетов.

Примечание. В случае преобразования узла опирания колонны на фундамент в шарнирный (см.п.5.52) возникновение уступа под подошвой фундамента такой колонны не является неблагоприятным.

III.10. Определение усилий в железобетонных рамах разрешается производить по приведенной жесткости элементов $B_{пр}$, принимаемой величиной постоянной по длине элемента, определяемой по указаниям подраздела 2.

Примечание. Настоящая рекомендация не распространяется на расчет рам, производимый на ЭВМ по имеющимся программам (см.п.III.66).

2. Рекомендации по определению приведенной жесткости элементов

III.11. Настоящие рекомендации распространяются на изгибаемые и внецентренно-сжатые железобетонные элементы.

III.12. Приведенная жесткость железобетонного элемента (в случае раскрытия трещин от нормативных нагрузок) $B_{пр}$ зависит от минимальной жесткости его B_{min} и определяется по формуле

$$B_{пр} = K_{пр} \cdot B_{min}, \qquad (III.1)$$

где $K_{пр}$ - коэффициент приведения жесткости, определяемый по указаниям п.III.13; B_{min} - минимальное значение жесткости элемента, относительно центральной оси сечения нормальной плоскости изгиба, определяемое по указаниям п.III.16.

III.13. Коэффициент приведения жесткости $K_{пр}$ железобетонного элемента определяется в зависимости от распределения жесткости по его длине (эпюры жесткостей) - от экстремальных значений жесткости B_{min} и B_{max}, числа и месторасположения зон трещинообразования и их длины $l_т$ по формулам:

- для элементов с одной и двумя приопорными зонами трещинообразования (консольные балки и плиты, колонны, ригели, отдельные пролеты неразрезных балок и пр.) (рис.III.2, а и б)

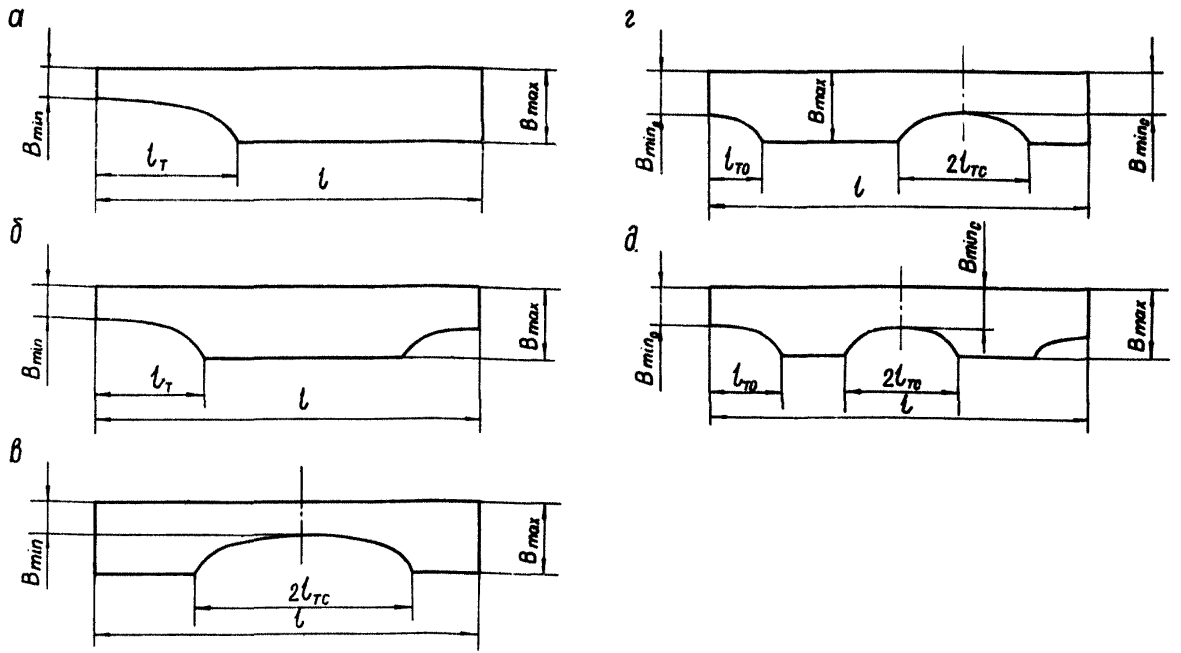


Рис.III.2. Эпюры жесткости железобетонных элементов: а-с одной зоной трещинообразования на приопорном участке; б-с двумя зонами трещинообразования на приопорных участках; в-с одной зоной трещинообразования в пролете; г-с двумя зонами трещинообразования - в пролете и на приопорном участке; д-с тремя зонами трещинообразования - в пролете и на приопорных участках

$$K_{пр}=\frac{1}{\frac{3\alpha}{a^2}\left(\alpha^2-\alpha\ln n_1\frac{a^2+\alpha^2}{a}\operatorname{arctg}a\right)\frac{(1-\alpha)^3}{n_1}}; \qquad (Ш.2)$$

– для элементов с одной зоной трещинообразования в средней части (разрезные балки, плиты и пр.) (рис.Ш.2,в)

$$K_{пр}=\frac{1}{\frac{6\alpha_c}{a^3}\left[2\alpha_c a(2\alpha_c-\ln n_1)+(a^2-4\alpha_c^2)\operatorname{arctg}a\right]+8\frac{(0{,}5-\alpha_c)^3}{n_1}}; \qquad (Ш.3)$$

– для элементов с двумя и тремя зонами трещинообразования, – в средней и в одной или обоих приопорных частях (ригеля, отдельные элементы неразрезных балок и пр.) (рис. Ш.2,г и д):

при соблюдении условия

$$M_0 \leqslant M_c \qquad (Ш.4)$$

по формуле (Ш.3);

при соблюдении условия $M_0 > M_c$ (Ш.5)

$$K_{пр}=\frac{1}{24\frac{\alpha_0^3}{a_0^2}(a_0-\operatorname{arctg}a_0)+ \atop +6\frac{n_{1c}\alpha_c}{n_{10}a_c^3}\left[2\alpha_c a_c(2\alpha_c-\ln n_c)+(a_c^2-4\alpha_c^2)\operatorname{arctg}a_c\right]+8\frac{A}{n_{10}}}. \qquad (Ш.6)$$

В формулах (Ш-2)–(Ш-6) приняты следующие обозначения

$$n_1=\frac{B_{max}}{B_{min}}, \qquad (Ш.7) \qquad a=\sqrt{n_1-1}, \qquad (Ш.9)$$

$$\alpha=\frac{l_т}{l}, \qquad (Ш.8) \qquad A=\left(\frac{1}{2}-\alpha_c\right)^3-\alpha_0^3. \qquad (Ш.10)$$

Примечания. 1. Индексы О и С, соответственно указывают на принадлежность обозначения к приопорной и средней зонам трещинообразования.

2. Для элементов с различными по длине приопорными зонами трещинообразования в расчет принимается только зона, соответствующая большему (по абсолютной величине) изгибающему моменту. Для консолей в расчет принимается только опорная зона трещинообразования.

3. Для элементов рамных систем приведенная жесткость $B_{пр}$ в общем случае определяется дважды как для консольной балки, защемленной сначала в одном, затем в другом узле.

4. Коэффициент n_1 определяется для каждой из зон трещинообразования по соответствующему ей значению B_{min}.

5. В отличие от коэффициента α_0 коэффициент α_c вы-

Таблица II.I.

n_1 \ α	Значения коэффициента $K_{пр}$													
	0,05	0,I0	0,I5	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
I,05	I,045	I,040	I,036	I,032	I,028	I,025								
I,I0	I,089	I,080	I,07I	I,064	I,057	I,050	I,045							
I,I5	I,I34	I,II9	I,I06	I,095	I,084	I,075	I,066	I,059						
I,20	I,I78	I,I58	I,I4I	I,I25	I,III	I,098	I,087	I,077	I,068					
I,25	I,22I	I,I96	I,I74	I,I54	I,I37	I,I2I	I,I07	I,095	I,084	I,074				
I,30	I,265	I,234	I,207	I,I83	I,I62	I,I44	I,I27	I,II2	I,099	I,088	I,069			
I,35	I,308	I,272	I,240	I,2I2	I,I87	I,I65	I,I46	I,I29	I,II4	I,I0I	I,079	I,062		
I,40	I,35I	I,309	I,272	I,240	I,2I2	I,I87	I,I65	I,I46	I,I29	I,II4	I,089	I,070	I,056	
I,45	I,394	I,345	I,304	I,267	I,235	I,208	I,I83	I,I62	I,I43	I,I26	I,099	I,078	I,062	I,050
I,50	I,436	I,382	I,335	I,294	I,259	I,228	I,20I	I,I77	I,I57	I,I39	I,I09	I,086	I,069	I,055
I,55	I,478	I,4I7	I,365	I,320	I,282	I,248	I,218	I,I93	I,I70	I,I50	I,II8	I,093	I,075	I,06I
I,60	I,520	I,453	I,395	I,346	I,304	I,267	I,235	I,208	I,I83	I,I62	I,I27	I,I0I	I,08I	I,066
I,65	I,562	I,488	I,425	I,372	I,326	I,286	I,252	I,222	I,I96	I,I74	I,I36	I,I08	I,087	I,070
I,70	I,603	I,522	I,455	I,397	I,348	I,305	I,268	I,237	I,209	I,I85	I,I45	I,II5	I,093	I,075
I,75	I,644	I,557	I,484	I,422	I,369	I,324	I,284	I,25I	I,22I	I,I96	I,I54	I,I22	I,098	I,080
I,80		I,59I	I,5I2	I,446	I,390	I,342	I,300	I,264	I,233	I,206	I,I63	I,I29	I,I04	I,085
I,85		I,625	I,540	I,470	I,4I0	I,359	I,3I6	I,278	I,245	I,2I7	I,I7I	I,I36	I,II0	I,090
I,90		I,658	I,568	I,494	I,430	I,377	I,33I	I,29I	I,257	I,227	I,I79	I,I43	I,II5	I,094
2,00		I,724	I,623	I,540	I,470	I,4II	I,360	I,3I7	I,280	I,248	I,I95	I,I56	I,I26	I,I03
2,I0		I,788	I,677	I,585	I,508	I,444	I,389	I,342	I,302	I,267	I,2II	I,I69	I,I36	I,II2
2,20			I,729	I,629	I,545	I,476	I,4I7	I,366	I,323	I,286	I,226	I,I8I	I,I47	I,I2I
2,30			I,780	I,67I	I,582	I,507	I,443	I,390	I,344	I,304	I,24I	I,I93	I,I57	I,I29
2,40			I,83I	I,7I3	I,6I7	I,537	I,469	I,4I3	I,364	I,322	I,255	I,205	I,I67	I,I37
2,50			I,880	I,754	I,65I	I,566	I,495	I,435	I,383	I,340	I,269	I,2I6	I,I76	I,I46
2,60				I,794	I,685	I,595	I,520	I,456	I,403	I,357	I,283	I,228	I,I86	I,I54
2,70				I,833	I,7I7	I,623	I,544	I,477	I,42I	I,373	I,296	I,238	I,I95	I,I6I
2,80				I,87I	I,749	I,650	I,567	I,498	I,439	I,389	I,309	I,249	I,204	I,I69
2,90				I,908	I,78I	I,677	I,590	I,5I8	I,457	I,405	I,322	I,260	I,2I3	I,I77
3,00				I,945	I,8I2	I,703	I,6I3	I,538	I,474	I,420	I,334	I,270	I,22I	I,I84
3,I0				I,98I	I,842	I,728	I,635	I,557	I,492	I,44I	I,347	I,280	I,230	I,I9I
3,20					I,87I	I,753	I,656	I,576	I,508	I,450	I,359	I,290	I,238	I,I99
3,30					I,900	I,778	I,678	I,594	I,524	I,465	I,370	I,300	I,247	I,206
3,40					I,929	I,800	I,698	I,6I2	I,540	I,479	I,382	I,3I0	I,255	I,2I3
3,50					I,956	I,826	I,7I9	I,630	I,556	I,499	I,393	I,3I9	I,263	I,220
3,60					I,984	I,849	I,739	I,648	I,57I	I,507	I,404	I,328	I,27I	I,226
3,70					2,0II	I,872	I,759	I,665	I,586	I,520	I,4I5	I,338	I,278	I,233
3,80					2,038	I,894	I,778	I,682	I,60I	I,534	I,426	I,347	I,286	I,240
3,90					2,064	I,9I6	I,797	I,698	I,6I6	I,547	I,437	I,355	I,294	I,246
4,00					2,090	I,938	I,8I6	I,7I5	I,63I	I,560	I,447	I,364	I,30I	I,253

числяется в зависимости от полудлины зоны трещинообразования $l_{тс}$.

6. При сплошной по длине элемента зоне трещинообразования ($l_т = l$) максимальная жесткость B_{max} определяется по указаниям п. III.16 в зависимости от места расположения расчетного сечения с максимальным изгибающим моментом M_{max}

- при M_{max} в опорном сечении элемента B_{max} определяется по сечению с минимальным изгибающим моментом M_{min};

- при M_{max} в одном из средних сечений элемента B_{max} определяется как полусумма жесткостей его опорных сечений.

III.14. Значения коэффициентов приведения жесткости $K_{пр}$, вычисляемые по формулам (III-2) и (III-8) при различных соотношениях n_1 и α могут быть определены по таблицам III.1 и 2, соответственно.

III.15. Длина зоны трещинообразования $l_т$ определяется по эпюре изгибающих моментов M. В качестве границы зоны трещинообразования принимается сечение, где изгибающий момент равен моменту трещинообразования $M_т$, определяемому по СНиП.

Для наиболее типичных эпюр изгибающих моментов M значения $l_т$ могут быть определены по формулам, приведенным в табл.III.3.

Примечания: 1. Все моменты в формулах табл.III.3 принимаются по абсолютной величине.

2. Для приближенных расчетов при определении длины зоны трещинообразования $l_т$ вместо максимального изгибающего момента M_{max} (если он неизвестен) разрешается принимать его предельное нормативное значение $[M^н]$, определяемое по указаниям п.III.18.

3. Приведение неравномерной нагрузки на элемент к равномерно распределенной $q_{пр}$ производится из условия равенства максимальных значений изгибающих моментов от указанных нагрузок по формулам:

- для консольных балок и плит

$$q_{пр} = 2\frac{M^н_{max}}{l^2}; \qquad (III-11)$$

- для элементов на двух опорах

$$q_{пр} = 8\frac{M^н_{max}}{l^2}; \qquad (III-12)$$

где $M^н_{max}$ - максимальный изгибающий момент в рассматриваемом элементе от действия фактических нормативных нагрузок.

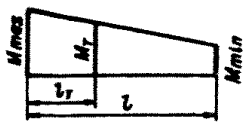
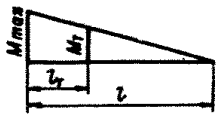
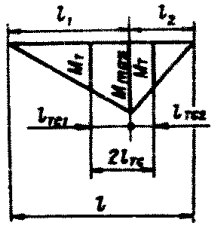
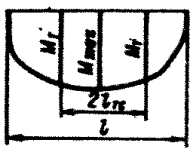
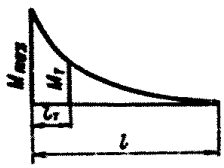
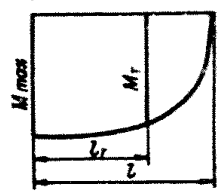
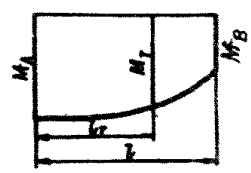
III.16. Минимальную жесткость железобетонного элемента B_{min} рекомендуется определять по формуле

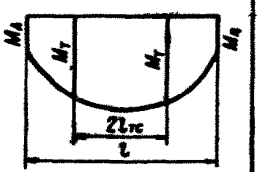
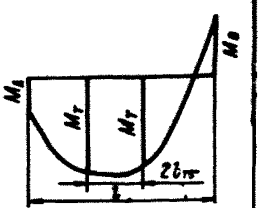
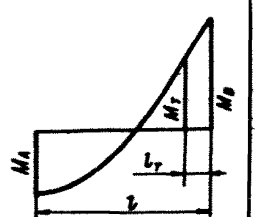
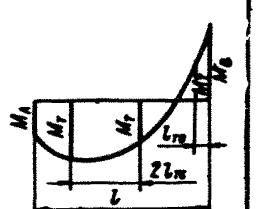
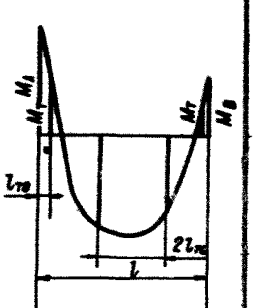
$$B_{min} = \frac{M^н_{max}}{\left(\frac{1}{\rho}\right)_{max}}, \qquad (III-13)$$

Таблица Ш.2

n_1 \ α	Значения коэффициента $K_{пр}$									
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
1,050	1,040	1,032	1,025	1,020	1,015	1,012				
1,100	1,080	1,064	1,050	1,040	1,031	1,024	1,019			
1,150	1,119	1,095	1,075	1,059	1,046	1,036	1,028	1,022		
1,200	1,158	1,125	1,098	1,077	1,060	1,047	1,037	1,029	1,023	
1,250	1,196	1,154	1,121	1,095	1,074	1,058	1,045	1,036	1,029	1,023
1,300	1,234	1,183	1,144	1,112	1,088	1,069	1,054	1,043	1,034	1,028
1,350	1,272	1,212	1,165	1,129	1,101	1,079	1,062	1,049	1,040	1,032
1,400	1,309	1,240	1,187	1,146	1,114	1,089	1,070	1,056	1,045	1,037
1,450	1,345	1,267	1,208	1,162	1,126	1,099	1,078	1,062	1,050	1,041
1,500	1,382	1,294	1,228	1,177	1,139	1,109	1,086	1,069	1,055	1,046
1,550	1,418	1,320	1,248	1,193	1,150	1,118	1,093	1,075	1,061	1,050
1,600	1,453	1,346	1,267	1,208	1,162	1,127	1,101	1,081	1,066	1,054
1,650	1,488	1,372	1,286	1,222	1,173	1,136	1,108	1,087	1,070	1,058
1,700	1,522	1,397	1,305	1,237	1,185	1,145	1,115	1,093	1,045	1,062
1,750	1,557	1,422	1,324	1,251	1,196	1,154	1,122	1,098	1,080	1,066
1,800	1,591	1,446	1,342	1,264	1,206	1,163	1,129	1,104	1,085	1,070
1,850	1,624	1,470	1,359	1,278	1,217	1,171	1,136	1,110	1,090	1,074
1,900	1,658	1,494	1,377	1,291	1,227	1,179	1,143	1,115	1,094	1,078
1,950	1,691	1,517	1,394	1,304	1,238	1,187	1,149	1,121	1,099	1,082
2,000	1,724	1,540	1,411	1,317	1,248	1,195	1,156	1,126	1,102	1,086
2,100		1,585	1,444	1,342	1,267	1,211	1,169	1,136	1,112	1,093
2,200		1,629	1,476	1,366	1,286	1,226	1,181	1,147	1,121	1,101
2,300		1,671	1,507	1,390	1,304	1,241	1,193	1,157	1,129	1,108
2,400		1,713	1,537	1,413	1,322	1,255	1,205	1,167	1,137	1,115
2,500		1,754	1,566	1,435	1,340	1,269	1,216	1,176	1,144	1,122
2,600		1,794	1,595	1,456	1,357	1,283	1,228	1,186	1,154	1,129
2,700		1,833	1,623	1,477	1,373	1,296	1,238	1,195	1,161	1,136
2,800		1,871	1,650	1,498	1,389	1,309	1,249	1,204	1,169	1,142
2,900		1,908	1,677	1,518	1,405	1,322	1,260	1,213	1,177	1,149
3,000			1,703	1,538	1,420	1,334	1,270	1,221	1,184	1,155
3,100			1,728	1,557	1,435	1,347	1,280	1,230	1,191	1,161
3,200			1,753	1,576	1,450	1,359	1,290	1,238	1,199	1,168
3,300			1,778	1,594	1,465	1,370	1,300	1,247	1,206	1,174
3,400			1,802	1,612	1,479	1,382	1,310	1,255	1,213	1,180
3,500			1,826	1,630	1,493	1,393	1,319	1,263	1,220	1,186
3,600			1,849	1,648	1,507	1,404	1,328	1,271	1,226	1,192
3,700			1,872	1,665	1,520	1,415	1,338	1,278	1,233	1,198
3,800			1,894	1,682	1,534	1,426	1,347	1,286	1,240	1,203
3,900			1,916	1,698	1,547	1,437	1,355	1,294	1,246	1,209
4,000			1,938	1,715	1,560	1,447	1,364	1,301	1,253	1,215

Таблица III.3

№№ п/п	Форма эпюры изгибающих моментов	Формулы для определения величин $l_т$	Принятые обозначения
1	2	3	4
1.		$l_т = (1 - \frac{M_т - M_{min}}{M_{max} - M_{min}})\, l$	
2.		$l_т = (1 - \frac{M_т}{M_{max}})\, l$	
3.		$l_{тс1} = (1 - \frac{M_т}{M_{max}})\, l_1$ $l_{тс2} = (1 - \frac{M_т}{M_{max}})\, l_2$ $l_{тс} = \frac{1}{2}(1 - \frac{M_т}{M_{max}})\, l$	
4.		$l_{тс} = \sqrt{\frac{l^2}{4} - 2\frac{M_т}{q_{пр}}}$	$q_{пр}$ – приведенная к равномерно распределенной нагрузка на элемент
5.		$l_т = l - \sqrt{2\frac{M_т}{q_{пр}}}$	
6.		$l_т = \frac{A_1}{2} + \sqrt{\frac{A_1^2}{4} + 2\frac{M_{max} - M_т}{q_{пр}}}$	$A_1 = l - 2\frac{M_{max}}{l}$
7.		$l_т = \frac{A_2}{2} + \sqrt{\frac{A_2^2}{4} + 2\frac{M_A - M_т}{q_{пр}}}$	$A_2 = l - \frac{M_A - M_B}{q_{пр}\, l}$

1	2	3	4
8.		$l_{TC} = \sqrt{\frac{A_2^2}{4} - 2\frac{M_T - M_A}{q_{пр}}}$	
9.		$l_{TC} = \sqrt{\frac{A_3^2}{4} - 2\frac{M_T - M_A}{q_{пр}}}$	$A_3 = l + 2\frac{M_a + M_B}{q_{пр}\, l}$
10.		$l_T = \frac{A_4}{2} - \sqrt{\frac{A_4^2}{4} - 2\frac{M_B - M_T}{q_{пр}}}$	$A_4 = l + 2\frac{M_B + M_a}{q_{пр} \cdot l}$
11.		$l_{TC} = \sqrt{\frac{A_3^2}{4} - 2\frac{M_T - M_A}{q_{пр}}}$	
		$l_{TO} = \frac{A_4}{2} - \sqrt{\frac{A_4^2}{4} - 2\frac{M_B - M_T}{q_{пр}}}$	
12.		$l_{TO} = \frac{A_5}{2} - \sqrt{\frac{A_5^2}{4} - 2\frac{M_A - M_T}{q_{пр}}}$	$A_5 = l + 2\frac{M_a - M_B}{q_{пр} \cdot l}$
		$l_{TC} = \sqrt{\frac{A_5^2}{2} - 2\frac{M_A + M_T}{q_{пр}}}$	

где $(\frac{1}{\rho})_{max}$ - максимальная кривизна элемента, определяемая в сечении с максимальным изгибающим моментом $M^{н}_{max}$ по указаниям СНиП.

III.17. Для приближенных расчетов разрешается вместо B_{min} принимать предельное значение жесткости /B/, определяемое по формуле

$$[B] = \frac{[M^{н}]}{[\frac{1}{\rho}]}, \qquad (III-14)$$

где $[\frac{1}{\rho}]$ - предельная (максимальная) кривизна рассматриваемого элемента, определяемая по СНиП для случая действия долговременных нагрузок в зависимости от величин изгибающего момента $[M^{н}]$ и приведенной равнодействующей продольных сил $N_{пр}$.

III.18. Предельный нормативный изгибающий момент $[M^{н}]$, для железобетонного элемента, определяется по формуле:

$$[M^{н}] = \frac{[M]}{n_{ср}}. \qquad (III-15)$$

где $[M]$ - предельный расчетный изгибающий момент, определяющий несущую способность элемента при заданной величине приведенной равнодействующей продольных сил $N_{пр}$. Значение $[M]$ может быть определено по "Руководству по проектированию железобетонных конструкций" (ЦНИИ промзданий, НИИЖБ) и по "Руководству" (в случае симметричного армирования); $n_{ср}$ - средневзвешенное значение коэффициента перегрузки. Приближенно можно принять $n_{ср}$ в пределах от 1,12 до 1,18 в зависимости от характера обычных нагрузок на рассматриваемый элемент.

III.19. Для более точных расчетов величины $l_т$, $(\frac{1}{\rho})_{max}$ и B_{min} определяются методом последовательных приближений. Первое вычисление рекомендуется делать по величине $[M^{н}]$, а последующие по величине максимального изгибающего момента $[M^{н}_{max}]$ от нормативных нагрузок, действующего на рассматриваемый элемент, полученного в результате пересчета.

III.20. Для ступенчатой колонны приведенная жесткость $B_{пр}$ вычисляется раздельно для подкрановой и надкрановой частей ее, в соответствии с изложенным выше способом расчета.

После определения отношения приведенных жесткостей надкрановой $B^{в}_{пр}$ и подкрановой $B^{н}_{пр}$ частей колонны дальнейший расчет ведется по величине $B^{н}_{пр}$ обычным путем.

Для приближенных расчетов вместо приведенных жесткостей обеих частей колонны $B^{в}_{пр}$ и $B^{н}_{пр}$ разрешается принимать соответствующие им значения предельных жесткостей /$B^{в}$/ и

/В^{н}/, в соответствии с указаниями п.Ш.17.

3. Практические способы определения обобщенных изгибных усилий в зданиях с жесткой конструктивной схемой при ступенчатых деформациях основания

Ш.21. Ниже рассматриваются способы определения максимальных обобщенных усилий в зданиях с жесткой конструктивной схемой (см.п.2.1) при ступенчатых деформациях основания как при известном, так и при неизвестном положении уступа.

Способы расчета, относящиеся к случаю неизвестного положения уступа, могут быть использованы для определения усилий, вызванных кривизной основания в местах сосредоточенных деформаций $\bar{K}_c$. В этом случае в расчет следует принимать высоту уступа $\bar{h}_y$, определяемую по формулам:

а) при определении изгибающих моментов

$$\bar{h}_y = \frac{l^2}{7\bar{R}_c}; \qquad (Ш-16)$$

б) при определении поперечных сил

$$\bar{h}_y = \frac{l}{13\bar{R}_c}, \qquad (Ш-17)$$

где $\bar{R}_c$ – радиус кривизны в местах сосредоточенных деформаций.

Ш.22. Здание рассматривается как балка с приведенной шириной $b_{пр}$, зависящей от площади подошвы фундаментов.

Приведенная ширина здания $b_{пр}$ может быть определена по "Указаниям" (Указания по проектированию бескаркасных зданий в Центральном районе Донбасса на площадях залегания крутопадающих угольных пластов. РСН 227-71, Донецк, 1971г).

В качестве характеристики линейно деформируемого основания принимается средний модуль деформации грунтов $E_{ср}$ в пределах сжимаемой толщи, определяемой по СНиП, или средний коэффициент постели основания $K_{ср}$, определяемый по "Указаниям" РСН 227-71.

Ш.23. Определение обобщенных изгибных усилий M_{max} и $Q_{0\,max}$ рекомендуется производить с учетом конечной жесткости здания. С этой целью разрешается принимать в расчет условную высоту уступа $\bar{h}_{yy}$ (вместо расчетной $\bar{h}_y$), определяемую по формуле

$$\bar{h}_{yy} = m_{эк} \cdot \bar{h}_y, \qquad (Ш-18)$$

где $m_{ж}$ – понижающий коэффициент, определяемый по "Указаниям" РСН 227-71 (если основание характеризуется коэффициентом постели) или (если основание характеризуется средним модулем деформации) по формуле

$$m_{ж} = \frac{1}{1 + 0{,}0016 \dfrac{E_{ср} l^3}{\sum_1^m (EJ)^i_{пр} \cdot \sum_1^n \dfrac{F_i}{b_i \lg \frac{4 i_i}{b_i}}}}, \qquad (III-19)$$

где l – длина (ширина) здания, принимаемая в зависимости от положения уступа в плане и рассматриваемого расчетного случая (см.п.III.8); i_i – длина i -той стены; $(EJ)^i_{пр}$ – приведенная изгибная жесткость продольной (поперечной) i -той стены, определяемая с учетом ослабления проемами, относительно центральной оси сечения нормальной к плоскости стены; m – число сквозных продольных (поперечных) стен, пересекаемых линией уступа; n – общее число сквозных стен продольных и поперечных здания (отсека); b_i и F_i – ширина и площадь подошвы фундамента i -той стены.

III.24. Приведенная изгибная жесткость каменной стены $(EJ)_{пр}$ относительно центральной оси ее сечения нормальной к плоскости стены может быть определена по "Временным указаниям по разработке типовых проектов жилых зданий, унифицированных для строительства в обычных и особых условиях" РСН 235-71. (Донецк-Киев, 1971-72 гг.)

III.25. Максимальные абсолютные величины обобщенного изгибающего момента $M_{0\,max}$ и обобщенной поперечной силы $Q_{0\,max}$, действующие на здание с жесткой конструктивной схемой при ступенчатой деформации основания, определяются по формулам:

$$M_{0\,max} = A q^н l^2; \qquad (III-20)$$

$$Q_{0\,max} = B q^н l, \qquad (III-21)$$

где A и B – коэффициенты, определяемые в зависимости от положения уступа в плане и принятого способа расчета по указаниям п.п. III.29, III.31 и III.35; $q^н$ – нормативная погонная нагрузка на основание здания (отсека) по его длине (ширине), приведенная к равномерно распределенной.

А. Определение максимальных обобщенных изгибных усилий при известном положении уступов

III.26. При известном положении уступов в плане изгибные усилия в здании (отсеке) рекомендуется определять от каждого уступа в отдельности с учетом нелинейности деформаций

основания.

Характеристику нелинейно деформируемого основания $K_н$ рекомендуется определять по формуле

$$K_н = K_{ср} \cdot P^н_{ср}, \qquad (III-22)$$

где $P^н_{ср}$ – среднее погонное давление по подошве фундаментов от нормативных нагрузок по длине (ширине) здания.

III.27. Изгибные усилия в здании (отсеке) определяются в зависимости от значений относительной координаты положения уступа α и параметра $h_{пр}$, определяемых по формулам;

$$\alpha = \frac{x_y}{l}; \qquad (III-23)$$

$$h_{пр} = \frac{\bar{h}_y \, b^2_{пр} K_н}{q^{н2}}, \qquad (III-24)$$

где x_y – расстояние от уступа до конца здания со стороны верхней террасы.

III.28. Значения коэффициентов А и В, определяющих величины максимальных обобщенных изгибных усилий в здании (отсеке) (см.п.Ш.25) рекомендуется принимать по графикам на рис.Ш.3 и 4 в зависимости от α и $h_{пр}$.

Знак изгибающего момента определяется знаком коэффициента А: + прогиб, – перегиб здания.

В расчет принимается наибольшее по абсолютной величине значение коэффициента В.

III.29. При больших значения α, не охватываемых графиком на рис.III.3, максимальные обобщенные изгибные усилия $M_{0\,max}$ и $Q_{0\,max}$ можно определять по рекомендациям подраздела Б или "Указаний" (РСН 227-71).

Б. Определение максимальных обобщенных изгибных усилий при неизвестном положении уступа

III.30. При неизвестном положении уступа в плане значение коэффициента А, определяющего абсолютную величину максимального обобщенного момента в здании $M_{0\,max}$ (см.п. III.28), рекомендуется принимать по одному из графиков, приведенных на рисунках III.5 и III.6,а,в зависимости от исходных данных.

III.31. Для расчета по графику на рис.III.5 должны быть заданы средние величины модуля деформации $E_{ср}$ и коэффициента Пуассона $\mu_{ср}$ грунтов основания в пределах сжимаемой толщи.

В этом случае вычисления производятся в следующем порядке:

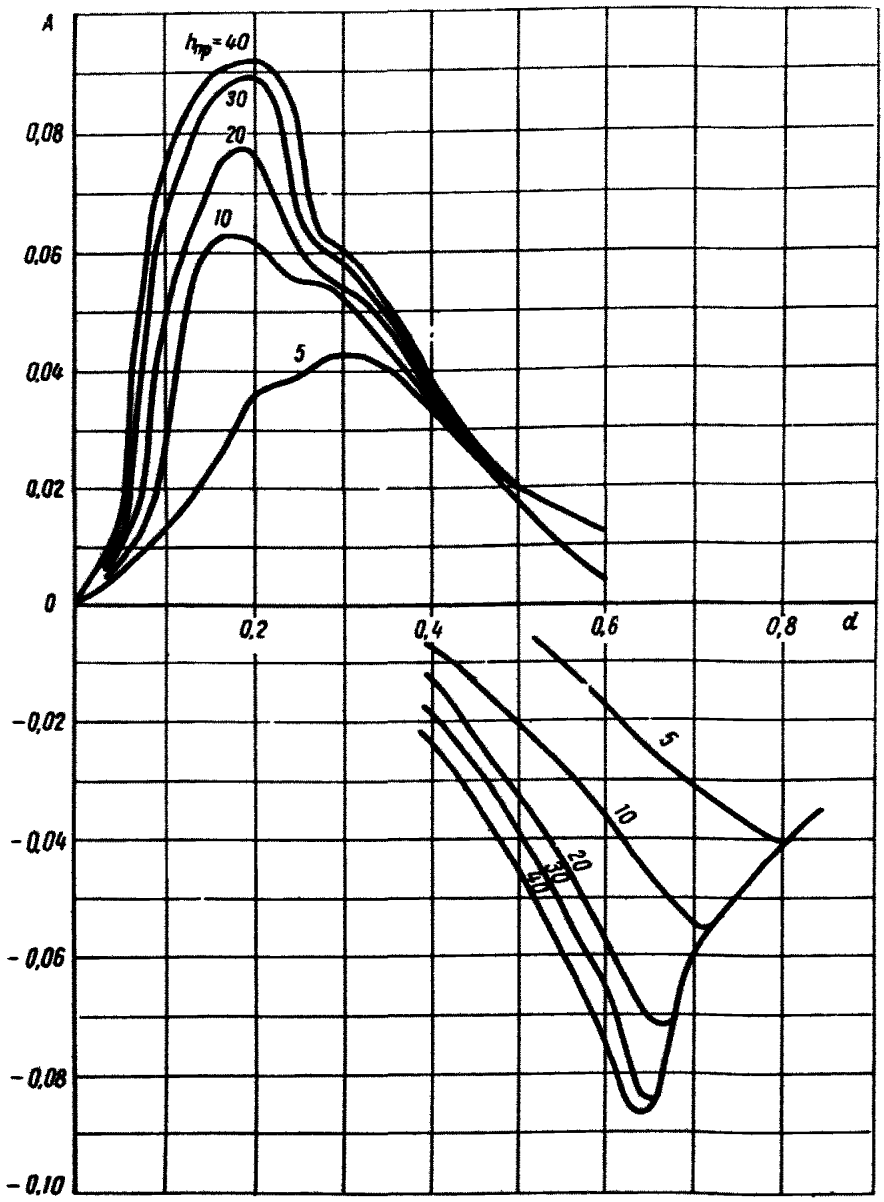


Рис.III.3. График зависимости коэффициента A от расположения уступа (относительной координаты α) при учете нелинейных деформаций грунта основания. (Знак + соответствует прогибу здания, знак - перегибу)

1. Определяется параметр β по формуле

$$\beta = 4 K_0 \frac{1 - \mu_{ср}^2}{E_{ср}} q^н l, \qquad (III-25)$$

где: K_0 - коэффициент, зависящий от величины n - отношения сторон фундаментов здания (отсека) в плане, определяемой по формуле

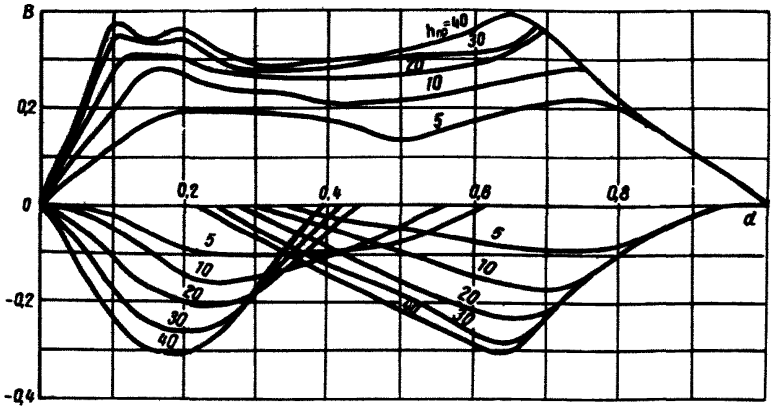


Рис.III.4. График зависимости коэффициента B от расположения уступа (относительной координаты d) при учете нелинейных деформаций грунта основания

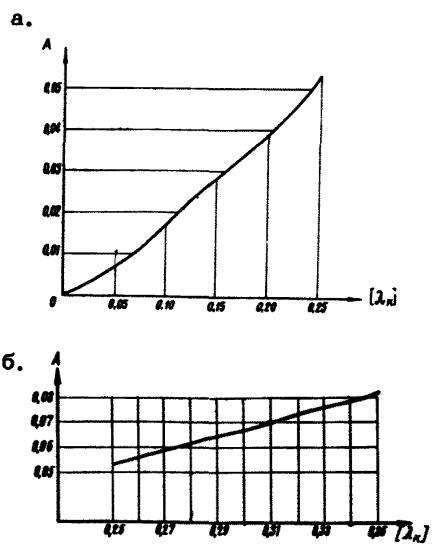


Рис.III.5. График зависимости коэффициента A от относительной длины консольного свеса $[\lambda_K]$ при неизвестном расположении уступа и линейно деформируемом основании, характеризуемом величиной $E_{ср}$.

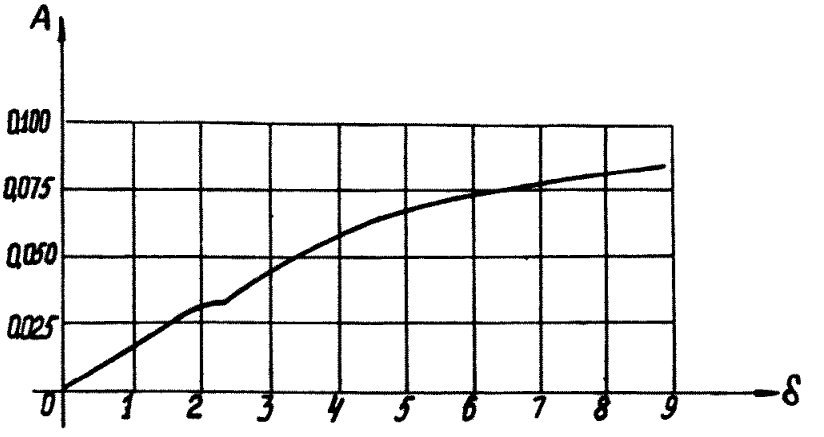
а) при малых уступах (при $/\lambda_K/ \leq 0{,}25$); б) при больших уступах (при $0{,}25 < [\lambda_K] \leq 0{,}35$)

$$n = \frac{l}{\sum_1^m b_i} \qquad \text{(III-26)}$$

Зависимость $K_0 - n$ представлена графиком на рисунке III.7.

Примечание. При $n > 10$ в расчет принимается $n = 10$.

а.



б.

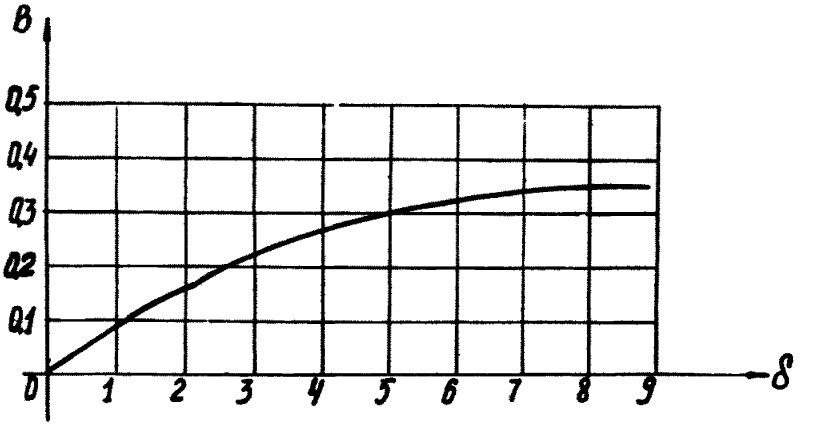


Рис. III.6. Графики зависимости коэффициентов A и B от относительной высоты уступа δ при постоянном коэффициенте постели грунта основания K и неизвестном положении уступа:

а) график коэффициентов A; б) график коэффициентов B

2. Определяется коэффициент γ по формуле

$$\gamma = 1 + \frac{\beta}{3\nu\bar{\nu}_y}. \qquad \text{(III-27)}$$

3. При $\gamma \geqslant 1{,}58$ определяется предельная относительная длина консольного свеса

$$[\lambda_к = \frac{[\nu_к]}{\nu}, \qquad \text{(III-28)}$$

где $[\nu_к]$ - предельная длина консольного свеса (рис.III.8), определяемая по графику на рис.III.9,а.

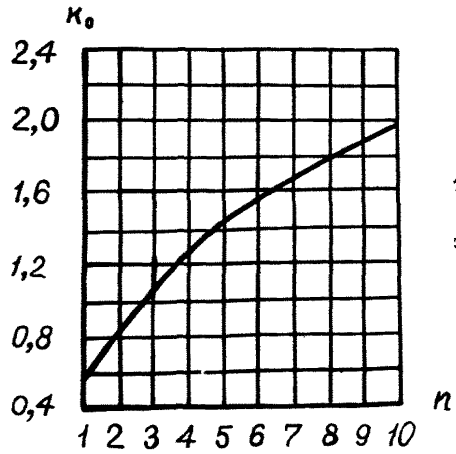


Рис.III.7. График зависимости коэффициента K_0 от отношения размеров подошвы фундаментов здания (отсека)

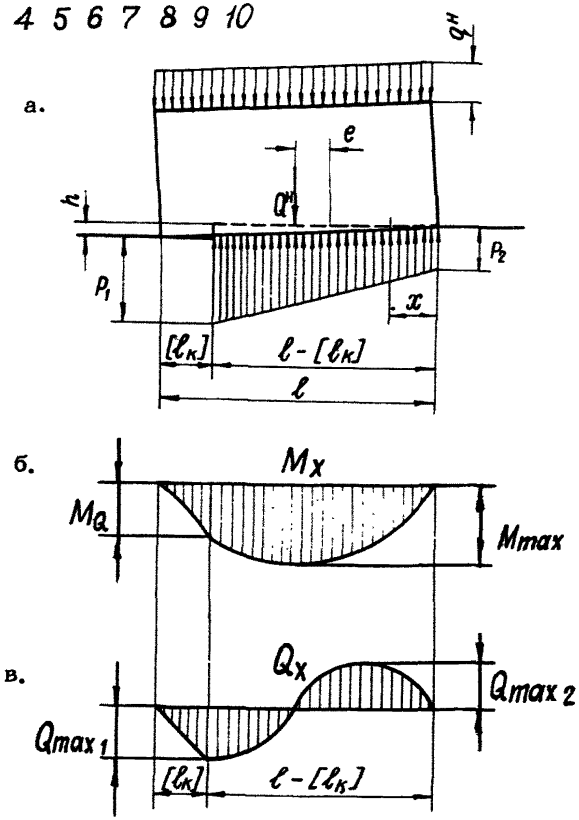
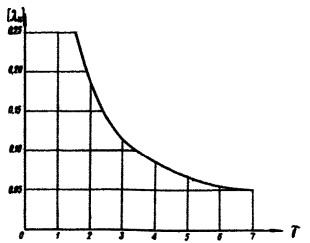


Рис.III.8. Схемы к расчету здания с жесткой конструктивной схемой на ступенчатом основании при неизвестном расположении уступа и линейно-деформируемом основании, характеризуемого величиной $E_{ср}$: а-расчетная схема здания в предельном состоянии; б-эпюра изгибающих моментов; в-эпюра поперечных сил

а.



б.

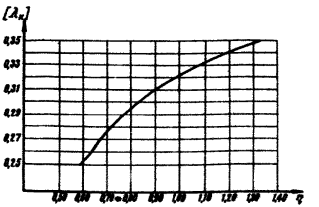


Рис.III.9. Графики зависимости предельной относительной длины консольного свеса $[\lambda_к]$ от параметров γ и η при неизвестном расположении уступа:

а–при малых уступах (при $\gamma \geqslant 1{,}58$); б–при больших уступах (при $\gamma < 1{,}58$)

4. При $\gamma < 1{,}58$ определяется безразмерный параметр η по формуле

$$\eta = \frac{l\bar{h}_y}{\beta} \qquad \text{(III-29)}$$

В зависимости от значения параметра η определяется предельная относительная длина консольного свеса $[\lambda_к]$ по графику на рис.III.9,б.

5. Определяется значение коэффициента А в зависимости от величины $[\lambda_к]$ по графикам на рис.III.5.

III.32. Для расчета по графику на рис.III.6 должны быть заданы величины коэффициентов постели основания К под каждой из стен здания (отсека).

В этом случае вычисления производятся в следующем порядке:

1. Определяется средний коэффициент постели основания $K_{ср}$ по "Указаниям" СН 227-71.

2. Определяется относительная высота уступа δ по формуле

$$\delta = \frac{\bar{h}_y}{S_{ср}}, \qquad \text{(III-30)}$$

где $S_{ср}$ – средняя расчетная строительная осадка здания (отсека), определяемая по формуле

$$S_{ср} = \frac{q^н l}{K_{ср} \sum_i^n F_i}. \qquad \text{(III-31)}$$

3. Определяется коэффициент A в зависимости от величины $[\lambda]$ по графику на рис.III.6,а.

III.33. При неизвестном положении уступа в плане значение коэффициента B, определяющего величину максимальной обобщенной поперечной силы $Q_{0\,max}$ (см.п.III.25), рекомендуется принимать в зависимости от исходных данных по формуле

$$B = [\lambda] \qquad \text{(III-32)}$$

или по графику, приведенному на рис.III.6,б, в зависимости от величины относительной высоты уступа δ (см.п.III.32).

III.34. Расчетный крен здания (отсека) θ на ступенчато-деформированном основании определяется по формуле

$$\theta = \alpha \frac{h_y}{l}, \qquad \text{(III-33)}$$

где: α - коэффициент, значение которого рекомендуется определять по таблице III.4.

Таблица III.4

$[\lambda_K]$	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29
α	1,0000	1,0204	1,0417	1,0638	1,0870

$[\lambda_K]$	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35
α	1,1111	1,1364	1,1628	1,1905	1,2195	1,2500

Для предварительных расчетов разрешается принимать $\alpha = 1,1$.

III.35. Обобщенный изгибающий момент M_{0Q} в сечении, где поперечная сила достигает своего максимума Q_{max} при неизвестном положении уступа в плане, определяется по формуле

$$M_{0Q} = \frac{1}{2} q^H ([\lambda_K] l)^2. \qquad \text{(III-34)}$$

III.36. Если положение уступа в плане неизвестно, то при проектировании должны рассматриваться 2 расчетных случая - прогиба и перегиба здания (отсека) при одних и тех же абсолютных значениях изгибающих моментов $M_{0\,max}$ и M_{0Q}

4. Практический способ расчета рам каркасных зданий на воздействие горизонтальных и ступенчатых деформаций основания

III.37. Настоящие рекомендации распространяются на многопролетные (не менее 2 пролетов) металлические и железобетонные рамы с жесткими узлами.

III.38. Рекомендации составлены для расчета симметричных рам с равными пролетами и одинаковыми в пределах каждого из ярусов колоннами и ригелями. Рекомендациями можно пользоваться также для расчета несимметричных рам, у которых пролеты отличаются между собой по длине не более чем на 10%, а величины погонных жесткостей колонн в пределах одного яруса - не более чем на 50%.

III.39. При определении усилий в одноэтажных рамах погонные жесткости элементов, расположенных выше ригеля первого яруса, следует принимать в расчетных формулах равными нулю.

А. Определение усилий, вызываемых горизонтальными деформациями основания, действующими в плоскости рамы

III.40. Влияние горизонтальных деформаций основания учитывается только в пределах двух первых ярусов рамы. Значения изгибающих моментов приводятся для подлежащих проверке сечений элементов последнего и предпоследнего пролетов рамы, колонны которых испытывают наибольшие смещения (рис.III.10).

Знаки изгибающих моментов определяются знаком (направлением) горизонтальных деформаций основания (растяжением или сжатием).

III.41. Изгибающий момент в нижнем опорном сечении последней (m-ой) колонны первого яруса определяется по формуле

$$M_{m1}^{н}=1,5LB_1^{пог}\frac{m_\varepsilon \bar{\varepsilon} K_x}{h_1}(2-\alpha)-B_1^{пог}\left[(4-B_1^{пог}\omega)\varphi_m+B_{p1}^{пог}\omega\varphi_1\right], \qquad (III-35)$$

где $\bar{\varepsilon}$ - расчетная горизонтальная деформация; m_ε - коэффициент условий работы (см.п.1.8); L - длина рамы; h_1 - расчетная высота первого яруса; $B_1^{пог}$ - погонная жесткость рассматриваемой колонны; K_x - коэффициент взаимосвязи между горизонтальными перемещениями основания и фундамента, определяемый в соответствии с п.III.44; α,ω,b - безраз-

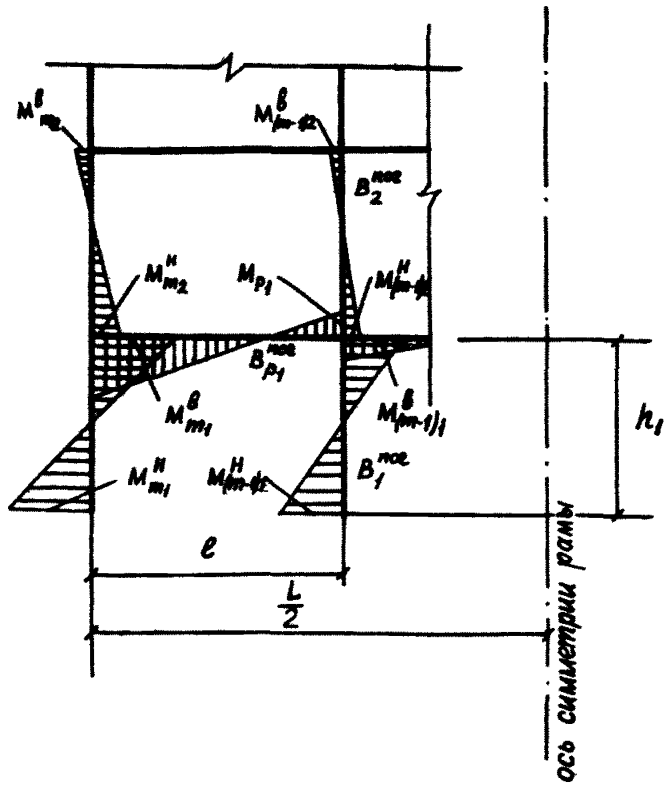


Рис.III.10. Эпюра изгибающих моментов в наиболее напряженной части рамы от горизонтальных деформаций растяжения основания

мерные коэффициенты, зависящие от геометрических размеров рамы и соотношений погонных жесткостей ее элементов, определяемые по формулам:

$$a = B_1^{пог}\,\omega\,(1 - B_{p1}^{пог}\,b); \qquad \text{(III-36)}$$

$$\omega = \frac{1}{B_1^{пог} + B_2^{пог} + B_{p1}^{пог}}; \qquad \text{(III-37)}$$

$$b = \frac{(1 - B_{p1}^{пог}\omega)(1 - \frac{2l}{L})}{B_{p1}^{пог}(4 - B_{p1}^{пог}\omega) + 2(B_1^{пог} + B_2^{пог})}; \qquad \text{(III-38)}$$

$B_2^{пог}$ – погонная жесткость колонны второго яруса; $B_{p1}^{пог}$ – погонная жесткость ригеля первого яруса последнего пролета рамы; l – длина пролета; φ_1 – угол поворота узла пересечения колонн предпоследнего ряда с ригелем первого яруса, определяемый по формуле

$$\varphi_1 = B_1^{пог} \frac{\varphi_{m-1} - 0{,}5 B_{p1}^{пог} \omega (\varphi_m + \varphi_{m-2})}{B_{p1}^{пог}(4 - B_{p1}^{пог}\omega) + 2(B_1^{пог} + B_2^{пог})}, \qquad (III-39)$$

φ_m – крен фундамента последней колонны, определяемый по формуле

$$\varphi_m = 12 L B_1^{пог} m_\varepsilon \bar{\varepsilon} K_\chi K_\varphi K \frac{(1-\mu_{ср}^2)(2-\alpha)}{E_{ср} C^3 h_1}, \qquad (III-40)$$

C – длина подошвы фундамента рассматриваемой колонны в плоскости рамы; K – безразмерный коэффициент, учитывающий влияние отношения длин соответствующих сторон подошвы фундамента на его крен, определяемый по указаниям СНиП; K_φ – коэффициент, учитывающий влияние поворота фундамента в упругой среде, определяемый по формуле

$$K_\varphi = \frac{E_{ср} C^3}{E_{ср} C^3 + 32(1-\mu_{ср}^2) B_1^{пог} K}, \qquad (III.41)$$

φ_{m-1} – крен фундамента предпоследней ($m-1$) колонны, определяемый по формуле

$$\varphi_{m-1} = 24 L B_1^{пог} m_\varepsilon \bar{\varepsilon} K_\chi K_\varphi K \frac{\left(1-\mu_{ср}^2\right)\left(1-\frac{2l}{L}-B_1^{пог} b\right)}{E_{ср} C^3 h_1}, \qquad (III-42)$$

φ_{m-2} – крен фундамента третьей от конца рамы колонны, ($m-2$). Для рам с четырьмя и более пролетами φ_{m-2} принимается равным произведению φ_{m-1} на отношение расстояний от оси симметрии рамы до ($m-2$) и ($m-1$) колонн. Для 3 пролетных рам принимается $\varphi_{m-2} = -\varphi_{m-1}$, а для 2 пролетных рам – $\varphi_{m-2} = -\varphi_m$.

Примечания. 1. Погонные жесткости элементов $B^{пог}$ принимаются относительно оси нормальной плоскости рамы.

2. Для металлических рам величина $B^{пог}$ определяется по жесткости EJ, а для железобетонных – по приведенной жесткости $B_{пр}$ в соответствии с указаниями подраздела 2.

III.42. Изгибающий момент в верхнем опорном сечении последней колонны первого яруса определяется по формуле

$$M_{m1}^{в} = 3 L B_1^{пог} \frac{m_\varepsilon \bar{\varepsilon} K_\chi}{h_1}(1-\alpha) - 2 B_1^{пог}\left[(1-B_1^{пог}\omega)\varphi_m + B_{p1}^{пог}\omega\,\varphi_1\right]. \qquad (III-43)$$

Изгибающие моменты в опорных сечениях последней колонны второго яруса рамы определяются по формулам:

$$M_{m2}^{н} = \frac{3LB_2^{пог}}{h_1} m_\varepsilon \bar{\varepsilon} K_x \alpha - 2B_2^{пог}\omega\,(B_1^{пог}\varphi_m - B_{p1}^{пог}\varphi_1); \qquad (III-44)$$

$$M_{m2}^{в} = 0{,}5M_{m2}^{н} = 1{,}5LB_2^{пог}\frac{m_\varepsilon \bar{\varepsilon} K_x}{h_1}\alpha - B_2^{пог}\omega\,(B_1^{пог}\varphi_m - B_{p1}^{пог}\varphi_1). \qquad (III-45)$$

Изгибающие моменты в опорных сечениях предпоследней колонны первого яруса рамы определяются по формулам:

$$M_{(m-1)1}^{н} = 3LB_1^{пог}\frac{m_\varepsilon \bar{\varepsilon} K_x}{h_1}\left(1 - \frac{2\nu}{L} - B_1^{пог}b\right) - 2B_1^{пог}(2\varphi_{m-1} - \varphi_1); \qquad (III-46)$$

$$M_{(m-1)1}^{в} = 3LB_1^{пог}\frac{m_\varepsilon \bar{\varepsilon} K_x}{h_1}\left(1 - \frac{2\nu}{L} - 2B_1^{пог}b\right) - 2B_1^{пог}(\varphi_{m-1} - 2\varphi_1). \qquad (III-47)$$

Изгибающие моменты в опорных сечениях предпоследней колонны второго яруса рамы определяются по формулам:

$$M_{(m-1)2}^{н} = 6LB_2^{пог}\frac{m_\varepsilon \bar{\varepsilon} K_x}{h_1} B_1^{пог} b - 4B_2^{пог}\varphi_1; \qquad (III-48)$$

$$M_{(m-1)2}^{в} = 0{,}5M_{(m-1)2}^{н} = 3LB_2^{пог}\frac{m_\varepsilon \bar{\varepsilon} K_x}{h_1} B_1^{пог} b - 2B_2^{пог}\varphi_1. \qquad (III-49)$$

Изгибающий момент в ригеле последнего пролета первого яруса в месте примыкания к предпоследней колонне определяется по формуле

$$M_{p1} = 1{,}5LB_{p1}^{пог}\frac{m_\varepsilon \bar{\varepsilon} K_x}{h_1} B_1^{пог}\left[\omega + (4 - B_{p1}^{пог}\omega)b\right] - B_{p1}^{пог}\left[B_1^{пог}\omega\varphi_m + (4 - B_{p1}^{пог}\omega)\varphi_1\right]. \qquad (III-50)$$

III.43. Нормальные и поперечные силы в элементах рамы определяются по правилам строительной механики.

Максимальная нормальная сила, действующая в ригеле среднего пролета первого (второго) яруса, равна сумме нормальных сил во всех ригелях яруса, расположенных по одну сторону от оси симметрии рамы.

III.44. Коэффициент взаимосвязи между горизонтальными перемещениями основания и фундамента K_x определяется по номограмме (рис.III.11) в зависимости от жесткости колонны первого яруса B_1 (для железобетонной колонны – приведенной жесткости $B_{1пр}$) и ее высоты h_1, а также от модуля деформации грунта основания E.

Номограмма составлена для фундаментов с площадью подошвы, равной 7,5 м^2. При другой площади подошвы фунда-

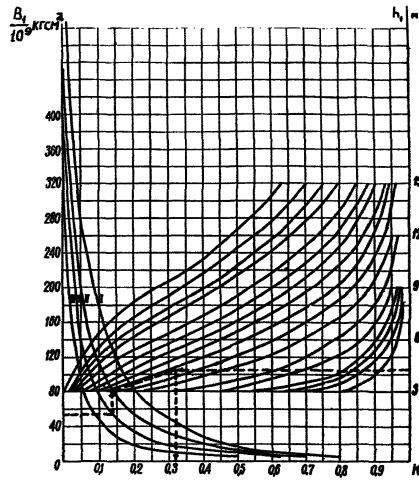


Рис.III.11. Номограмма для определения значений коэффициента взаимосвязи между горизонтальными перемещениями основания и фундамента K_x:

1-для грунтов с $E \geqslant 350$ кг/см^2; 2-для грунтов с E = (210-340) кг/см^2; 3-для грунтов с E = (110-200) кг/см^2; 4-для грунтов с $E \leqslant 100$ кг/см^2

мента на каждый "лишний" ("недостающий") м^2 ее к величине коэффициента K_x следует прибавить (отнять) значение поправки ΔK_x, определенной по графику (рис.III.12).

Порядок определения коэффициента K_x показан на номограмме пунктирной линией.

Б. Определение усилий в раме, вызываемых ступенчатыми деформациями основания

III.45. В настоящих рекомендациях рассматривается типичный случай образования уступа между фундаментами колонн в любом из пролетов рамы. Усилия определяются только в наиболее напряженных сечениях рамы.

III.46. Изгибающие моменты в опорных сечениях находящейся в наиболее неблагоприятном положении колонны первого

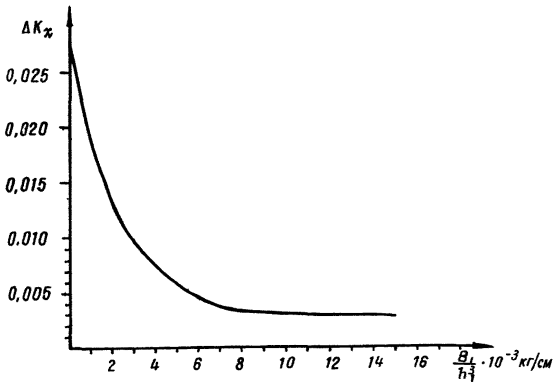


Рис.III.12. График поправок к коэффициенту взаимосвязи K_x

яруса рамы (рис.III.13) определяются по формулам:

$$M_1^н = 2B_1^{пог}\left[\bar{h}_y K_z \frac{a_1}{l} - \varphi_н(2 - a_\varphi)\right], \qquad (III-51)$$

$$M_1^в = 2B_1^{пог}\left[2\bar{h}_y K_z \frac{a_1}{l} - \varphi(1-2a_\varphi)\right]. \qquad (III-52)$$

Изгибающие моменты в опорных сечениях колонн второго и всех последующих ярусов определяются по формулам:

$$M_n^в = 6B_n^{пог}\bar{h}_y K_z \frac{a_n}{l}, \qquad (III-53)$$

$$M_{n+1}^н = 6B_{n+1}^{пог}\bar{h}_y K_z \frac{a_n}{l} \qquad (III-54)$$

Изгибающие моменты в опорных сечениях ригелей рамы определяются по формулам:

$$M_{рп} = 6B_{рп}^{пог}\bar{h}_y K_z \frac{1 - a_n}{l}, \qquad (III-55)$$

$$M_{рп}^п = 4B_{рп}^{пог}\bar{h}_y K_z \frac{a_n}{l}, \qquad (III-56)$$

$$M_{рп}^с = 2B_{рп}^{пог}\bar{h}_y K_z \frac{a_n}{l}. \qquad (III-57)$$

В формулах (III-51)-(III-57) приняты следующие обозначения: $B_n^{пог}$ – погонная жесткость колонны n -го яруса;

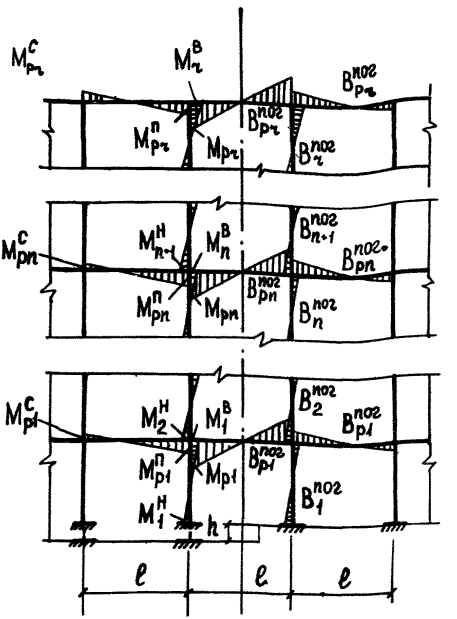


Рис.III.13. Эпюра изгибающих моментов в наиболее напряженной части рамы от ступенчатой деформации основания

$B^{пог}_{pn}$ – погонная жесткость ригеля n -го яруса; α_n – безразмерный коэффициент, зависящий от соотношений погонных жесткостей элементов n -го яруса рамы, определяемый по формулам:

при $n=1$, $$\alpha_n = \frac{3B^{пог}_{p1}}{2B^{пог}_1 + 5B^{пог}_{p1} + 3B^{пог}_2}\ ; \qquad (III-58)$$

при $1<n<r$, где r – последний (верхний) ярус рамы,

$$\alpha_n = \frac{3B^{пог}_{pn}}{3B^{пог}_n + 5B^{пог}_{pn} + 3B^{пог}_{n+1}}\ ; \qquad (III-59)$$

при $n = r$ $\alpha_n = \dfrac{3B_{pr}^{пог}}{3B_r^{пог} + 5B_{pr}^{пог}}$; (III-60)

K_z – коэффициент взаимосвязи между вертикальными перемещениями грунта и фундамента, определяемый по формуле

$$K_z = 1 - \frac{9{,}2}{l^2 E_{ср}\sqrt{F}} \sum_{n=1}^{r} B_{pn}^{пог}(2 - \alpha_n) \geqslant 0{,}5, \qquad \text{(III-61)}$$

где F – площадь подошвы фундамента рассматриваемой колонны; α_φ – безразмерный коэффициент, определяемый по формуле

$$\alpha_\varphi = \frac{B_1^{пог}}{2B_1^{пог} + 2B_2^{пог} + 5B_{p1}^{пог}}, \qquad \text{(III-62)}$$

φ_h – крен фундамента ближайшей к уступу колонны, находящейся в наиболее неблагоприятном положении, определяемый по формуле

$$\varphi_h = 16\, B_1^{пог}\, \bar{h}_\gamma\, K_z\, K_\varphi\, K\, \frac{(1 - \mu_{ср}^2)\, d}{E_{ср}\, c^3\, l}. \qquad \text{(III-63)}$$

III.47. Нормальные силы в ближайших к уступу колоннах первого яруса определяются по формуле

$$N = \frac{6\bar{h}_\gamma K_z}{l^2} \sum_{n=1}^{r} B_{pn}^{пог}(2 - \alpha_n). \qquad \text{(III-64)}$$

5. Методика расчета на ЭВМ рам каркасных зданий на воздействие ступенчатой деформации основания

III.48. Ниже изложены предпосылки и принципиальные положения методики расчета рам каркасных зданий (каркасов) на вынужденные ступенчатые деформации податливого основания, ориентированной на применение цифровых вычислительных машин (ЦВМ), либо других средств вычислительной техники.

III.49. Усилия в элементах рамы каркаса и ее перемещения могут быть определены на основании любого известного метода строительной механики. Изложение предлагаемой методики расчета производится применительно к методу перемещений.

III.50. В качестве расчетной модели основания принимается модель с переменной по длине рамы каркаса жесткостью основания, которая в расчетной схеме представляется в виде точечных опор.

При шарнирном соединении колонны с фундаментом основание под ним заменяется одной точечной опорой, а при жестком – тремя.

III.51. Жесткостная характеристика каждой точечной опоры определяется по формуле

$$C = \frac{\bar{P}}{d_0 \bar{V}}, \qquad \text{(III-65)}$$

где $\bar{P}$ – нагрузка на рассматриваемый фундамент, при котором среднее давление по его подошве равно нормативному давлению; $\bar{V}$ – осадка фундамента от нагрузки P, определяемая в соответствии с указаниями СНиП; d_0 – количество точечных опор, заменяющих в расчетной схеме основание под рассматриваемым фундаментом (см.п.III.50).

III.52. Расчетная схема системы "основание–рама" назначается в соответствии с общими правилами строительной механики. При расчете необходимо учитывать изгибную жесткость элементов рамы каркаса и продольную жесткость точечных опор, заменяющих основание.

III.53. При ступенчатом оседании земной поверхности возможно отставание перемещений фундаментов рамы каркаса от вынужденных деформаций основания и даже поднятие некоторых фундаментов. В этих случаях может произойти потеря контакта между соответствующими точечными опорами и фундаментом, что приводит к нарушению линейной зависимости между оседаниями основания и соответствующими им перемещениями рамы каркаса.

Потеря контакта между фундаментом и некоторой i -ой опорой влечет за собой изменение расчетной схемы системы "основание–рама", в которой i -я связь выключается из работы, это значит, что ее жесткостная характеристика C_i – должна приниматься равной нулю.

Возможны также случаи, когда выключенная при некоторой высоте уступа i -я опора при дальнейшем возрастании высоты уступа вновь включается в работу, что также приводит к изменению расчетной схемы системы.

III.54. Вследствие возможности изменения расчетной схемы системы "основание–рама" в процессе роста высоты уступа зависимость между вынужденными деформациями основания и осадкой фундаментов рамы каркаса в общем случае является нелинейной.

Расчет такой системы рекомендуется выполнять по схеме шагового метода с использованием на каждом шаге расчета линейных зависимостей.

П р и м е ч а н и е. Схема зависимости между осадкой фундамента V_i в месте расположения i -ой точечной опоры и высотой уступа при ее изменении от нуля до расчетной величины h_γ изображена на рис.III.14. На этом рисунке точка O' соответствует осадке V_i' i -ой опоры от обычных нагрузок до подработки, а точки 1,2... j... (T-1), T–вы-

стам уступа, при которых происходят изменения расчетной схемы системы "основание-рама".

Общая величина осадки фундамента представляет собой сумму (T+1) осадок: осадки от обычных нагрузок до подработки и T осадок при (T-1) -кратном изменении расчетной схемы опирания при подработке.

III.55. Суммарная величина осадки фундамента колонны V_i^c в месте расположения i -ой точечной опоры определяется по формуле

$$V_i^c = V_i^p + \sum_{j=1}^{T} \Delta V_i^j , \qquad (III-66)$$

где V_i^p - осадка рассматриваемого фундамента от обычных нагрузок до подработки; ΔV_i^j - приращение осадки фундамента в месте расположения i -ой точечной опоры при увеличении высоты уступа на величину $\Delta \bar{h}_y^j$; T -количество шагов расчета на вынужденные деформации основания.

III.56. Предельная величина приращения высоты уступа $\Delta \bar{h}_y^j$, при которой расчетная схема системы "основание-рама" остается неизменной, на каждом j -ом шаге расчета определяется в следующем порядке:

1. Для каждой i -ой точечной опоры вычисляются нормирующие величину приращения высоты уступа $\Delta \bar{h}_y^j$ безразмерные коэффициенты α_i^j , определяемые из условия сохранения принятых в расчетной схеме предпосылок (сохранения контакта точечной опоры с фундаментом, или нарушения его) по формуле

$$\alpha_i^j = \frac{V_i^p - \sum_{K=1}^{j-1} \Delta V_i^K}{\bar{h}_y - \sum_{K=1}^{j-1} \Delta V_i^K - V_i^j} , \qquad (III-67)$$

где V_i^j - осадка рассматриваемого фундамента на j -том шаге расчета в месте расположения i -ой точечной опоры, вычисленная в предположении сохранения расчетной схемы опирания при увеличении высоты уступа от $\sum_{K=1}^{j-1} \Delta \bar{h}_y^K$ до $\bar{h}_y$ (расчетной величины).

При расположении i -ой точечной опоры на несмещающейся части основания величина $\bar{h}_y$ в формуле (III-67) принимается равной нулю.

В тех случаях, когда коэффициент α_i^j , вычисленный по формуле (III-67), оказывается:

- меньше 0 для включенных в работу точечных опор, -происходит дальнейшее увеличение сжимающих опоры усилий; -
- больше 0 для выключенных из работы точечных опор, - происходит увеличение отрыва фундамента от основания;

– меньше 0, но больше 1 по абсолютной величине, – когда изменение расчетной схемы опирания возможно лишь при величине уступа, большей, чем h_y, в расчет следует принимать $\alpha_i^j = 1$.

2. Определяется минимальный по абсолютной величине нормирующий коэффициент

$$\lambda^j = |\alpha_i^j| \min ; \quad i = 1, 2, \dots i, \dots n. \qquad \text{(III-68)}$$

где n – общее количество точечных опор в раме.

3. Находим предельную величину приращения высоты уступа $\Delta \bar{h}_y^j$ по формуле

$$\Delta \bar{h}_y^j = \lambda^j \left(\bar{h}_y - \sum_{k=1}^{j-1} \Delta h_y^k \right). \qquad \text{(III-69)}$$

Примечания. 1. Если $\lambda^j = 1$, это означает, что данный шаг расчета является последним, т.е. $j = T$.

2. Если $\lambda^j < 1$, то для выполнения $(j+1)$-го шага расчета необходимо изменить расчетную схему в месте расположения i-ой точечной опоры, для которой $|\alpha_i^j| = \lambda^j$ (выключить из работы точечную опору, если она была включена на j-ом шаге или наоборот, включить, если она была выключена).

III.57. Приращение осадки рассматриваемого фундамента на j-ом шаге расчета в месте расположения i-ой точечной опоры ΔV_i^j при увеличении высоты уступа на $\Delta \bar{h}_y^j$ вычисляется по формуле

$$\Delta V_i^j = \lambda^j V_i^j. \qquad \text{(III-70)}$$

III.58. Учет вынужденных деформаций основания рекомендуется производить с помощью компенсирующих (влияние деформаций) узловых сил, прикладываемых к системе "основание–рама" по направлению перемещений в местах расположения всех точечных опор. Величина компенсирующей силы P_i^j, приложенной к i-той точечной опоре на j-ом шаге расчета, определяется по формуле

$$P_i^j = C_i \left(\bar{h}_y - \sum_{k=1}^{j-1} \Delta V_i^k \right). \qquad \text{(III-71)}$$

Для точечных опор, находящихся на несмещающейся части основания и для опор, выключенных из работы на j-ом шаге расчета независимо от места их расположения, величина P_i^j принимается равной нулю.

III.59. Перемещение отдельных точек рамы (вертикальное, горизонтальное, угловое) вычисляется по формуле

$$W^c = W^p + \sum_1^T \lambda^j W^j, \qquad \text{(III-72)}$$

где W^p - перемещение рассматриваемой точки от обычных нагрузок до подработки; W^j - перемещение рассматриваемой точки на j -ом шаге расчета, вычисленное в предположении, что при увеличении высоты уступа от $\sum_1^k \Delta \bar{h}_\gamma^k$ до $\bar{h}_\gamma$ (расчетного значения) изменений расчетной схемы не произойдет.

III.60. С целью уменьшения усилий в элементах рамы, расчет системы "основание-рама" рекомендуется производить с помощью уточненного метода, учитывающего нелинейность деформаций основания и железобетонных элементов рамы.

III.61. При расчете системы "основание-рама" с учетом нелинейных деформаций основания зависимость между нагрузкой на фундамент и его осадкой рекомендуется принимать по экспериментальным данным или (для нескальных грунтов) по формуле

$$V_i^{j+1} = \frac{\delta_i^j \left(1 - \frac{P_i^{нj}}{R_i}\right) P_i^{н\,(j+1)}}{P_i^j \left(1 - \frac{R_i^{j+1}}{R_i}\right)}, \qquad \text{(III-73)}$$

где δ_i^j - осадка i -ой точечной опоры на j -ом шаге расчета; $P_i^{нj}$ - нормативная нагрузка на i -ую точечную опору на j -том шаге расчета; R_i - предельная несущая способность грунта на рассматриваемом участке основания, определяемая в соответствии с указаниями СНиП.

III.62. При расчете системы "основание-рама" с учетом нелинейных деформаций железобетонных элементов рамы (с учетом изменения жесткости по длине элементов) последние рекомендуется разбить на достаточно большое количество расчетных участков (не менее 20). Жесткостные характеристики сечений между расчетными участками определяются на основании рекомендаций СНиП.

III.63. Расчет системы "основание-рама" с учетом неупругих деформаций грунтов основания и железобетонных элементов рамы производится в той же последовательности, что и без учета этого фактора по формулам,приведенным выше.

Особенностью этого расчета является лишь учет изменения жесткостных характеристик элементов системы по мере увеличения высоты уступа. Эти характеристики на каждом j -ом шаге расчета вычисляются на основании данных $(j-1)$-го шага.

Жесткостные характеристики точечных опор и железобетонных элементов рамы изменяются в процессе шагового расчета, связанного с исчерпанием заданной величины деформационного воздействия.

Величина шага деформационного воздействия определяется с использованием дополнительных нормирующих коэффи-

-циентов, ограничивающих величину приращения высоты уступа на каждом шаге расчета из условия плавного изменения жесткостей точечных опор и железобетонных элементов рамы.

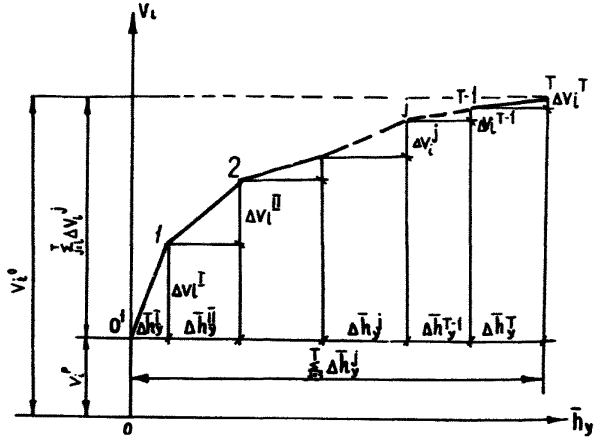


Рис.Ш.14. Схема зависимости осадки i -той точечной опоры фундамента от высоты уступа h_y

Приложение 1У

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ЭЛЕМЕНТОВ УСИЛЕНИЯ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ НА ДЕФОРМИРОВАННОМ ОСНОВАНИИ

1У.1. Настоящие рекомендации распространяются на каменные здания любых типов с ленточными фундаментами.

1У.2. Элементы усиления каменного здания должны быть рассчитаны на воздействие как вертикальных, так и горизонтальных деформаций основания. Учет этого воздействия может производиться раздельно с назначением одних элементов для восприятия усилий от вертикальных деформаций основания, других - от горизонтальных деформаций, что учтено в рекомендациях настоящего приложения. Расчет элементов усиления надземной части здания производится по "Рекомендациям" с учетом указаний п.4.51.

Расчет элементов усиления фундаментно-подвальной части здания

1У.3. Сечение тяжей цокольного (см.п.4.58) и фундаментного (см.п.4.59) поясов при перегибе здания (отсека) долж-

но проверяться расчетом на растяжение силами, вызванными горизонтальными деформациями основания, действующими на фундамент рассматриваемой стены в ее плоскости, определяемыми по указаниям "Руководства".

1У.4. При прогибе здания (отсека) на ступенчато-деформированном основании тяжи цокольного и фундаментного поясов должны быть рассчитаны на растяжение, на восприятие усилий как от вертикальных, так и от горизонтальных деформаций основания.

Усилие в тяжах цокольного (фундаментного) пояса, вызванные вертикальными деформациями основания $N_п^в$ может быть определено по формуле

$$N_п^в = m_т \cdot n_{тп} \cdot R_a \cdot F_н, \qquad (1У-1)$$

где $n_{тп}$ - число тяжей в рассматриваемом поясе, принятое при расчете стен здания (отсека) на изгиб; $m_т$ - коэффициент условий работы тяжей, определяемый по указаниям "Рекомендаций"; R_a -расчетное сопротивление стали тяжей; $F_н$ - площадь сечения тяжа нетто.

1У.5. В случае, предусмотренном в п.1У.4, расчетное усилие в тяжах цокольного пояса $N_п$ принимается как меньшее из значений, полученных при расчетах по указаниям п.1У.4 и по условию равнопрочности тяжей на растяжение и кладки усиляемой стены на срез по неперевязанному сечению в уровне тяжей, выражаемому формулой

$$N_п = \frac{1}{2} l b [R_{ср.с}], \qquad (1У-2)$$

где l и b - длина и толщина (в уровне тяжей) рассматриваемой стены, соответственно; $[R_{ср.с}]$ - предельное расчетное сопротивление кладки стены срезу, определяемое по формуле

$$[R_{ср.с}] = m_к R_{ср} + \frac{1}{2} P \sigma^н_{min}, \qquad (1У-3)$$

где $m_к$ - коэффициент условий работы, учитывающий влияние возраста кладки на ее расчетное сопротивление срезу, определяемый по СНиП (Строительные нормы и правила. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования); $R_{ср}$ - расчетное сопротивление кладки срезу по неперевязанному сечению, определяемое по СНиП; P - коэффициент, принимаемый равным 1 для кладки из сплошного кирпича и 0,5 для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами; $\sigma^н_{min}$ - минимальное напряжение сжатия в кладке в уровне тяжа от постоянных нормативных вертикальных нагрузок.

1У.6. Сечение стальных затяжек связи-распорки, вводимой по нормали к плоскости стен с большим свободным пролетом,

(см.п.4.60), должно определяться расчетом на растяжение силами, вызванными воздействием горизонтальных деформаций земной поверхности на тяготеющие к распорке участки фундамента (рис.1У.1). Расчетные усилия в затяжках могут быть определены по указаниям "Руководства".

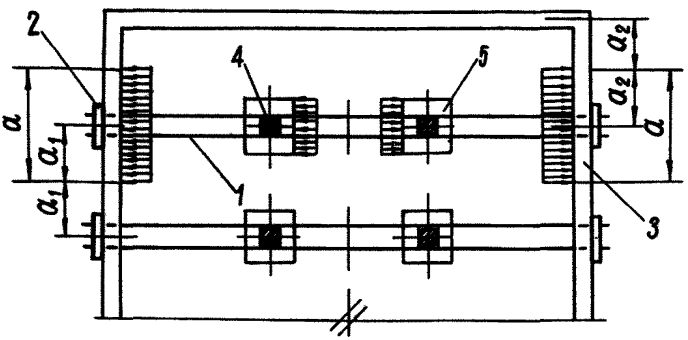


Рис.1У.1. Расчетная схема стальных затяжек связи-распорки, устраиваемой в пределах цоколя или фундамента:

1-затяжка; 2-обжимной элемент; 3-стена (фундамент); 4-колонна; 5-фундамент колонны

1У.7. Для зданий без подвалов расчетное усилие в стальных затяжках N связей-распорок, устраиваемых в уровне пола 1 этажа, принимается как меньшее из значений, полученных при расчетах по указаниям "Руководства" (см.п.1У-6) и по условию равнопрочности затяжек (при растяжении) и соединяемых между собой стен и колонн (на срез по неперевязанному сечению кладки), выражаемому формулой

$$N = \left[R_{ср.с}\right] a b + \frac{1}{2}\left[R_{ср.к}\right] \sum_{1}^{n} F_{к i}, \qquad (1У-4)$$

где a - длина участка стены, тяготеющего к рассматриваемой связи-распорке (рис.1У-1); n - число колонн, соединяемых между собой связью-распоркой, при нечетном числе колонн в расчет следует принимать $n-1$; $\left[R_{ср.к}\right]$ - предельное расчетное сопротивление кладки колонны срезу, определяемое по формуле

$$\left[R_{ср.к}\right] = m_к m_{к1} R_{ср} + \frac{1}{2} P \sigma^{н}_{min}, \qquad (1У-3)$$

где $m_{кi}$ - коэффициент условий работы, учитывающий влияние площади сечения колонны $F_к$ на ее несущую способность, принимаемый равным 0,8 при $F_к \leq 0{,}3$ м^2 и 1 при

$F_к > 0{,}3$ м^2; $F_{кi}$ – площадь сечения i -той кирпичной колонны.

1У.8. В тех случаях, когда деформации сжатия основания, направленные вдоль связи-распорки, превосходят соответствующие деформации растяжения, или расчетное сопротивление стали затяжек сжатию R_{ac}, меньше чем растяжению R_a (например, сталь класса А-1У), то железобетонные связи-распорки должны быть проверены на центральное сжатие силами, определенными по указаниям п.1У.5. При этом расчетное сопротивление стали затяжки принимается с коэффициентом условий работы $m = 0{,}8$. Расчет производится в соответствии с требованиями СНиП, учитывая, что для связей-распорок, расположенных в грунте или по грунту, коэффициент продольного изгиба φ принимается равным 1.

1У.9. Высота фундаментов здания, подлежащего выправлению способом поддомкрачивания, должна проверяться по условию обеспечения допустимого давления на основание при передаче нагрузки от домкратов.

Высота фундаментов до низа домкратной ниши $h_ф$ (рис. 1У.2) должна соответствовать несущей способности основания

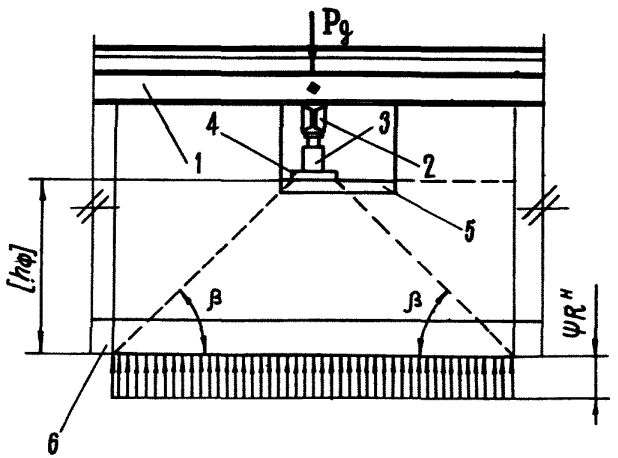


Рис.1У.2. Схема нагрузок на ленточный фундамент в предельном состоянии при выправлении здания способом поддомкрачивания:

1–обвязочная балка; 2–распределительная балка; 3–домкрат; 4–стальная опорная плита; 5–железобетонная подушка; 6–подошва фундамента

и удовлетворять условию

$$h_ф \geqslant [h_ф] = A_1 - \sqrt{A_1^2 - \frac{1}{2}\,\frac{n_д P_д}{b_{ср}\,\gamma_ф\,\mathrm{tg}\,\beta}}\,, \qquad (1У\text{-}5)$$

где $[h_ф]$ - предельная (минимальная) высота фундамента до низа домкратной ниши; $n_д$ - число домкратов в нише; $P_д$ - нормативная нагрузка на домкрат; $b_{ср}$ - средняя ширина фундамента на участке высотой $h_ф$ (рис.1У.2); $\gamma_ф$ - объемный вес фундамента; β - угол передачи давления в кладке фундамента, определяемый по СНиП в зависимости от вида кладки; A_1 - параметр, определяемый по формуле

$$A_1 = \frac{1}{2}\,\frac{b_п\,\psi\,R^н}{b_{ср}\,\gamma_ф}\,, \qquad (1У\text{-}6)$$

где $b_п$ - ширина подошвы фундамента; $R^н$ - нормативное давление на основание, определяемое по СНиП (Строительные нормы и правила. Основания и фундаменты. Нормы проектирования); ψ - коэффициент повышения нормативного давления, определяемый по СНиП.

1У.10. В тех случаях, когда высота фундаментов $h_ф$ не удовлетворяет условию 1У.5 (в зданиях без подвала, при слабых грунтах в основании) следует прибегнуть к рекомендациям п.4.15 или отказаться от возможности выправления здания.

1У.11. Требуемая номинальная грузоподъемность домкрата $Q_д$ определяется в зависимости от принятой схемы расстановки домкратов (см.п.4.12). Величина $Q_д$ должна превышать нормативную вертикальную нагрузку $P_д$, приходящуюся на домкрат не менее, чем на 10%.

1У.12. Прочность стен здания, подлежащего выправлению способом поддомкрачивания, должна быть проверена по сечению, ослабленному штрабой (бороздой), вынимаемой для установки одной из обвязочных балок.

Проверка производится на внецентренное сжатие расчетной вертикальной нагрузкой q в уровне обвязочных балок по указаниям СНиП. При этом нагрузка q принимается приложенной посредине неослабленного сечения стены, а глубина борозды принимается шире обвязочной балки на 5-10 см (5см - в стенах бетонных и из кирпича, 10 см - в стенах бутобетонных и бутовой кладки).

1У.13. Высота обвязочных балок, необходимых для выправления здания способом поддомкрачивания, должна проверяться расчетом кладки стены на смятие от действия сосредоточенной силы, передаваемой домкратом. При этом кладка рассматривается как упругое основание.

Высота обвязочной балки $h_б$ должна удовлетворять условию:

$$h_в \geq a_д \sqrt{\frac{n_п P_д}{\pi m_к R_к}} - \delta_п, \qquad (1У-7)$$

где $n_п$ - коэффициент перегрузки, принимаемый равным 1.1; $a_д$ - коэффициент, принимаемый равным:

- при одиночных домкратах - 0,62, при спаренных домкратах, расположенных в одном сечении (рис.4.5,г) - 0,87; $\delta_п$ - толщина прокладной доски (рис.4.3-4.6), принимаемая в соответствии с рекомендацией п.4.22).

1У.14. В тех случаях, когда стены здания не усиливаются с помощью фундаментных поясов, сечение обвязочных балок должно определяться расчетом на центральное растяжение силами N , вызванными горизонтальными деформациями основания, по указаниям п.1У.3 определяемыми независимо от прогиба или перегиба здания.

При разрезке фундамента на 3 отсека и введении фундаментного пояса в среднем отсеке (см.п.4.70) усилия в последнем могут не учитываться при определении величины N .

1У.15. Сечение обвязочных балок должно проверяться расчетом на прочность при изгибе в процессе поддомкрачивания.

В качестве расчетной схемы может быть принята бесконечная многопролетная неразрезная балка с равными пролетами и постоянного сечения, загруженная реактивным отпором кладки стены, изменяющимся по закону треугольника (рис.1У.3).

Изгибающие моменты в обвязочной балке определяются в зависимости от длины участка стены, вовлекаемой в работу при поддомкрачивании - от длины зоны реактивного отпора кладки стены (рис.1У.3).

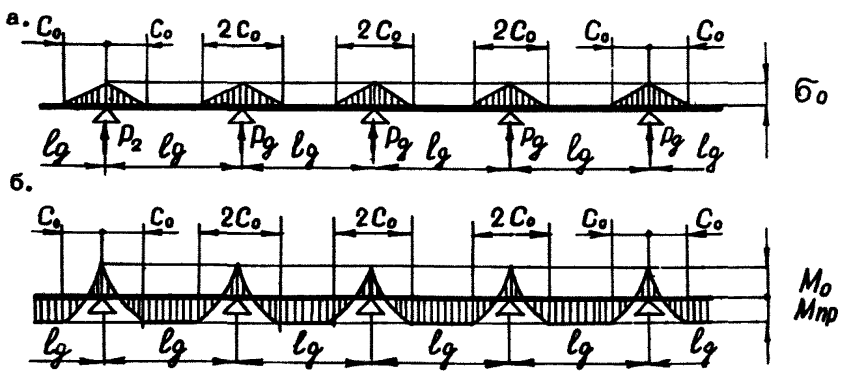


Рис.1У.3. Расчетные схемы обвязочной балки при поддомкрачивании:

а) схема нагрузок; б) эпюра изгибающих моментов

Полудлина зоны реактивного отпора кладки стены C_0 над домкратом определяется по формуле

$$C_0 = 3{,}25\sqrt[3]{\frac{B}{b \cdot E_к}}, \qquad (1У\text{-}8)$$

где B – изгибная жесткость сечения обвязочной балки относительно оси нормальной к плоскости стены – для стальных балок принимается EJ, для железобетонных приведенная жесткость $B_{пр}$, определяемая по рекомендациям Приложения Ш; b – толщина рассматриваемой стены в уровне обвязочных балок; $E_к$ – модуль деформации кладки стены, определяемый по указаниям СНиП.

Опорный M_0 и пролетный $M_{пр}$ изгибающие моменты в обвязочной балке могут быть определены по формулам:

1. При $C_0 \leq \frac{1}{2} l_д$ (рис.1У.4,а)

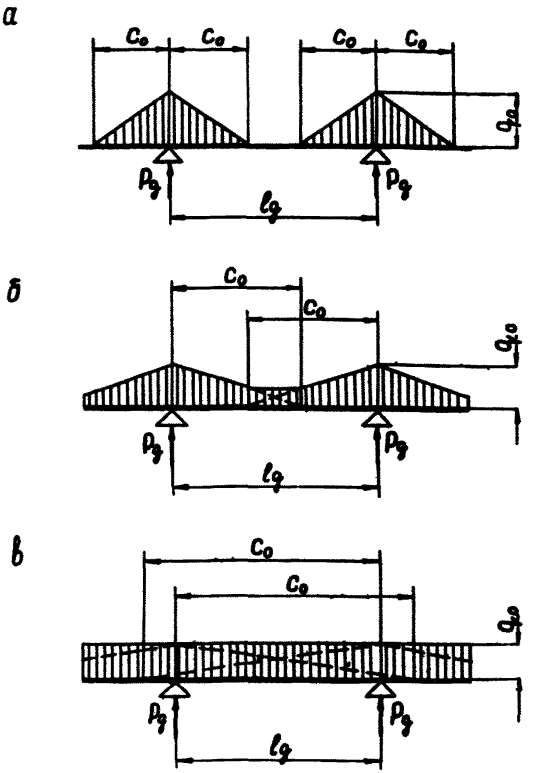


Рис.1У.4. Схемы реактивного отпора кладки стены при поддомкрачивании:

а) при $C_0 \leq \frac{1}{2} l_д$; б) при $\frac{1}{2} l_д < C_0 < l_д$; в) при $C_0 \geq l_д$

$$M_0 = -\frac{1}{24}\left(2 - \frac{C_0}{l_д}\right) n_д n_п P_д C_0 ; \qquad (1У-9)$$

$$M_{пр} = \frac{1}{24} n_д n_п P_д \frac{C_0^2}{l_д} . \qquad (1У-10)$$

2. При $\frac{1}{2} l_д < C_0 < l_д$ (рис.1У.4,б)

$$M_0 = -\frac{1}{24}(2l_д - C_0) n_д n_п P_д \frac{C_0}{l_д} ; \qquad (1У-11)$$

$$M_{пр} = \frac{1}{48}\left(l_д^4 - 6C_0 l_д^3 + 12 l_д^2 C_0^2 - 8C_0^3 l_д + 2C_0^4\right) \frac{P_д}{C_0^2 l_д} \qquad (1У-12)$$

3. При $C_0 \geqslant l_д$ (рис.1У.4,в)

$$M_0 = -\frac{1}{24} n_д n_п P_д l_д ; \qquad (1У-13)$$

$$M_{пр} = \frac{1}{48} n_д n_п P_д l_д . \qquad (1У-14)$$

В формулах (1У-9) - (1У.14):
$l_д$ - наибольшее расстояние между домкратами по длине стены.

1У.16. Прогиб обвязочной балки f должен удовлетворять условию

$$f \leqslant [f],$$

где $[f]$ - предельный прогиб, принимаемый равным:
- для стальных балок $\frac{1}{500} l_д$;
- для железобетонных балок $\frac{1}{1200} l_д$.

1У.17. Прогиб обвязочной балки f может быть определен в зависимости от значения C_0 по формулам:

1. При $C_0 \leqslant \frac{1}{2} l_д$ (рис. 1У.4,а)

$$f = \frac{1}{960B}(5l_д - 4C_0) n_д n_п P_д C_0^2 . \qquad (1У-15)$$

2. При $\frac{1}{2} l_д < C_0 < l_д$ (рис.1У.4,б)

$$f = \frac{1}{B}\left[\frac{1}{768}(2C_0 - l_д) l_д^4 + \frac{1}{960}(l_д + 4C_0)(l_д - C_0)^4\right] \frac{n_д n_п P_д}{C_0^2} . \qquad (1У-16)$$

3. При $C_0 \geqslant l_д$ (рис.1У.4,в)

$$f = \frac{1}{768B} n_д n_п P_д l_д^3 . \qquad (1У-17)$$

1У.18. Длина перепуска элементов обвязочной балки С в месте излома ее по высоте определяется из условия смятия кладки, воспринимающей действие изгибающего момента, выз-

ванного изломом обвязочной балки (рис.1У.5). Длина перепуска

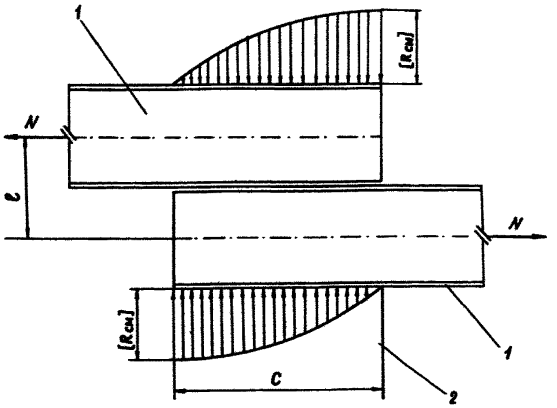


Рис.1У.5. Расчетная схема перепуска элементов обвязочной балки в месте излома ее по высоте:

1–обвязочная балка; 2–край домкратной ниши

С должна удовлетворять условию

$$C \geq \sqrt{\frac{6Ne}{(2m_к R_к - \sigma^н_{min})b_б}}, \qquad (1У\text{-}18)$$

где N – усилие растяжения (сжатия) обвязочной балки, определяемое по указаниям п.1У.14. Величина N может быть принята с запасом равной несущей способности обвязочной балки при центральном растяжении, e – высота излома обвязочной балки (рис.1У.5), принимаемая обычно равной $h_б$; $\sigma^н_{min}$ – минимальное напряжение в кладке стены в уровне обвязочной балки от нормативных вертикальных нагрузок; – ширина обвязочной балки (при двутавровом сечении – ширина полки).

Примечания. 1. Если стена защищена от действия горизонтальных деформаций основания с помощью фундаментного пояса, то усилие в обвязочной балке N может быть принято равным 1/3 ее несущей способности при центральном растяжении.

2. Длина перепуска элементов обвязочной балки С должна быть не меньше чем 1,5 $h_б$.

1У.19. Сечение распределительных балок, вводимых для передачи давления от домкратов на обвязочные балки (см. рис.4.5) должно удовлетворять условию

$$W \geq 0275 \frac{n_д P_д l_{об}}{R}, \qquad (1У-19)$$

где W – момент сопротивления сечения распределительной балки относительно центральной оси нормальной к плоскости изгиба; $l_{об}$ – расстояние между обвязочными балками, определяемое толщиной стены, подлежащей выправлению (рис.4.5), R – расчетное сопротивление стали распределительной балки, определяемое по СНиП (Строительные нормы и правила . Стальные конструкции. Нормы проектирования).

1У.20. Стыки и места соединений между отдельными элементами усиления здания (между обвязочными балками, между опорными фланцами и трубами-распорками и пр.) должны быть рассчитаны из условия равнопрочности стыков и соединяемых между собою элементов при растяжении, в соответствии с требованиями СНиП.

1У.21. Размеры стальной опорной (распределительной) плиты, служащей для передачи давления от домкрата на железобетонную подушку (рис.4.5), должны определяться расчетом, исходя из условия совместной работы плиты и подушки – в зависимости от прочностных и упругих характеристик железобетонной подушки и кладки фундаментов.

1У.22. По условию прочности кладки фундаментов оптимальный диаметр $Д_п$ круглой стальной опорной плиты, равно как и диаметр вписанного круга прямоугольной плиты определяется в зависимости от положения домкратов в вертикальном сечении стены по формулам:

а) при расположении домкратов в средней части стены (рис.4,5,а,б,в и 1У.4)

$$Д_п = \frac{1}{2}\left[\sqrt{(3d + 6h_б)^2 + 36A_2} - (d + 6h_б \operatorname{tg}\beta)\right], \qquad (1У-20)$$

где d – наружный диаметр цилиндра домкрата; $h_б$ – высота железобетонной подушки; A_2 – параметр, определяемый формулой $A_2 = \frac{n_п P_д}{\pi \gamma_1 m_к R_к} - \left(\frac{1}{2} d + h_б \operatorname{tg}\beta\right)^2$; (1У-21)

β – угол передачи давления в бетоне, определяемый по СНиП (рис.1У.6),

б) при расположении домкратов по краям стены (рис.4,5,г)

$$Д_п = \frac{1}{2}\left[6\sqrt{\frac{2 n_п P_д}{(2\pi - \alpha)\gamma_1 m_к R_к}} - (d + 6 h_б \operatorname{tg}\beta)\right], \qquad (1У-22)$$

где α – угол в радианах, характеризующий неполноту эпюры реактивного отпора кладки фундамента, вызванную расположением домкрата у края стены (рис.1У.7), определяемый по формуле

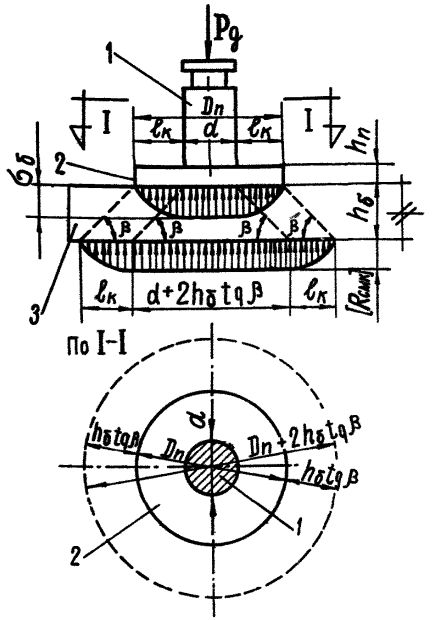


Рис.1У.6. Расчетная схема стальной опорной плиты, расположенной в средней части стены на двухслойном основании: 1-домкрат; 2-опорная плита; 3-железобетонная подушка

$$\alpha = 2\,arctg\frac{1}{d}\sqrt{(d+h_б\,tg\beta)\,h_б\,tg\beta}\,. \qquad (1У\text{-}23)$$

В формулах (1У-21) и (1У-22) γ_1 - коэффициент, принимаемый равным:

- для фундаментов из кирпича и мелкоразмерных бетонных камней-2;
- для фундаментов из бута, бутобетона и крупных бетонных блоков - 1,5;

1У.23. Диаметр $Д_п$ круглой стальной опорной плиты, равно как и вписанного круга прямоугольной плиты должен соответствовать жесткости плиты - должен удовлетворять условию

$$Д_п \leq [Д_п], \qquad (1У\text{-}24)$$

где $[Д_п]$ – предельный (максимальный) размер опорной плиты, определяемый по условию жесткости (обеспечения совместной работы плиты и железобетонной подушки) по формуле

$$[Д_п] = d + 2\sqrt{\sqrt{A_э} - 0,34 h_п^2}, \qquad (1У-25)$$

где $A_э$ – параметр, зависящий от упругих характеристик опорной плиты и железобетонной подушки, определяемый по формуле

$$A_э = 0,8\ (1 + \mu)\ \frac{E}{E_б} h_п^3 h_б, \quad . \qquad (1У-26)$$

где E – модуль упругости стали опорной плиты, определяемый по СНиП или по соответствующему ГОСТ,у; $E_б$ – начальный модуль деформации бетона, определяемый по СНиП; μ – коэффициент, характеризующий влияние деформации кладки фундамента на сжимаемость железобетонной подушки, определяемый по формуле

$$\mu = (1 + 2\ \frac{E_б}{K h_б})\ \frac{\gamma_1 m_к R_к}{\sigma_{max}}, \qquad (1У-27)$$

где K – коэффициент упругой отпорности кладки фундаментов (коэффициент постели); σ_{max} – максимальное напряжение сжатия под опорной плитой, определяемое по указаниям п.1У.25.

1У.24. Коэффициент упругой отпорности кладки K зависит от расположения домкратов в вертикальном сечении стены и может быть определен по формулам:

а) при расположении домкратов в средней части стены (рис.4.5а,в и 1У.6).

$$K = 2,4\ \frac{\alpha_к m_к R_к}{Д_{пр}}, \qquad (1У-28)$$

где $\alpha_к$ – упругая характеристика кладки, определяемая по СНиП; $Д_{пр}$ – диаметр эпюры реактивного отпора кладки фундамента, приведенной к равноверно распределенной, определяемый по формуле

$$Д_{пр} = d + 2 h_б \operatorname{tg}\beta + l_к, \qquad (1У-29)$$

где $l_к$ – длина консольного свеса плиты (рис.1У.6), определяемая по формуле

$$l_к = \frac{1}{2}(Д_п - d); \qquad (1У-30)$$

б) при расположении домкратов у края стены (рис.4.5,г и 1У.7)

$$K = 2,1\ \frac{\alpha_к m_к R_к}{\sqrt{F_{пр}}}, \qquad (1У-31)$$

где $F_{пр}$ – площадь эпюры реактивного отпора кладки фун-

дамента, определяемая по формуле

$$F_{пр} = \frac{1}{2} Д_{пр}^2 \left[\frac{\pi}{2} - \alpha + \sin\left(\alpha \frac{180^\circ}{\pi}\right)\right]. \qquad (1У-32)$$

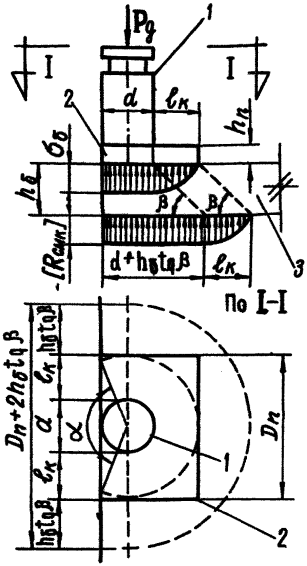


Рис.1У.7. Расчетная схема стальной опорной плиты на двухслойном основании при расположении домкрата у края стены:

1–домкрат; 2–опорная плита; 3–железобетонная подушка

1У.25. Максимальное напряжение сжатия σ_{max} под опорной плитой с оптимальным диаметром $Д_п$, определяется в зависимости от расположения домкратов в вертикальном сечении стены по формулам:

а) при расположении домкратов в средней части стены (рис.4.5,а,б и в)

$$\sigma_{max} = \frac{36\, n_0 P_д}{\pi\left[9d^2 + 8\ell_к(3d + 2\ell_к)\right]}; \qquad (1У-33)$$

б) при расположении домкратов по краям стены (рис.4.5,г)

$$\sigma_{max} = \frac{36\, n_0 P_д}{\pi\left[9d^2 + 8\ell_к(3d + 2\ell_к) - 18\ell_к\sqrt{d\ell_к + \ell_к^2}\right]}. \qquad (1У-34)$$

1У.26. Величина максимального напряжения сжатия под опорной плитой σ_{max} должна удовлетворять условию

$$\sigma_{max} \leq 1{,}5\ R_{пр}, \qquad (1У-35)$$

где $R_{пр}$ - призменная прочность бетона подушки, определяемая по СНиП.

Если условие (1У-35) не выполняется необходимо повысить марку бетона или увеличить диаметр опорной плиты $Д_п$, если это допускается условием 1У-24.

1У.27. Толщина стальной опорной плиты по условию прочности плиты $h_п$ должна удовлетворять условию

$$h_п \geq [h_п] = 0{,}7\, l_к \sqrt{(3 + 2\,\frac{l_к}{d})\,\frac{\sigma_{max}}{R}}, \qquad (1У-36)$$

где $[h_п]$ - предельная (минимальная) высота плиты; - расчетное сопротивление стали опорной плиты, определяемое по СНиП или по соответствующему ГОСТу.

1У.28. Расчеты по определению размеров стальной опорной плиты ($Д_п$ и $h_п$), марки бетона и высоты железобетонной подушки $h_б$ рекомендуется производить в следующем порядке:

1. Задаемся величинами диаметра стальной опорной плиты $Д_п$ и высоты железобетонной подушки $h_б$ в соответствии с рекомендациями п.п. 4.35 и 4.14 раздела 4.

2. Определяем величину консольного свеса опорной плиты по формуле (1У-30).

3. При установке спаренных домкратов в одном сечении стены проверяем соответствует ли диаметр опорной плиты $Д_п$ ширине стены (фундамента).

4. Определяем оптимальный диаметр $Д_п$ опорной плиты по условию прочности кладки фундамента по указаниям п.1У.22.

Если найденная величина $Д_п$ отличается от принятой более чем на 10%, производим пересчет.

5. Определяем максимальное напряжение сжатия σ_{max} под опорной плитой по указаниям п.1У.25. Проверяем выполнение условия (1У-35). Если это условие не выполняется учитываем указания п.1У.26.

6. Определяем высоту опорной плиты $h_п$ по условию прочности по формуле (1У-36).

7. Определяем значение предельного (максимального) диаметра опорной плиты $[Д_п]$ по условию жесткости по формуле (1У-25). Проверяем выполнение условия (1У-24). Если условие это не выполняется, увеличиваем высоту опорной плиты $h_п$ и производим пересчет.

1У.29. При установке спаренных домкратов в одном сечении стены ширина стены (фундамента) в уровне низа домкратной ниши должна удовлетворять условиям:

– при установке домкратов в средней части стены (рис.4.5,в)

$$b \geq 2(Д_п + 2h_в \operatorname{tg}\beta) - l_к; \qquad (1У\text{-}37)$$

– при установке домкратов по краям сечения – без распределительной балки (рис.4.5,г)

$$b \geq 2(Д_п + h_в \operatorname{tg}\beta) - 3l_к. \qquad (1У\text{-}38)$$

Приложение У

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОРГАНИЗАЦИИ И ПРОИЗВОДСТВУ РАБОТ ПРИ УСИЛЕНИИ И ВЫПРАВЛЕНИИ ЗДАНИЙ

1. Общие рекомендации

У.1. Работы по усилению и выправлению здания должны выполняться по специальному проекту и графику, согласованному заинтересованными сторонами.

У.2. При составлении проекта организации работ рекомендуется:

– установить строгую очередность выполнения работ снизу-вверх;

– учесть необходимость передачи мастерским (заводу) изготовление всех (или основных) элементов усиления;

– учесть целесообразность проведения работ (особенно наружных) в теплое время года;

– учесть указания настоящего приложения.

У.3. Для обеспечения сжатых сроков проведения работ, график на их выполнение должен составляться с учетом максимального совмещения различных видов работ, производство которых может осуществляться одновременно.

У.4. В первую очередь рекомендуется произвести наиболее трудоемкие работы, а именно:

– земляные работы;

– разборку перегородок, стесняющих условия производства работ;

– пробивку борозд в бетонных полах для устройства связей-распорок;

– частичную разборку входных крылец, если они мешают установке элементов усиления;

– вскрытие полов 1-го этажа (в зданиях без подвала);

– пробивку борозд в кладке цокольного пояса для укладки обвязочных балок с внешней (или внутренней) стороны стены;

– пробивку отверстий в фундаментах и в стенах (для домкратных ниш, для пропуска затяжек и тяжей, для устройст-

ва деформационных швов);

– ремонт (в необходимых случаях) санитарно-технических сетей и осуществление необходимых мер защиты сетей.

У.5. Перед установкой элементов усиления здания оборудование, трубопроводы и электрокабели, стесняющие условия производства работ, должны быть отключены, подняты на необходимую высоту или вовсе убраны.

У.6. Отверстия (для пропуска стальных затяжек и тяжей) в фундаментах и стенах должны по диаметру превосходить нарезные концы затяжек и тяжей на 15–20 мм, учитывая возможный увод буровой штанги (сверла) при проходке.

У.7. Нарезные концы затяжек и тяжей рекомендуется приваривать по месту (после пропуска их через стены) для удобства монтажных работ.

У.8. Все нарезные концы тяжей и затяжек должны быть замаркированы краской для четкого разделения между собою концов с правой и левой разьбой. Применение маркировки рекомендуется для всех элементов заводского изготовления.

У.9. Для производства сварочных работ при монтаже элементов усиления следует допускать только дипломированных сварщиков.

У.10. Сварочные работы рекомендуется производить высококачественными электродами типа Э-42 или Э-42А с обеспечением равнопрочности стыков и соединяемых между собой элементов.

У.11. Для обеспечения требуемого предварительного напряжения стальных тяжей рекомендуется использование специальных гидродомкратов типа 70С05 (рис.У.1), электронагрева, с

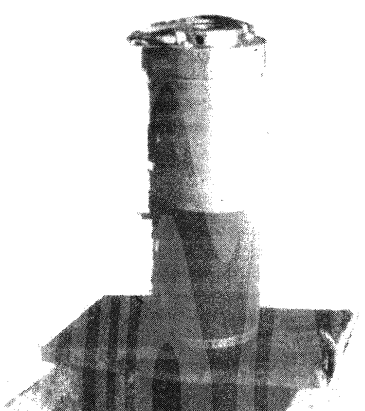


Рис.У.1. Общий вид домкрата типа 70 С05 конструкции ВНИМИ для натяжения тяжей

помощью сварочных аппаратов, накидных гаечных ключей системы Лебедева (с храповиком) или обычных с удлиненной ручкой (1200–1300 мм) (рис.У.2).

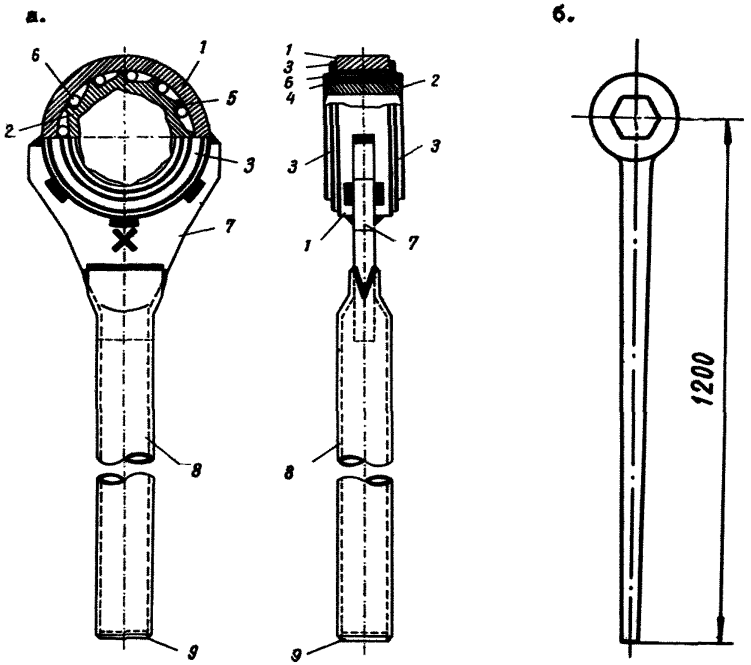


Рис.У.2. Накидные гаечные ключи для натяжения тяжей:
а) ключ системы Лебедева (с храповиком); б) обычный ключ.

1-обойма; 2-храповик; 3-крышка; 4-замок; 5-пружина; 6-ролик; 7-косынка; 8-ручка (труба); 9-затыльник

У.12. Затяжкам, устанавливаемым по нормали к плоскости стен, должно придаваться небольшое неконтролируемое начальное напряжение для включения их в работу при незначительных деформациях растяжения.

У.13. Для контроля за напряженным состоянием тяжей (за их удлинением) рекомендуется применение измерительных линеек с индикаторной головкой - мессур (рис.У.3).

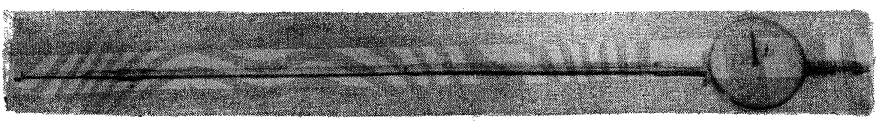


Рис.У.3.Измерительная линейка с индикаторной головкой (мессура) типа 4С-08 конструкции ВНИМИ с базой 1000 мм

У.14. В случае натяжения тяжей домкратами типа 70С05 (рис.У.1) начальное напряжение в тяжах можно определять по показаниям манометра гидросистемы, принимая величину потерь давления равной 10%.

У.15. Если контроль за напряженным состоянием тяжей предполагается осуществлять с помощью измерительной линейки с индикаторной головкой, то на тяжах в местах доступных для измерения, должны закрепляться специальные марки на расстоянии, соответствующем базе измерительной линейки. Марки (фиксированные точки) рекомендуется защищать от атмосферных осадков изоляционной лентой.

У.16. В тех случаях, когда предварительное напряжение в тяжах доводится до предельной величины, в соответствии со СНиП и проектом не предусматривается повторное натяжение, их перед подработкой (или поддомкрачиванием) отпадает необходимость в контроле за напряженным состоянием тяжей.

У.17. Необходимость проведения повторного выправления здания должна устанавливаться по данным наблюдений за состоянием несущих конструкций. При первом появлении в стенах здания трещин с раскрытием 5 мм рекомендуется проведение повторного выправления.

2. Рекомендации по производству подготовительных работ и работ по усилению фундаментно-подвальной части здания

У.18. До начала работ по усилению здания необходимо выполнить ряд подготовительных работ, включающий в себя обеспечение:

- силовой электроэнергией (переменный ток 380 V);
- сжатым воздухом;
- водой;
- необходимыми материалами, оборудованием, инструментами, приспособлениями, инвентарем и деталями (заготовками) заводского изготовления.

У.19. Работы по усилению фундаментно-подвальной части здания должны производиться при условии временного прекращения эксплуатации подвала, которое может производиться не сразу, а на последовательно чередующихся участках, в соответствии с графиком производства работ.

У.20. Пробивку отверстий в фундаментах (для пропуска затяжек и устройства домкратных ниш), а также частичную разборку входных бетонных крылец, рекомендуется производить с помощью пневматического бурового молотка с опорной штангой.

У.21. Бурковые молотки рекомендуется применять с коронками типа "Звездочка" или другими породными коронками (типа долота).

У.22. Пробивку отверстий в стенах подвала рекомендуется производить изнутри (из подвала).

У.23. Для удобства работ по пробивке отверстий в нижней части фундаментов (для устройства деформационного шва и пропуска затяжек) рекомендуется непосредственно у мест пробивки отверстий откапывать ямы на 1,0 м ниже уровня отверстия, размером в плане 0,7х0,7 м для установки опорной штанги бурового молотка и для самого бурильщика.

У.24. При высоком уровне грунтовых вод необходимо обеспечить надежную гидроизоляцию железобетонных связей-распорок.

Работы по устройству связей-распорок рекомендуется вести в периоды, когда уровень грунтовых вод достаточно низок - когда можно обойтись без искусственного водопонижения.

У.25. Монтаж обжимных элементов (для стальных затяжек) при больших неровностях поверхности фундаментов рекомендуется производить насухо с последующим (после установки затяжек без предварительного напряжения) заполнением пазух между стальными обжимными элементами и фундаментами цементным раствором или бетоном марки не менее "100".

У.26. При большом заглублении подвала, когда вскрытие фундаментов затруднительно (в зимнее время) или нежелательно (например, в период дождей при макропористых грунтах в основании), разрешается произвести замену стальных обжимных элементов анкеровкой затяжек (рис.У.4), осуществляемой при работе из подвала.

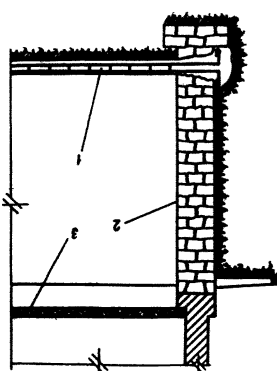


Рис.У.4. Схема анкеровки железобетонной связи-распорки, рекомендуемая при ведении работ без отрывки фундаментов:

1-связь-распорка; 2-стена подвала, 3-перекрытие над подвалом

У.27. Устройство защитного слоя для стальных тяжей фундаментных поясов, равно как и бетонирование затяжек, должно производиться после осуществления предварительного напряжения (тяжей, затяжек).

В этом случае предварительное напряжение затяжек рекомендуется

осуществлять с помощью натяжных муфт, устанавливаемых по середине затяжки.

3. Рекомендации по производству работ по усилению надземной части здания

У.28. В зданиях с подвалом (техническим подпольем) работы по усилению цокольного пояса (установка стальных тяжей или обвязочных балок) рекомендуется производить в пределах подвала (технического подполья) с учетом указаний п.У.19.

У.29. В зданиях без подвала (технического подполья) работы по усилению цокольного пояса, установке обвязочных балок и по устройству железобетонных связей-распорок должны производиться при условии прекращения эксплуатации помещений первого этажа, которое может производиться постепенно, с последовательным переходом от одной группы помещений к другой, в соответствии с графиком производства работ.

У.30. Пробивку отверстий в кирпичных стенах для пропуска тяжей рекомендуется производить с помощью ручных электрических сверл типа СЭР-19М с победитовыми наконечниками.

У.31. Пробивка борозд в кладке стен (для установки стальных обвязочных балок и тяжей) может производиться с помощью отбойных молотков (при кирпичной кладке) и в соответствии с рекомендациями п.п.У.20 и У.21 (при бутовой и бутобетонной кладке).

У.32. Работы по установке стальных обвязочных балок рекомендуется производить в соответствии с рисунком У.5 в следующем порядке:

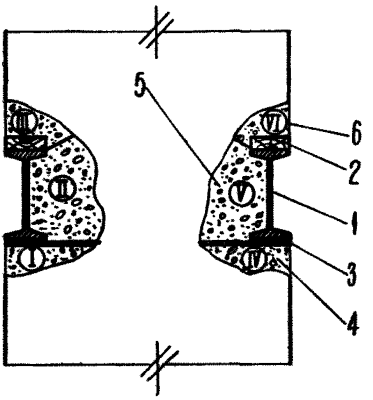


Рис.У.5. Схема установки обвязочных балок: 1-обвязочная балка; 2-распределительная доска; 3-лента из двух слоев рубероида; 4-выравнивающий слой бетона; 5-бетон; 6-раствор. (Римскими цифрами показан порядок работ по заделке пазух между обвязочными балками и кладкой стены)

- пробивка борозд с одной из сторон (для наружных стен, обычно, внешней) цокольного пояса кладки стены;

- укладка выравнивающего слоя бетона до отметки низа обвязочной балки;

- укладка двух слоев руберойда;

- установка на место отдельных элементов обвязочной балки;

- сварка между собою отдельных элементов обвязочной балки;

- временная расклинка обвязочной балки в проектном положении через 3-4 м по длине ее;

- заполнение пазухи между обвязочной балкой и кладкой цоколя цементным раствором или бетоном (марки не менее "100" на расширяющемся цементе) до верха ее,

- укладка деревянной распределительной доски поверх обвязочной балки;

- заделка цементным раствором (марки не менее "50") оставшейся части пазухи (в кладке цоколя) над распределительной доской.

После окончания всех работ по установке обвязочной балки с одной из сторон цокольного пояса переходят к установке балки с другой стороны его, соблюдая указанный выше порядок работ.

При усилении здания, поврежденного неравномерным оседанием основания, вызванным подработкой или другими причинами, стыки обвязочных балок рекомендуется устраивать в местах изломов нивелировочного профиля по черным отметкам (см.п.У.41), а сами обвязочные балки укладывать параллельно этому профилю.

У.33. Перед пробивкой борозд в цокольном поясе в пределах подвала (технического подполья) необходимо подвести деревянные стойки под отделяемые (пробивкой борозд) концы балок перекрытия с целью сохранения их положения в вертикальной плоскости и разгрузки ослабляемого сечения стены. После заделки пазухи между кладкой и обвязочной балкой (см.п.У.32) стойки удаляются.

У.34. Приварку ребер жесткости к обвязочным балкам рекомендуется производить шпоночным швом по месту, в зависимости от фактического месторасположения домкратов и фиксаторов.

У.35. Работу по установке обжимных элементов рекомендуется производить в следующем порядке:

- очистка места расположения, предназначенного для установки обжимного элемента от слоя старой штукатурки;

- нанесение нового слоя цементной штукатурки марки не ниже "50";

– установка тяжей (приварка нарезных концов и пр.);

– закрепление обжимного элемента (по свежему слою цементного раствора) в проектном положении с помощью временных деревянных подкладок или стоек, опирающихся на подмости (монтажную площадку);

– обжатие кладки усиливаемого пояса стены путем предварительного напряжения тяжей (после достижения раствора не менее 70% расчетной прочности и установки всех обжимных элементов);

– освобождение обжимного элемента от поддерживающих его временных деревянных подкладок или стоек.

Примечания: 1. При установке обжимных элементов в уровне цокольного пояса временные деревянные подкладки могут быть заменены подручными материалами (кирпичом, бетонными блоками и пр.).

2. При установке рядовых обжимных элементов, крепящихся к стене с помощью дюбелей (на наружных стенах) или стяжных болтов (на внутренних стенах) нет необходимости устанавливать временные деревянные подкладки (стойки).

У.36. Предварительное напряжение односторонних тяжей (в пределах замкнутого кольца), равно как и двухсторонних (парных) тяжей (в пределах пары), рекомендуется производить постепенно, ступенями, не превышающими 0,2 расчетного сопротивления стали растяжению R_a.

Примечание. Предварительное напряжение двухсторонних (парных) тяжей, осуществляемое одновременно с помощью двух специальных гидродомкратов (рис.У.1), равно как и предварительное напряжение любых тяжей, осуществляемое с помощью электронагрева, может производиться сразу, без всякой разбивки на ступени.

У.37. Установку элементов усиления с внешней стороны здания в пределах верхних этажей его рекомендуется производить с передвижных подмостей (площадок), опускных люлек или специальных автомашин с телескопическими площадками.

У.38. Все элементы усиления должны быть надежно защищены от коррозии масляной покраской за 2 раза, если проектом не предусматривается защита бетоном или цементным раствором.

Примечание. Обвязочные балки могут окрашиваться только с наружной стороны.

У.39. Тяжи и затяжки, проходящие сквозь наружные стены и не защищаемые с помощью цементного раствора или бетона, должны быть теплоизолированы на длину не менее 3 м с целью недопущения образования на них конденсата в зимнее время.

4. Рекомендации по производству работ при выправлении зданий способом поддомкрачивания

У.40. Работы по выправлению зданий должны производиться в соответствии с принятой схемой подъема и начинаться с установки стенных реперов, в соответствии с рекомендацией п.4.39.

У.41. Схема подъема просевшей части здания должна включать в себя следующие данные по каждой капитальной стене в отдельности:

- исходный нивелировочный профиль (до подработки) по стенным реперам;
- нивелировочный профиль по черным отметкам (перед выправлением здания);
- нивелировочный профиль по красным отметкам (после выправления здания);
- разбивку поддомкрачивания по ступеням - установление очередности работ.

У.42. Схема подъема должна составляться для наружных стен (по их развертке) и раздельно для каждой из внутренних стен и каждого ряда колонн. Схема подъема наружных стен является основной, с ней должны быть увязаны схемы подъема внутренних стен и колонн.

У.43. Исходный нивелировочный профиль для здания, поврежденного неравномерными оседаниями основания, вызванными подработкой и другими причинами, при отсутствии необходимых данных может быть составлен, исходя из предположения, что до повреждения здания соответствующие элементы его (обрез цоколя, верх или низ оконных проемов, пол первого этажа, нижняя поверхность плиты перекрытия над подвалом и пр.) находились в одной (исходной) горизонтальной плоскости. Условно принимается, что такая плоскость вмещает исходный нивелировочный профиль и проходит через наиболее высокую точку в пределах рассматриваемых элементов здания. Исходный профиль определяется путем нивелирования по характерным точкам соответствующих элементов. По разности отметок исходной плоскости и полученного нивелировочного профиля определяют величины оседаний в характерных точках соответствующих элементов. После уточнения взаимного расположения характерных точек соответствующих элементов и стенных реперов, строится новый исходный нивелировочный профиль по стенным реперам, по черным отметкам.

У.44. При составлении нивелировочного профиля по красным отметкам с целью резкого уменьшения объема работ по поддомкрачиванию можно исходить из условия ч а с т и ч -

ного выправления здания (отсека), при котором допускается остаточный общий наклон его на величину,не превышающую предельную (см.табл.4.1). Кроме того, может быть допущен небольшой остаточный прогиб (перегиб) некоторых участков здания за счет избыточного подъема отдельных точек его (обычно угловых), на 30-40 мм превышающего необходимую красную отметку, если известно, что скорость оседания их (после подъема) будет больше, чем у остальных точек.

Такое решение позволит удлинить срок эксплуатации здания между проводимым и последующим выправлениями его.

Примечание. Избыточный подъем отдельной точки здания следует прекращать сразу после выявления вызванных им первых видимых повреждений выправляемой стены.

У.45. При частичном выправлении здания необходимая высота подъема колонны Δh определяется по формуле.

$$\Delta h = \frac{1}{2}(\Delta h_1 + \Delta h_2), \qquad (У.1)$$

где Δh_1 - высота подъема колонны, требуемая по нивелировочному профилю по красным отметкам в направлении продольной оси здания (отсека); Δh_2 - то же в направлении по перечной оси.

Примерная схема подъема при частичном выправлении здания показана на рис.У.8.

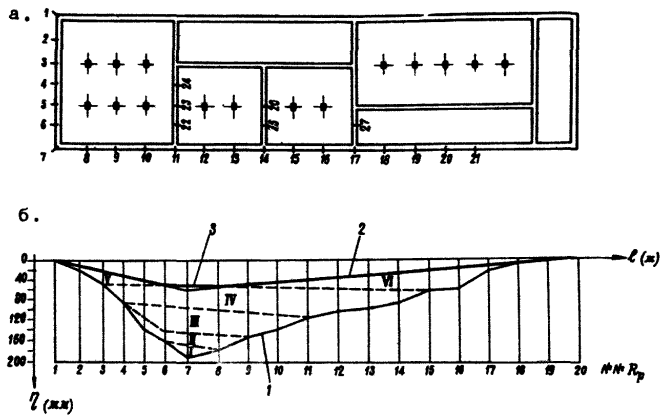


Рис.У.8. Примерная схема подъема здания при частичном выправлении: 1-нивелировочный профиль по черным отметкам; 2-то же по красным отметкам; 3-участок с избыточным подъемом. (Римскими цифрами обозначены этапы подъема)

У.46. Выправление здания может быть осуществлено с помощью небольшого числа (15-20 шт.) легких переносных домкратов грузоподъемностью 50-100 т.

У.47. При составлении схемы подъема просевшей части здания рекомендуется учесть следующие положения:

- подъем начинать с наиболее просевших участков и постепенно переходить к менее просевшим участкам здания, расширяя фронт подъема;

- при разбивке подъема на этапы исходить из условия сохранения нормальных условий работы домкратов (по выходу плунжера);

- при подъеме не допускать увеличения прогиба (перегиба) стен на отдельных участках;

- фронт подъема определять в зависимости от числа домкратов, имеющихся в наличии, учитывая необходимость небольшого резерва (2-3 домкрата).

У.48. Работа, намеченная очередным этапом, считается завершенной в том случае, когда стенные реперы в пределах фронта подъема достигают отметок, предусмотренных схемой подъема для данного этапа.

Примечания. 1. На промежуточных этапах подъема, в тех случаях, когда для фиксирования положения обвязочных балок требуется подклинка (рис.4.3 и 4.4), поддомкрачивание должно производиться до тех пор, пока положение стенных реперов не превысит отметок, предусмотренных схемой подъема на 10 мм - на среднюю величину обжатия фиксаторов и их постели.

2. В тех случаях, когда поддомкрачивание вызывает появление трещин в кладке стен или увеличение раскрытия старых трещин, работу по подъему следует прекратить. Работа может быть продолжена только при расширении фронта подъема за счет установки дополнительных домкратов из резерва или при перенесении домкратов на смежные участки независимо от принятой схемы подъема.

Указанное обстоятельство может иметь место в тех случаях, когда неверно выбран исходный нивелировочный профиль (при строительстве здания могли быть допущены значительные отклонения отдельных элементов здания от проектного положения) или при составлении схемы подъема не полностью учтены требования п.У.47. Не исключено, что по указанной причине на отдельных участках здания нельзя будет достичь красной линии подъема.

У.49. Переход от одного этапа подъема к другому должен осуществляться в следующем порядке:

- установка фиксаторов рядом с домкратами (рис.4.3 и 4.4);

- спуск давления в гидросистеме;
- отключение домкратов от гидросистемы;
- выпуск масла из домкратов - опускание плунжеров до начального положения с помощью специальной струбцины (рис. У.7);

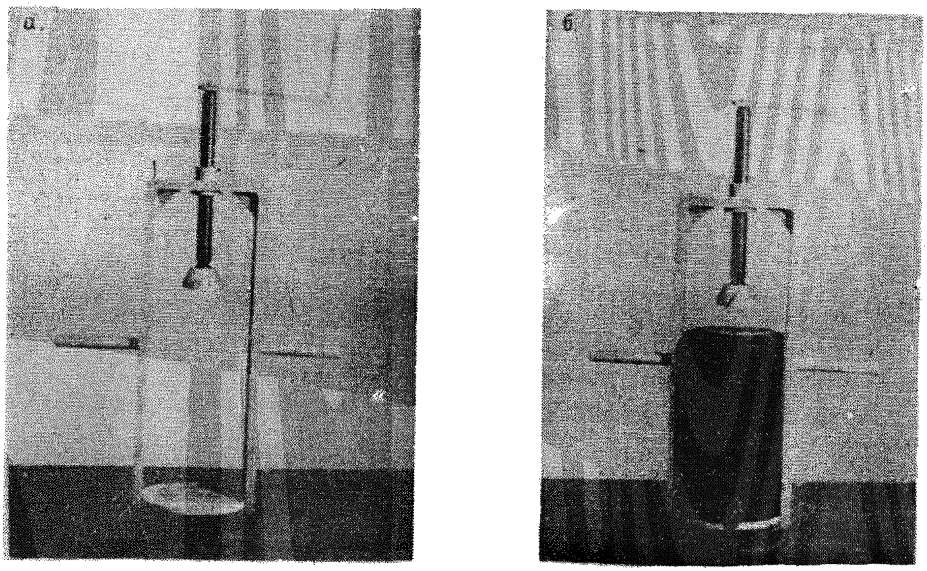


Рис.У.7. Общий вид струбцины для опускания плунжера домкрата: а) без домкрата; б) с домкратом (после выпуска масла)

- укладка в соответствующие домкратные ниши стальных распределительных плит;
- установка домкратов в ниши в соответствии со схемой, принятой для последующего этапа подъема;
- присоединение домкратов к гидросистеме;
- постепенный подъем давления в гидросистеме.

У.50. Стальные распределительные балки (рис.4.3-4.5) рекомендуется приваривать (прихватывать) шпоночным швом к обвязочным балкам с целью сохранения первыми строго вертикального положения при поддомкрачивании, необходимого для того, чтобы недопустить их косого изгиба.

У.51. Стены, в пределах участков, намеченных к выправлению, рекомендуется очистить от лепных украшений перед поддомкрачиванием или соответственно оградить указанные участки во избежание несчастного случая при повреждении украшений.

У.52. Своевременное выправление здания может производиться без всякого прекращения эксплуатации.

У.53. При выправлении здания со значительными повреждениями, вызванными подработкой и другими причинами, - при запоздалом выправлении, рекомендуется работы по под-

домкрачиванию вести при условии полного или частичного прекращения эксплуатации здания.

Примечание. Частичное прекращение эксплуатации здания касается только участков, примыкающих к стенам со значительными повреждениями.

У.54. Работы по поддомкрачиванию рекомендуется вести из подвала (технического подполья) или при отсутствии такового – из помещений первого этажа. При этом облегчаются условия работы в непогоду и сокращается объем работ (уменьшаются пути транспортировки оборудования, приспособлений и материалов, уменьшается длина коммуникационных сетей, в первую очередь гидросистемы и пр.).

У.55. Для облегчения условий работы при поддомкрачивании, для ускорения этих работ рекомендуется применять схему параллельного присоединения домкратов к насосной станции с помощью распределительного коллектора (рис.У.8).При этом

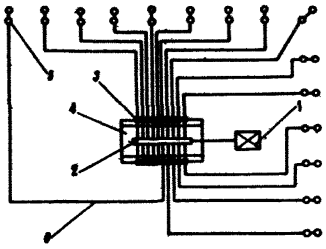


Рис.У.8. Схема параллельного присоединения домкратов к насосной станции:

1–насосная станция; 2–распределительный коллектор; 3–запорный вентиль; 4–монтажный стол; 5–гидродомкрат; 6–маслопровод

должна обеспечиваться возможность своевременного отключения любого из домкратов с помощью запорного вентиля.

Примечания: 1. Спаренные домкраты (рис.4.5) присоединяются к насосной станции последовательно и отключаются одновременно одним запорным вентилем.

2. Запорные вентили целесообразно смонтировать вместе с распределительным коллектором на специальном монтажном столике.

У.56. Заделку полости, образующейся в кладке стен между надземной и подземной частями здания рекомендуется производить после окончания всех работ по поддомкрачиванию.

Для заделки полости в кладке стены рекомендуется применение бетона марки не менее "100" или цементного раствора марки "50", или кладки из кирпича марки "100" на растворе марки "50".

Примечания: 1. Во всех случаях прочность материала заделки должна быть не ниже прочности кладки стен на сжатие.

2. Если необходимость повторного выправления не исключе-

на, следует при заделке полости в кладке предусмотреть прокладку 2 слоев рубероида в уровне низа обвязочных балок (рис.У.5) для облегчения условий последующего поддомкрачивания и уменьшения влияния горизонтальных деформаций на стены здания.

У.57. Работы по подъему железобетонных колонн рекомендуется производить в следующем порядке:

- разгрузка всех перекрытий на участках, тяготеющих к выправляемой колонне, от полезной нагрузки;
- оголение вертикальной арматуры на участке высотою 10-15 см, отстоящем от низа колонны примерно на 1/3 высоты подвала или первого этажа (при отсутствии подвала) здания;
- установка домкратов и трубчатых стоек под прогоны (балки) первого перекрытия, опирающиеся на выправляемую колонну, в соответствии со схемой на рис.5.4;
- установка монтажных хомутов, соединяющих между собою трубчатые стойки и колонну;
- последовательное присоединение домкратов к распределительному коллектору;
- предварительное обжатие элементов подъемного устройства при давлении в гидросистеме около 50 атмосфер;
- разрезка вертикальной арматуры в средней части оголенного участка;
- разрыв колонны по ослабленному сечению и подъем ее верхней части до отметки, предусмотренной схемой подъема;
- приварка соединительных накладок между разрезанными концами арматуры;
- заделка места разрыва колонны.

П р и м е ч а н и я: 1. Сечение соединительных накладок и длина сварных швов должна определяться расчетом соответственно с требованиями п.1У.43 приложения 1У.

2. Заделку места разрыва в колонне следует производить с надежным уплотнением бетоном марки не ниже "200" или цементным раствором марки не ниже "100", приготовленных на расширяющемся цементе. При промежуточном подъеме заделку полости в колонне рекомендуется устраивать путем временной прокладки стальных листов.

П р и м е ч а н и е. Прочность материала заделки места разрыва в колонне должна быть не ниже призменной прочности бетона.

У.58. Работы по подъему кирпичных неармированных колонн осуществляются в том же порядке, что и железобетонных, исключая операции, связанные с разрезкой вертикальной арматуры. Кроме того, верхнюю часть колонны (над первым перекрытием) рекомендуется усилить стальной обоймой (см.п. 5.39) в первую очередь.

Заделку полости места разрыва кирпичной колонны следует производить кирпичем марки "100" на растворе марки "50".

При подъеме кирпичных вертикально армированных колонн должна предусматриваться еще и разрезка арматуры (см.п.У. 57) и отпадает необходимость в устройстве стальной обоймы.

У.59. Работы по подъему стальных колонн производятся в том же порядке, что и железобетонных, только вместо разрезки вертикальной арматуры производится освобождение колонны от анкерных связей с фундаментом. После завершения подъема колонны производится наращивание анкеров, подливка верха фундамента и присоединение к нему колонны.

П р и м е ч а н и я: 1. Наращивание анкеров рекомендуется производить с помощью ванной сварки в соответствии с требованиями п.1У.43 приложения 1У.

2. Длина наращиваемой части анкера определяется с учетом высоты подъема колонны (с учетом всех подработок).

3. Подливку верха фундаментов колонн следует производить цементным раствором марки не менее "100".

У.60. Шпалы для костров (рис.4.6) рекомендуется применять воздушно-сухими.

У.61. Подклинку обвязочных балок (рис.4.4) рекомендуется вести с помощью кувалд одновременно с обеих сторон выправляемой стены. Подклинка должна выполняться с особой тщательностью, для того, чтобы обжатие клиньев, фиксаторов и их основания было минимальным.

После спуска давления необходимо провести контрольное нивелирование на выпрямляемом участке, включая ближайшие от него реперы, с целью установления степени обжатия фиксаторов и их основания, проверки качества подклинки, а также уточнения высоты подъема для последующего этапа.

П р и м е ч а н и е. Для уменьшения степени обжатия основания фиксаторы следует устанавливать на стальные распределительные плиты, как и домкраты (рис.4.4).

У.62. Если при производстве работ по выправлению здания давление, развиваемое насосной станцией (рис.У.9), окажется недостаточным, рекомендуется перекрыть гидросистему, отключить насосную станцию и перейти на использование ручного насоса (рис.У.10) с более высоким давлением.

У.63. Работы по поддомкрачиванию должны сопровождаться контролем за положением несущих конструкций надземной части здания на всех этапах подъема.

Кроме инструментального контроля, осуществляемого в конце каждого из этапов подъема, необходимо обеспечить непрерывный визуальный контроль. С этой целью рекомендуется производить подвеску стальных контрольных линеек длиною не менее 500 мм к прокладной доске, укладываемой поверх обвязочной балки, у границы домкратных ниш (рис.4.5,г). По

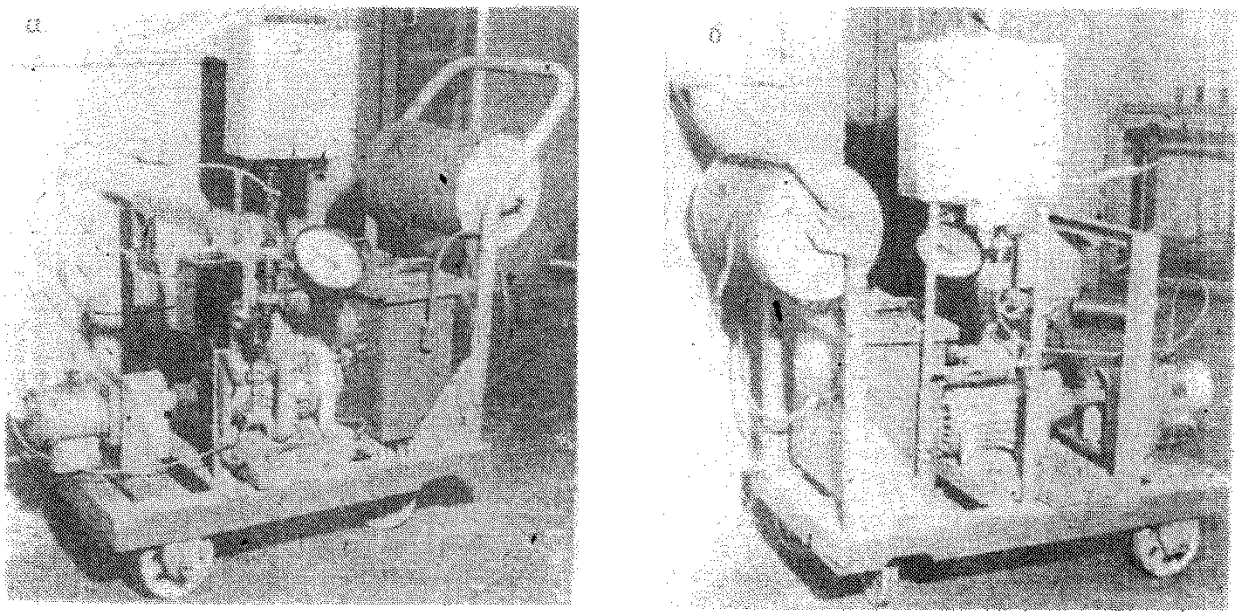


Рис.У.9. Общий вид гидравлической насосной станции типа БН-4 конструкции ВНИМИ: а) с насосом на 400 атмосфер; б) то же на 500 атмосфер

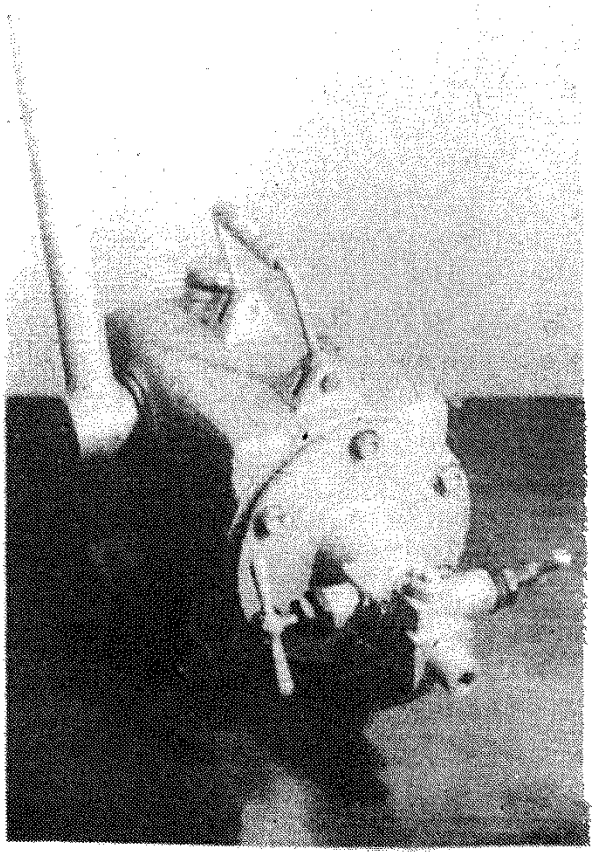


Рис.У.10. Общий вид ручного гидравлического насоса типа НР-2 конструкции ВНИМИ (на 600 атмосфер)

этим линейкам осуществляется оперативный инструментальный и визуальный контроль.

По перемещению нижнего конца контрольной линейки, положение которого фиксируется риской непосредственно на боковой поверхности фундамента, производится визуальный контроль за подъемом.

Примечания:

1. Внутри здания инструментальный контроль рекомендуется осуществлять с помощью гидростатического, а снаружи - технического нивелиров.

2. При подъеме колонн контрольная линейка должна крепиться к поднимаемой части колонны (над местом разрыва), а риска прочерчивается на ее грани в пределах неподвижной части.

3. Журнал контроля за подъемом рекомендуется вести по форме У.1.

4. Окончательный инструментальный контроль после завершения работ по выправлению здания должен производиться по стенным реперам (п.4.39).

У.64. Кроме стальных опорных плит, требуемых для первого этапа подъема, необходимо изготовить достаточное количество стальных прокладных плит разных по толщине, требуемых для последующих этапов подъема.

Размеры прокладных плит в плане должны быть примерно такими же как у опорных плит.

Требуемое число одиночных прокладных плит $n_{пл}$ определяется в зависимости от графика подъема по формуле:

$$n_{пл} = \frac{1}{t_{ср}} \sum_{1}^{m_д} (y_i - \Delta h_{пд}), \qquad (У.2)$$

где $t_{ср}$ – средневзвешенное значение толщины прокладной плиты; y_i – общая высота подъема в i -той точке наиболее просевшего участка, выправляемого одновременно; $\Delta h_{пд}$ – средняя величина рабочего хода плунжера домкрата; $m_д$ – число домкратов и фиксаторов (винтовых упоров), которые могут быть задействованы одновременно.

Примечание. При определении числа прокладных плит $n_{пл}$ средневзвешенную толщину их $t_{ср}$ рекомендуется принимать в пределах от 25 до 35 мм в зависимости от наличия металла.

После подбора прокладных плит по толщине необходимо проверить, чтобы фактическое значение $t_{ср}$ было не меньше принятого в расчет или произвести пересчет числа их $n_{пл}$

У.65. Для поддомкрачивания рекомендуется применять гидродомкраты специальной конструкции с центральной передачей давления на опорную площадку через шарик (рис.У.11) или сферическую поверхность (рис.У.12), обеспечивающей нормальные условия работы при перекосе опорных плоскостей.

У.66. После окончания работ по выправлению здания, в тех случаях, когда подработка еще может оказать свое влияние в будущем, рекомендуется проверить напряжение в тяжах, поставленных для усиления стен. Если напряжение это будет значительно меньше чем до подработки (не менее чем на 20%), то необходимо произвести подтяжку тяжей.

У.67. Заливка насосов должна производиться только тщательно отфильтрованным, пропущенным через частое сито (не менее, чем 400 отверстий на $см^2$) или марлю жидким

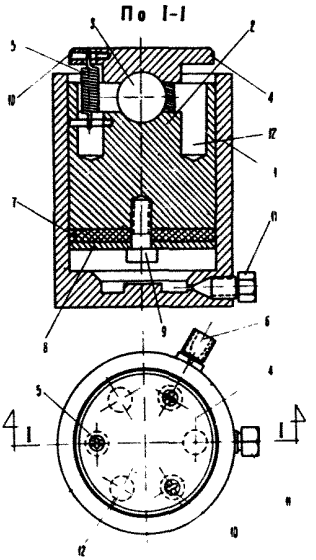


Рис.У.11. Схема гидродомкрата конструкции ВНИМИ грузоподъемностью 50 т с качающейся опорной площадкой:

1-цилиндр; 2-плунжер; 3-опорный шарик; 4-опорная площадка; 5-удерживающая пружина; 6-штуцер для присоединения маслопровода; 7-уплотнитель; 8-шайба; 9-прижимной болт; 10-шпилька-гужон

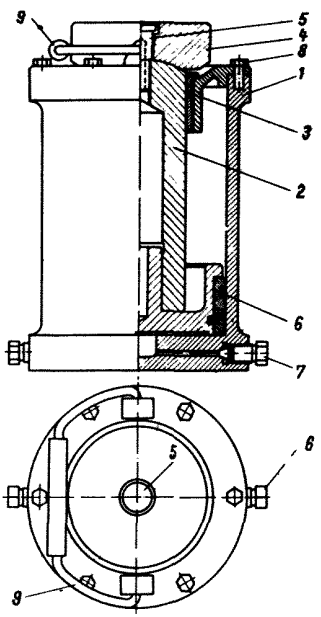


Рис.У.12. Гидродомкрат конструкции ВНИМИ грузоподъемностью 100 т:

1-цилиндр; 2-плунжер со сферическим торцем; 3-крышка цилиндра; 4-качающаяся площадка со сферической опорой; 5-болт, обеспечивающий подвижное соединение опорной площадки с плунжером; 6-уплотнительное кольцо; 7-заглушка; 8-соединительный болт; 9-ручка для переноса

маслом (трансформаторным, машинным и пр.)

При отрицательных температурах масло следует разбавить керосином или бензином до получения достаточно жидкой консистенции.

У.68. Все нарезные соединительные элементы (штуцера, переходники, накидные гайки и пр.) у насосов, домкратов, манометров, распределительных коллекторов и соединительных трубок маслопровода в нерабочем положении должны быть тщательно защищены от загрязнения и повреждения с помощью муфт и заглушек и смазаны тавотом для защиты от коррозии.

У.69. Все насосы, домкраты, распределительные коллекторы и другие элементы гидравлической системы до употребления их в дело должны быть испытаны на предельное давление в заводских или лабораторных условиях. Падение давления в течение часа не должно превышать 10% от заданного.

Такие испытания должны проводиться сразу после получения (изготовления) указанного оборудования и элементов гидросистемы и после каждого ремонта их.

У.70. Перед началом работ по поддомкрачиванию необходимо проверить исправность заземления насосной станции.

У.71. Подключение насосной станции к распределительному щиту силовой линии может производиться только дежурным электриком или специально проинструктированным лицом.

У.72. Все проходы в зоне проведения работ по поддомкрачиванию и на примыкающих к ней участках должны быть освобождены от предметов, мешающих работе и передвижению людей.

У.73. При проведении работ по выправлению здания в холодное время года необходимо прикрывать домкратные ниши в наружных стенах (с внешней стороны здания) с помощью съемных деревянных щитов для защиты работающих от сквозняков.

У.74. К работе по выправлению зданий могут быть допущены только лица, прошедшие инструктаж по технике безопасности, изучившие требования, предъявляемые действующими правилами к работающим с электродвигателями и гидросистемами высокого давления, а также общие требования (в части спецодежды, касок и пр.), предъявляемые к работающим на строительстве, и специальные требования, указанные в настоящем разделе.

У.75. К участию в работе по выправлению зданий следует привлекать лиц с разносторонней профессиональной подготовкой, могущих работать в качестве плотников, бетонщиков, каменщиков и слесарей, с целью обеспечения необходимой взаимозаменяемости в работе, максимальной загрузки работающих, уменьшения числа рабочих, а также сроков и затрат на производство работ. Примерный состав бригады, необходимый

Для производства работ:

- руководитель работ (инженер строитель),
- геодезист или маркшейдер (техник),
- бригадир (слесарь-механик, сварщик),
- строительные рабочие - 7 человек.

Примечание. Руководитель работ и геодезист могут обслуживать работу нескольких бригад.

У.76. За бригадой, назначенной для проведения работ по выправлению зданий, должны быть закреплены необходимые инструменты, инвентарь и полный комплект оборудования и приспособлений для поддомкрачивания.

Примерный перечень комплекта оборудования и приспособлений, необходимых для выправления здания способом поддомкрачивания:

- насосная станция (рис.У.9) на 400-600 атмосфер — 1 шт.
- ручные гидравлические насосы на 600 атмосфер типа НР-2 (рис.У.10) — 2 шт.
- гидродомкраты грузоподъемностью 50-100 т. (рис.У.11 и У.12) с рабочим давлением до 600 атм. и рабочим ходом плунжера 60-80 мм — 15 шт.
- винтовые упоры-фиксаторы — 15 шт.
- распределительные коллекторы на 15 присоединений (рис.У.8) — 2 шт.
- то же на 6 присоединений — 2 шт.
- заглушки к штуцерам распределительных коллекторов и домкратов и к накидным гайкам трубок маслопровода — 55 шт.
- запорные вентили — 15 шт.
- трубки медные для маслопровода (с наконечниками и накидными гайками) длиною 10 м — 10 шт.
- то же длиною 5 м — 15 шт.
- то же длиною 2 м — 5 шт.
- то же длиною 0,5 м — 7 шт.
- соединительные муфты к трубкам — 15 шт.
- технические манометры на 600 атмосфер — 3 шт.
- то же на 1000 атмосфер — 2 шт.
- струбцины для выпуска масла из гидродомкратов (рис.У.7) — 2 шт.
- контрольные линейки длиною 500 мм — 15 шт.
- раздвижные гаечные ключи — 2 шт.
- слесарный инструмент — 1 компл.
- воронки с шаянным ситом для процеживания масла — 2 шт.
- стальные прокладные плиты толщиною 10-40 мм по расчету — 1 компл.
- автогенный аппарат с горелкой, резаком, шлангами, баллонами кислорода и ацетилена — 1 компл.

П р и м е ч а н и е. При отсутствии винтовых упоров взамен их необходимо иметь фиксаторы из прокатных балок, а также стальные клинья разной толщины - 100 шт. и кувалды - 4 шт.

У.77. На бригаду, выполняющую работу по выправлению зданий, следует возложить контроль за напряженным состоянием стальных тяжей. С этой целью бригада должна быть укомплектована двумя гидродомкратами типа 70С05 (рис.У.1), двумя мессурами (рис.У.3) и комплектом накидных гаечных ключей системы Лебедева (с трещеткой) или обычных с удлиненной ручкой (рис.У.2). В обязанность бригады вменяется ведение журнала для наблюдений по форме У.2.

У.78. При отсутствии данных о предварительном напряженном состоянии тяжей рекомендуется ослабить их и заново обжать кладку с доведением усилия в тяжах до предельной величины, рекомендуемой СНиП П-В.1-62.

У.79. Границы замерных участков (для установки мессур) рекомендуется очертить яркой краской для быстрого нахождения их при повторных замерах.

Приложение У1

ПРИМЕР РАСЧЕТА

ВЫБОР ОПТИМАЛЬНЫХ МЕР ЗАЩИТЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПОСЕЛКА "С" ОТ ВЛИЯНИЯ ГОРНЫХ РАБОТ

Поселок "С" Донецкого бассейна расположен в висячем боку разрабатываемой свиты пластов и занимает участок размерами 800 м по простиранию и 600 м вкрест простирания пластов, расположенный в средней части шахтного поля. Застройка поселка равномерная.

Поселок состоит из 113 зданий, в основном типовых 4 этажных, возведенных без конструктивных мер защиты. Типовое здание характеризуется следующими данными: стены кирпичные, толщиной 510 мм, высота 14,2 м, длина 43,6 м, давность постройки 42 года, ориентировка - преимущественно вкрест простирания. Поселок пересекают в направлении вкрест простирания 3 линии канализации, 2 линии водопровода, 3 линии газопровода низкого давления и 2 закольцованные теплофикационные линии. Расстояние между линиями водопровода - 454 м, между линиями газопровода - 235 м.

Канализационные линии самотечные, из чугунных раструбных труб диаметром 300 мм длиной 4 м, уложены с минимальным уклоном $i = 7{,}0 \cdot 10^{-3}$ в сторону восстания пластов. Линии газопровода и водопровода напорные, сварные, из сталь-

Форма У.I

Журнал контроля за выправлением здания способом поддомкрачивания

№№ пп	Дата	Номер или индекс пикета	Номер этапа подъема (по схеме подъема)	Условные отметки (м)			Высота подъема (мм)			Отклонение от схемы подъема (мм)	Примеч.
				начального наблюдения (черная отметка)	на конец этапа подъема	конечного по схеме подъема (красная отметка)	в пределах этапа		общая по схеме подъема (7-5)		
							по схеме подъема	фактическая			
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II	I2

ПРИМЕЧАНИЯ: I. Отметка на конец этапа подъема определяется после спуска давления в гидросистеме.

2. Условные отметки принимаются по данным журнала нивелирования.

3. Условные отметки рекомендуется вычислять относительно исходной горизонтальной плоскости (см. п.У.43).

Форма У.2

Журнал наблюдений за напряженным состоянием стальных тяжей с помощью мессуры

Дата наблюдений	Номер (индекс)		Отсчеты по прибору (мм)			Разность отсчетов Δl (мм)		Относительное удлинение тяжа $\varepsilon \cdot 10^3$		Потеря (увеличение) напряжения $\Delta\sigma$ (кг/см2)		Напряжение в тяже σ (кг/см2)		Прим.
	тяжа	участка замера	начальный	предыдущий	в день наблюдения	(5)-(6)	(4)-(6)	за весь период	после предыдущего набюд.	за весь период	после предыдущего набюд.	начальное	в день наблюдения (13)-(11)	
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II	I2	I3	I4	I5

ПРИМЕЧАНИЯ:

1. Отсчеты по прибору определяются как средняя величина двух наблюдений, проводимых с перекладкой прибора.
2. Относительное укорочение (удлинение) тяжа ε определяется по формуле $\varepsilon = \frac{\Delta l}{a}$ (где a - база прибора в мм).
3. Потеря (увеличение) напряжения в тяже $\Delta\sigma$ определяется по формуле $\Delta\sigma = E\varepsilon$ (где E - модуль упругости стали тяжа).
4. Начальное напряжение в тяже σ определяется по показанию давления манометра (при натяжении с помощью гидродомкрата) или по величине начального удлинения Δl, измеренного мессурой.

ных труб со стыками равнопрочными с телом труб при растяжении, подземной укладки. Линии газопровода уложены со 100% контролем сварки стыков физическими методами. Теплопровод канальной прокладки.

Шахта разрабатывает свиту из 9 крутопадающих (α =65°) пластов на Ш этаже, порядок отработки этажей нисходящий, способ управления кровлей - полное обрушение и гидравлическая закладка выработанного пространства. Коэффициент извлечения угля при принятых способах управления кровлей составляет 0,9. При развитии горных работ на 1У-УП этажах, все сооружения поселка будут подработанными. На подрабатываемой площадке возможно образование уступов, положение которых неизвестно. Результаты расчета высоты уступов h_y и величин ожидаемых горизонтальных деформаций ε вкрест простирания пластов на территории поселка (пикеты 1-6) при отработке 1У-УП этажей и принятых способах управления кровлей приведены на рис.У1.1.

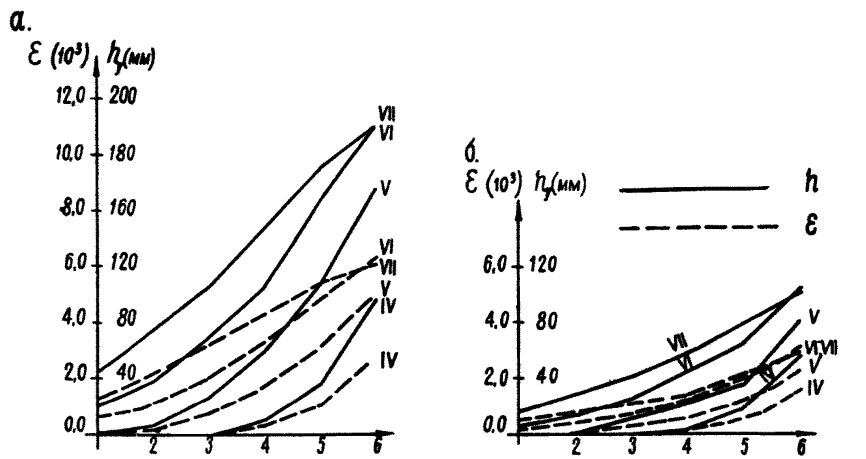


Рис.У1.1. Графики деформаций от выемки свиты пластов на этажах 1У-УП под поселком "С": а-от выемки по варианту 2; б-то же по варианту 3

Требуется выбрать оптимальные меры защиты зданий и коммуникаций поселка от влияния горных работ.

В рассматриваемых условиях реальны следующие основные варианты мер защиты:

1. Оставление предохранительных целиков на всех проектируемых к отработке этажах.

2. Введение конструктивных мер при полном извлечении запасов угля с обрушением пород кровли.

3. Применение гидравлической закладки выработанного пространства дробленными породами и частичное введение конструктивных мер при полном извлечении запасов угля.

Рассмотрим каждый из основных вариантов мер защиты с технической точки зрения.

Вариант 1. Оставление предохранительных целиков на всех проектируемых к отработке этажах.

Вычисляем балансовые запасы угля в предохранительных целиках. Результаты вычислений приведены в табл.У1.1.

Таблица У1.1

Этажи	Балансовые запасы в целиках (тыс.т) по пластам									Всего
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
IУ	73	68	3I	-	-	-	-	-	-	I72
У	74	69	63	I48	63	69	-	-	-	486
УI	75	70	65	I5I	65	70	55	40	-	59I
УП	76	7I	65	I53	65	7I	78	76	96	75I
Всего	298	278	224	452	I93	2I0	I33	II6	96	2000

Вариант 2. Введение конструктивных мер защиты при полном извлечении запасов угля с обрушением пород кровли.

Определим какие основные конструктивные меры защиты типовых зданий необходимы при отработке этажей 1У-УП по варианту 2.

При глинистых грунтах в основании по таблице 4.3 находим предельное значение показателя горизонтальных деформаций $[m_\varepsilon \bar{\varepsilon} l]$ = 90 мм для незащищенных зданий.

Отсюда следует, что при коэффициенте условий работы m_ε =0,7 (см.табл.1.4) ориентировочное значение допустимых расчетных горизонтальных деформаций $\bar{\varepsilon}$,при котором для типовых зданий не требуется применение мер защиты, будет

$$\bar{\varepsilon} = \frac{90}{m_\varepsilon l} = \frac{90}{0{,}7.43{,}8.10^3} = 2{,}9.10^{-3}.$$

При коэффициенте перегрузки n_ε = 1,4 (табл.1.3) значение допустимых ожидаемых горизонтальных деформаций будет

$$\varepsilon = \frac{\bar{\varepsilon}}{n_\varepsilon} = \frac{2{,}9.10^{-3}}{1{,}4} = 2{,}1.10^{-3}$$

Из рис.У1.1,а следует, что при отработке 1У-УП этажей по варианту 2 почти на всей территории поселка горизонтальные деформации ε будут больше допустимых - почти для всех зданий поселка необходимы конструктивные меры защиты.

При использовании наиболее эффективной меры защиты - разрезки зданий на 2 равных отсека, возможность которой не отвергается условиями примера, допустимая ожидаемая горизонтальная деформация ε будет

$$\varepsilon = 2{,}1.10^{-3} \cdot 2 = 4{,}2.10^{-3}.$$

И в этом случае при $\varepsilon > 4{,}2.10^{-3}$ требуется применение еще дополнительных мер защиты, - введение фундаментных железобетонных поясов, для некоторых зданий поселка, что следует из рис.У1.1,а.

Из табл.2.1 находим, что показатель суммарных деформаций Δl не должен превышать 150 мм.

Из формулы (2.2) находим допустимую расчетную высоту уступа $\bar{h}_y$ для неусиленных зданий, учитывая, что по указаниям п.2.3 ширина зоны повреждений $d = 15$ м

$$\bar{h}_y = \frac{\Delta l - m_\varepsilon \bar{\varepsilon} l}{2H} d = \frac{150 - 0{,}7.2{,}9.10^{-3}.43{,}8.10^3}{2.14{,}2.10^3} 15.10^3 = 32 \text{ мм}.$$

При коэффициенте перегрузки $n_h = 1{,}4$ (табл.1.3) допустимая ожидаемая высота уступа h_y для неусиленных зданий поселка будет

$$h_y = \frac{\bar{h}_y}{n_h} = \frac{32}{1{,}4} = 23 \text{ мм}.$$

Из рис.У1.1,а следует, что даже при отработке одного только 1У этажа по варианту 2 ожидаемая высота уступов на части территории поселка превысит допустимые значения.

В соответствии с указаниями п.4.4 на участках, где ожидаемая высота уступа h_y больше допустимой (23 мм), но меньше 50 мм, ограничимся одним только усилением стен стальными тяжами, а при $h_y > 50$ мм предусмотрим еще и разрезку зданий на 2 отсека.

Определим предельную высоту уступа $[h_y]$, при которой применение обычных мер усиления - разрезка на 2 отсека и усиление стен стальными тяжами, становится недостаточным. По табл.4.2 находим значение предельного крена отсека $\theta = 7.10^{-3}$.

Приняв по указаниям п.Ш.37 коэффициент $\alpha = 1{,}1$, из формулы (Ш-34) находим предельную расчетную высоту уступа $[\bar{h}_y]$.

$$[\bar{h}_y] = \frac{1}{\alpha}[\theta]l = \frac{1}{1,1} \cdot 7 \cdot 10^{-3} \frac{43,8 \cdot 10^3}{2} = 140 \text{ мм}.$$

При коэффициенте перегрузки $n_h = 1,4$ предельная ожидаемая высота уступов $[h_y]$ для типовых зданий поселка, разрезанных на 2 отсека и усиленных стальными тяжами, будет

$$[h_y] = \frac{[\bar{h}_y]}{n_h} = \frac{140}{1,4} = 100 \text{ мм}.$$

На участках, где ожидаемая высота уступов h_y превосходит допустимое значение (100 мм), необходимо предусмотреть меры, обеспечивающие возможность выправления зданий способом поддомкрачивания и частичное усиление стен с помощью стальных тяжей, в соответствии с рекомендацией п.4.6.

В зависимости от установленных выше допустимых деформаций для неусиленных и усиленных зданий производим разбивку территории поселка на расчетные зоны, считая ее подработанной на этажах 1У-УП. К первой зоне отнесем участки на которых ожидаемые деформации земной поверхности меньше допустимых для неусиленных зданий ($\varepsilon \leq 2,1 \cdot 10^{-3}$ и $h_y \leq 23$ мм). Ко второй зоне отнесем участки, где ожидаемые деформации земной поверхности больше чем в первой зоне, но меньше допустимых для зданий, усиленных с помощью стальных тяжей и фундаментных поясов (2,1 мм/м$<\varepsilon\leq$4,2мм/м и 23 мм$<h_y\leq$50 мм/м). К третьей зоне отнесем участки, где деформации больше чем во второй зоне и требуют кроме усиления зданий еще и разрезки их на 2 отсека, но меньше допустимых для зданий не подлежащих выправлению ($\varepsilon >$ 4,2 мм/м и 50мм$< h_y \leq$100 мм). К четвертой зоне отнесем участки, где ожидаемая высота уступа $h_y >$ 100 мм – где необходимо предусмотреть возможность выправления деформированных зданий способом поддомкрачивания.

Результаты разбивки территории поселка по зонам, учитывающей, что деформации по простиранию пластов остаются неизменными, – что размеры зон определяются соответствующими долями графиков деформаций по главному сечению мульды вкрест простирания (рис.У1.1,а), приведены в табл.У1.2. Соответственно распределению величин ожидаемых деформаций земной поверхности (ε и h_y) в пределах охраняемой территории по зонам производим разбивку зданий поселка на группы в зависимости от необходимых основных конструктивных мер защиты, исходя из заданного условия равномерной застройки участка. Результаты разбивки, учитывающей, что в случае применения мер для выправления зданий способом поддомкрачивания разрезка на отсеки не требуется (см.п. 4.6), приведены в табл.У1.3.

Таблица У1.2

Расчетная зона	Ожидаемые деформации земной поверхности		Доли охраняемой территории поселка, соответствующие площадям расчетных зон (%) в зависимости от:	
	$\varepsilon \cdot 10^3$	h_y(мм)	ε	h_y
1	менее 2,1	менее 23	19	–
2	от 2,1 до 4,2	от 23 до 50	38	4
3	более 4,2	от 50 до 100	43	32
4	более 4,2	более 100	–	64
	Итого:		100%	100%

Таблица У1.3

Группа зданий	Наименование основных конструктивных мер защиты	Доля усиляемых зданий от общего числа их в поселке (%)	К-во усиляемых зданий (шт)
1	Без мер защиты	–	–
2	Усиление стен с помощью стальных тяжей и введение фундаментных поясов	4	4
3	То же плюс разрезка здания на 2 отсека	32	36
4	Меры, обеспечивающие возможность выправления здания способом поддомкрачивания и частичное усиление стен тяжами	64	73
	Итого:	100%	113 шт.

С целью экономии средств рассмотрим вопрос о поэтапном осуществлении конструктивных мер защиты в зависимости от ожидаемых деформаций земной поверхности от выемки угля по этажам. Учитывая полученные величины допустимых деформаций и целесообразность одновременного осуществления всего комплекса мер защиты, необходимых (для каждого из зданий) при отработке 1У-УП этажей, из рис.У1.1,а находим требуемые сроки осуществления этих мер при выемке угля по

варианту 2.Полученные результаты,с учетом данных табл.У1.3, приведены в табл.У1.4.

Таблица У1.4

Группа зданий	Наименование основных конструктивных мер защиты	Общее кол-во усиляемых зданий (шт.)	Разбивка усиляемых зданий по срокам осуществления мер защиты			
			перед отработкой IУ эт.	перед отработкой У эт.	перед отработкой УI эт.	перед отработкой УII эт.
4	Меры, обеспечивающие возможность выправления здания способом подомкрачивания, и частичное усиление стен тяжами	73	I8	33	22	-
3	Разрезка зданий на 2 отсека, усиление стен тяжами и введение фундаментных поясов	36	-	-	27	9
2	То же без разрезки на отсеки	4	-	-	-	4
	Итого	II3	I8	33	49	I3 зд.

Определяем допустимые условия подработки санитарно-технических сетей и необходимые для них основные конструктивные меры защиты при отработке этажей 1У-УП по варианту 2.

Так как канализационные линии уложены с уклоном в сторону восстания пластов, то подработка вызовет только (рис. У1.1,а) увеличение уклонов, следовательно, условие самотечности сохраняется. Максимальные уклоны в соответствии со СНиП не нормируются - не ограничиваются. (Строительные нормы и правила. Канализация. Нормы проектирования).

По таблице 9 "Рекомендаций" находим значение компенсационной способности стыков $\Delta l = 10$ мм.

Минимальные расчетные деформации земной поверхности в пределах поселка при отработке этажей 1У-УП по варианту 2 (рис.У1.1,а) будут:

$$\bar{\varepsilon} = n_\varepsilon \varepsilon = 1{,}4.2{,}3.10^{-3} = 3{,}2.10^{-3};$$
$$\bar{h}_y = n_h h_y = 1{,}4.46 = 64 \text{ мм}.$$

Очевидно, что компенсационная способность раструбных стыков недостаточна для восприятия даже минимальных деформаций, что подтверждается формулой (6.1).

В соответствии с рекомендациями п.6.34 предусматриваем устройство дополнительных смотровых колодцев в местах пересечения канализационных линий с линиями уступов.

Определяем необходимое количество смотровых колодцев $n_{ск}$, учитывая указания п.1.33 о том, что при неизвестном положении уступов расстояние между смежными уступами принимается $l_у$ = 30 м и то, что линии уступов в случае их возникновения в пределах поселка пересекут его по всей длине $b_п$ в направлении простирания (см.п.1.30)

$$n_{ск} = \left(\frac{b_п}{l_у} + 1\right) n_л = \left(\frac{600}{30} + 1\right) \cdot 3 = 63 \text{ шт},$$

где $n_л$ – число линий трубопровода.

Устройство дополнительных смотровых колодцев должно предусматриваться после отработки 1У этажа когда выяснится положение уступов в плане.

Из условия (6.1), принимая $h_у$ = 0 (см.п.6.34), находим допустимое значение расчетных горизонтальных деформаций ε для раструбных стыков, учитывая,что при длине труб $l_к$ = =4 м коэффициент условий работы m_ε =1,0 (см.табл.1.4)

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{m_\varepsilon l_к} = \frac{10}{1{,}0.4.10^3} = 2{,}5.10^{-3}$$

Так как допустимое значение $\bar{\varepsilon}$ меньше минимального $(3{,}2.10^{-3})$, то необходимо предусмотреть 100% замену раструбных стыков удлиненными надвижными муфтами (см.п.6.25) с компенсационной способностью (см.п.6.34)

$$\Delta l \geq m_\varepsilon \bar{\varepsilon} l_к = 1{,}0.15{,}4.10^{-3}.4.10^3 \cong 60 \text{ мм},$$

где $\bar{\varepsilon}$ – максимальное значение расчетной горизонтальной деформации (рис.У1.1,а)

$$\bar{\varepsilon} = n_\varepsilon \varepsilon = 1{,}4.11.10^{-3} = 15{,}4.10^{-3}.$$

Определяем общее количество раструбных стыков $n_с$, подлежащих замене надвижными муфтами, учитывая, что длина труб $l_к$ = 4 м.

$$n_с = \frac{b_п}{l_к} \cdot n_л = \frac{600}{4} \cdot 3 = 450 \text{ стыков}.$$

Для защиты подземных линий газопровода и водопровода в соответствии с рекомендациями п.п.6.7, 6.8, 6.20, 6.21 предусматриваем врезку компенсаторов (резиновых на газопроводе и сальниковых на водопроводе) и кольцевание сетей – введение перемычек между параллельными линиями. Так как линии газопровода и водопровода отличаются надежными стыками, то в соответствии с рекомендациями п.п.6.10 и 6.21 отработку 1У этажа, вызывающую сравнительно небольшие деформации (рис.У1.1,а) – $\varepsilon \leq 3{,}3$ мм/м и $h_у \leq 96$ мм, допускаем без применения мер защиты и даже без контроля за напряженным состоянием труб (газопровода), необходимого

в обычных случаях. При этом в соответствии с рекомендацией п.6.9 предусмотрим врезку компенсаторов - в местах пересечений трубопроводов с линиями уступов.

Количество возможных пересечений газопроводов с линиями уступов, очевидно, равно числу дополнительных колодцев на канализационных коллекторах (из-за одинакового числа линий) - 63, а количество пересечений $n_{пер}$ водопроводных линий с линиями уступов соответственно будет

$$n_{пер.} = \frac{2}{3} \cdot n_{ск} = \frac{2}{3} \cdot 63 = 42.$$

Учитывая рекомендации п.п. 6.9 и 6.21, на 35% территории поселка (рис.У1.1,а), где ожидаемая горизонтальная деформация земной поверхности $\varepsilon < 3.10^{-3}$, количество врезок компенсаторов будет соответственно меньше числа возможных пересечений трубопроводов с линиями уступов, а именно:

- на газопроводах

$$n_к = \frac{100 - 35}{100} \cdot 63 = 41;$$

- на линиях водопровода

$$n_к = \frac{100 - 35}{100} \cdot 42 = 27.$$

Длины перемычек $l_п$ для кольцевания сетей будут соответственно равны расстояниям между параллельными линиями трубопроводов и составят: для линий водопровода - $l_п$ = 454 м, для газопроводов - $l_п$= 2 х 235 = 470 м.

Для линий теплофикации в соответствии с рекомендациями п.п.6.28-6.30 предусматриваем применение следующих мер защиты: освобождение труб от жесткой связи с "мертвыми" опорами, разрезку защитных каналов в местах пересечения их с линиями уступов и установку дополнительных спускных устройств на обратных линиях.

Все эти незначительные меры защиты могут быть осуществлены после отработки 1У этажа за счет неучтенных работ, поэтому отдельно учитывать их не будем.

Так как деформации земной поверхности по простиранию пластов незначительны по величине и преходящи, то никаких конструктивных мер для защиты ответвлений санитарно-технических сетей не требуется. Только на разводящей сети газопровода предусмотрим применение небольших дополнительных мер в соответствии с указаниями п.6.11 за счет неучтенных работ. Объемы работ по осуществлению необходимых основных конструктивных мер защиты санитарно-технических сетей при отработке этажей 1У-УП по варианту 2 сведены в табл.У1.5.

Таблица УI.5

Наименование основных конструктивных мер защиты сан.тех. сетей	Един. изм.	Объемы работ по линиям			Время введения мер защиты
		канализации	газопровода	водопровода	
I. Устройство дополнительных смотровых колодцев	шт.	63	-	-	После отработки IУ этажа
2. Замена раструбных соединений надвижными муфтами	стыков	450	-	-	30 стыков до отработки IУ этажа, остальные - после
3. Врезка резиновых компенсаторов	шт.	-	4I	-	После отработки IУ этажа
4. Врезка сальниковых компенсаторов	"	-	-	27	-"-
5. Устройство перемычек между отдельными линиями	п/м	-	470	454	-"-

Вариант 3. Применение гидравлической закладки выработанного пространства. Определяем объемы выработанного пространства, подлежащие закладке дроблеными породами с учетом одвижения пород кровли (по эффективной мощности пластов $m_э$, вычисляемей по указаниям раздела 3).Результаты вычислений приведены в табл.У1.6.

Таблица УI.6

Этажи	Объемы выемки (тыс.м³) по пластам									Всего
	I	2	3	4	5	6	7	8	9	
IУ	56	52	24	-	-	-	-	-	-	I32
У	57	53	48	II4	48	53	-	-	-	373
УI	58	54	50	II6	50	54	42	3I	-	455
УII	58	55	50	II8	50	55	60	58	74	578
Итого:	229	2I4	I72	348	I48	I62	I02	89	74	I538

Определим какие основные конструктивные меры защиты типовых зданий необходимы при отработке IУ-УII этажей по варианту 3.

В зависимости от установленных выше допустимых деформаций для неусиленных и усиленных зданий производим разбивку территории поселка на расчетные зоны, аналогично произведенной для варианта 2. Результаты разбивки территории поселка по зонам приведены в табл.У1.7.

Таблица У1.7

Расчетная зона	Ожидаемые деформации земной поверхности		Доля охраняемой территории поселка, соответствующие площадям расчетных зон (%), в зависимости от	
	$\varepsilon \cdot 10^3$	h_y(мм)	ε	h_y
I	менее 2,I	менее 23	73	I4
2	от 2,I до 4,2	от 23 до 50	27	36
3	более 4,2	от 50 до I00	-	50
4	-"-	более I00	-	-
		Итого:	I00%	I00%

Соответственно распределению величин ожидаемых деформаций земной поверхности по расчетным зонам производим разбивку зданий поселка на группы в зависимости от необходимых конструктивных мер защиты, аналогично произведенной для варианта 2. Результаты разбивки приведены в табл.У1.8.

Таблица У1.8

Группа зданий	Наименование конструктивных мер защиты зданий	Доля усиляемых зданий от общего числа их в поселке (%)	Количество усиляемых зданий (шт.)
I	Без мер защиты	I4	I6
2	Усиление стен с помощью стальных тяжей	36	4I
3	То же плюс разрезка на 2 отсека	50	56
	Итого:	I00%	II3 зд.

Рассмотрим вопрос о поэтапном осуществлении конструктивных мер защиты зданий поселка при выемке угля по варианту 3. Поступая так же как и при варианте 2, из графика рисунка У1.1,б находим требуемые сроки осуществления конструктивных мер. Полученные результаты, учитывая данные табл.У1.8 приведены в табл.У1.9.

Таблица УI.9

Группа зданий	Наименование основных конструктивных мер защиты	Общее кол-во усиляемых зданий (шт.)	Разбивка усиляемых зданий по срокам осуществления мер защиты			
			перед отработкой IУ этажа	перед отработкой У этажа	перед отработкой УI этажа	перед отработкой УП этажа
3	Разрезка на 2 отсека и усиление стен с помощью стальных тяжей	56	22	22	I2	-
2	То же без разрезки на отсеки	4I	-	-	I8	23
	Итого:	97	22	22	30	23 зд.

Определим необходимые для санитарно-технических сетей конструктивные меры защиты при отработке 1У-УП этажей по варианту 3.

Как и в случае отработки свиты пластов по варианту 2 условие самотечности канализационных сетей сохраняются. Допустимые деформации земной поверхности при подработке канализационных сетей по условию сохранению герметичности стыков - по соблюдению условия (6.1) определяем методом последовательного приближения. Прежде всего проверяем соблюдается ли условие (6.1) для минимальных деформаций земной поверхности на территории поселка.

Из графика на рис.У1.1,б следует, что при отработке 1У-УП этажей по варианту 3 минимальные ожидаемые деформации составят:

$$\varepsilon = 0{,}5.10^{-3} \quad \text{и} \quad h_y = 16 \text{ мм}.$$

При этом,

$$\bar{\varepsilon} = n_\varepsilon \varepsilon = 1{,}4 \times 0{,}5 \cdot 10^{-3} = 7{,}0 \cdot 10^{-3};$$

$$\bar{h}_y = n_h h_y = 1{,}4 \times 16 = 22 \text{ мм};$$

$$\Delta l = \sqrt{(n_\varepsilon \bar{\varepsilon} l)^2 + \bar{h}_y^2} = \sqrt{(1{,}0 \times 0{,}7.10^{-3} \cdot 4.10^3)^2 + 22^2} \approx 22 \text{ мм}.$$

Так как 22 мм $> \Delta l = 10$ мм, следовательно, отпадает необходимость в дальнейших вычислениях допустимых деформаций земной поверхности - по всей территории поселка не соблюдается условие герметичности стыков. Из графика на рис.У1.1,б следует, что условие герметичности не соблюдается даже при отработке одного только 1У этажа по варианту 3. Проверяем, будет ли соблюдаться рассматриваемое условие на участке,

где в соответствии с рекомендацией п.6.34 предусматриваем устройство дополнительных смотровых колодцев в местах пересечений линий канализации с линиями уступов.

В этом случае из формулы (6.1) следует, что допустимая расчетная горизонтальная деформация будет

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\Delta l}{m_\varepsilon l} = \frac{10}{1,0.4,0.10^3} = 2,5.10^{-3}.$$

Следовательно, при ожидаемой горизонтальной деформации

$$\varepsilon = \frac{\bar{\varepsilon}}{n_\varepsilon} = \frac{2,5.10^{-3}}{1,4} = 1,8.10^{-3}$$

будет соблюдено условие герметичности стыков.

Из графика на рис.У1.1,б следует, что участок с $\varepsilon > 1,8.10^{-3}$ – где требуется замена раструбных стыков надвижными муфтами, несмотря на введение дополнительных смотровых колодцев, составляет 25% от общей площади поселка.

В соответствии с рекомендацией п.6.25 на участках, где ожидаемая высота уступов $h_y < 50$ мм ограничимся только заменой раструбных стыков надвижными муфтами.

Из рис.У1.1,б следует, что на 50% территории поселка при отработке 1У-УП этажей по варианту 3 ожидаемая высота уступов $h_y > 50$ мм, следовательно число дополнительных смотровых колодцев будет в 2 раза меньше чем по варианту 2 и составит

$$\frac{63}{2} \approx 32.$$

При $h_y = 50$ мм и отработке 1У-УП этажей по варианту 3 ожидаемая горизонтальная деформация $\varepsilon = 1,3.10^{-3}$ (рис. У1.1,б).

В этом случае

$$\bar{\varepsilon} = n_\varepsilon \varepsilon = 1,4 \times 1,3 \cdot 10^{-3} = 1,8.10^{-3};$$

$$\bar{h}_y = n_h h_y = 1,4 \cdot 50 = 90 \text{ мм}.$$

По формуле (6.1) находим требуемую компенсационную способность Δl надвижных муфт на участке, где ожидаемая высота уступов $h_y \leq 50$ мм:

$$\Delta l = \sqrt{(m_\varepsilon \bar{\varepsilon} l_к)^2 + \bar{h}_y^2} = \sqrt{(1,0.1,8.10^{-3}.4.10^3)^2 + 90^2} \approx 90 \text{ мм}.$$

Максимальные горизонтальные деформации на территории поселка при отработке 1У-УП этажей по варианту 3 (рис.У1.1,б) будут $\varepsilon = 6.10^{-3}$.

При этом

$$\bar{\varepsilon} = n_\varepsilon \varepsilon = 1,4.6.10^{-3} = 8,4.10^{-3}$$

и требуемая компенсационная способность надвижных муфт Δl на участке, где $h_y > 50$ мм, учитывая рекомендацию п.

6.34, будет $\Delta l = m_\varepsilon \bar{\varepsilon} l_к = 1{,}0{,}8{,}4.10^{-3}.4.10^{-3} \approx 35$ мм < 90 мм. В целях унификации для всех надвижных муфт принимаем = 90 мм.

Определяем количество раструбных стыков n_c, подлежащих замене надвижными муфтами, учитывая необходимость такой замены при $h_y \geq 50$ мм и $\varepsilon > 1{,}8.10^{-3}$ и, что общее число стыков на канализационных линиях поселка составляет 450 шт. (см.вариант 2)

$$n_c = \frac{50 + 25}{100} \quad 450 = 375 \text{ стыков.}$$

Так как при отработке этажей 1У-УП по варианту 3 максимальные ожидаемые деформации земной поверхности ($\varepsilon = 3.10^{-3}$ и $h_y = 104$ мм) практически не превышают величин допустимых для трубопроводов со стыками равнопрочными с телом труб при растяжении, то в соответствии с рекомендациями п.п. 6.11 и 6.21 линии газопровода и водопровода оставляем без конструктивных мер защиты.

Таким образом, при отработке свиты пластов по варианту 3 для защиты санитарно-технических сетей ограничиваемся заменой 375 раструбных стыков на канализационных линиях стальными надвижными муфтами, осуществляемой до отработки 1У этажа и устройством на тех же линиях 32 дополнительных смотровых колодцев после отработки 1У этажа. Незначительные дополнительные меры защиты разводящей сети газопровода, вводимые в соответствии с указаниями п.6.11, предусматриваем за счет неучтенных работ.

ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА РАССМОТРЕННЫХ ВАРИАНТОВ МЕР ЗАЩИТЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПОСЕЛКА "С" ОТ ВЛИЯНИЯ ГОРНЫХ РАБОТ

Дополнительные исходные данные

Производственная мощность шахты (Пш) - 1,2 млн.т/год. Остаток промышленных запасов шахты - 30 млн.т. Коэффициент извлечения угля (η) - 0,90. Уголь коксующийся марки КР с зольностью ($A^c_{зц}$)-23%. Оптовая цена угля ($Ц_о$)-19,10 руб./т. Себестоимость добываемого угля ($S_ш$)-18,80руб./т. Потонная ставка амортизации основных фондов шахты ($а$) - 0,80 руб. Продолжительность периода отработки этажа ($t_э$) -6 лет. Средняя длина основных подготовительных выработок в пределах этажа, поддерживаемых в связи с оставлением запасов в целиках ($l_{пв}$) - 1860 п.м. Среднегодовое увеличение эксплуатационных расходов на поддержание 1 п.м. подготовительных выработок с деревянным креплением, проветривание и транспорт в связи с оставлением запасов в целиках

($\Delta Э_{рI}$) – 14,30 руб. Сметная стоимость строительства: IУ горизонта ($С_{гIУ}$) – 4,21 млн.руб.; У горизонта ($С_{гУ}$) –4,94 млн. руб.; У1 горизонта ($С_{гУI}$) – 5,32 млн.руб.; УII горизонта ($С_{гУII}$) – 6,13 млн.руб. Плановый (нормативный) период строительства: IУ ($Т_{IУ}$) и у ($Т_{У}$) горизонтов по 2 года; У1($Т_{У1}$) и УII ($Т_{УII}$) горизонтов – по 3 года каждый новой шахты ($Т_{ш}$) – 5 лет. Проектная мощность новой шахты ($П_{ш}$)-1,3 млн.т/год. Глубина стволов новой шахты – 370 м. Промышленные запасы новой шахты ($з_{пр.ш}$) – 65 млн.тонн.

Период времени, необходимый для осуществления конструктивных мер защиты ($\tau_{мз}$) – 2 года до начала отработки целика в пределах этажа. Затраты на капитальный ремонт (Р) 5% зданий, охраняемый целиками, при отработке каждого из этажей составляют в среднем 3% от сметной (восстановительной) стоимости зданий ($С_{вз}$).

Сведения об увеличении эксплуатационных затрат шахты на 1 т промышленных запасов, вызванном применением гидравлической закладки выработанного пространства (ΔS) и примерной стоимости конструктивных мер защиты зданий и сооружений приведены в прилагаемых сводках (Св.У1.1 и Св У1.2) и сметно-финансовых расчетах (СФР У1.1 и СФР У1.2).

Р е ш е н и е:

Продолжительность периода оптимизации τ принимаем равным 20 годам (в соответствии с указаниями п.7.6) – отрезку времени, необходимому для осуществления мер защиты и высвобождения запасов в целиках на IУ-УII-этажах.

В соответствии с указаниями п.7.3 все затраты на осуществление мер защиты приводим к началу периода оптимизации τ.

Принадлежность (отношение прямое или косвенное) затрат и других показателей к соответствующим этажам (горизонтам) обозначаем римскими цифрами, а к шахте в целом – буквой Ш.

Рассмотрим в а р и а н т 1 – о с т а в л е н и е п р е д о х р а н и т е л ь н ы х ц е л и к о в н а э т а ж а х IУ – УII (базовый вариант).

Вычисляем промышленные запасы в целиках по этажам при коэффициенте извлечения балансовых запасов, приведенных в таблице У1.2, $\eta = 0,9$. Результаты вычислений сведены в табл.У1.10.

По формуле (7.13) определяем сокращение срока службы этажей и шахты в целом

$$\Delta Т_{IУ} = \frac{З_{пIУ}}{П_{ш}} = \frac{155.10^{3}}{1,2.10^{6}} \approx 0,1 \text{ года};$$

Таблица У1.10

№ № п/п	Этаж	Балансовые запасы (тыс.т)	Промышленные запасы (тыс.т)
1	1У	172	155
2	У	456	437
3	У1	591	532
4	УП	751	676
Итого:		2000	1800 тыс.т

$$\Delta T_{у} = \frac{З_{дV}}{П_{ш}} = \frac{437.10^3}{1,2.10^6} \approx 0,4 \text{ года}; \quad \Delta T_{У1} = \frac{З_{дVI}}{П_{ш}} = \frac{532.10^3}{1,2.10^6} \approx 0,4 \text{года}$$

$$\Delta T_{УП} = \frac{З_{дVII}}{П_{ш}} = \frac{676.10^3}{1,2.10^6} \approx 0,6 \text{ года}; \quad \Delta T_{ш} = \frac{З_{дш}}{П_{ш}} = \frac{1,8.10^6}{1,2.10^6} \approx 1,5 \text{года}$$

Вычисляем отрезки времени $t_{пУ}$,...$t_{пУП}$ от начала периода оптимизации до конца строительства У,... УП горизонтов по плану

$$t_{пУ} = t_{мз} + \frac{1}{2} t_{э}1У = 2 + 3 = 5 \text{ год};$$

$$t_{пУ1} = t_{пУ} + t_{э}У = 5 + 6 = 11 \text{ год};$$

$$t_{пУП} = t_{пУ1} + t_{э}У1 = 11 + 6 = 17 \text{ год}.$$

Определяем отрезки времени $t_{дУ}$,... $t_{дУП}$ от начала периода оптимизации до конца строительства У, . . . УП горизонтов с учетом досрочного ввода (влиянием досрочного ввода 1У горизонта пренебрегаем).

$$t_{дУ} = t_{пУ} - \sum_{IV}^{V} \Delta T = 5 - (0,1+0,4) = 4,5 \text{ год};$$

$$t_{дУ1} = t_{пУ1} - \sum_{IV}^{VI} \Delta T = 11 - (0,5+0,4) = 10,1 \text{ год};$$

$$t_{дУП} = t_{пУП} - \sum_{IV}^{VII} \Delta T = 17 - (0,9+0,6) = 15,5 \text{ год}.$$

Вычисляем отрезки времени $t_{пш}$ и $t_{дш}$ от начала периода оптимизации до начала строительства новой шахты по плану и с учетом досрочного ввода

$$t_{пш} = t_{пУП} + t_{эУП} - \Delta T_{ш} = 17+6-5 = 18 \text{ год};$$

$$t_{дш} = t_{пш} - \Delta T_{ш} = 18 - 1{,}5 = 16{,}5 \text{ год.}$$

Находим продолжительность строительства новой шахты $T_{ш}$ в пределах периода оптимизации

$$T_{шт} = \tau - t_{дш} = 20 - 16{,}5 = 3{,}5 \text{ года.}$$

Определяем стоимость строительства новой шахты по формуле (7.12), принимаемая по таблице 7.2 удельные капитальные вложения $K_{у} = 0{,}344$ руб./т,

$$C_{ш} = K_{у} \cdot з_{пр.ш} = 0{,}344 \cdot 65 = 22{,}4 \text{ млн.руб.}$$

Вычисляем объем капитальных вложений в пределах периода оптимизации на строительство новой шахты $C_{шт}$, исходя из условия равномерного их распределения,

$$C_{шт} = \frac{T_{шт}}{T_{ш}} C_{ш} = \frac{3{,}5}{5} 22{,}4 = 15{,}68 \text{ млн.руб.}$$

Определяем ущерб от досрочного ввода производственных мощностей взамен выбывающих $У_{д}$ (как следствие потерь) по формуле (7.10)

$$У_{д} = C_{гv}\left[\frac{1}{(1+E_{н})^{t_{дv}-\frac{T_{v}}{2}-1}} - \frac{1}{(1+E_{н})^{t_{пv}-\frac{T_{v}}{2}-1}}\right] + C_{гvi}\left[\frac{1}{(1+E_{н})^{t_{дvi}-\frac{T_{vi}}{2}-1}} - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{(1+E_{н})^{t_{пvi}-\frac{T_{vi}}{2}-1}}\right] + C_{гvii}\left[\frac{1}{(1+E_{н})^{t_{дvii}-\frac{T_{vii}}{2}-1}} - \frac{1}{(1+E_{н})^{t_{пvii}-\frac{T_{vii}}{2}-1}}\right] +$$

$$C_{шт}\left[\frac{1}{(1+E_{н})^{t_{дш}+\frac{T_{шт}}{2}-1}} - \frac{1}{(1+E_{н})^{t_{пш}+\frac{T_{шт}}{2}-1}}\right] =$$

$$= 4{,}94 \cdot 10^{3}\left(\frac{1}{1{,}12^{4{,}5-2}} - \frac{1}{1{,}12^{5-2}}\right) + 5{,}32 \cdot 10^{3}\left(\frac{1}{1{,}12^{10{,}1-2{,}5}} - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{1{,}12^{11-2{,}5}}\right) + 6{,}13 \cdot 10^{3}\left(\frac{1}{1{,}12^{15{,}5-2{,}5}} - \frac{1}{1{,}12^{17-2{,}5}}\right) +$$

$$+ 15{,}68 \cdot 10^{3}\left(\frac{1}{1{,}12^{16{,}5-0{,}8}} - \frac{1}{1{,}12^{18-0{,}8}}\right) =$$

$= 4{,}94.10^{3}(0{,}753-0{,}711) + 5{,}32.10^{3}\ (0{,}422-0{,}381) + 6{,}13.10^{3}(0{,}229-$

$-0{,}193) + 15{,}68.10^{3}\ (0{,}168-0{,}142) = 207+218+221+329 = 975$ тыс.руб.

Вычисляем среднегодовое увеличение эксплуатационных расходов на поддержание основных подготовительных выработок, вызванное оставлением запасов в целиках

$$\Delta Э_{р} = t_{нв} \cdot \Delta Э_{р1} = 1860.14{,}30 = 26{,}6 \text{ тыс.руб.}$$

Определяем величину замыкающих затрат $З^{с}_{ш}$ по формуле (7.15), принимая из табл.7.4 значения З3 и $А^{с}_{З3}$,

$З^{с}_{ш} = З3 + 0{,}03\ (А^{с}_{з3} - А^{с}_{зц})\ Ц_{е} = 21{,}00 + 0{,}03\ (21-23).19{,}10 = 19{,}86$ руб.

По формуле (7.14) вычисляем дифференциальную ренту шахты $Р_{ш}$ на 1 тонну промышленных запасов

$$Р_{ш} = З^{с}_{ш} - S_{ш} = 19{,}85 - 18{,}80 = 1{,}05 \text{ руб.}$$

Находим ущерб от оставления 1 т запасов угля в предохранительном целике у по формуле (7.9), учитывая, что в целиках нет подготовленных или готовых к выемке запасов

$$у = а + Р_{ш} = 0{,}8 + 1{,}05 = 1{,}85 \text{ руб.}$$

Учитывая расположение целиков в средней части шахтного поля, определяем отрезки времени $t_{д}$ от начала периода оптимизации до срока возможной выемки запасов из целиков, считая, что выемка целиков в пределах этажа будет производиться в течение года

$$t_{ц1У} = t_{мз} = 2 \text{ года}; \quad t_{цУ} = t_{ц1У} + \frac{t_{э1У} + t_{эУ}}{2} = 2 + \frac{6+6}{2} =$$

$= 8$ год;

$$t_{цУ1} = t_{цУ} + \frac{t_{эУ} + t_{эУI}}{2} = 8 + \frac{6+6}{2} = 14 \text{ год}, \quad t_{УП} = \tau = 20 \text{ год.}$$

По формуле (7.1) находим затраты при оставлении запасов в целиках (вариант 1), принимая объем этих запасов из табл.У1.10.

$$З_{ц} = у\left[\frac{З_{цIУ}}{(1+Е_{нп})^{t_{цIУ}-1}} + \frac{З_{цУ}}{(1+Е_{нп})^{t_{цУ}-1}} + \frac{З_{цУI}}{(1+Е_{нп})^{t_{цУI}-1}} + \right.$$

$$\left. + \frac{З_{цУII}}{(1+Е_{нп})^{t_{цУII}-1}}\right] + У_{д} + \Delta Э_{р} \frac{(1+Е_{нп})^{\tau - t_{мз}} - 1}{Е_{нп}(1+Е_{нп})^{\tau - t_{мз}-1}} =$$

$$1{,}85\ \left(\frac{155}{1{,}08}+\frac{437}{1{,}08^{7}}+\frac{532}{1{,}08^{13}}+\frac{676}{1{,}08^{19}}\right)+975+26{,}6\,\frac{1{,}08^{20-2}-1}{0{,}08\cdot1{,}08^{20-3}}=$$

$$=1{,}85\ (155\cdot0{,}926+437\cdot0{,}584+532\cdot0{,}368+676\cdot0{,}232)+975+26{,}6\times$$

$$\times\frac{3{,}996-1}{0{,}08\cdot3{,}700}=1{,}85\ (143+255+196+157)+975+269=2633\ \text{тыс.руб.}$$

Определяем затраты Р на проведение ремонтных работ 5% зданий, из числа охраняемых целиками, при средней сметной стоимости здания $C_{вз}$ = 185 тыс.руб.

$$P=\frac{5}{100}\,n_{з}C_{вз}\,\frac{3}{100}=0{,}05\cdot113\times185\cdot0{,}03=31{,}4\ \text{тыс.руб.}$$

Ремонтные работы после выемки запасов из целиков на УП этаже в расчет не принимаем, т.к. время их осуществления выходит за пределы периода оптимизации τ . По формуле (7.5) определяем затраты на ремонтные работы части зданий, охраняемых целиками, учитывая, что они должны производиться сразу после выемки запасов из целиков, т.е. принимая $t_{рп}=t_{цл}+1$

$$З_{р}=\frac{P_{IV}}{(1+E_{нп})^{t_{pIV}-1}}+\frac{P_{V}}{(1+E_{нп})^{t_{pV}-1}}+\frac{P_{VI}}{(1+E_{нп})^{t_{pVI}-1}}=$$

$$=P\ \left(\frac{1}{1{,}08^{2}}+\frac{1}{1{,}08^{8}}+\frac{1}{1{,}08^{14}}\right)=31{,}4\ (0{,}858+0{,}540+0{,}340)=55\ \text{т.руб.}$$

Вычисляем приведенные суммарные затраты $З_{с1}$ на осуществлении мер защиты по варианту 1

$$З_{с1}=З_{ц}+З_{р}=2633+55=2688\ \text{тыс.руб.}$$

Рассмотрим **вариант 2 – применение конструктивных мер защиты при полном извлечении запасов угля с обрушением пород кровли.**

Определяем отрезки времени $t_{к}$ от начала периода оптимизации τ до середины периода изъятия капиталовложений на осуществление конструктивных мер защиты, учитывая, что по условию задачи освоение капиталовложений осуществляется в течение 2 лет до начала выемки запасов из целиков в пределах этажа

$$t_{к1У}=\frac{1}{2}\,t_{мз}=1\ \text{году};\qquad t_{кУ}=t_{пУ}=5\ \text{год};$$

$t_{кУ1} = t_{пУ1} = 11$ год; $t_{кУП} = t_{пУП} = 17$ год.

По формуле (7.2) определяем затраты на осуществление конструктивных мер защиты по варианту 2, учитывая необходимые капиталовложения по сметно-финансовому расчету СФР У1.1

$$З_{к2} = K_{IV} + \frac{K_V}{(1+E_{нп})^{t_{кV}-1}} + \frac{K_{VI}}{(1+E_{нп})^{t_{кVI}-1}} + \frac{K_{VII}}{(1+E_{нп})^{t_{кVII}-1}} =$$

$$=333,2 + \frac{691}{1,08^{4}} + \frac{904,8}{1,08^{10}} + \frac{172,5}{1,08^{16}} = 333,2+691.0,735+904,8.0,463+$$

$$+172,5.0,292 = 333,2+507,8+418+50 = 1309 \text{ тыс.руб.}$$

Рассмотрим вариант 3 – применение гидравлической закладки выработанного пространства и частичного введения конструктивных мер защиты при полном извлечении запасов.

Определяем затраты по закладке выработанного пространства по формуле (7.3), учитывая наличие на шахте закладочного комплекса, вычисленные выше отрезки времени от начала периода оптимизации t до сроков возможной выемки запасов из целиков $t_ц$ и объем этих запасов $з_ц$ по таблице У1.10,

$$З_з = \Delta S\left[\frac{з_{цIV}}{(1+E_{нп})^{t_{цIV}-1}} + \frac{з_{цV}}{(1+E_{нп})^{t_{цV}-1}} + \frac{з_{цVI}}{(1+E_{нп})^{t_{цVI}-1}} + \frac{з_{цVII}}{(1+E_{нп})^{t_{цVII}-1}}\right] =$$

$$=1,65\ (\frac{155}{1,08} + \frac{437}{1,08^{7}} + \frac{532}{1,08^{13}} + \frac{676}{1,08^{19}}) = 1,65.(155 \text{ x}$$

$$\text{x}0,926+437.0,584+532.0,368+676.0,232) = 1,65(143,5+255+196+157) =$$

$$=1241 \text{ тыс.руб.}$$

По формуле (7.2) вычисляем затраты на частичное введение конструктивных мер защиты, аналогично варианту 2, учитывая необходимые капиталовложения по сметно-финансовому расчету СФР У1.2

$$З_{кз} = K_{IV} + \frac{K_V}{(1+E_{нп})^{t_{кV}-1}} + \frac{K_{VI}}{(1+E_{нп})^{t_{кVI}-1}} + \frac{K_{VII}}{(1+E_{нп})^{t_{кVII}-1}} =$$

$$=248,8+\frac{252,6}{1,08^{4}}+\frac{185,8}{1,08^{10}}+\frac{67,2}{1,08^{16}}=248,8+252,6\cdot0,735+185,8\cdot0,463+$$

$$+67,2\cdot0,292)=248,8+186+86,2+20=541 \text{ тыс.руб.}$$

Определяем приведенные суммарные затраты $З_{сз}$ на осуществление мер защиты по варианту 3

$$З_{сз} = З_{з} + З_{кз} = 1241 + 541 = 1782 \text{ тыс.руб.}$$

Для экономической оценки рассмотренных вариантов мер защиты, полученные результаты расчета сведим в табл.У1.11.

Таблица У1.11

Варианты мер защиты / Показатели	1	2	3
Приведенные суммарные затраты (тыс.руб.)	2688	1309	1782
То же в %	205	100	136

Из таблицы У1.11 следует, что с экономической точки зрения осуществление мер защиты по варианту 2 (введение конструктивных мер при полном извлечении запасов с обрушением пород кровли) является наиболее целесообразным.

Нетрудно убедиться, что к такому же выводу мы придем, приняв за конец периода оптимизации τ срок отработки целиков на У1 этаже (τ = 14 годам). В этом случае, учитывая, что в течение периода оптимизации будет освоена только половина капиталовложений на строительство УП горизонта, находим

$$У_{д} = 207 + 218 + 0,5\cdot221 \cong 535 \text{ тыс.руб.}$$

$$З_{д}=1,85\ (143+255+196)+535+26,6\ \frac{1,08^{14-2}-1}{0,08\cdot1,08^{14-3}}=$$

$$=1099+535+26,6\ \frac{2,518-1}{0,08\cdot2,332}=1773 \text{ тыс.руб.}$$

$$З_{р} = 31,4\ (0,858 + 0,540) \cong 44 \text{ тыс.руб.}$$

$$З_{с1} = З_{д} + З_{р} = 1773 + 44 = 1817 \text{ тыс.руб.}$$

$$З_{к2} = 332 + 507,8 + 418 \cong 1259 \text{ тыс.руб.}$$

$$З_{з} = 1,65\ (143,5 + 255 + 196) = 982 \text{ тыс.руб.}$$

$З_{кз}$ = 248,8 + 186 + 86,2 = 521 тыс.руб.

$З_{сз} = З_{з} + З_{кз}$ = 982 + 521 = 1503 тыс.руб.

Результаты вычислений представлены в таблице У1.12

Варианты мер защиты / Показатели	1	2	3
Приведенные суммарные затраты (тыс.руб.)	1817	1259	1503
То же в %	144	100	119

Св. У1.1

С В О Д К А

изменений эксплуатационных затрат на 1 т промышленных запасов шахты в связи с применением гидравлической закладки выработанного пространства

1. Увеличение затрат:

а) на подготовку закладочного материала при производительности дробильного комплекса 150 тыс.т/год	–	1,25 руб.
б) на транспортировку закладочного материала до места производства работ (при средней длине транспортирования 2000 м)	–	0,20 руб.
в) на возведение закладочного массива	–	1,25 руб.
г) от снижения скорости подвигания очистного забоя	–	0,15 руб.
Итого:		2,85 руб.

2. Экономия:

а) от сокращения расхода лесоматериалов	–	0,65 руб.
б) от снижения затрат на поддержание подготовительных выработок	–	0,35 руб.
в) от снижения затрат на выдачу породы по стволу и складирование ее на поверхности	–	0,20 руб.
Всего:		1,20 руб.

Итого увеличение эксплуатационных затрат

$$\Delta S = 2,85 - 1,20 = 1,65 \text{ руб./т.}$$

Св.У1.2

С В О Д К А

данных стоимости конструктивных мер защиты

1. Средняя сметная (восстановительная) стоимость типового дома ($С_{вз}$) – 185 тыс.руб.
2. Разрезка зданий на 2 отсека – 4,2% от его сметной стоимости – $185\frac{4,2}{100}$ = 7,78 тыс.руб.
3. Усиление стен с помощью стальных тяжей (в 5 уровнях) – 1,5% от сметной стоимости здания – $185\ \frac{1,5}{100}$ = 2,77 тыс.руб.
4. Частичное усиление стен тяжами (в 4 уровнях) – $\frac{4}{5}$ 2,77 = 2,21 тыс.руб.
5. Устройство фундаментных поясов – 2,4% от сметной стоимости здания – $185\ \frac{2,4}{100}$ = 4,43 тыс.руб.
6. Меры для выправления здания способом подъемкрачивания – 8,3% от его сметной стоимости – $185\ \frac{8,3}{100}$ = 15,3 тыс.руб.
7. Прокладка 1 км стальной водопроводной линии Ø 200 мм – 25,5 тыс.руб.
8. То же линии газопровода – 23,1 тыс.руб.
9. Устройство смотрового колодца на линии канализации – 210 руб.
10. Замена раструбного соединения надвижной муфтой – 57 руб.
11. Врезка сальникового компенсатора Ø 200 мм – 118 руб.
12. То же резинового – 66 руб.

СМЕТНО-ФИНАНСОВЫЙ РАСЧЕТ СТОИМОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ МЕР ЗАЩИТЫ ЗДАНИЙ И САНИТАРНО-ТЕХНИЧЕСКИХ СЕТЕЙ ПОСЕЛКА "С" ПРИ ОТРАБОТКЕ СВИТЫ ПЛАСТОВ ПО ВАРИАНТУ 2

СФР.VI.I

Наименование работ	Ед. измерения	Общий объем работ	Стоимость единицы (руб)	Распределение работ во времени							
				Перед отработкой IУ этажа		Перед отработкой У этажа		Перед отработкой УI этажа		Перед отработкой УII этажа	
				объем работ	стоим. (тыс.р)	объем работ	стоим. (тыс.р)	объем работ	стоим. (тыс.р.)	объем работ	стоим. (тыс.р.)
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II	I2
I. Частичное усиление стен стальными тяжами	I зд.	73	22I0	I8	39,8	33	73,0	22	48,7	-	-
2. Введение мер для выправления здания способом поддомкрачивания	"	73	I5300	I8	275,0	33	504,0	22	336,0	-	-
3. Разрезка зданий на 2 отсека	"	36	7780	-	-	-	-	36	280,2	9	70,2
4. Усиление стен стальными тяжами	"	40	2770	-	-	-	-	27	74,8	I3	36,0
5. Устройство фундаментных поясов	"	40	4430	-	-	-	-	27	II9,6	I3	57,6
6. Устройство дополнительных смотровых колодцев на канализационных линиях	шт.	63	2I0	-	-	63	I3,2	-	-	-	-

I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II	I2
7. Замена раструбных соединений надвижными муфтами на канализационных линиях	стык	450	57	30	I,7	420	23,9	-	-	-	-
8. Врезка резиновых компенсаторов в линии газопроводов	шт.	4I	66	-	-	4I	2,7	-	-	-	-
9. Врезка сальниковых компенсаторов в водопроводные линии	"	27	II8	-	-	27	3,2	-	-	-	-
I0. Устройство перемычек между линиями газопровода	п/м	470	23I	-	-	470	I0,9	-	-	-	-
II. То же между водопроводными линиями	"	454	255	-	-	454	II,6	-	-	-	-
Итого:					3I6,5		642,5		859,3		I63,8
Накладные расходы и плановые накопления к п.п. 6-II - 2I,2%					0,4		I3,8	-	-		-
Всего:					3I6,9		656,3		859,3		I63,8
Неучтенные работы 5%					I5,8		32,8		43,0		8,2
И т о г о :					332,3		689,I		902,3		I72,0
Всего с поправочным коэффициентом на удорожание I,00276:					333,2		69I,0		904,8		I72,5

Итого затрат на весь объем работ: 2I0I,5 тыс.руб.

СМЕТНО-ФИНАНСОВЫЙ РАСЧЕТ СТОИМОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ МЕР ЗАЩИТЫ ЗДАНИЙ И САНИТАРНО-ТЕХНИЧЕСКИХ СЕТЕЙ ПОСЕЛКА "С" ПРИ ОТРАБОТКЕ СВИТЫ ПЛАСТОВ ПО ВАРИАНТУ 3

СФР.УI.2

Наименование работы	Ед. измер.	Общий объем работ	Стоимость единицы (руб.)	Распределение работ по времени							
				перед отработкой IУ этажа		перед отработкой У этажа		перед отработкой УI этажа		перед отработкой УП этажа	
				объем работ	стоим. (тыс.р.)	объем работ	стоим. (тыс.р.)	объем работ	стоим. (тыс.р.)	объем работ	стоим. (тыс.р
I. Усиление стен с помощью стальных тяжей	зд.	97	2770	22	60,9	22	60,9	30	83,2	23	63,8
2. Разрезка зданий на 2 отсека	"	56	7780	22	I7I,0	22	I7I,0	I2	93,3	-	-
3. Установка дополнительных смотровых колодцев на линии канализации	шт.	32	2I0	-	-	32	6,7	-	-	-	-
4. Замена раструбных соединений надвижными муфтами на канализационных линиях	стык	375	57	375	2I,3	-	-	-	-	-	-
И т о г о :					23I,9		238,6		I76,5		63,8
Накладные расходы и плановые накопления к п.п. 3 и 4 - 2I,2%					4,5		I,4		-		-
Всего:					236,4		240,0		I76,5		63,8
Неучтенные работы 5%					II,8		I2,0		8,8		3,2
Итого:					248,2		252,0		I85,3		67,0
Всего с поправочным коэффициентом I,00276 на удорожание работ:					248,8		252,6		I85,8		67,2

Итого затрат на весь объем работ: - 754,4 тыс.руб.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
ВВЕДЕНИЕ	3
Раздел 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	5
Раздел 2. ДОПУСТИМЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ДЛЯ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ ПРИ ПОДРАБОТКЕ КРУТОПАДАЮЩИМИ ПЛАСТАМИ.	9
Раздел 3. ГОРНЫЕ МЕРЫ ЗАЩИТЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ.	11
Раздел 4. КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРЫ ЗАЩИТЫ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ.	18
1. Меры защиты зданий от вертикальных деформаций основания	18
2. Меры защиты зданий от горизонтальных деформаций основания	37
Раздел 5. КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРЫ ЗАЩИТЫ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ. . .	47
1. Общие положения	47
2. Меры защиты бескаркасных зданий и зданий с неполным каркасом	51
3. Меры защиты каркасных зданий	55
Раздел 6. КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРЫ ЗАЩИТЫ САНИТАРНО-ТЕХНИЧЕСКИХ СЕТЕЙ.	63
1. Общие положения	63
2. Меры защиты подземных газопроводов.	64
3. Меры защиты водопроводных сетей. . .	67
4. Меры защиты теплофикационных сетей.	68
5. Меры защиты канализационных сетей. . .	69
Раздел 7. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЫБОРУ ЭКОНОМИЧЕСКИ ЦЕЛЕСООБРАЗНОГО ВАРИАНТА МЕР ЗАЩИТЫ ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	71
Приложение 1. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ОЖИДАЕМЫХ СДВИЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ .	79
1. Общие положения	79
2. Методика расчета сдвижений и деформаций по сглаженным кривым от разработки крутопадающих пластов	84

А. Расчет сдвижений и деформаций от одной выработки 85
Б. Расчет сдвижений и деформаций от нескольких выработок 94
3. Расчет кривизны в местах сосредоточенных деформаций 94
4. Расчет высоты уступов и наклонов между уступами в полумульде по падению (для Донбасса) 95
5. Расчет сдвижений и деформаций, вызванных подвижками пород по контактам напластования 97

Приложение II. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ПОЛНОЙ ОТНОСИТЕЛЬНОЙ УСАДКИ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ ЗАКЛАДКИ ВЫРАБОТАННОГО ПРОСТРАНСТВА 101

Приложение III. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ В ЗДАНИЯХ УСИЛИЙ, ВЫЗВАННЫХ ПОДРАБОТКОЙ 104

1. Общие положения 104
2. Рекомендации по определению приведенной жесткости элементов 106
3. Практические способы определения обобщенных изгибных усилий в зданиях с жесткой конструктивной схемой при ступенчатых деформациях основания 114
А. Определение максимальных обобщенных изгибных усилий при известном положении уступов 115
Б. Определение максимальных обобщенных изгибных усилий при неизвестном положении уступа. 116
4. Практический способ расчета рам каркасных зданий на воздействие горизонтальных и ступенчатых деформаций основания 123
А. Определение усилий, вызываемых горизонтальными деформациями основания, действующими в плоскости рамы 123
Б. Определение усилий в раме, вызываемых ступенчатыми деформациями основания. . . 127
5. Методика расчета на ЭВМ рам каркасных зданий на воздействие ступенчатой деформации основания 130

Приложение 1У. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ЭЛЕМЕНТОВ УСИЛЕНИЯ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ НА ДЕФОРМИРОВАННОМ ОСНОВАНИИ. 135

Приложение У. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОРГАНИЗАЦИИ И ПРОИЗВОДСТВУ РАБОТ ПРИ УСИЛЕНИИ И ВЫПРАВЛЕНИИ ЗДАНИЙ 149

1. Общие рекомендации 149
2. Рекомендации по производству подготовительных работ и работ по усилению фундаментно-подвальной части здания 152
3. Рекомендации по производству работ по усилению надземной части здания 154
4. Рекомендации по производству работ при выправлении зданий способом поддомкрачивания. 157

Приложение У1. ПРИМЕР РАСЧЕТА. ВЫБОР ОПТИМАЛЬНЫХ МЕР ЗАЩИТЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПОСЕЛКА "С" ОТ ВЛИЯНИЯ ГОРНЫХ РАБОТ 169

Вариант 1. Оставление предохранительных целиков на всех проектируемых к отработке этажах 173
Вариант 2. Введение конструктивных мер защиты при полном извлечении запасов угля с обрушением пород кровли 173
Вариант 3. Применение гидравлической закладки выработанного пространства 180

Экономическая оценка рассмотренных вариантов мер защиты зданий и сооружений поселка "С" от влияния горных работ 184

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ МЕР ЗАЩИТЫ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В РАЙОНАХ ЗАЛЕГАНИЯ КРУТОПАДАЮЩИХ ПЛАСТОВ

Редактор Пахоменко Л.А.

Печатный цех ВНИМИ Заказ № 78 Тираж 500 18/XII-73 г.
М-60133 Объем 10 п.л. Цена 1 р.20 коп

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Должно быть
4	15 снизу	к.т.н.Р.А.Муллер, инж. С.Г. Синопальников,	к.т.н. Р.А.Муллер, инж.С.Г. Синопальников, инж.С.Е.Шагалов
4	5 снизу	Инж. В.В.Кузьмина	к.т.н. В.И.Кузьмина
71	4 снизу	Период оптимизации	Продолжительность периода оптимизации
71	2 снизу	кончая высвобождением запасов из целиков.	кончая возможным высвобождением запасов из целиков и *ближайших (последующих)* затрат, связанных с этим.
73	2 сверху	расходов на поддержание выработок, проветривание и транспорт	расходов на проходку и поддержание выработок, на транспорт и пр.
73	8 сверху	до начала высвобождения запасов	до начала возможного высвобождения запасов
75	13 сверху	$\left[\frac{1}{(1+E_н)^{t_{дш}\frac{T_{шт}}{2}}-1}-\frac{1}{(1+E_н)^{t_{пш}\frac{T_{шт}}{2}}-1}\right]$	$\left[\frac{1}{(1+E_н)^{t_{дш}\frac{T_{шт}}{2}}-1}-\frac{1}{(1+E_н)^{t_{пш}+\frac{T_{шт}}{2}}-1}\right]$
75	2 снизу	$T=\frac{З_п}{П_ш}$	$\Delta T=\frac{З_п}{П_ш}$
78	10 сверху	вместо величины вынимаемой мощности m должна приниматься эффективная мощность пласта $m_э$	из величины вынимаемой мощности m должна вычитаться эффективная мощность пласта $m_э$
79	1 снизу	средняя кривизна на отдельных участках	средняя кривизна в местах сосредоточенных деформаций
84	11 сверху	при	при $\alpha < \alpha_{пр}$
187	2 снизу	$\left(\frac{1}{1,12^{16,5-0,8}}-\frac{1}{1,12^{18-0,8}}\right)$	$\left(\frac{1}{1,12^{16,5+0,8}}-\frac{1}{1,12^{18+0,8}}\right)$
188	2 сверху	(0,168–0,142)	(0,141–0,118)

gost.e-ecolog.ru