ДОНЕЦКИЙ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ ГОССТРОЯ СССР

ВНИМИ МИНИСТЕРСТВА УГОЛЬНОЙ ПРОМЫШЛЕННОСТИ СССР

НИИ ОСНОВАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИМ. Н. М. ГЕРСЕВАНОВА ГОССТРОЯ СССР

КИЕВЗНИИЭП ГОСГРАЖДАНСТРОЯ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

РУКОВОДСТВО

ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

МОСКВА 1977

gost.e-ecolog.ru

ДОНЕЦКИЙ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ ГОССТРОЯ СССР

ВНИМИ МИНИСТЕРСТВА УГОЛЬНОЙ ПРОМЫШЛЕННОСТИ СССР

НИИ ОСНОВАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИМ. Н. М. ГЕРСЕВАНОВА ГОССТРОЯ СССР

КИЕВЗНИИЭП ГОСГРАЖДАНСТРОЯ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

РУКОВОДСТВО

ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Москва Стройиздат 1977

УДК 699.8.001.2:622.83

Руководство по расчету и проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. М., Стройиздат, 141 с., 1976 (Донецкий Промстройниипроект Госстроя СССР, ВНИМИ Минуглепрома СССР, НИИ оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР, КиевЗНИИЭП Госгражданстроя при Госстрое СССР).

В «Руководстве по расчету и проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях» даны основные принципиальные положения по проектированию подрабатываемых объектов, рекомендации по расчету деформаций земной поверхности, рекомендации по выбору наиболее рациональных конструктивных решений зданий и сооружений, а также конкретные методические указания по расчету их элементов и конструкций с учетом воздействия неравномерных вертикальных и горизонтальных деформаций оснований, обусловленных подземной разработкой угольных пластов.

Руководство предназначено для инженерно-технических работников организаций, занимающихся проектированием мер защиты от влияния горных выработок на здания и сооружения, строящиеся и эксплуатируемые на территориях угольных месторождений.

Табл. 84, ил. 115.

Редакционная коллегия: инженеры В. Е. Кюне, А. П. Старицын, Ф. И. Мавроди, кандидаты техн. наук Е. М. Барышпольский, Р. А. Муллер, А. А. Петраков, Ю. Л. Бучинский, И. А. Петухов, А. И. Юшин, Н. С. Метелюк.

Р $\frac{30213-275}{047(01)-77}$ Инструкт.-нормат. — I—II вып. — 28—76

© Стройиздат, 1977

ВВЕДЕНИЕ

«Руководство по расчету и проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях» разработано в развитие главы СНиП на проектирование зданий и сооружений на подрабатываемых территориях.

При составлении Руководства использованы законченные результаты научно-исследовательских работ, а также накопленный за последние годы опыт по расчету и проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях.

Руководство составлено институтами Донецкий Промстройниипроект, ВНИМИ, НИИ оснований и подземных сооружений, КиевЗНИИЭП, НИИСК при участии ЦНИИСК им. Кучеренко, НИИЖБ, Харьковского Водоканалпроекта, Донбассгражданпроекта и других организаций.

Раздел 1 «Основные положения», а также «Общие положения по выбору исходных данных» составлен кандидатами техн. наук В. А. Евтуховским, Ю. Л. Бучинским, Е. М. Барышпольским, А. А. Петраковым, инженером Г. Г. Бельским (Донецкий Промстройниипроект), канд. техн. наук Р. А. Муллером (ВНИМИ), канд. техн. наук А. И. Юшиным (НИИОСП), канд. техн. наук М. И. Медведевым (КиевЗНИИЭП).

Раздел 2 «Определение прогнозируемых деформаций земной поверхности под влиянием горных работ, как исходных данных для проектирования» составлен кандидатами техн. наук А. Г. Акимовым, В. Н. Земисевым, М. А. Иофисом, Р. А. Муллером, И. А. Петуховым, инженерами Н. М.Никольской, Е. А. Овсянко при участии кандидатов техн. наук Б. Я. Гвирцмана, В. П. Самарина (ВНИМИ).

Раздел 3 «Инженерно-геологические изыскания и особенности определения физико-механических характеристик грунтов» разработан канд. техн. наук А. С. Горбанозым, инж. Г. В. Афанасьевым (Донецкий Промстройниипроект).

Раздел 4 «Проектирование и расчет производственных зданий» составлен кандидатами техн. наук Ю. Л. Бучинским, А. А. Петраковым, инженерами В. И. Никитиным, М. А. Коваленко, Г. В. Афанасьевым, Г. Д. Загорцем (Донецкий Промстройниипроект), канд. техн. наук Н. С. Метелюком (НИИСК); «Упрощенный расчет многоэтажных каркасных зданий»—инж. С. Г. Синопальниковым, канд. техн. наук Р. А. Муллером инженерами Л. Ш. Меламутом, С. Е. Шагаловым (ВНИМИ); «Расчет связей распорок между отдельно стоящими фундаментами» — инж. В. П. Козловым (Донецкий Промстройниипроект), канд. техн. наук Р. А. Муллером (ВНИМИ), канд. техн. наук А. И. Юшиным (НИИОСП).

Раздел 5 «Проектирование и расчет производственных сооружений» составлен кандидатами техн. наук Е. М. Барышпольским, Г. Р. Розенвассером, инженерами И. С. Дубянским, М. И. Басиным, Э. Я. Гонским (Дочецкий Промстройниипроект).

Раздел 6 «Жилые и общественные здания» составлен инженерами Ф. И. Мавроди, В. Е. Верховской, В. Х. Батраком, К. П. Холопченко, кандидатами техн. наук Е. М. Барышпольским, Д. А. Милоковым (Донецкий Промстройниипроект), канд. техн. наук Б. А. Косицыным, инж. А. В. Горбуновым (ЦНИИСК им. Кучеренко), доктором техн. наук С. Н. Клепиковым (НИИСК), кандидатами техн. наук И. М. Медведевым, Я. И. Бейлиновым, инж. В. Б. Шевелевым (КиевЗНИИЭП); «Определение нагрузок на фундаментные конструкции от горизонтальных деформаций основания» — инж. В. П. Козловым (Донецкий Промстройниипроект), канд. техн. наук Р. А. Муллером, инж. Н. Л. Степановой (ВНИМИ), «Расчет зданий повышенной этажности на влияние наклона земной поверхности» — кандидатами техн. наук М. И. Медведевым, Я. И. Бейлиновым (КиевЗНИИЭП), канд. техн. наук А. И. Юшиным (НИИОСП), канд. техн. наук Р. А. Муллером (ВНИМИ), кандидатами техн. наук Ю. М. Гусевым, Е. М. Барышпольским (Донецкий Промстройниипроект), канд. техн. наук С. М. Бланком (Донюргтехстрой).

Все замечания и пожелания по содержанию настоящего Руководства просьба направлять в Донецкий Промстройниипроект (Донецк, 340004, ул. Университетская, д. 112).

1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящее Руководство составлено в развитие главы СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях.

1.2. Рекомендации Руководства распространяются на проектирование производственных, жилых, общественных и других зданий и сооружений на территориях, под которыми предусматриваются подземные горные разработки.

1.3. Проектирование зданий и сооружений необходимо осуществлять на основе составленного проектной организацией горно-геологического обоснования, которое должно включать:

геологические данные о подрабатываемом массиве горных пород и основании зданий и сооружений;

планы горных работ с указанием перспективы их развития;

сведения о системе разработки угольных пластов;

прогноз ожидаемых или вероятных деформаций земной поверхности;

перечень рекомендуемых основных строительных и горных защитных мероприятий.

Кроме того, в качестве исходных данных должны быть представлены дополнительные требования к инженерно-геологическим изысканиям на площадке строительства и техническое задание на проектирование зданий и сооружений.

1.4. При проектировании объектов на территориях угольных месторождений, намечаемых к выемке, следует применять специальные типовые и индивидуальные решения, разработанные с учетом прогнозируемых деформаций земной поверхности, или типовые решения для обычных условий эксплуатации, включающие конструктивные мероприятия по защите объектов от вредного влияния подземных выработок.

1.5. Эксплуатационную пригодность зданий и сооружений рекомендуется обеспечивать:

целесообразной планировкой и оптимальными габаритами объектов;

рациональной ориентацией зданий и сооружений относительно намечаемых к проведению выработок;

применением строительных и горнотехнических защитных мероприятий;

применением рациональных конструкций и эффективных строительных материалов.

1.6. При проектировании зданий и сооружений строительные защитные мероприятия должны назначаться с учетом:

прогнозируемых деформаций земной поверхности;

физико-механических характеристик грунтов основания;

особенностей конструктивного решения объектов;

влияния подработки на технологический процесс производственных предприятий и эксплуатационную пригодность жилых и общественных зданий.

1.7. Здания и сооружения на территориях угольных месторождений следует проектировать по податливым, жестким или комбинированным конструктивным схемам.

Примечание. Здания и сооружения, проектируемые по комбинированной конструктивной схеме, могут быть, например, жесткими в горизонтальной плоскости или в направлении продольной оси и податливыми в вертикальной плоскости или в направлении поперечной оси.

1.8. По жесткой схеме целесообразно проектировать объекты сравнительно небольших размеров в плане, а также когда по условиям эксплуатации объекта не допускается взаимного смещения конструкций.

1.9. По податливым схемам рекомендуется проектировать объекты больших размеров в плане с незначительной собственной жесткостью.

Податливость зданий и сооружений достигается разделением их деформационными швами; устройством швов скольжения, шарнирных соединений элементов, подвижных опор; повышением гибкости колонн, увеличением проемности стен и т. д.

1.10. Соединения между отдельными конструктивными элементами должны проектироваться по условию прочности с учетом восприятия возникающих между ними усилий или по условию податливости с обеспечением необходимого перемещения соединяемых элементов.

Стыки и сопряжения элементов конструкций зданий и сооружений следует проектировать таким образом, чтобы их реальная работа приближалась к расчетной.

Примечание. При необходимости, в проектах нужно особо оговаривать условия выполнения и приемки специальных стыков, швов и сопряжений.

1.11. Здания и сооружения сравнительно больших размеров в плане, как правило, целесообразно разделять деформационными швами на самостоятельные отсеки.

Деформационные швы должны разделять смежные отсеки объектов по всей высоте, включая фундаменты и кровлю, кроме случаев, оговоренных в п. 5.5 главы СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях.

При разделении здания (сооружения) на отсеки необходимо учитывать конфигурацию его в плане, конструктивные особенности, изменение этажности по длине, а также деформации земной поверхности. Предпочтение следует отдавать отсекам прямоугольной формы в плане.

Высоту зданий и сооружений в пределах отсека рекомендуется принимать одинаковой, соблюдая по возможности условия симметричности распределения нагрузок и привязок основных несущих конструкций к главным осям проектируемого объекта.

1.12. Встроенные и примыкающие к зданиям (сооружениям) эстакады, этажерки, тоннели, галереи, емкости и т. п. нужно отделять от элементов зданий деформационными швами.

1.13. Усилия в несущих конструкциях зданий и сооружений от различных деформаций земной поверхности могут определяться раздельно. В качестве расчетного усилия принимается максимальное, полученное при наиболее неблагоприятной комбинации воздействий.

Возможные комбинации воздействий принимаются в соответствии с п. 5.6 главы СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях с учетом коэффициента 0,8.

1.14. При расчете зданий и сооружений на подрабатываемых территориях допускается помимо методов расчета, излагаемых в настоящем Руководстве, применять другие обоснованные методы.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОГНОЗИРУЕМЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПОД ВЛИЯНИЕМ ГОРНЫХ РАБОТ КАК ИСХОДНЫХ ДАННЫХ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ, ТЕРМИНЫ И ОБОЗНАЧЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ ПРОЦЕССА СДВИЖЕНИЯ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

2.1. При расчете величин сдвижений и деформаций земной поверхности используются следующие понятия и термины (рис. 1):

1) *ожидаемые сдвижения и деформации* — величины сдвижений и деформаций, определяемые в условиях, когда имеются календарные планы горных работ и известны необходимые для расчетов горно-геологические параметры;

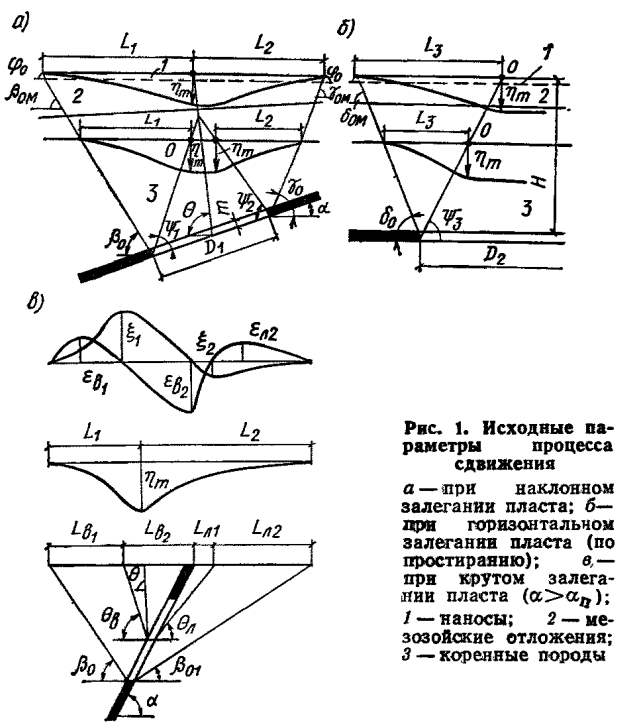


Рис. 1. Исходные параметры процесса сдвижения

а — при наклонном залегании пласта; *б* — при горизонтальном залегании пласта (по простиранию); *в* — при крутом залегании пласта ($\alpha > \alpha_п$); *1* — наносы; *2* — мезозойские отложения; *3* — коренные породы

2) *вероятные сдвижения и деформации* — величины сдвижений и деформаций, определяемые в условиях, когда отсутствуют календарные планы горных работ;

3) *расчетные сдвижения и деформации* — величины сдвижений и деформаций, получаемые путем умножения ожидаемых или вероятных сдвижений и деформаций на коэффициенты перегрузки (см. табл. 4).

Расчетные сдвижения и деформации принимаются для разработки мер защиты зданий и сооружений;

4) *мульда сдвижения земной поверхности* — часть земной поверхности, подвергшаяся сдвижению под влиянием горных выработок;

5) *главные сечения мульды сдвижения* — вертикальные сечения мульды по простиранию и вкрест простирания пласта, проходящие через точки с максимальными оседаниями земной поверхности;

6) *длина полумульды* — расстояние в главном сечении на разрезе вкрест простирания или по простиранию между границей мульды и точкой пересечения с земной поверхностью линии, проведенной под углом полных сдвижений (при полной подработке) или под углом максимального оседания (при неполной подработке). Участок плоского дна при расчете сдвижения и деформаций в длину полумульды не включается.

Различают длины полумульд, м:

по падению L_1;

по восстанию L_2;

по простиранию L_3;

7) *полная подработка земной поверхности* — подработка земной поверхности, при которой в мульде сдвижения не происходит увеличения максимального оседания при дальнейшем увеличении площади выработанного пространства;

8) *неполная подработка земной поверхности* — подработка земной поверхности, при которой с увеличением площади выработанного пространства увеличивается максимальное оседание;

9) *коэффициент подработанности земной поверхности* — отношение фактического размера выработанного пространства к минимальному размеру, при котором наступает полная подработка земной поверхности.

Различают коэффициенты подработанности (безразмерные):

по линии падения пласта n_1;

по простиранию n_2.

При полной подработке земной поверхности коэффициенты подработанности по линиям простирания и падения пласта равны или больше единицы; при расчете сдвижений и деформаций в условиях полной подработки принимаются равными единице;

10) *первичная подработка земной поверхности* — подработка первым пластом (слоем);

11) *повторная подработка земной поверхности* — все последующие подработки другими пластами (слоями);

12) *смежные выработки* — выработки, имеющие общую границу по падению, восстанию или простиранию, или разделенные целиком такого размера, при котором происходит активизация сдвижения земной поверхности;

13) *активизация сдвижения толщи пород и земной поверхности* — изменение характера распределения и величин сдвижения и деформаций земной поверхности и толщи при разработке пласта смежными выработками или при повторных подработках по сравнению со сдвижениями и деформациями от одиночной выработки.

14) *эффективная мощность пласта* $m_э$, *м* — мощность, принимаемая для расчетов сдвижений и деформаций при отработке пластов с закладкой выработанного пространства. Величина $m_э$ определяется с учетом конвергенции боковых пород, полноты заполнения выработанного пространства закладкой и последующего уплотнения материала закладки;

15) *граничные углы* — внешние относительно выработанного пространства углы, образованные на вертикальных разрезах по главным сечениям мульды горизон-

тальной линией и линиями, соединяющими границы выработанного пространства с границами мульды сдвижения на земной поверхности (рис. 1,*б*).

Различают граничные углы, град.:

со стороны нижней границы выработки в висячем боку в коренных породах β_0, в мезозойских отложениях, не являющихся коренными породами, $\beta_{0м}$;

со стороны нижней границы выработки в лежачем боку в коренных породах, β_{01};

со стороны верхней границы выработки в висячем боку в коренных породах γ_0, в мезозойских отложениях, не являющихся коренными породами, $\gamma_{0м}$;

по простиранию в коренных породах δ_0, в мезозойских отложениях, не являющихся коренными породами, $\delta_{0м}$;

в наносах φ_0;

16) *углы полных сдвижений* — внутренние относительно выработанного пространства углы, образованные на вертикальных разрезах по главным сечениям мульды плоскостью пласта и линиями, соединяющими границы выработки с границами плоского дна мульды сдвижения.

Различают углы полных сдвижений, град.:

у нижней границы выработки ψ_1;

у верхней границы выработки ψ_2;

у границы выработки по простиранию ψ_3;

17. *угол максимального оседания* θ, *град* — угол со стороны падения пласта, образованный на вертикальном разрезе в главном сечении мульды вкрест простирания пласта горизонтальной линией и линией, соединяющей середину очистной выработки с точкой максимального оседания при неполной подработке земной поверхности;

18) *углы максимальных горизонтальных сдвижений* $\theta_в$ ($\theta_н$), град (рис. 1,*в*) — острые углы, образованные на вертикальном разрезе в главном сечении мульды вкрест простирания пласта горизонтальной линией и линиями, соединяющими середину очистной выработки с точками максимального горизонтального сдвижения в висячем (лежачем) боку;

19) *максимальное оседание земной поверхности* η_m, мм — наибольшая вертикальная составляющая векторов сдвижения точек поверхности при закончившемся процессе сдвижения;

20) *максимальное горизонтальное сдвижение земной поверхности* ξ_m, *мм* — наибольшая горизонтальная составляющая векторов сдвижения точек поверхности при закончившемся процессе сдвижения;

21) *относительная величина максимального оседания* q_0 *(безразмерная)* — отношение величины максимального оседания земной поверхности к вынимаемой нормальной мощности пласта при полной подработке, горизонтальном залегании пласта и закончившемся процессе сдвижения;

22) *относительная величина максимального горизонтального сдвижения* a_0 *(безразмерная)* — отношение максимального горизонтального сдвижения к максимальному оседанию при полной подработке, горизонтальном залегании пласта и закончившемся процессе сдвижения;

23) *горизонтальные деформации растяжения или сжатия* — отношение разности длин интервала в горизонтальной плоскости к его первоначальной длине.

В точке мульды различают сжатия (растяжения), безразмерные:

в направлении простирания, ε_x;

в направлении вкрест простирания, ε_y;

в заданном направлении ε_λ ;

24) *наклоны* — отношение разности оседания двух соседних точек мульды к расстоянию между ними.

В точке мульды различают наклоны (безразмерные):

в направлении простирания, i_x;

в направлении вкрест простирания, i_y;

в заданном направлении, i_λ ;

25) *кривизна* — отношение разности наклонов двух соседних интервалов мульды к полусумме длин этих интервалов.

Различают измеренную кривизну мульды, определенную непосредственно по данным наблюдений, и кривизну мульды, полученную по расчетной (сглаженной) кривой оседания.

В точке мульды различают кривизну, $\frac{1}{м}$:

в направлении простирания, K_x;

в направлении вкрест простирания, K_y;

в заданном направлении, K_λ ;

26) *радиус кривизны* — величина, обратная кривизне мульды сдвижения.

В точке мульды различают радиусы кривизны, м или км:

в направлении простирания, R_x;

в направлении вкрест простирания, R_y;

в заданном направлении, R_λ :

27) *уступы* h_y, *мм* — сосредоточенная на небольшом интервале деформация в виде разрыва (трещины) со сдвигом пород. Уступы возникают вследствие относительных разрывных перемещений соседних участков по плоскостям напластования, поверхностям тектонических нарушений, осевым поверхностям складок и т. п.

Различают прямые и обратные уступы. У прямого уступа участок у края трещины, расположенной ближе к точке максимального оседания, оседает больше, чем противоположный, у обратного уступа — наоборот;

28) *сосредоточенные деформации*—деформации (горизонтальные и вертикальные), на отдельных участках значительно превышающие по своей абсолютной величине, а иногда отличающиеся и по знаку от величины деформаций, определенных по плавной (сглаженной) кривой распределения деформаций. На этих участках возникают трещины и уступы;

29) общая продолжительность процесса сдвижения — период, в течение которого подрабатываемый объект находится в состоянии сдвижения;

30) период опасных деформаций — период интенсивных сдвижений пород и земной поверхности, в течение которого проявляется вредное влияние подземных разработок на подрабатываемый объект.

Таблица 1

Сдвижения и деформации	
Знак положительный	Знак отрицательный
Оседание	*Поднятие*
Горизонтальные сдвижения в сторону восстания и в сторону простирания пласта	Горизонтальные сдвижения в сторону падения и в сторону, обратную простиранию пласта
Наклоны в сторону восстания и в сторону простирания пласта	Наклоны в сторону падения и в сторону, обратную простиранию пласта
Кривизна и радиус кривизны выпуклости кривой оседания	Кривизна и радиус кривизны вогнутости кривой оседания
Растяжение	Сжатие

Примечания: 1. За направление простирания пласта принимается направление, относительно которого линия падения располагается справа.

2. При построении графиков сдвижений и деформаций положительные величины, кроме оседания, откладываются вверх от исходной горизонтальной линии. Отрицательные величины и величины оседаний откладываются вниз от исходной горизонтальной линии.

2.2. Величины сдвижений и деформаций в точках мульды сдвижения в зависимости от их расположения и вида деформаций могут быть положительными и отрицательными.

При расчете сдвижений и деформаций в главных или параллельных им сечениях мульды знаки их необходимо определять согласно табл. 1.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ВЫБОРУ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ

2.3. В качестве исходных данных для проектирования зданий и сооружений на подрабатываемых территориях должны быть заданы максимальные величины прогнозируемых деформаций земной поверхности на участке строительства: оседание, наклон, кривизна или радиус кривизны (при отсутствии сдвижения лежачего бока), кривизна или радиус кривизны в местах сосредоточенных деформаций (при возможном сдвижении лежачего бока), относительные горизонтальные деформации растяжения и сжатия, горизонтальное сдвижение и высота уступа.

Ожидаемые величины максимальных деформаций при отсутствии сдвижения лежачего бока определяются в направлении продольной и поперечной осей проектируемого здания (сооружения), если острый угол между направлением оси и направлением простирания (или падения) находится в пределах от 30 до 60°. Если указанный угол менее 30 или более 60°, то в направлении продольной и поперечной осей здания (сооружения) принимаются соответствующие деформации вкрест простирания и по простиранию.

Ожидаемые величины максимальных деформаций при возможном сдвижении лежащего бока, а также вероятные величины деформаций определяются только в направлении падения и простирания пластов.

2.4. Прогноз деформаций земной поверхности от выемки свиты пластов производится:

а) при наличии календарного плана проведения горных работ или схемы расположения очистных выработок с указанием последовательности их проведения — путем выбора ожидаемых максимальных величин из рассчитанных на различные стадии отработки пластов с учетом местоположения очистных выработок и времени их прохождения;

б) при отсутствии указанного плана проведения горных работ или схемы расположения очистных выработок — путем расчета вероятных сдвижений и деформаций.

Расчет деформаций земной поверхности производится, как правило, специалистами-маркшейдерами, а при особо сложных горно-геологических условиях подработки — специализированными организациями.

2.5. В зависимости от прогнозируемых деформаций земной поверхности подрабатываемые территории подразделяются на четыре группы в соответствии с табл. 2.

2.6. Подрабатываемые территории, на которых при выемке угольных пластов возможно образование уступов земной поверхности, подразделяются в зависимости от прогнозируемой высоты уступа на четыре группы в соответствии с табл. 3.

2.7. Расчетные деформации земной поверхности, учитываемые при расчете зданий (сооружений) как факторы нагрузки, определяются умножением прогнозируемых деформаций на соответствующие коэффициенты перегрузки, принимаемые по табл. 4.

2.8. При проектировании зданий с чисто экономической ответственностью допускается учитывать лаг, т. е. различие во времени между осуществлением затрат на конструктивные мероприятия по защите зданий и получением соответствующего эффекта при выемке угля под зданиями.

Расчет конструктивных мероприятий по защите зданий рекомендуется в этом случае производить на воздействие расчетных деформаций земной поверхности, умноженных на коэффициент S в зависимости от лага.

Величину коэффициента S допускается определять приближенно по формуле

$$S = 1 - \frac{T}{T_2}, \qquad (1)$$

Таблица 2

Группа территорий	Прогнозируемые деформации земной поверхности: относительные горизонтальные деформации растяжения — сжатия $\varepsilon \cdot 10^3$ (или ε, мм/м)	радиус кривизны, R, км	наклон $i \cdot 10^3$, рад (или i, мм/м)
I	$12 \geqslant \varepsilon > 8$	$1 \leqslant R < 3$	$20 \geqslant i > 10$
II	$8 \geqslant \varepsilon > 5$	$3 \leqslant R < 7$	$10 \geqslant i > 7$
III	$5 \geqslant \varepsilon > 3$	$7 \leqslant R < 12$	$7 \geqslant i > 5$
IV	$3 \geqslant \varepsilon > 0$	$12 \leqslant R < \infty$	$5 \geqslant i > 0$

Примечание. При величинах $\varepsilon < 1$, $R > 20$ и $i < 3$ мер защиты зданий и сооружений, как правило, не требуется (за исключением железобетонных емкостей для жидкостей).

Таблица 3

Группа территорий	Прогнозируемая высота уступа h_y, см
I к	$25 \geqslant h_y > 10$
II к	$10 \geqslant h_y > 5$
III к	$5 \geqslant h_y > 2$
IV к	$2 \geqslant h_y > 0$

Таблица 4

Деформации земной поверхности	Обозначение коэффициента перегрузки	Коэффициенты перегрузки: при известном взаморасположении объекта и горных выработок (ожидаемые деформации)	при неизвестном взаморасположении объекта и горных выработок (вероятные деформации)
Оседание	n_η	1,2	1,1
Горизонтальные сдвижение	n_ξ	1,2	1,1
Наклон	n_i	1,4	1,2
Кривизна	$n_к$	1,8	1,4
Относительные горизонтальные деформации растяжения — сжатия	n_ε	1,4	1,2
Уступ	n_{h_y}	1,4	1,2

где T — время в годах от окончания строительства зданий до начала первой подработки. Дата начала первой подработки согласовывается с соответствующим горным предприятием;

T_2 — время в годах от окончания строительства зданий до начала подработки, при котором становится экономически нецелесообразным предусматривать конструктивные меры защиты при строительстве зданий.

При $T \geqslant T_2$ принимается $S=0$.

При отсутствии более обоснованных данных допускается принимать $T_2=20$ лет.

Примечания 1. Под зданиями с чисто экономической ответственностью подразумеваются такие здания, подработка которых в силу конструктивной схемы может привести к необходимости ремонтно-восстановительных работ, но не к непредвиденному разрушению, связанному с риском для безопасности людей.

2. При учете лага следует иметь в виду, что применение минимального комплекса конструтивных мероприятий является обязательным. Минимальный комплекс конструктивных мероприятий должен обеспечивать защиту фундаментно-подвальной части зданий от повреждений при воздействии горизонтальных деформаций земной поверхности без учета лага и возможность последующей защиты от повреждений надземной части здания непосредственно перед подработкой.

2.9. Если первая подработка зданий и сооружений предполагается более чем через 20 лет с момента ввода их в эксплуатацию, в проектах допускается предусматривать выполнение строительных мер защиты непосредственно перед подработкой. При этом обязательно применение минимального комплекса конструктивных мероприятий, приведенного в п. 2,8 настоящего Руководства. В проектах зданий III и IV классов капитальности строительные меры защиты допускается предусматривать непосредственно перед подработкой.

Примечание. Строительные меры защиты, предусмотренные проектом к выполнению при возведении объекта и непосредственно перед подработкой, должны быть зафиксированы в паспорте.

2.10. При расчете конструкций зданий и сооружений на воздействие деформаций земной поверхности необходимо вводить коэффициенты условий работы, учитывающие неравномерность величин наклона m_i, кривизны $m_к$ и относительных горизонтальных деформаций растяжения — сжатия m_ε по длине (ширине) отсека.

Коэффициенты m_i, $m_к$ и m_ε определяются в зависимости от проектного размера l, м, между крайними поперечными (продольными) осями отсека (или диаметра круглых в плане сооружений) по табл. 5.

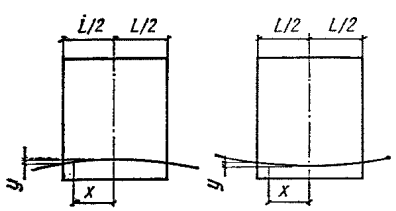


Рис. 2. Схема по расчету неравномерных оседаний из-за кривизны земной поверхности

2.11. Расчетное оседание основания сооружения относительно центральной оси здания (сооружения) или его отсека (рис. 2), вызванное кривизной, определяется по формуле

$$y = n_к m_к \frac{x^2}{2R}, \qquad (2)$$

где x — расстояние от центральной оси здания (сооружения) или его отсека до рассматриваемой точки земной поверхности;

$n_к$ — коэффициент перегрузки, принимаемый по табл. 4;

Таблица 5

Деформации земной поверхности	Обозначение коэффициента условий работы	Коэффициенты условий работы при l, м		
		менее 15	15—30	более 30
Наклон	m_i	1	0,85	0,7
Кривизна	$m_к$	1	0,7	0,55
Относительные горизонтальные деформации растяжения — сжатия	m_ε	1	0,85	0,7

Примечание. Для зданий башенной конструкции (дымовых труб, водонапорных башен и т. д.) при $l<15$ м следует принимать $m_i=2$.

$m_к$ — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 5;

R — прогнозируемая величина радиуса кривизны земной поверхности.

Расчетное неравномерное оседание двух любых точек основания сооружения Δy относительно друг друга, вызванное кривизной, определяется по формуле

$$\Delta y = n_к m_к \frac{x_2^2 - x_1^2}{2R}, \qquad (3)$$

где x_1 и x_2 — расстояния от рассматриваемых точек до центральной оси здания (сооружения) или его отсека.

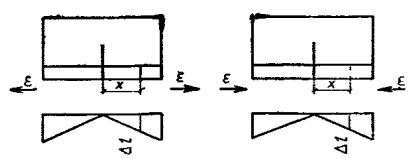


Рис. 3. Схема по расчету перемещений точек земной поверхности под воздействием горизонтальных деформаций

2.12. Расчетное перемещение точек основания сооружения Δl относительно центральной оси здания (сооружения) или его отсека (рис. 3), вызванное воздействием горизонтальных деформаций растяжений (сжатий), определяется по формуле

$$\Delta l = \pm n_\varepsilon m_\varepsilon \varepsilon x, \qquad (4)$$

где n_ε — коэффициент перегрузки, принимаемый по табл. 4;

m_ε — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 5;

ε — прогнозируемая величина относительных горизонтальных деформаций растяжения — сжатия земной поверхности.

Расчетный наклон φ касательной в любой точке кривой неравномерных оседаний основания сооружения определяется по формуле

$$\varphi = \pm n_к m_к \frac{x}{R}. \qquad (5)$$

Расчетная разность оседаний двух точек основания

сооружения Δy, вызванная наклоном, определяется по формуле

$$\Delta y = n_i m_i i \Delta x, \qquad (6)$$

где Δx — расстояние между рассматриваемыми точками земной поверхности.

Местоположение уступа в плане при расчете здания принимается таким, при котором возникающие в несущих конструкциях здания усилия будут наибольшими.

УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА

2.13. Методика расчета позволяет определять величины сдвижений и деформаций земной поверхности в следующих (за исключением особо сложных п. 2.14) условиях:

а) кратность подработки — отношение средней глубины выработки $H_{ср}$ к вынимаемой (эффективной) мощности пласта m — более 15, за пределами зоны провалов и крупных трещин;

б) угол падения пластов от 0 до 90°;

в) управление кровлей — полное обрушение или закладка выработанного пространства;

г) закончившийся процесс сдвижения.

2.14. При особо сложных геологических условиях застраиваемых участков, а также для условий, не перечисленных в п. 2.13 настоящего Руководства, для расчета сдвижений и деформаций земной поверхности рекомендуется привлекать специализированные организации.

К особо сложным горно-геологическим условиям относятся:

а) наличие в толще геологических нарушений, выходящих под наносы или на земную поверхность, или осевых поверхностей складок;

б) выход на земную поверхность (под наносы) ранее отработанных или отрабатываемых пластов;

в) складчатое залегание пород;

г) гористый рельеф или наличие древнего оползня в толще;

д) камерная система разработки;

е) возможность образования провалов на земной поверхности в результате выноса обводненного песка в горные выработки.

2.15. В зависимости от полноты исходных данных определяются ожидаемые величины сдвижений и деформаций земной поверхности или вероятные значения сдвижений и деформаций.

2.16. Ожидаемые величины сдвижений и деформаций должны рассчитываться также и при отсутствии календарных планов горных работ, если известно, что границы очистных выработок в свите пластов будут находиться примерно в одной плоскости, как, например, у промышленной площадки шахт, у технических границ шахтного поля и т. п.

2.17. Расчет ожидаемых сдвижений и деформаций в бассейнах и на месторождениях, для которых в действующих Правилах охраны сооружений приводятся методы расчета сдвижений и деформаций, производится по указанным документам.

Приведенная в настоящем Руководстве методика расчета ожидаемых сдвижений и деформаций в целом может применяться проектной организацией в тех случаях, когда методика расчета, приведенная в Правилах, не позволяет определить сдвижения и деформации (например, при крутом падении пластов, в условиях возникновения подвижек по напластованию, при произвольном расположении зданий и сооружений по отношению к падению и простиранию пластов и т. п.).

2.18. При расчете сдвижений и деформаций исходные параметры сдвижения и другие необходимые величины определяются в зависимости от принадлежности бассейна, месторождения или его участка (шахты) к одной из девяти групп. Распределение месторождений на группы приведено в табл. 6.

Таблица 6

Бассейны, месторождения, геологопромышленные районы, комбинаты, шахты	Группа
Александрийское месторождение	I
Подмосковный бассейн ($C \leqslant 30\%$); Ахалцихское месторождение; шахты «Шебунино» и № 10/13 комбината «Сахалинуголь»	II
Подмосковный бассейн ($C > 30\%$); Ангренское месторождение	III
Артемовское и Тавричанское месторождения, комбинат «Приморскуголь»; Ленгерское и Кызыл-Кийское месторождения, комбинат «Средазуголь»; Анадырское месторождение, шахта «Анадырская» № 3-бис	IV
Западный Донбасс; Львовско-Волынский бассейн; Челябинский бассейн; Тентекский район Карагандинского бассейна; Промышленный, Саранский и Чурубай-Нуринский районы Карагандинского бассейна ($C \leqslant 30\%$); Интинское месторождение Печорского бассейна; Шурабское, Ташкумырское, Сулюктинское, Кок-Янгакское, Джергаланское, Согутинское месторождения, комбинат «Средазуголь»; Липовецкое месторождение, комбинат «Приморскуголь»; месторождение бухты Угольной, шахта «Беринговская» № 2; Галимовское месторождение, шахта «Омсукчанская»	V
Донбасс, марки угля Д—Г ($C \leqslant 30\%$); Промышленный, Саранский и Чурубай-Нуринский районы Карагандинского бассейна ($C > 30\%$); Ткибульское и Ткварчельское месторождения, комбинат «Грузуголь», Черемховское месторождение; Буланашское месторождение; Сангарское месторождение, шахта Сангарская; месторождение Джебарики-Хая, шахта «Джебарики-Хая»; Нижне-Аркагалинское месторождение, шахты «Кадыкчанская» и «Кедровская»	VI
Донбасс, марки угля Д—Г ($C > 30\%$), марки угля Ж, К, ОС, Т ($C \leqslant 30\%$); Кузбасс (кроме Ленинского и Беловского районов); Воркутинское, Воргашорское, Юньягинское, Хальмер-Юское месторождения Печорского бассейна; Черногорское месторождение; шахты комбината «Сахалинуголь» (кроме «Шебунино» и № 10/13)	VII
Донбасс, марки угля Ж, К, ОС, Т ($C > 30\%$); Кузбасс (Ленинский и Беловский районы); Сучанский бассейн; Подгородненское месторождение, комбинат «Приморскуголь»	VIII
Кизеловский бассейн; Донбасс, марки угля ПА—А	IX

Примечания: 1. C — процентное содержание в толще коренных пород песчаников, конгломератов и известняков.

2. Если при расчете сдвижений и деформаций земной поверхности в Донбассе встречаются марки углей, позволяющие отнести этот участок к различным группам, то группа принимается по марке нижнего разрабатываемого пласта.

2.19. При расчете ожидаемых величин сдвижений и деформаций применяется одна из двух методик расчета:

а) расчет сдвижений и деформаций при отсутствии сдвижения пород лежачего бока $\alpha \leqslant \alpha_n$;

б) расчет сдвижений и деформаций при наличии сдвижения пород лежачего бока $\alpha > \alpha_п$,
где α — угол падения пласта;

$\alpha_п$ — предельный угол падения, определяемый по табл. 7.

Бассейн, месторождение	Величина угла $\alpha_п$, град	
	$m>4$ м	$m<4$ м
Челябинский бассейн, Ленгерское и Кызыл-Кийское месторождения (Средняя Азия) и другие месторождения I—V групп, не приведенные в данной таблице	50	55
Кузнецкий и Сучанский (Старый Сучан) бассейны, Буланашское, Сахалинское и другие месторождения VI группы, не приведенные в данной таблице	55	60
Печорский, Кизеловский и Сучанский (Северный Сучан) бассейны, месторождения Средней Азии (кроме Ленгерского и Кызыл-Кийского) при $l_1 \leqslant 0{,}5D_1$ (l_1 — размер целика по падению в рассматриваемом пласте у верхней границы выработки; D_1 — суммарный размер выработок по падению пласта, разделенных целиками с размерами не менее l_1)	60	60
Донецкий бассейн, при $l_1 \leqslant 0{,}5\ D_1$	—	65

2.20. Методика расчета ожидаемых сдвижений и деформаций позволяет определять:

оседания η;

горизонтальные сдвижения ξ;

наклоны i;

кривизну K и радиус кривизны R (при $\alpha \leqslant 45°$);

величины уступов в полумульде по падению при $\alpha > 35°$ при выемке двух пластов и более, $h_у$;

сдвижения и деформации, вызванные сдвижением пород по напластованию, при $\alpha > 13°$;

кривизну $K_с$ и радиус кривизны $R_с$ в местах сосредоточенных деформаций (при $\alpha > \alpha_п$).

В условиях, когда отсутствует сдвижение пород лежачего бока при $\alpha \leqslant \alpha_п$, величины η, ξ, i, K (R), ε могут определяться в главных сечениях, в сечениях, параллельных главным, и в сечениях, не параллельных главным, т. е. расположенных под произвольными углами по отношению к падению и простиранию.

В условиях, когда возможно сдвижение пород лежачего бока ($\alpha > \alpha_п$), величины η, ξ, i, K (R) и ε могут определяться только в главных сечениях мульды сдвижения вкрест простирания и по простиранию пласта.

При расчете сдвижений и деформаций необходимо учитывать:

наличие смежных выработок на вышележащем и нижележащем горизонтах и выработок, пройденных до начала строительства на данной площадке;

взаимное расположение границ выработок в свите пластов.

2.21. Методика расчета вероятных сдвижений и деформаций применяется при $\alpha < \alpha_п$ в условиях выдержанного залегания пластов.

2.22. Методика расчета вероятных сдвижений и деформаций позволяет определять максимальные величины:

оседания земной поверхности, $\eta_в$;

горизонтальных сдвижений, $\xi_в$;

наклонов, $i_в$;

горизонтальных деформаций, $\varepsilon_в$;

кривизны $K_в$ (минимальных радиусов кривизны, $R_в$);

уступов на земной поверхности, $h_в$.

Рассчитанные величины вероятных сдвижений и деформаций при проектировании мер защиты принимаются одинаковыми в направлении простирания и вкрест простирания, со знаками $\pm$.

РАСЧЕТ ОЖИДАЕМЫХ СДВИЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ ПРИ ОТСУТСТВИИ СДВИЖЕНИЯ ПОРОД ЛЕЖАЧЕГО БОКА

А. Подготовка исходных горно-геологических данных и порядок расчета

2.23. Перед началом расчета сдвижений и деформаций на застраиваемой площадке строятся геологические разрезы по простиранию и вкрест простирания пластов. На геологических разрезах, по данным ближайшей скважины, выделяются наносы (четвертичные и третичные отложения) и мезозойские отложения, если последние залегают на коренных породах с угловым несогласием более 5°; для месторождений VIII—IX групп фиксируется наличие слоев песчаников мощностью более 30 м. С помощью граничных углов (пп. 2.28—2.30) определяются границы влияния подземных разработок на участок земной поверхности, подлежащий подработке (рис. 4). При наличии свиты пластов значения граничных углов δ_0 и γ_0 (табл. 8) определяются по величине отношения $\frac{H}{m} < 60$. Полученный угол δ_0 используется для определения угла β_0.

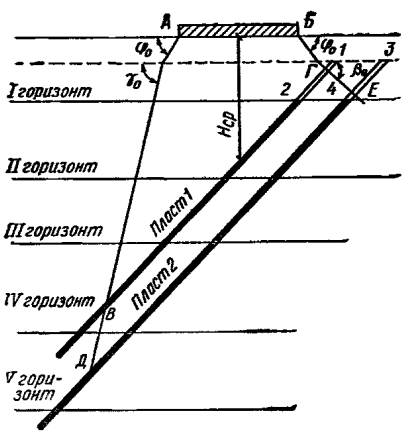


Рис. 4. Определение границ зоны влияния подземных разработок на рассматриваемый участок земной поверхности *АБ* при $\alpha < \alpha_п$

ВГ — граница влияния от выработок в пласте 1; *ДЕ* — то же, в пласте 2; *1—2, 3—4* — выработки, частично попавшие в зону влияния

На разрезы наносят все ранее пройденные и проектируемые очистные выработки с датами (календарным планом) их проходки.

Расчет сдвижений и деформаций производится от всех проектируемых очистных выработок, а также от ранее пройденных выработок, вызывающих активизацию процесса сдвижения. Если в зону влияния попадет часть выработки, то сдвижения и деформации определяются от всей выработки.

2.24. Расчет сдвижений и деформаций в зависимости от горно-геологических условий и разрыва во времени между подработками земной поверхности смежными выработками может производиться от каждой очистной выработки или одновременно от нескольких выработок, объединяемых в одну выработку суммарных размеров. Расчет от выработки суммарных размеров производится

Таблица 8

$\frac{H_{ср}}{m}$	Граничные углы δ_0 и γ_0, град, по группам месторождений							
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII IX
До 60	40	45	50	55	55	60	65	70
60—200	40	45	50	55	60	65	70	75
Более 200	—	50	55	60	65	70	75	75

Примечание. Если мощность коренных пород над верхней границей выработки меньше 30 м, то угол γ_0 принимается равным граничным углам в наносах (φ_0) или мезозойских отложениях ($\delta_{0м}$), определяемых в соответствии с пп. 2.29 и 2.30 настоящего Руководства по величине h ($h_м$)$=H_в$ ($H_в$ — глубина от земной поверхности до верхней границы выработки, м).

так же, как от отдельной выработки. Сложение соответствующих сдвижений и деформаций от различных выработок следует производить в такой же последовательности, в какой намечается проходка очистных выработок, вызывающих эти сдвижения и деформации. В качестве исходных данных при проектировании мер защиты зданий и сооружений принимаются наибольшие величины ожидаемых сдвижений и деформаций из полученных на различных стадиях отработки пластов и горизонтов (рис. 5).

2.25. Расчет сдвижений и деформаций от каждой очистной выработки производится в следующих случаях:

а) отношение размера целика между смежными выработками l_1 к средней глубине его залегания $H_ц$ больше 0,1 ($\frac{l_1}{H_ц}>0{,}1$) независимо от отношения размера выработки к средней глубине ($\frac{Д}{H_{ср}}$) и разрыва во времени между подработками земной поверхности смежными выработками (t);

б) отношение $\frac{l_1}{H_ц}\leqslant 0{,}1$, а отношение размера выработки $Д$ к средней глубине $H_{ср}$ больше 0,35 ($\frac{Д}{H_{ср}}>0{,}35$) и разрыв во времени t между подработками земной поверхности смежными выработками больше продолжительности периода опасных деформаций T ($t>T$).

2.26. Расчеты сдвижений и деформаций от нескольких выработок как от одной суммарных размеров допускается производить в следующих случаях:

а) отношение размера целика между смежными выработками l_1 к средней глубине его залегания $H_ц$ меньше или равно 0,1 ($\frac{l_1}{H_ц}\leqslant 0{,}1$) и разрыв во времени между подработками участка смежными выработками t меньше или равен продолжительности периода опасных деформаций T ($t\leqslant T$) независимо от отношения $\frac{Д}{H_{ср}}$;

б) отношение $\frac{l_1}{H_ц}\leqslant 0{,}1$, а отношение размера выработки $Д$ к средней глубине $H_{ср}$ меньше или равно 0,35 ($\frac{Д}{H_{ср}}\leqslant 0{,}35$) независимо от разрыва во времени между подработками земной поверхности смежными выработками t.

В этих случаях для определения наибольших величин сдвижений и деформаций от выработок в каждом пласте расчеты выполняются нарастающим итогом, как от выработки увеличивающегося размера — от первой, от первой плюс второй и т. д. Размер такой выработки определяется на разрезе вкрест простирания как сумма рассматриваемых выработок, включая межлавные целики.

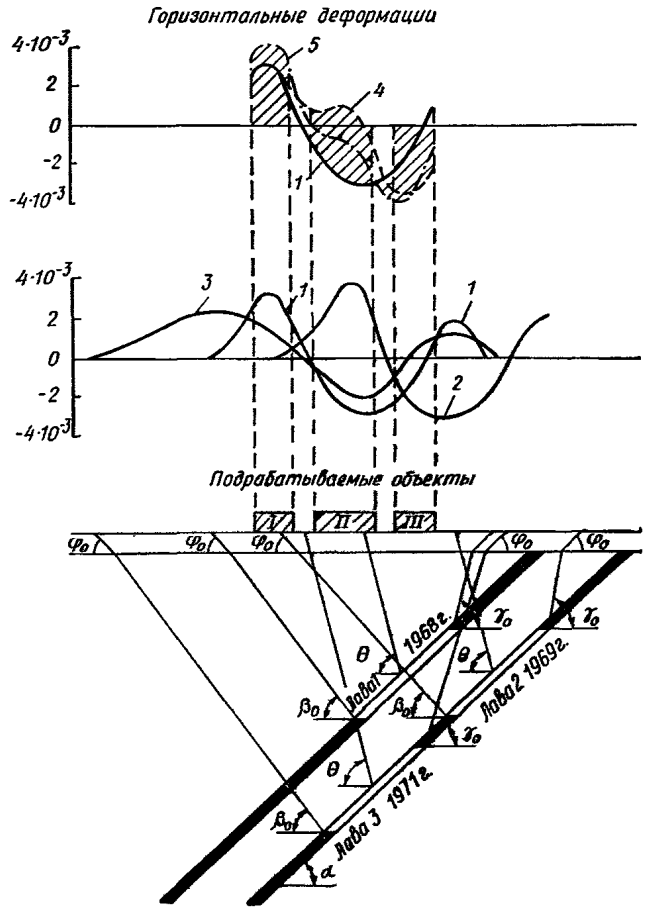


Рис. 5. Схема к определению наибольших деформаций поверхности

1 — горизонтальные деформации от лавы 1 (первая стадия отработки); *2* — то же, от лавы 2; *3* — то же, от лавы 3; *4* — то же, от лав 1+2 (вторая стадия отработки); *5* — то же, от лав 1+2+3 (третья стадия отработки)

Объекты	Максимальные деформации	
	растяжение	сжатие
I	$4{,}4\cdot10^{-3}$	—
II	$1{,}0\cdot10^{-3}$	$3\cdot10^{-3}$
III	$1{,}0\cdot10^{-3}$	$4{,}2\cdot10^{-3}$

2.27. При определении сдвижений и деформаций от выемки свиты пластов при $45°<\alpha\leqslant\alpha_н$ допускается объединять пласты в группы и производить расчеты от эквивалентного (условного) пласта. В группу допускается объединять несколько пластов при одновременном выполнении следующих условий (рис. 6):

а) нижние границы выработок находятся на одной глубине $H_н$ (на одном горизонте);

б) расстояние по нормали между кровлей верхнего и почвой нижнего пласта не более 0,20 $H_н$, где $H_н$ — глубина нижней границы рассматриваемого этажа.

Мощность эквивалентного пласта $M_э$ принимается равной суммарной мощности пластов в группе:

$$M_э = m_1 + m_2 + \ldots + m_n. \qquad (7)$$

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

$$N_э = \frac{m_2 h_2 + m_3 h_3 + \ldots + m_n h_n}{M_э}, \qquad (8)$$

где $m_1, m_2, \ldots, m_n$ — соответственно мощности первого (верхнего), второго и т. д. и последнего (нижнего) пластов в группе;

$h_2, h_3, \ldots, h_n$ — соответственно расстояния по горизонтали (или по нормали) от почвы первого (верхнего) пласта до почвы второго, третьего и т. д. и последнего (нижнего) пластов в группе.

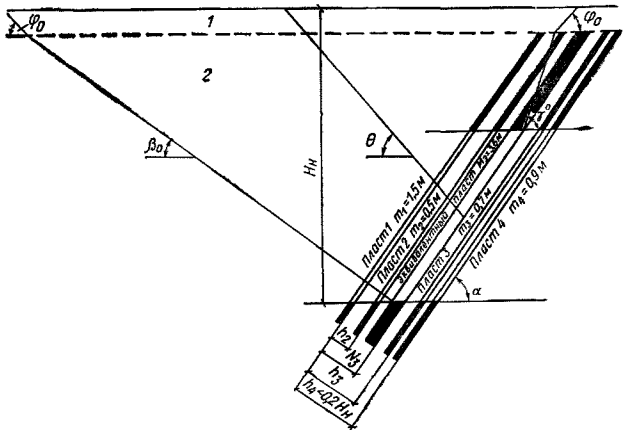


Рис. 6. Схема расчета сдвижений и деформаций при разработке свиты пластов путем замены группы пластов эквивалентным пластом

1 — наносы; *2* — коренные породы

Б. Определение исходных параметров сдвижения

2.28. Граничные углы в неподработанной толще коренных пород δ_0 и γ_0 при первичной подработке определяются по табл. 8 в зависимости от кратности подработки (отношения средней глубины разработки $H_{ср}$ к вынимаемой мощности пласта m) и группы, к которой относится месторождение.

Граничные углы β_0 в неподработанной толще коренных пород определяются по табл. 9 в зависимости от угла падения α и угла δ_0, а при углах $\alpha > 80°$ и от вынимаемой мощности пласта m.

Для месторождений, отнесенных к VIII и IX группам, при условии, когда суммарная мощность песчаников, конгломератов и известняков составляет более 50% от средней глубины разработки ($C > 50\%$) и одновременно мощность (M) отдельных слоев песчаника, конгломерата или известняка достигает 30 м и более, углы β_0 определяются по двум последним строкам табл. 9.

Граничные углы δ_0, γ_0 и β_0 в подработанной толще принимаются на 5° меньше, чем соответствующие углы в неподработанной толще коренных пород.

Толща считается подработанной, если линия, проведенная под соответствующим граничным углом от границы очистной выработки, пересекает ранее пройденную очистную выработку или линию, проведенную под граничным углом от ранее пройденной выработки в этом или другом пласте (рис. 7).

2.29. Граничные углы $\delta_{ом}$ и $\gamma_{ом}$ в мезозойских отложениях, не являющихся коренными породами (залегающих над палеозойскими отложениями с угловым несогласием более 5°), при любом количестве подработок определяются в зависимости от мощности мезозойских отложений $h_м$: до 50 м — 60°, 51—100 м — 65°, свыше 100 м — 70°. Во всех случаях значения указанных углов принимаются не более граничного угла в коренных породах.

Граничный угол $\beta_{ом}$ (при любом количестве подработок) определяется по табл. 10 в зависимости от угла падения мезозойских отложений $\alpha_м$ и $\delta_{ом}$.

Если мезозойские отложения залегают над палеозойскими с угловым несогласием не более 5°, то гранич-

Таблица 9

δ_0	Граничные углы β_0, град, при угле падения α																		m, м
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	80	85	90	
45	45	41	38	35	34	32	32	31	31	30	29	29	28	27	26	25	25	25	—
50	50	46	43	40	38	36	35	33	32	31	31	30	29	28	27	25	25	25	—
55	55	50	47	44	42	40	39	35	34	32	31	30	29	28	27	25	27	28	До 4
																25	25	25	4 и более
60	60	55	52	49	46	43	41	39	37	34	33	31	28	26	25	25	27	28	До 4
																25	25	25	4 и более
65	65	60	57	53	50	46	43	41	40	36	33	29	26	25	25	25	28	30	До 4
																25	27	28	4 и более
70	70	65	61	57	54	50	46	42	40	36	33	29	25	25	25	25	31	35	До 4
																25	28	30	4 и более
75	75	70	66	61	57	53	50	45	41	36	33	29	25	25	25	28	31	35	До 4
																25	28	30	4 и более
Группы VIII и IX при $C > 50\%$ и $M \geqslant 30$ м																			
70	70	65	62	58	55	52	50	47	46	43	41	39	35	32	30	30	32	35	До 4
																30	30	30	4 и более
75	75	70	67	63	60	56	54	51	49	46	43	41	38	35	35	35	35	35	—

Примечание. При промежуточных значениях α угол β_0 определяется интерполированием.

Таблица 10

$\delta_{ом}$	Граничный угол $\beta_{ом}$, град., при угле падения $\alpha_м$			
	0	10	20	>30
60	60	55	50	45
65	65	60	55	50
70	70	65	60	55

ные углы в них принимаются такими же, как в коренных породах.

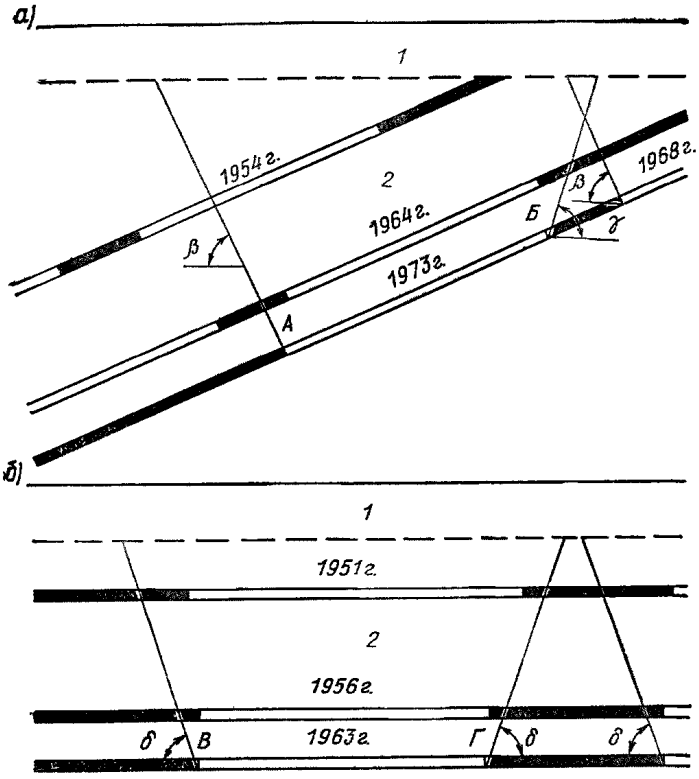


Рис. 7. Схема определения подработанности толщи у границ выработки

а — подработанная толща у нижней *(А)* и верхней *(Б)* границ выработки; *б* — неподработанная толща; *АБ* и *ВГ* — выработки, от которых определяются границы зоны сдвижения; *1* — наносы; *2* — коренные породы

2.30. Граничные углы в наносах φ_0 (при любом количестве подработок) принимаются одинаковыми во всех направлениях и определяются в зависимости от мощности наносов h: до 40 м — 45°, 40—60 м — 50°, более 60 м — 55°.

Если в толще наносов преобладают обводненные отложения, то углы φ_0 следует уменьшить на 5°. На месторождениях, относящихся к I и II группам (табл. 6), и в Подмосковном бассейне углы φ_0 принимаются равными соответствующим граничным углам в коренных породах.

2.31. Угол максимального оседания θ при первичной и повторной подработках определяется по формуле

$$\theta = 90° - K_1 \alpha, \qquad (9)$$

где K_1 — коэффициент, определяемый по табл. 12 в зависимости от группы месторождения и величины отношения суммарной мощности наносов h и горизонтально залегающих мезозойских отложений ($\alpha_м < 5°$) $h_м$ к средней глубине разработки $H_{ср}$. Если $\alpha_м > 5°$, то K_1 определяется по величине $\frac{h}{H_{ср}}$.

При наличии в данном пласте со стороны восстания ранее отработанных этажей значения K_1 для всех месторождений определяются по последней строке табл. 11.

Таблица 11

Группа месторождений	Значения коэффициента K_1 при $\frac{h+h_м}{H_{ср}}$									
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9 и более
	При отсутствии горных работ на вышележащем горизонте									
I—II	0,68	0,61	0,54	0,47	0,40	0,34	0,27	0,20	0,14	0
III—IV	0,72	0,65	0,58	0,50	0,43	0,36	0,29	0,22	0,14	0
V	0,78	0,71	0,63	0,55	0,47	0,39	0,31	0,24	0,16	0
VI	0,86	0,77	0,69	0,60	0,52	0,43	0,35	0,26	0,17	0
VII	0,91	0,82	0,73	0,64	0,55	0,46	0,36	0,27	0,18	0
VIII	1,00	0,91	0,81	0,71	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	0
IX	1,00	1,00	0,89	0,78	0,66	0,56	0,44	0,33	0,22	0
	При наличии горных работ на вышележащем горизонте									
I—IX	0,60	0,54	0,48	0,42	0,36	0,30	0,24	0,18	0,12	0

Примечание. При промежуточных значениях $\frac{h+h_м}{H_{ср}}$ значение коэффициента K_1 определяется интерполированием.

Для всех групп месторождений при α более 50° для расчета угла θ используется $\alpha = 50°$.

2.32. Углы полных сдвижений определяются только при полной подработке земной поверхности:

а) по простиранию пласта углы ψ_3 при первичной подработке определяются по табл. 12 в зависимости от группы месторождений и средней глубины разработки.

Таблица 12

Группа месторождений	Углы ψ_3 при первичной подработке, град, при $H_{ср}$,						
	До 100	101—200	201—400	401—600	601—800	801—900	Боле 900
I—II	64	64	65	65	65	65	65
III—IV	62	63	63	64	64	65	65
V	60	61	62	63	64	64	65
VI	57	58	60	61	62	64	65
VII	55	56	58	60	62	64	65
VIII	51	53	55	58	61	63	65
IX	47	50	53	56	60	63	65

При повторной подработке углы ψ_3 увеличиваются на 5°, но не более чем до величины 65°;

б) вкрест простирания пласта углы ψ_1 и ψ_2 определяются по табл. 13 в зависимости от величин ψ_3, θ и α.

Для определения углов ψ_1 и ψ_2 при повторной подработке используется значение угла ψ_3, полученное для повторной подработки.

2.33. Относительное максимальное оседание земной поверхности определяется:

а) при первичной подработке—по табл. 14 в зависимости от группы месторождений, средней глубины выработки $H_{ср}$ и отношения $\frac{h+0{,}5h_м}{H_{ср}}$;

θ	Величины углов ψ_1 (в числителе), ψ_2 (в знаменателе) при пер																								
	ψ_3=45								ψ_3=50								ψ_3=55							
	α								α								α							
	0	10	20	30	40	50	60	70	0	10	20	30	40	50	60	70	0	10	20	30	40	50	60	70
90—85	45/45	40/50	35/55	30/60	—	—	—	—	50/50	44/56	38/62	33/69	—	—	—	—	55/55	48/62	42/69	36/77	—	—	—	—
84—75	—	45/45	40/50	35/56	30/61	—	—	—	—	50/50	44/56	39/63	33/69	—	—	—	—	55/55	49/62	42/70	36/78	—	—	—
74—65	—	—	47/47	41/52	36/58	31/63	—	—	—	—	52/52	46/58	40/64	34/72	—	—	—	—	57/57	50/64	43/71	37/80	—	—
64—55	—	—	—	49/49	43/55	38/61	32/67	—	—	—	—	54/54	48/61	41/68	35/75	—	—	—	—	59/59	52/66	45/74	38/83	—
54—45	—	—	—	—	52/52	46/59	40/66	34/73	—	—	—	—	57/57	50/64	44/72	37/81	—	—	—	—	62/62	54/70	47/78	40/88
44—35	—	—	—	—	—	57/57	50/64	44/72	—	—	—	—	—	62/62	54/70	47/78	—	—	—	—	—	66/66	58/74	50/83
34—25	—	—	—	—	—	—	63/63	56/72	—	—	—	—	—	—	67/67	59/76	—	—	—	—	—	—	71/71	62/80

Примечания: 1. При промежуточных значениях углов ψ_3 принимаются ближайшие значения, приведенные в табл. 13.
2. При промежуточных значениях α значения углов ψ_1 и ψ_2 определяются интерполировани ем.

Таблица 14

Группа месторождений	$H_{ср}$, м	Относительное максимальное оседание q_0 при $\frac{h+0,5h_м}{H_{ср}}$					
		менее 0,20	0,20—0,40	0,41—0,60	0,61—0,70	0,71—0,80	более 0,80
I	Все глубины	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
II		0,85	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
III		0,85	0,85	0,90	0,90	0,95	0,95
IV—V		0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	0,95
VI—VIII	До 200	0,70	0,75	0,80	0,90	0,90	0,95
	200 и более	0,75	0,80	0,85	0,95	0,95	0,95
IX	До 100	0,60	0,70	0,80	0,85	0,90	0,95
	100—200	0,65	0,75	0,85	0,90	0,95	0,95
	201—400	0,70	0,80	0,90	0,95	0,95	0,95
	401 и более	0,75	0,85	0,95	0,95	0,95	0,95

б) при повторной подработке

$$q_1 = q_0 + 0,8\ (1 - q_0)\ \frac{H_1}{H_{ср}}, \qquad (10)$$

где q_0 — относительное максимальное оседание от разрабатываемого пласта, определяемое по табл. 14;

$H_{ср}$ — расстояние по вертикали от середины выработки в разрабатываемом пласте до земной поверхности;

H_1 — расстояние между земной поверхностью и ранее отработанным пластом, измеряемое по вертикали, проведенной через середину выработки в разрабатываемом пласте.

Примечания: 1. При $\frac{H_1}{H_{ср}} > 1$ принимается $\frac{H_1}{H_{ср}} = 1$.

2. Если вертикаль, проведенная из середины выработки, пересекает несколько ранее отработанных пластов, то к расчету принимается максимальное значение H_1.

3. При расчете деформаций от свиты пластов (3 и более) или от эквивалентного пласта принимается q_1=0,9 для всех пластов.

2.34. Относительное максимальное горизонтальное сдвижение a_0 при первичной и повторной подработках определяется по табл. 15 в зависимости от группы месторождений и величины отношения

$$\frac{h + 0,5\,h_м}{H_{ср}}.$$

2.35. Максимальное оседание вычисляется по формуле

$$\eta_m = q_0\, m \cos\alpha\, N_1 N_2, \qquad (11)$$

где N_1 — коэффициент, определяемый по табл. 16 в зависимости от величины

$$П = \frac{Д_1}{H_{ср}} + \Delta_1;$$

N_2 — коэффициент, определяемый по табл. 16, в зависимости от величины

$$П = \frac{Д_2}{H_{ср}} + \Delta_2;$$

$Д_1$ и $Д_2$ — размеры выработки соответственно по падению и по простиранию пласта.

Таблица 15

Группа месторождений	Относительное максимальное горизонтальное сдвижение a_0 при $\frac{h+0,5h_м}{H_{ср}}$				
	<0,10	0,11—0,20	0,21—0,30	0,31—0,40	0,40
I	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
II	0,40	0,40	0,45	0,45	0,45
III	0,35	0,35	0,40	0,45	0,45
IV, V	0,30	0,35	0,40	0,45	0,45
VI, VII	0,30	0,30	0,35	0,40	0,45
VIII, IX	0,30	0,30	0,30	0,35	0,40

Таблица 13

вичной подработке, град, при																
$\varphi_г$=60								$\varphi_г$=65								
α								α								
0	10	20	30	40	50	60	70	0	10	20	30	40	50	60	70
60	53	46	39	—	—	—	—	65	57	49	42	—	—	—	—
60	68	76	85					65	73	82	92				
—	60	53	46	39	—	—	—	—	65	57	50	42	—	—	—
	60	68	76	85					65	74	83	93			
—	—	62	54	47	40	—	—	—	—	66	58	50	43	—	—
		62	69	78	87					66	75	84	94		
—	—	—	63	56	48	41	—	—	—	—	68	60	52	44	—
			63	72	80	90					68	77	86	96	
—	—	—	—	66	58	50	42	—	—	—	—	70	62	53	45
				66	75	84	94					70	79	89	99
—	—	—	—	—	70	61	53	—	—	—	—	—	73	64	56
					70	79	88						73	83	92
—	—	—	—	—	—	74	65	—	—	—	—	—	—	77	66
						74	83							77	86

Значения Δ_1 и Δ_2 определяются по табл. 17 в зависимости от отношений $\frac{l_1}{H_{ср}}$ и $\frac{l_2}{H_{ср}}$, где l_1 и l_2 — размеры целиков между ранее отработанными и рассматриваемыми выработками по восстанию и по простиранию пласта.

Если выработка, от которой производится расчет сдвижений и деформаций, имеет смежные выработки с обеих сторон на разрезе вкрест простирания (или с обеих сторон по простиранию), то определяются два значения Δ_1 и Δ_1' (или Δ_2 и Δ_2').

В этих случаях при определении N_1 используется величина $П = \frac{Д_1}{H_{ср}} + \Delta_1 \Delta_1'$, а при определении N_2 — величина

$$П = \frac{Д_2}{H_{ср}} + \Delta_2 + \Delta_2'.$$

При расчете ожидаемых деформаций от свиты пластов (3 и более) или от эквивалентного пласта коэффициенты N_1 и N_2 определяются по величине $П$ при отношении $\frac{l_1}{H_{ср}} = 0$.

При закладке выработанного пространства материалом, доставленным извне участка горных работ, в формуле (11) вместо вынимаемой мощности m используется эффективная мощность $m_э$, определяемая по формуле

$$m_э = (h_к + h_н)(1 - B_1) + B_1 m, \qquad (12)$$

Таблица 16

Группа месторождений	$H_{ср}$, м	Значения коэффициентов N_1 и N_2, безразмерная, при $П$												
		2 и более	1,6	1,2	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15 и менее
I—II	При всех глубинах	1	1	1	0,95	0,85	0,75	0,70	0,60	0,45	0,35	0,25	0,20	0,10
III—IV	То же	1	1	1	0,95	0,80	0,75	0,65	0,55	0,45	0,30	0,25	0,15	0,10
V—VI	0—200	1	1	0,95	0,85	0,70	0,65	0,55	0,45	0,35	0,25	0,20	0,15	0,10
	Более 200	1	1	1	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,25	0,20	0,15	0,10
VII—VIII	0—100	1	1	0,85	0,75	0,60	0,55	0,45	0,35	0,25	0,15	0,10	0,10	0,10
	101—200	1	1	0,90	0,80	0,65	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	0,15	0,10	0,10
	Более 200	1	1	1	0,90	0,75	0,65	0,55	0,45	0,35	0,25	0,20	0,15	0,10
IX	0—100	1	0,90	0,75	0,65	0,50	0,45	0,35	0,25	0,20	0,15	0,10	0,10	0,10
	101—200	1	1	0,80	0,70	0,55	0,50	0,40	0,30	0,20	0,15	0,10	0,10	0,10
	201—400	1	1	0,90	0,80	0,65	0,55	0,50	0,35	0,25	0,20	0,15	0,10	0,10
	Более 400	1	1	0,95	0,85	0,75	0,65	0,55	0,45	0,35	0,25	0,20	0,15	0,10

Примечание. При промежуточных значениях $П$ коэффициенты N_1 и N_2 определяются интерполированием.

Таблица 17

Группа месторождений	Значения коэффициентов $\Delta_{1,2}$ ($\Delta'_{1,2}$) (безразмерная) при $\frac{l_{1,2}}{H_{ср}}$									
	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
I—II	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,05	0,04	0,03	0
III—IV	0,12	0,10	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	0
V—VI	0,15	0,12	0,08	0,06	0,04	0,03	0,02	0		
VII—VIII	0,20	0,14	0,10	0,06	0,04	0,02	0			
IX	0,25	0,15	0,10	0,05	0	0	0	0	0	0

Примечание. При промежуточных значениях $\frac{l_{1,2}}{H_{ср}}$ их величины округляются до ближайших значений, приведенных в табл. 17.

где $h_к$ — величина сближения кровли с почвой (конвергенция) до возведения закладки; при отставании закладки от забоя на 8—20 м и при отсутствии данных наблюдений принимается $h_к = 0{,}15\ m$;

$h_н$ — неполнота закладки (среднее расстояние от верха закладочного массива до кровли пласта), определяемая опытным путем;

b_1 — коэффициент усадки закладки, определяемый по фактическим данным, а при отсутствии таких данных — по табл. 18.

Таблица 18

Закладка	Значения коэффициента B_1
Гидравлическая:	
из песка	0,05—0,15
из дробленой породы	0,15—0,30
Пневматическая	0,25—0,40
Самотечная:	
из дробленой породы	0,25—0,45
из рядовой »	0,35—0,50

2.36. Коэффициенты подработанности:
по падению

$$n_1 = N_1^2; \qquad (13)$$

по простиранию

$$n_2 = N_2^2, \qquad (14)$$

где N_1 и N_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 16.

В. Расчет сдвижений и деформаций от одной очистной выработки

Сдвижения и деформации в точках главных сечений мульды сдвижения (рис. 8)

2.37. Длины полумульд L_1, L_2, L_3 определяются по граничным углам и углу θ (при неполной подработке) или углам ψ_1, ψ_2, ψ_3 (при полной подработке).

Для месторождений I—IV групп во всех случаях, а для месторождений V—IX групп — при отсутствии в пластах смежных выработок граничные углы строятся от фактических границ выработок.

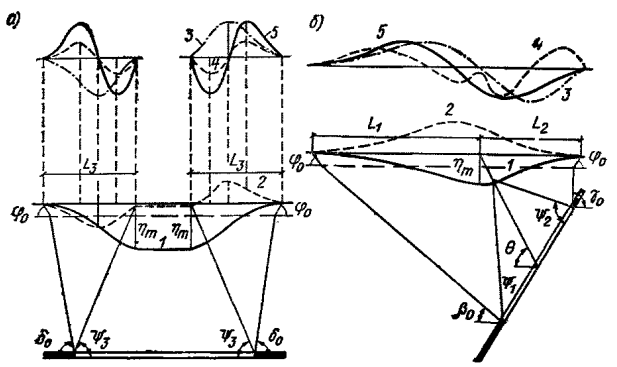


Рис. 8. Схемы распределения величин сдвижений и деформаций в точках главных сечений мульды сдвижения при закончившемся процессе

а — на разрезе по простиранию; *б* — на разрезе вкрест простирания; *1* — оседания; *2* — горизонтальные сдвижения; *3* — наклоны; *4* — кривизна; *5* — горизонтальные деформации

При наличии смежных выработок в пластах месторождений V—IX групп размер выработки увеличивается в сторону ранее пройденной выработки на величину $\Delta Д$. В этом случае углы θ строятся от середины, а граничные углы и углы ψ_1, ψ_2, ψ_3 — от границ расчетных выработок, определенных из выражений:

$$\left.\begin{aligned} Д_{1р} &= Д_1 + \Delta Д_1; \\ Д_{2р} &= Д_2 + \Delta Д_2, \end{aligned}\right\} \qquad (15)$$

где $\Delta Д_1$ и $\Delta Д_2$ — поправки к фактическим размерам выработок, определяемые по табл. 19 в зависимости от отношения размера межлавного целика l к средней глубине выработки $H_{ср}$ и средней глубины.

При расчете сдвижений от свиты пластов (3 и более) для всех групп месторождений или от эквивалентного пласта размеры полумульд от каждой выработки могут определяться исходя из фактических размеров выработок $Д_1$ и $Д_2$ (без увеличения их на $\Delta Д$).

За начало координат в каждой полумульде принимается точка с максимальным оседанием, определенная по углу θ — при неполной подработке и по углам ψ_1, ψ_2 и ψ_3 — при полной подработке. Ось x совпадает с главным сечением мульды по простиранию, ось y совпадает с главным сечением мульды вкрест простирания.

Таблица 19

$\frac{l_{1,2}}{H_{ср}}$	Значения поправок $\Delta Д_{1,2}$, м, при $H_{ср}$, м										
	50 и менее	100	150	200	250	300	350	400	500	600	700 и более
V—VI группы месторождений											
0	0	5	5	10	20	25	25	30	30	35	35
0,1	0	5	5	5	10	15	15	15	15	20	20
0,2	0	0	5	5	5	5	5	5	10	10	10
0,3 и более	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
VII—VIII группы месторождений											
0	10	20	30	40	50	60	65	75	85	95	105
0,1	5	10	15	20	20	25	30	30	35	40	45
0,2 и более	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IX группа месторождений											
0	15	35	45	55	65	75	85	95	110	115	120
0,1	5	15	20	25	30	35	35	40	45	50	50
0,2 и более	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Примечания: 1. При промежуточных значениях отношения $\frac{l_{1,2}}{H_{ср}}$ величины поправок ΔD_1 определяются интерполированием.

2. При промежуточных значениях глубины $H_{ср}$ величины поправок $\Delta D_{1,2}$ округляются до ближайших значений, приведенных в табл. 19.

2.38. Оседание:

а) в полумульдах по простиранию

$$\eta_x = \eta_m S(z_x); \qquad (16)$$

б) в полумульдах по падению и восстанию

$$\eta_y = \eta_m S(z_y), \qquad (17)$$

где η_m — максимальное оседание, определяемое по формуле (11);

$S(z)$ — функция типовой кривой оседания, определяемая по табл. 20 в зависимости от коэффициентов подработанности n_1 и n_2;

$$z_x = \frac{x}{L_3}; \quad z_y = \frac{y}{L_1}; \quad z_y = \frac{y}{L_2};$$

L_3 — длина полумульды по простиранию;

L_1, L_2 — длины полумульд соответственно по падению и восстанию;

x — расстояние от начала координат до рассматриваемой точки в главном сечении по простиранию;

y — расстояние от начала координат до рассматриваемой точки в полумульдах по падению или по простиранию;

n_1 и n_2 — коэффициенты, определяемые по формулам (13) и (14).

Таблица 20

$z=\frac{x}{L}$	Значения функции $S(z)$ при коэффициентах подработанности				
	$n \geqslant 1$	$n=0,9$	$n=0,8$	$n=0,7$	$n \leqslant 0,6$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	0,99	0,98	0,98	0,97	0,96
0,2	0,95	0,92	0,90	0,87	0,83
0,3	0,86	0,82	0,77	0,72	0,65
0,4	0,71	0,64	0,58	0,52	0,46
0,5	0,50	0,44	0,39	0,34	0,29
0,6	0,29	0,26	0,22	0,19	0,16
0,7	0,14	0,12	0,10	0,09	0,08
0,8	0,05	0,04	0,04	0,04	0,03
0,9	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
1,0	0	0	0	0	0

Примечание. При использовании табл. 20—24 для определения функций $S(z)$, $F(z)$ и $F'(z)$ значения коэффициентов n_1 и n_2 округляются до ближайших, приведенных в этих таблицах. Промежуточные значения функций $F(z)$ и $F'(z)$ в зависимости от величины параметра B определяются интерполированием.

2.39. Наклоны:

а) в полумульде по простиранию

$$i_x = \frac{\eta_m}{L_3} F(z_x); \qquad (18)$$

б) в полумульдах по падению и восстанию

$$i_y = \frac{\eta_m}{L_1} F(z_y); \quad i_y = \frac{\eta_m}{L_2} F(z_y). \qquad (19)$$

Значения функции $F(z)$ определяются при $B=0$ по табл. 21 и 22 в зависимости от коэффициентов подработанности n_1 и n_2.

2.40. Кривизна:

а) в полумульде по простиранию

$$K_x = \frac{\eta_m}{L_3^2} F'(z_x); \qquad (20)$$

Таблица 21

$z=\frac{x}{L}$	Значения функции $F(z)$ (безразмерная) для полумульды по падению пласта при							
	$B=0$	$B=1$	$B=2$	$B=3$	$B=4$	$B=5$	$B=6$	$B=7$
				$n \geqslant 1,0$				
0	0	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
0,1	0,19	2,17	4,15	6,13	8,11	10,09	12,07	14,05
0,2	0,56	2,46	4,36	6,26	8,16	10,06	11,96	13,86
0,3	1,20	2,92	4,64	6,36	8,08	9,80	11,52	13,24
0,4	1,89	3,31	4,73	6,15	7,57	8,99	10,41	11,83
0,5	2,20	3,20	4,20	5,20	6,20	7,20	8,20	9,20
0,6	1,89	2,47	3,05	3,63	4,21	4,79	5,37	5,95
0,7	1,20	1,48	1,76	2,04	2,32	2,60	2,88	3,16
0,8	0,56	0,66	0,76	0,86	0,96	1,06	1,16	1,26
0,9	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29	0,31	0,33
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0

Продолжение табл. 21

$z=\frac{x}{L}$	Значения функции $F(z)$ (безразмерная), для полумульды по падению пласта при							
	$B=0$	$B=1$	$B=2$	$B=3$	$B=4$	$B=5$	$B=6$	$B=7$
				$n=0,9$				
0	0	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
0,1	0,34	2,30	4,26	6,22	8,18	10,14	12,10	14,06
0,2	0,80	2,64	4,48	6,32	8,16	10,00	11,84	13,68
0,3	1,12	2,76	4,40	6,04	7,68	9,32	10,96	12,60
0,4	1,94	3,22	4,50	5,78	7,08	8,34	9,62	10,90
0,5	2,06	2,94	3,82	4,70	5,58	6,46	7,34	8,22
0,6	1,66	2,18	2,70	3,22	3,74	4,26	4,78	5,30
0,7	1,02	1,26	1,50	1,74	1,98	2,22	2,46	2,70
0,8	0,48	0,56	0,64	0,72	0,80	0,88	0,96	1,04
0,9	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29	0,31
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
				$n=0,8$				
0	0	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
0,1	0,48	2,44	4,40	6,36	8,32	10,28	12,24	14,20
0,2	1,04	2,84	4,64	6,44	8,24	10,04	11,84	13,64
0,3	1,63	3,17	4,71	6,25	7,79	9,33	10,87	12,41
0,4	1,98	3,14	4,30	5,46	6,62	7,78	8,94	10,10
0,5	1,91	2,69	3,47	4,25	5,03	5,81	6,59	7,37
0,6	1,44	1,88	2,32	2,76	3,20	3,64	4,08	4,52
0,7	0,85	1,05	1,25	1,45	1,65	1,85	2,05	2,25
0,8	0,41	0,49	0,57	0,65	0,73	0,81	0,89	0,97
0,9	0,15	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
				$n=0,7$				
0	0	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
0,1	0,66	2,60	4,54	6,48	8,42	10,36	12,30	14,24
0,2	1,28	3,02	4,76	6,50	8,24	9,98	11,72	13,46
0,3	1,76	3,20	4,64	6,08	7,52	8,96	10,40	11,84
0,4	1,94	2,98	4,02	5,06	6,10	7,14	8,18	9,22
0,5	1,74	2,42	3,10	3,78	4,46	5,14	5,82	6,50
0,6	1,26	1,64	2,02	2,40	2,78	3,16	3,54	3,92
0,7	0,74	0,92	1,10	1,28	1,46	1,64	1,82	2,00
0,8	0,36	0,44	0,52	0,60	0,68	0,76	0,84	0,92
0,9	0,13	0,15	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
				$n \leqslant 0,6$				
0	0	2,0	4,0	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
0,1	0,90	2,82	4,74	6,66	8,58	10,50	12,42	14,34
0,2	1,58	3,24	4,90	6,56	8,22	9,88	11,54	13,20
0,3	1,90	3,20	4,50	5,80	7,10	8,40	9,70	11,00
0,4	1,85	2,77	3,69	4,61	5,53	6,45	7,37	8,29
0,5	1,50	2,08	2,66	3,24	3,82	4,40	4,98	5,56
0,6	1,04	1,36	1,68	2,00	2,32	2,64	2,96	3,28
0,7	0,62	0,72	0,94	1,10	1,26	1,42	1,58	1,74
0,8	0,32	0,38	0,44	0,50	0,56	0,62	0,68	0,74
0,9	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0

б) в полумульдах по падению и восстанию

$$K_y = \frac{\eta_m}{L_1^2} F'(z_y), \quad K_y = \frac{\eta_m}{L_2^2} F'(z_y). \qquad (21)$$

Значения функции $F(z)$ определяются при $B=0$ по табл. 23 и 24 в зависимости от коэффициентов подработанности n_1 и n_2.

Таблица 22

$z=\frac{x}{L}$	Значения функции $F(z)$ (безразмерная) для полумульды по восстанию пласта при							
	$B=0$	$B=1$	$B=2$	$B=3$	$B=4$	$B=5$	$B=6$	$B=7$
				$n>1{,}0$				
0	0	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
0,1	—0,19	1,79	3,77	5,75	7,73	9,71	11,69	13,67
0,2	—0,56	1,34	3,24	5,14	7,04	8,94	10,84	12,74
0,3	—1,20	0,52	2,24	3,96	5,68	7,40	9,12	10,84
0,4	—1,89	—0,47	0,95	2,37	3,79	5,21	6,63	8,05
0,5	—2,20	—1,20	—0,20	0,80	1,80	2,80	3,80	4,80
0,6	—1,89	—1,31	—0,73	—0,15	0,43	1,01	1,59	2,17
0,7	—1,20	—0,92	—0,64	—0,36	—0,08	0,20	0,48	0,76
0,8	—0,56	—0,46	—0,36	—0,26	—0,16	—0,06	0,04	0,14
0,9	—0,19	—0,17	—0,15	—0,13	—0,11	—0,09	—0,07	—0,05
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
				$n=0{,}9$				
0	0	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
0,1	—0,34	1,62	3,58	5,54	7,50	9,46	11,42	13,38
0,2	—0,80	1,04	2,88	4,72	6,56	8,40	10,24	12,08
0,3	—1,42	0,22	1,86	3,50	5,14	6,78	8,42	10,06
0,4	—1,94	—0,66	0,62	1,90	3,18	4,46	5,74	7,02
0,5	—2,06	—1,18	—0,30	0,58	1,46	2,34	3,22	4,10
0,6	—1,66	—1,14	—0,62	—0,10	0,42	0,94	1,46	1,98
0,7	—1,02	—0,78	—0,54	—0,30	—0,06	0,18	0,42	0,66
0,8	—0,48	—0,40	—0,32	—0,24	—0,16	—0,08	0	0,08
0,9	—0,17	—0,15	—0,13	—0,11	—0,09	—0,07	—0,05	—0,03
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
				$n=0{,}8$				
0	0	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
0,1	—0,48	1,48	3,44	5,40	7,36	9,32	11,28	13,24
0,2	—1,04	0,76	2,56	4,36	6,16	7,96	9,76	11,56
0,3	—1,63	—0,09	1,45	2,99	4,53	6,07	7,61	9,15
0,4	—1,98	—0,82	0,34	1,50	2,66	3,82	4,98	6,14
0,5	—1,91	—1,13	—0,35	0,43	1,21	1,99	2,77	3,55
0,6	—1,44	—1,00	—0,56	—0,12	0,32	0,76	1,20	1,64
0,7	—0,85	—0,65	—0,45	—0,25	—0,05	0,15	0,35	0,55
0,8	—0,41	—0,33	—0,25	—0,17	—0,09	—0,01	0,07	0,15
0,9	—0,15	—0,13	—0,11	—0,09	—0,07	—0,05	—0,03	—0,01
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
				$n=0{,}7$				
0	0	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
0,1	—0,66	1,28	3,22	5,16	7,10	9,04	10,98	12,92
0,2	—1,28	0,46	2,20	3,94	5,68	7,42	9,16	10,90
0,3	—1,76	—0,32	1,12	2,56	4,00	5,44	6,88	8,32
0,4	—1,94	—0,90	0,14	1,18	2,22	3,26	4,30	5,34
0,5	—1,74	—1,06	—0,38	0,30	0,98	1,66	2,34	3,02
0,6	—1,26	—0,88	—0,50	—0,12	0,26	0,64	1,02	1,40
0,7	—0,74	—0,56	—0,38	—0,20	—0,12	0,16	0,34	0,52
0,8	—0,36	—0,28	—0,20	—0,12	—0,04	0,04	0,12	0,20
0,9	—0,13	—0,11	—0,09	—0,07	—0,05	—0,03	—0,01	0,01
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
				$n<0{,}6$				
0	0	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
0,1	—0,90	1,02	2,94	4,86	6,78	8,70	10,62	12,54
0,2	—1,58	0,08	1,74	3,40	5,06	6,72	8,38	10,06
0,3	—1,90	—0,60	0,70	2,00	3,30	4,60	5,90	7,20
0,4	—1,85	—0,93	—0,01	0,91	1,83	2,75	3,67	4,59
0,5	—1,50	—0,92	—0,34	0,24	0,82	1,40	1,98	2,56
0,6	—1,04	—0,72	—0,40	—0,08	0,24	0,56	0,88	1,20
0,7	—0,62	—0,46	—0,30	—0,14	0,02	0,18	0,34	0,50
0,8	—0,32	—0,26	—0,20	—0,14	—0,08	—0,02	0,04	0,10
0,9	—0,12	—0,10	—0,08	—0,06	—0,04	—0,02	0	0,02
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0

При неполной подработке ($n\leqslant 0{,}9$) кривизна в точке максимального оседания на разрезе вкрест простирания определяется по средней длине полумульды

$$L_{ср}=0{,}5\ (L_1+L_2).$$

Таблица 23

$z=\frac{x}{L}$	Значения функции $F'(z)$ (безразмерная) для полумульды по падению пласта при							
	$B=0$	$B=1$	$B=2$	$B=3$	$B=4$	$B=5$	$B=6$	$B=7$
				$n\geqslant 1{,}0$				
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	—2,1	—1,7	—1,3	—1,0	—0,6	—0,2	0,2	0,6
0,2	—5,1	—4,0	—2,9	—1,7	—0,6	0,5	1,6	2,8
0,3	—7,3	—4,9	—2,5	—0,1	2,3	4,7	7,1	9,5
0,4	—5,7	—1,9	1,9	5,6	9,4	13,2	17,0	20,8
0,5	0	4,4	8,8	13,2	17,6	22,0	26,4	30,8
0,6	5,7	9,5	13,3	17,0	20,8	24,6	28,4	32,2
0,7	7,3	9,7	12,1	14,5	16,9	19,3	21,7	24,1
0,8	5,1	6,2	7,3	8,5	9,6	10,7	11,8	13,0
0,9	2,1	2,5	2,9	3,2	3,6	4,0	4,4	4,8
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
				$n=0{,}9$				
0	—2,3	—2,3	—2,3	—2,3	—2,3	—2,3	—2,3	—2,3
0,1	—3,6	—3,0	—2,3	—1,6	—0,9	—0,2	0,4	1,1
0,2	—5,6	—4,0	—2,4	—0,8	0,8	2,4	4,0	5,6
0,3	—6,2	—3,4	—0,5	2,3	5,2	8,0	10,8	13,7
0,4	—3,6	0,3	4,1	8,0	11,9	15,8	19,7	23,5
0,5	1,5	5,6	9,7	13,9	18,0	22,1	26,2	30,3
0,6	5,7	9,0	12,3	15,6	19,0	22,3	25,6	28,9
0,7	6,4	8,4	10,4	12,5	14,5	16,6	18,6	20,6
0,8	4,3	5,3	6,3	7,2	8,2	9,1	10,1	11,1
0,9	1,8	2,1	2,5	2,8	3,2	3,5	3,8	4,2
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
				$n=0{,}8$				
0	—4,5	—4,5	—4,5	—4,5	—4,5	—4,5	—4,5	—4,5
0,1	—5,2	—4,2	—3,3	—2,3	—1,4	—0,4	0,6	1,6
0,2	—6,1	—4,0	—1,9	0,1	2,2	4,3	6,4	8,4
0,3	—5,2	—1,9	1,3	4,6	7,8	11,1	14,4	17,6
0,4	—1,6	2,4	6,3	10,3	14,2	18,2	22,2	26,2
0,5	3,0	6,8	10,6	14,5	18,3	22,1	25,9	29,8
0,6	5,7	8,6	11,5	14,3	17,2	20,1	23,0	25,8
0,7	5,5	7,2	8,9	10,6	12,3	14,0	15,7	17,4
0,8	3,6	4,4	5,2	6,1	6,9	7,7	8,5	9,4
0,9	1,5	1,8	2,1	2,4	2,7	3,0	3,3	3,6
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
				$n=0{,}7$				
0	—6,6	—6,6	—6,6	—6,6	—6,6	—6,6	—6,6	—6,6
0,1	—6,5	—5,2	—3,9	—2,5	—1,2	0,1	1,4	2,7
0,2	—5,8	—3,2	—0,7	1,9	4,5	7,0	9,6	12,1
0,3	—3,5	0	3,5	7,0	10,6	14,1	17,6	21,1
0,4	0,1	4,0	7,9	11,7	15,6	19,5	23,4	27,3
0,5	3,7	7,2	10,6	14,1	17,6	21,1	24,6	28,0
0,6	5,3	7,8	10,3	12,9	15,4	17,9	20,4	22,9
0,7	4,7	6,2	7,7	9,2	10,6	12,1	13,6	15,1
0,8	3,0	3,7	4,5	5,2	5,9	6,6	7,3	8,1
0,9	1,3	1,6	1,8	2,1	2,3	2,6	2,9	3,1
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
				$n\leqslant 0{,}6$				
0	—9,3	—9,3	—9,3	—9,3	—9,3	—9,3	—9,3	—9,3
0,1	—8,2	—6,4	—4,6	—2,8	—1,0	0,8	2,6	4,4
0,2	—5,2	—2,1	1,2	4,3	7,5	10,6	13,8	17,0
0,3	—1,8	2,0	5,8	9,6	13,4	17,2	21,0	24,8
0,4	2,3	6,0	9,7	13,4	17,1	20,8	24,5	28,2
0,5	4,3	7,3	10,3	13,3	16,3	19,3	22,3	25,3

Продолжение табл. 23

$z=\frac{x}{L}$	Значения функции $F'(z)$ (безразмерная) для полумульды по падению пласта при							
	$B=0$	$B=1$	$B=2$	$B=3$	$B=4$	$B=5$	$B=6$	$B=7$
0,6	4,6	6,7	8,8	10,4	13,0	15,0	17,1	19,2
0,7	3,7	4,9	6,2	7,4	8,6	9,9	11,1	12,4
0,8	2,3	3,0	3,6	4,3	4,9	5,5	6,2	6,8
0,9	1,1	1,3	1,6	1,8	2,0	2,3	2,5	2,8
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0

Таблица 24

$z=\frac{x}{L}$	Значения функции $F'(z)$ (безразмерная) для полумульды по восстанию пласта при							
	$B=0$	$B=1$	$B=2$	$B=3$	$B=4$	$B=5$	$B=6$	$B=7$
$n\geqslant 1{,}0$								
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	—2,1	—2,5	—2,9	— 3,2	—3,6	—4,0	—4,4	—4,8
0,2	—5,1	—6,2	—7,3	— 8,5	—9,6	—10,7	—11,8	—13,0
0,3	—7,3	—9,7	—12,1	—14,5	—16,9	—19,3	—21,7	—24,1
0,4	—5,7	—9,5	—13,3	—17,0	—20,8	—24,6	—28,4	—32,2
0,5	0	—4,4	—8,8	—13,2	—17,6	—22,0	—26,4	—30,8
0,6	5,7	1,9	—1,9	— 5,6	—9,4	—13,2	—17,0	—20,8
0,7	7,3	4,9	2,5	0,1	—2,3	—4,7	—7,1	—9,5
0,8	5,1	4,0	2,9	1,7	0,6	—0,5	—1,6	—2,8
0,9	2,1	1,7	1,3	1,0	0,6	0,2	—0,2	—0,6
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
$n=0{,}9$								
0	—2,3	—2,3	—2,3	—2,3	—2,3	—2,3	—2,3	—2,3
0,1	—3,6	—4,3	—5,0	—5,7	—6,4	—7,0	—7,7	—8,4
0,2	—5,6	—7,2	—8,8	—10,4	—12,0	—13,6	—15,2	—16,8
0,3	—6,2	—9,0	—11,9	—14,7	—17,6	—20,4	—23,2	—26,1
0,4	—3,6	—7,5	—11,4	—15,3	—19,1	—23,0	—26,9	—30,8
0,5	1,5	—2,6	—6,7	—10,9	—15,0	—19,1	—23,2	—27,3
0,6	5,7	2,4	—1,0	—4,3	—7,6	—10,9	—14,2	—17,6
0,7	6,4	4,3	2,3	0,2	—1,8	—3,8	—5,9	—7,9
0,8	4,3	3,4	2,4	1,5	0,5	—0,5	—1,4	—2,4
0,9	1,8	1,5	1,1	0,8	0,4	0,1	—0,2	—0,6
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
$n=0{,}8$								
0	—4,5	—4,5	—4,5	—4,5	—4,5	—4,5	—4,5	—4,5
0,1	—5,2	—6,2	—7,1	—8,1	—9,0	—10,0	—11,0	—12,0
0,2	—6,1	—8,2	—10,3	—12,3	—14,4	—16,5	—18,6	—20,6
0,3	—5,2	—8,5	—11,7	—15,0	—18,2	—21,5	—24,8	—28,0
0,4	—1,6	—5,6	—9,5	—14,5	—17,4	—21,4	—25,4	—29,4
0,5	3,0	—0,8	—4,6	—8,5	—12,3	—16,1	—19,9	—23,8
0,6	5,7	2,8	—0,1	—2,9	—5,8	—8,7	—11,6	—14,4
0,7	5,5	3,8	2,1	0,4	—1,3	—3,0	—4,7	—6,4
0,8	3,6	2,8	2,0	1,1	0,3	—0,5	—1,3	—2,2
0,9	1,5	1,2	0,9	0,6	0,3	0	—0,3	—0,6
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0

Продолжение табл. 24

$z=\frac{x}{L}$	Значения функции $F'(z)$ (безразмерная) для полумульды по падению пласта при							
	$B=0$	$B=1$	$B=2$	$B=3$	$B=4$	$B=5$	$B=6$	$B=7$
$n=0{,}7$								
0	—6,6	—6,6	—6,6	—6,6	—6,6	—6,6	—6,6	—6,6
0,1	—6,5	—7,8	—9,1	—10,5	—11,8	—13,1	—14,4	—15,7
0,2	—5,8	—8,3	—10,9	—13,5	—16,0	—18,6	—21,1	—23,7
0,3	—3,5	—7,1	—10,6	—14,1	—17,6	—21,1	—24,7	—28,2
0,4	0,1	—3,8	—7,6	—11,5	—15,4	—19,3	—23,2	—27,0
0,5	3,7	0,2	—3,3	—6,8	—10,2	—13,7	—17,2	—20,7
0,6	5,3	2,8	0,3	—2,3	—4,8	—7,3	—9,8	—12,3
0,7	4,7	3,2	1,8	0,3	—1,2	—2,7	—4,2	—5,6
0,8	3,0	2,3	1,6	0,9	0,1	—0,6	—1,3	—2,0
0,9	1,3	1,0	0,8	0,5	0,3	0	—0,3	—0,5
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0
$n\leqslant 0{,}6$								
0	—9,3	—9,3	—9,3	—9,3	—9,3	—9,3	—9,3	—9,3
0,1	—8,2	—10,0	—11,8	—13,6	—15,4	—17,2	—19,0	—20,8
0,2	—5,2	—8,4	—11,5	—14,7	—17,9	—21,0	—24,2	—27,3
0,3	—1,8	—5,6	—9,4	—13,2	—17,0	—20,8	—24,6	—28,4
0,4	2,3	—1,4	—5,1	—8,8	—12,5	—16,2	—19,9	—23,6
0,5	4,3	1,3	—1,7	—4,7	—7,7	—10,7	—13,7	—16,7
0,6	4,6	2,6	0,5	—1,6	—3,7	—5,8	—7,8	—9,9
0,7	3,7	2,4	1,2	0	—1,3	—2,5	—3,8	—5,0
0,8	2,3	1,7	1,1	0,4	—0,3	—0,9	—1,5	—2,2
0,9	1,1	0,8	0,6	0,4	0,1	—0,1	—0,4	—0,6
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0

2.41. Горизонтальные сдвижения:

а) в полумульде по простиранию

$$\xi_x = 0{,}5\, a_0\, \eta_m\, F(z_x). \qquad (22)$$

Значения функции $F(z_x)$ определяются при $B=0$ по табл. 21 и 22 в зависимости от коэффициента подработанности n_2; коэффициент a_0 определяется по табл. 15;

б) в полумульдах по падению и восстанию

$$\xi_y = 0{,}5\, a_0\, \eta_m\, F(z_y). \qquad (23)$$

Значения функции $F(z_y)$ определяются по табл. 21 и 22 в зависимости от параметра $B=\frac{P}{a_0}$ и коэффициента подработанности n_1; P находится по формуле

$$P = \operatorname{tg}\alpha - \frac{h+h_м}{H_{ср}} \geqslant 0. \qquad (24)$$

2.42. Горизонтальные деформации:

а) в полумульде по простиранию

$$\varepsilon_x = 0{,}5\, a_0\, \frac{\eta_m}{L_2}\, F'(z_x). \qquad (25)$$

Значения функции $F'(z_x)$ определяются при $B=0$ по табл. 23 и 24 в зависимости от коэффициента подработанности n_2, коэффициент a_0 находится по табл. 15;

б) в полумульдах по падению и восстанию:

$$\varepsilon_y = 0{,}5\, a_0\, \frac{\eta_m}{L_1}\, F'(z_y);$$

$$\varepsilon_y = 0{,}5\, a_0\, \frac{\eta_m}{L_2}\, F'(z_y). \qquad (26)$$

Значения функции $F'(z_y)$ определяются по табл. 23 и 24 в зависимости от параметра $B=\frac{P}{a_0}$ и коэффициента подработанности n_1.

При неполной подработке ($n\leqslant 0{,}9$) горизонтальные деформации в точке максимального оседания определяются по средней длине полумульды

$$L_{ср}=0{,}5\ (L_1+L_2). \qquad (27)$$

Сдвижения и деформации в точках сечений мульды сдвижения, параллельных главным сечениям (рис. 9)

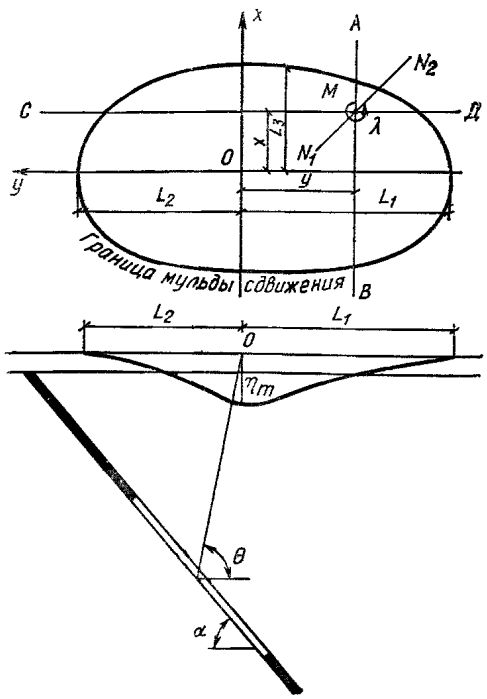


Рис. 9. Схема расположения координатных осей при расчете сдвижений и деформаций земной поверхности в заданном направлении

AB — сечение мульды сдвижения, параллельное главному сечению по простиранию пласта; *СД* — то же, вкрест простирания пласта; N_1, N_2 — сечение мульды сдвижения в произвольном направлении по отношению к простиранию пласта

2.43. Оседание в точке *M*

$$\eta_{xy}=\eta_m S(z_x)\ S(z_y), \qquad (28)$$

где $S(z_x)$ — функция типовой кривой оседания, зависящая от переменной $z_x=\frac{x}{L_s}$;

$S(z_y)$ — функция типовой кривой оседания, зависящая от переменной $z_y=\frac{y}{L_1}$ или $z_y=\frac{y}{L_2}$;

X — абсцисса рассматриваемой точки — расстояние от оси y (главное сечение вкрест простирания пласта) до параллельного ей сечения *CD*, проходящего через точку *M*;

y — ордината рассматриваемой точки — расстояние от оси X (главное сечение по простиранию пласта) до параллельного ей сечения *AB*, проходящего через точку *M*.

Оси координат располагаются в плане следующим образом. Начало координат принимается в точке пересечения главных сечений мульды сдвижения по простиранию и вкрест простирания пласта, проходящих через точку максимального оседания при неполной подработке или начало плоского дна при полной подработке. Ось *X* совпадает с главным сечением мульды по простиранию и направлена по простиранию пласта, ось *У* совпадает с главным сечением мульды вкрест простирания и направлена в сторону восстания пласта.

Значения функций $S(z_x)$ и $S(z_y)$ определяются по табл. 20 в зависимости от коэффициентов подработанности n_1 и n_2.

2.44. Наклоны в точке *M*:

а) по простиранию пласта (сечение *AB*)

$$i_{xy}=i_x S(z_y), \qquad (29)$$

где i_x — наклоны в главном сечении мульды по простиранию пласта, определяемые по формуле (18);

б) вкрест простирания пласта (сечение *CD*)

$$i_{yx}=i_y S(z_x), \qquad (30)$$

где i_y — наклоны в главном сечении мульды сдвижения вкрест простирания, определяемые по формулам (19).

Значения z_x и z_y определяются в соответствии с п. 2.38.

2.45. Кривизна в точке *M*:

а) по простиранию пласта

$$K_{xy}=K_x S(z_y), \qquad (31)$$

где K_x — кривизна в главном сечении мульды сдвижения по простиранию пласта, определяемая по формуле (20);

б) вкрест простирания пласта

$$K_{yx}=K_y S(z_x), \qquad (32)$$

где K_y — кривизна в главном сечении мульды сдвижения вкрест простирания пласта, определяемая по формулам (21).

2.46. Горизонтальные сдвижения:

а) по простиранию пласта

$$\xi_{xy}=\xi_x S(z_y), \qquad (33)$$

где ξ_x — горизонтальные сдвижения в главном сечении мульды по простиранию, определяемые по формуле (22);

б) вкрест простирания пласта

$$\xi_{yx}=\xi_y S(z_x), \qquad (34)$$

где ξ_y — горизонтальные сдвижения в главном сечении мульды вкрест простирания, определяемые по формуле (23).

2.47. Горизонтальные деформации:

а) по простиранию пласта

$$\varepsilon_{xy}=\varepsilon_x S(z_y), \qquad (35)$$

где ε_x — горизонтальные деформации в главном сечении мульды по простиранию, определяемые по формуле (25);

б) вкрест простирания пласта

$$\varepsilon_{yx}=\varepsilon_y S(z_x), \qquad (36)$$

где ε_y — горизонтальные деформации в главном сечении мульды вкрест простирания пласта, определяемые по формулам (26).

Сдвижения и деформации в точках сечений мульды сдвижения, не параллельных главным сечениям (рис. 9)

2.48. Сдвижения и деформации в сечениях, не параллельных главным, определяются при установлении мер охраны сооружений, имеющих большую протяжен-

ность и расположенных диагонально относительно простирания (падения) пласта (трубопроводы различного назначения, железные дороги, цехи промышленных предприятия, мосты и др.).

2.49. При расчете знаки сдвижений и деформаций определяются в соотвествии со знаками входящих в них параметров и функций.

Начало координат и направления осей показаны на рис. 10. Значения функции $F(z_x)$ при $B=0$ принимаются отрицательными на участке, где $x>0$, и положительными на участке, где $x<0$. Значения функций $F(z_y)$

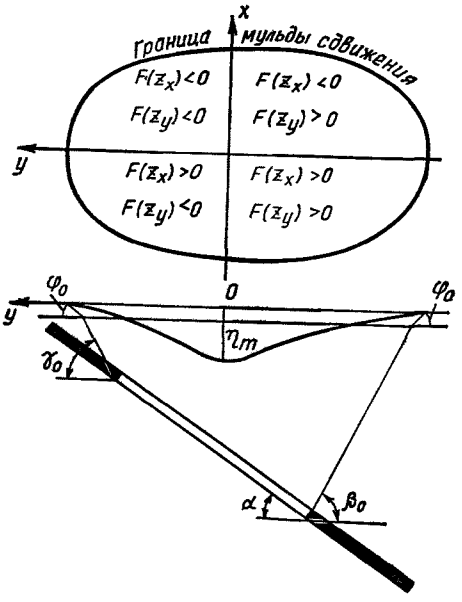


Рис. 10. Схема для определения знаков функций $F(Z_x)$ и $F(Z_y)$ при расчете скашивания

при $B=0$ принимаются отрицательными в полумульде по восстанию (при $y>0$) и положительными в полумульде по падению (при $y<0$). Знаки наклонов i_x, входящих в формулы для расчетов скручиваний, и знаки горизонтальных сдвижений, входящих в формулы для расчета скашиваний, определяются в соответствии с правилами знаков наклонов и горизонтальных сдвижений в главных сечениях мульды.

2.50. Оседания в точках диагонального сечения определяются по формуле (28).

2.51. Наклоны в направлении λ

$$i_\lambda = i_{xy}\cos\lambda + i_{yx}\sin\lambda, \qquad (37)$$

где λ — угол, отсчитываемый против часовой стрелки от направления простирания до заданного направления (см. рис. 9);

i_{xy} и i_{yx} — наклоны в главном сечении мульды по простиранию и вкрест простирания пласта, определяемые по формулам (29) и (30).

2.52. Кривизна в направлении λ

$$K_\lambda = K_{xy}\cos^2\lambda + K_{yx}\sin^2\lambda + I_{xy}\sin 2\lambda, \qquad (38)$$

где K_{xy} и K_{yx} — кривизна по простиранию и вкрест простирания пласта, определяемая по формулам (31) и (32);

I_{xy} — скручивание по простиранию (вкрест простирания) пласта, определяемое в соответствии с п. 2.53.

2.53. Скручивание в направлении простирания (вкрест простирания) пласта:

а) в полумульде по восстанию

$$I_{xy} = i_x\frac{F(z_y)}{L_2}; \qquad (39)$$

б) в полумульде по падению

$$I_{xy} = i_x\frac{F(z_y)}{L_1}, \qquad (40)$$

где i_x — наклон в главном сечении мульды по простиранию, определяемый по формуле (18).

Значение функции $F(z_y)$ определяется при $B=0$ по табл. 21 и 22 по аргументу z_y.

2.54. Если длина рассматриваемого участка (объекта) l менее $0{,}2\,H_{ср}$, допускается определять средние величины наклона и кривизны для участка (объекта).

По формуле (28) определяются оседания земной поверхности в трех точках рассматриваемого участка: начальной (η_1) средней (η_2) и конечной (η_3).

Средняя величина наклона определяется по формуле

$$i = \frac{\eta_3 - \eta_1}{l}. \qquad (41)$$

Средняя величина кривизны определяется по формуле

$$K = \frac{4}{l^2}(\eta_3 - 2\eta_2 + \eta_1). \qquad (42)$$

2.55. Горизонтальные деформации в направлении линии под углом λ к простиранию

$$\varepsilon_\lambda = \varepsilon_{xy}\cos^2\lambda + \varepsilon_{yx}\sin^2\lambda + \frac{1}{2}\Delta_{xy}\sin 2\lambda, \qquad (43)$$

где ε_{xy} и ε_{yx} — горизонтальные деформации по простиранию и вкрест простирания пласта, определяемые соответственно по формулам (35) и (36);

Δ_{xy} — скашивание по простиранию (вкрест простирания) пласта, определяемое по формуле (44).

2.56. Скашивание в направлении простирания (вкрест простирания) пласта:

а) в полумульде по восстанию

$$\Delta_{xy} = \xi_x\frac{F(z_y)}{L_2} + \xi_y\frac{F(z_x)}{L_2}, \qquad (44)$$

где ξ_x — горизонтальное сдвижение земной поверхности в главном сечении мульды по простиранию, определяемое по формуле (22);

ξ_y — горизонтальное сдвижение земной поверхности в главном сечении мульды вкрест простирания, определяемое по формуле (23).

Значения функций $F(z_x)$ и $F(z_y)$ определяются при $B=0$ по табл. 21 и 22 по аргументам соответственно z_x и z_y;

б) в полумульде по падению

$$\Delta_{xy} = \xi_x\frac{F(z_y)}{L_1} + \xi_y\frac{F(z_x)}{L_2}. \qquad (45)$$

Значения функций $F(z_y)$ и $F(z_x)$ определяются так же, как в п. 2.56.

Г. Расчет сдвижений и деформаций от ранее пройденных выработок (рис. 11)

2.57. Сдвижения и деформации от ранее пройденных (до начала строительства охраняемых сооруже-

ний) выработок учитываются только для месторождений, относящихся к VI—IX группам.

Расчет сдвижений и деформаций выполняется для выработок, попавших в зону влияния от действующей выработки и являющихся смежными с ней или расположенными в вышележащем пласте. Если в зону влияния попадает неотработанный участок вышележащего пласта, то расчет деформаций производится от выработки в следующем пласте, расположенном над этим участком.

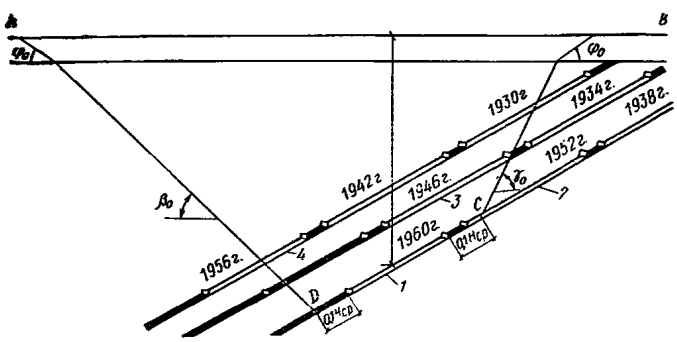


Рис. 11. Схема к расчету сдвижений и деформаций от ранее пройденных выработок

ABCD — зона влияния от действующей выработки; *1* — действующая выработка; *2* — выработка в рассматриваемом пласте, попавшая в зону влияния; *3* — выработка в вышележащем пласте, попавшая в зону влияния; *4* — выработка над неотработанным участком вышележащего пласта, попавшая в зону влияния

2.58. Зона влияния от действующей выработки определяется на разрезах по простиранию и вкрест простирания пласта линиями, проведенными под соответствующими граничными углами от точек, отстоящих от границ действующей выработки на расстоянии 0,1 $H_{ср}$ ($H_{ср}$ — глубина до середины выработки).

2.59. Сдвижения и деформации от ранее пройденных смежных выработок в рассматриваемом пласте и ранее пройденных выработок в вышележащих пластах рассчитываются следующим образом:

а) исходные параметры для расчетов определяются в соответствии с разделом Б без учета выработок в других пластах и смежных в данном пласте;

б) максимальное оседание определяется по формуле

$$\eta_m = (1 - q_0)\, m \cos\alpha\, N_1 N_2, \qquad (46)$$

где N_1 и N_2 определяется по табл. 16 при $\Delta_1 = \Delta_2 = 0$.

Сдвижения и деформации в точках мульды от ранее пройденной выработки рассчитываются по методике, приведенной в разделе В. Для определения размеров полумульд граничные углы строятся от фактических границ выработки.

2.60. Сдвижения и деформации от ранее пройденных выработок суммируются со сдвижениями и деформациями от действующих выработок.

Примечания: 1. Расчеты сдвижений и деформаций от ранее пройденных смежных выработок в рассматриваемом пласте и ранее пройденных выработок в вышележащих пластах производятся только один раз.

2. При повторной подработке сооружений для выработок, от которых были рассчитаны сдвижения и деформации как от действующих, вышеуказанные расчеты не производятся.

Д. Расчет ожидаемых сдвижений и деформаций, вызванных сдвижением пород по напластованию (рис. 12)

2.61. Сдвижения и деформации горного массива и земной поверхности, вызванные сдвижением пород по напластованию, возникают в области, ограниченной на разрезе вкрест простирания выходом разрабатываемого пласта под наносы и линией, проведенной по

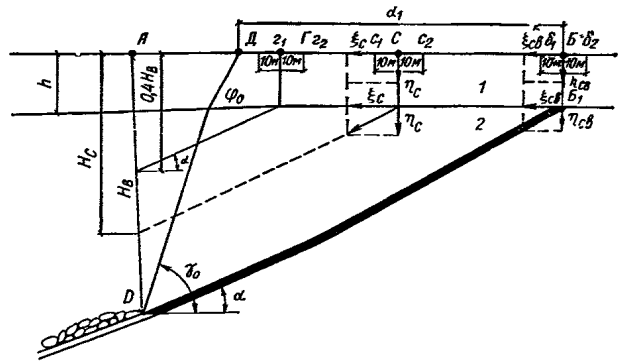


Рис. 12. Схема к расчету сдвижений и деформаций земной поверхности под влиянием сдвижений пород по напластованию

1 — наносы; *2* — коренные породы

вертикали от верхней границы выработки (зона Д Б), и происходят по наиболее слабым контактам, которыми в первую очередь являются контакты вмещающих пород с угольными пластами (отработанными и неотработанными, любой мощности).

Сдвижения пород по напластованию возникают при следующих условиях:

$$\text{а)}\ 60^\circ > \alpha > \rho^1;$$

$$H_в \leqslant K_c \sqrt[3]{d_1 (h + h_м)(n+1)}$$

при $\eta_m > 250$ мм,

где ρ^1 — угол внутреннего трения по наиболее слабым контактам, при отсутствии данных полевых испытаний разрешается принимать $\rho^1 = 13^\circ$;

$H_в$ — глубина верхней границы выработки рассматриваемого пласта;

K_c — определяется по табл. 25;

h — мощность наносов;

$h_м$ — мощность горизонтально залегающих мезозойских отложений, не являющихся коренными породами. Если суммарная мощность $(h+h_м)$ менее 5 м или более 20 м, то принимается $h = 20$ м;

n — количество ранее отработанных и проектируемых к отработке пластов, предшествующих разработке рассматриваемого пласта;

d_1 — отрезок *ДБ*.

Таблица 25

α, град	14	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Значения коэффициента K_c	3,2	6,6	9,0	11,2	13,1	15,0	17,2	19,7	22,6	26,0

Расчеты сдвижений и деформаций, вызванных сдвижениями по напластованию, выполняются при α от 13 до 60°.

2.62. Оседание земной поверхности над выходом разрабатываемого пласта под наносы (точка *Б*)

$$\eta_{св} = \frac{K_\alpha}{H_в} \leqslant 0{,}15\,\eta_m, \qquad (47)$$

где K_α — коэффициент, определяемый по табл. 26 в зависимости от группы месторождения и угла падения пласта;

$H_в$ — глубина от земной поверхности до верхней границы выработки, м;

η_m — максимальное оседание земной поверхности от рассматриваемой выработки (или выработок в пределах рассматриваемого пласта), определяемое по формуле (11).

Таблица 26

Группа	Значения коэффициента $K\alpha$, м², при α, град									
	14	20	25	30	35	40	45	50	55	60
I—VI	0,10	0,62	1,24	1,85	2,47	3,08	3,91	4,94	6,17	7,73
VII—VIII	0,09	0,54	1,08	1,62	2,16	2,70	3,42	4,32	5,40	6,75
IX	0,08	0,46	0,91	1,36	1,83	2,28	2,88	3,64	4,55	5,70

2.63. Оседание земной поверхности над выходом под наносы наиболее слабых контактов и неотработанных или ранее отработанных угольных пластов (точка *С*), залегающих выше рассматриваемого пласта:

$$\eta_c = \frac{0{,}8\,\eta_{св}}{\frac{H_c}{H_в} - 0{,}3} \leqslant 0{,}3\,\eta_m, \qquad (48)$$

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 $H_c = 0{,}4H_в$.

2.64. Оседание поверхности в точке $Г (H_г = 0{,}4\ H_в)$.

$$\eta_г = 8\ \eta_{св} \leqslant 0{,}3\,\eta_m. \qquad (49)$$

Оседание в точке *А* принимается равным оседанию в точке *Г*

$$\eta_A = \eta_г.$$

2.65. Оседания в точках на участке *АБ*, вызванные сдвижением пород по напластованию, определяются по кривой, построенной по величинам оседаний в точках *Б*, *С*, *Г* и *А*.

2.66. Горизонтальные сдвижения поверхности над выходом разрабатываемого пласта под наносы (точка *Б*)

$$\xi_{св} = \eta_{св}\ \mathrm{ctg}\ \alpha. \qquad (50)$$

2.67. Горизонтальные сдвижения поверхности над выходами под наносы наиболее слабых контактов ранее отработанных и неотработанных угольных пластов, расположенных выше разрабатываемого пласта:

$$\xi_c = \eta_c\ \mathrm{ctg}\ \alpha. \qquad (51)$$

2.68. Горизонтальное сдвижение в точках *Г* и *А*

$$\xi_г = \xi_A = \eta_г\ \mathrm{ctg}\ \alpha. \qquad (52)$$

2.69. Горизонтальные сдвижения в точках на участке *КБ*, вызванные сдвижением пород по напластованию, определяются по кривой, построенной по величинам горизонтальных сдвижений в точках *Б*, *С*, *Г* и *А*.

2.70. Горизонтальные деформации поверхности над выходом разрабатываемого пласта под наносы (участок $б_1$, $б_2$);

$$\varepsilon_{св} = \frac{\xi_{св}}{50\ м}\left(1 + \frac{h + h_м}{10\ м}\right) \text{ при } 15\ м > h + h_м \geqslant 5\ м;$$

$$\varepsilon_{св} = \frac{\xi_{св}}{10\ м}\left(\frac{h + h_м}{10\ м} - 1\right) \text{ при } 20\ м > h + h_м \geqslant 15\ м; \qquad (53)$$

$$\varepsilon_{св} = \frac{\xi_{св}}{10\ м} \text{ при } h + h_м \geqslant 20\ м \text{ или } h + h_м < 5\ м.$$

2.71. Горизонтальные деформации поверхности над выходами под наносы наиболее слабых контактов ранее отработанных и неотработанных угольных пластов, расположенных выше разрабатываемого пласта (участок c_1, c_2), определяются по формулам (53), в которых вместо $\xi_{св}$ используется разность $\xi_c - \xi_{св}$.

2.72. Горизонтальные деформации на участке $г_1$ и $г_2$ определяются по формулам (53), в которых вместо $\xi_{св}$ используется разность $\xi_г - \xi_c$.

2.73. В том случае, когда положение наиболее слабых контактов в массиве неизвестно, горизонтальные деформации ε на участке $Гб_1$ принимаются одинаковыми и определяются по формулам (53), в которых вместо $\xi_{св}$ принимается значение ξ, определяемое по формуле

$$\xi = \frac{30\ (\xi_г - \xi_{св})}{H_в\ \mathrm{ctg}\ \alpha}. \qquad (54)$$

2.74. На участке *АД* величины оседаний, горизонтальных сдвижений и горизонтальных деформаций рассчитываются в соответствии с указаниями раздела *В* (по сглаженным кривым). При расчете используются большие из значений, полученных указанным способом и путем расчета сдвижений и деформаций от влияния подвижек по напластованию (пп. 2.65, 2.69—2.73).

2.75. Высота уступов над выходом разрабатываемого пласта под наносы (точка *Б*)

$$h_y = \eta_{св}. \qquad (55)$$

Высота уступов над выходами вышележащих неотработанных или ранее отработанных пластов и слабых контактов (точка *С*)

$$h_y = \eta_c - \eta_{св}. \qquad (56)$$

2.76. В том случае, когда положение слабых контактов, по которым происходит сдвижение по напластованию, неизвестно, высота уступов на участке *БГ* принимается постоянной и определяется по формуле

$$h_y = \frac{30\ (\eta_г - \eta_{св})}{H_в\ \mathrm{ctg}\ \alpha}. \qquad (57)$$

2.77. При разработке свиты пластов сдвижения и деформации земной поверхности, вызванные сдвижением пород по напластованию, определяются от каждого разрабатываемого пласта в отдельности. Суммарные сдвижения и деформации определяются путем алгебраического сложения сдвижений и деформаций, вызванных влиянием каждого из пластов.

Е. Расчет сдвижений и деформаций при разработке свиты пластов с границами выработок, расположенных в одной плоскости

2.78. Если границы очистных выработок в свите пластов расположены в одной плоскости, проведенной под соответствующими углами сдвижения (например, у

предохранительного целика и т. п.), то границы полумульд определяются следующим образом.

Все разрабатываемые пласты разделяются на группы таким образом, чтобы расстояния по нормали между вышележащими и нижележащими пластами в каждой группе не превышали $0{,}2H_в$, где $H_в$ — глубина нижней (верхней) границы выработки в верхнем пласте группы. Границы полумульды от выемки пласта, разрабатываемого в каждой группе первым, определяются в соответствии с указаниями п. 2.37 настоящего руководства. Для второго и последующего пластов вместо граничных углов β_0, γ_0 и δ_0 используются углы β_c, γ_c и δ_c, определяемые по формулам (58):

$$\begin{aligned}\beta_c &= \beta_0 + \Delta;\\ \gamma_c &= \gamma_0 + \Delta;\\ \delta_c &= \delta_0 + \Delta.\end{aligned} \qquad (58)$$

Значения поправок определяются по табл. 27 в зависимости от количества ранее отработанных пластов n в рассматриваемой группе.

Таблица 27

n	1	2	3 и более
Δ, град.	2	3	4

Ж. Определение ожидаемой высоты уступов в полумульде по падению при разработке свиты пластов при $\alpha > 35°$

2.79. Образование уступов возможно на участках, подрабатываемых свитой пластов при $\alpha > 35°$, ограниченных на разрезах вкрест простирания линиями выходов на земную поверхность плоскостей, проведенных под углом β_0 и углом максимального оседания θ. При этом уступы могут возникать в условиях отработки двух и более пластов, вызывающих наложения деформаций растяжения в полумульде по падению.

Местоположение уступов в плане устанавливается либо трассировкой их с соседних участков шахтного поля, на которых они образовались во время очистных работ, либо инструментальными или визуальными наблюдениями. В остальных случаях допускается, что уступы могут возникнуть в любом месте полумульды по падению.

2.80. При трассировке уступов необходимо учитывать изменение рельефа местности. Расстояние между уступами в этом случае исправляется на величину Δb, определяемую по формуле

$$\Delta b = \pm \Delta h \operatorname{ctg} \alpha, \qquad (59)$$

где Δh — изменение разности высотных отметок между зафиксированными уступами и определенными путем трассирования, м;

α — угол падения коренных пород у выхода на земную поверхность или под наносы.

Увеличение расстояния, соответствующее знаку (+) в формуле (59), происходит тогда, когда возрастает угол наклона земной поверхности в направлении, совпадающем с падением пластов. В противном случае происходит уменьшение этого расстояния.

При прямолинейном простирании пластов трассировку уступов можно производить на расстояние до 300 м, в остальных случаях — до 200 м, с учетом изменения простирания пластов.

Примечание. При трассировке уступа возможно отклонение в пределах 2% (±2 м на 100 м трассировки), что должно учитываться при размещении зданий между уступами.

2.81. В том случае, когда наличие обратных уступов достоверно установлено, ожидаемая высота уступа при известном положении горных работ рассчитывается по формуле

$$h_y = 10\, C_2\, l_y\, i_z \left(\frac{\alpha}{\rho} - 0{,}6\right)^2 \leqslant 0{,}3\, \eta_m, \qquad (60)$$

где l_y — расстояние между уступами (определяется из наблюдений или принимается равным 30 м);

i_z — наибольшая величина ожидаемого наклона в районе уступа, определяемая по расчету на различные стадии отработки пластов;

α — угол падения пластов;

ρ — радиан (57°);

c_2 — коэффициент, учитывающий влияние свойств горных пород и определяемый по табл. 28 в зависимости от группы месторождения.

Таблица 28

Группа месторождений	I—V	V	VI	VII	VIII—IX
Коэффициенты C_2	1,2	1,0	0,8	0,5	0,3

2.82. Величина раскрытия трещины в районе уступа

$$d = (\varepsilon - 4{,}10^{-3})\, l_y, \qquad (61)$$

где ε — ожидаемая деформация растяжения на интервале, где возможно возникновение уступа, определяемая в соответствии с указаниями раздела В. При выемке нескольких пластов для определения d используются суммарные деформации $\Sigma\varepsilon$;

l_y — то же, что и в п. 2.81.

2.83. Наклон на участке между уступами i_y

$$i_y = i_z + \frac{h_y}{l}. \qquad (62)$$

РАСЧЕТ СДВИЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ ПРИ НАЛИЧИИ СДВИЖЕНИЯ ПОРОД ЛЕЖАЧЕГО БОКА

А. Подготовка исходных горно-геологических данных и порядок расчета

2.84. Перед началом расчета сдвижений и деформаций строится геологический разрез вкрест простирания, проходящий через рассматриваемую площадку.

На разрез наносятся все ранее пройденные и проектируемые очистные выработки с датами их прохождения. В тех случаях, когда в пределах подрабатываемой площади изменяются горно-геологические условия подработки, необходимо построить несколько разрезов вкрест простирания пластов.

На геологическом разрезе вкрест простирания по данным ближайшей скважины фиксируется наличие пластов песчаников и известняков мощностью более 15 м. Расчет сдвижений и деформаций производится от всех проектируемых очистных выработок, а также от ранее пройденных выработок, вызывающих активизацию процесса сдвижения. Зона влияния определяется плоскостями, проведенными под углами β_0 и β_{01}, от-

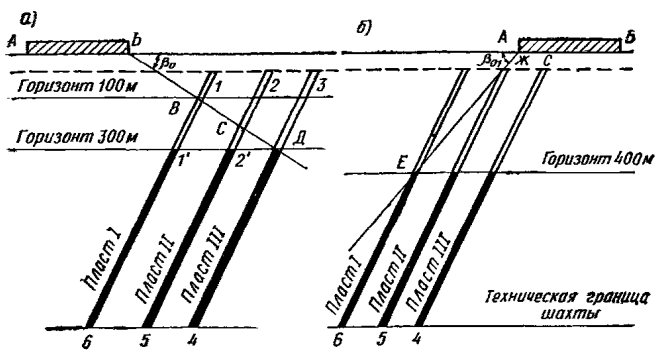


Рис. 13. Определение границ зоны влияния подземных разработок свиты пластов при $\alpha > \alpha_п$ на участок поверхности $АБ$

а — в висячем боку: *6—В* — границы влияния от выработок в пласте I; *5—С* — то же, в пласте II; *4—Д* — то же, в пласте III; *1—1'*; *2—2'* — выработки, частично попавшие в зону влияния; *б* — в лежачем боку: *6—Е* — границы влияния выработок в пласте I; *5—Ж* — то же, в пласте II; *4—С* — то же, в пласте III

границ площадки, для которой производится расчет (рис. 13). Если в зону влияния попадает часть выработки, то сдвижения и деформации определяются от всей выработки.

2.85. Расчет сдвижений и деформаций выполняется только для участков мульды, расположенных за пределами зон провалов и крупных трещин с уступами (террас).

За границы зоны возможных провалов на земной поверхности принимаются на плане:

а) по простиранию — границы очистной выработки;

б) со стороны лежачего бока — линия, проведенная от выхода почвы пласта под наносы на расстоянии, равном $d_л = h \operatorname{ctg} \varphi$, но не менее 15 м, где h — мощность наносов; φ — угол сдвижения в наносах, определяемый по действующим нормативным документам по охране зданий и сооружений от влияния горных разработок;

в) со стороны висячего бока — линия, проведенная от выхода кровли пласта под наносы на расстоянии $d_в$ (но не менее 20 м), рассчитываемом при разработке пластов с углом падения α менее 75° по формуле

$$d_в = H_к \operatorname{ctg} \alpha \qquad (63)$$

и более 75° по формуле

$$d_в = H_к \operatorname{ctg} \alpha + \frac{(\alpha - 75^0)\, h \operatorname{ctg} \varphi}{15^0}, \qquad (64)$$

где $H_к$ — мощность коренных пород по вертикали над нижней границей выработки; если $H_к$ превышает 35 m при $m < 3{,}5$ м или 120 м при $m \geqslant 3{,}5$ м, то принимается соответственно равной 35 m, или 120 м.

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.

Б. Определение исходных параметров сдвижения

2.86. Границы мульды сдвижения (рис. 1,в) определяются:

а) со стороны висячего бока — углом β_0, вычисленным по формуле

$$\beta_0 = \beta - 5^0,$$

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_{01}, определяемым по табл. 29.

Таблица 29

α	50	55—80	85	90
β_{01}	35	40	35	25

Примечания: 1. При $\beta_{01} > \beta_1 - 5°$, где β_1 — угол сдвижения в лежачем боку, определяемый по действующим Правилам охраны сооружений, β_{01} принимается равным $\beta_1 - 5°$.

2. Для Кизеловского бассейна, когда в пределах зоны сдвижения в породах лежачего бока залегают слои песчаников и известняков мощностью $M > 30$ м, угол сдвижения β_{01} увеличивается на 5°.

3. Промежуточные значения углов β_{01} определяются интерполяцией.

2.87. Длины полумульд L_1 и L_2 для расчетов оседаний и наклонов определяются углами β_0, β_{01} и θ (рис. 1,*в*).

Для расчета горизонтальных сдвижений и горизонтальных деформаций мульда сдвижения разделяется на четыре части — $L_{в1}$, $L_{в2}$, $L_{л1}$, $L_{л2}$ плоскостями, проведенными под углами $\theta_в$, $\theta_л$, β_0 и β_{01}, 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 $\theta_в$ (в висячем боку) и $\theta_л$ (в лежачем боку).

2.88. Угол максимального оседания θ определяется по формуле

$$\theta = \theta_1 + K_2 (90^0 - \alpha), \qquad (65)$$

где θ_1 — угол, определяемый по табл. 30, град;

K_2 — коэффициент, определяемый по табл. 31 в зависимости от процентного содержания (C) слоев песчаников и известняков мощностью более 15 м в толще пород висячего бока, затронутой сдвижением. Размер толщи, затронутой сдвижением, определяется длиной мульды сдвижения на земной поверхности.

Таблица 30

Бассейны, месторождения	Значения угла θ_1 при α, град			
	60	70	80	90
Челябинский бассейн, бассейны и месторождения I—IV групп	55	60	75	90
Кузнецкий, Сучанский (Старый Сучан) и другие бассейны (кроме Донецкого), месторождения V—VII групп	40	50	70	90
Донецкий, Печорский, Сучанский (Северный Сучан) бассейны, месторождения Средней Азии (кроме Ленгерского и Кызыл-Кийского) и другие бассейны и месторождения VIII и IX групп	30	45	70	90

Примечание. Промежуточные значения θ_1 определяются интерполяцией.

Таблица 31

Бассейны, месторождения	Значения коэффициента K_2 (безразмерная) при C, %				
	до 20	30	40	50	60 и более
Кузнецкий, Сучанский (Старый Сучан) и другие бассейны (кроме Донецкого), месторождения V—VII групп	0,1	0,2	0,25	0,3	0,5
Донецкий, Печорский, Сучанский (Северный Сучан) бассейны, месторождения Средней Азии (кроме Ленгерского и Кызыл-Кийского) и другие бассейны и месторождения VIII и IX групп	0,3	0,3	0,4	0,5	0,9

Примечания: 1. Для Челябинского бассейна и бассейнов I—IV групп принимается $K_2=0$.

2. Промежуточные значения коэффициента K_2 определяются интерполяцией.

2.89. Угол максимального горизонтального сдвижения в висячем боку $\theta_в$ определяется по табл. 32 в зависимости от угла максимального оседания θ.

Таблица 32

θ	$\leqslant 60$	70	75	80	85	90
$\theta_в$	0	65	70	75	70	60

Примечание. Промежуточные значения $\theta_в$ определяются интерполяцией.

2.90. Угол максимального горизонтального сдвижения в лежачем боку $\theta_л$ определяется по табл. 33 в зависимости от угла падения α.

Таблица 33

α	50	60	70	80 и более
$\theta_л$	40	50	55	60

Примечание. Промежуточные значения $\theta_л$ определяются интерполяцией.

В. Расчет сдвижений и деформаций от одной очистной выработки

2.91. Максимальное оседание земной поверхности при отсутствии провалов и крупных трещин с уступами (террас) определяется по формуле

$$\eta_m = K_3 m \sqrt{n_1 n_2}, \qquad (66)$$

где n_1 и n_2 — коэффициенты (не более 1), определяемые по формулам:

$$n_1 = 0{,}7 \frac{Д_1}{H_{ср}};$$

$$n_2 = 0{,}7 \frac{Д_2}{H_{ср}}; \qquad (67)$$

где $Д_1$ и $Д_2$ — размеры очистной выработки соответственно вкрест простирания и по простиранию пласта, м;

K_3 — коэффициент (безразмерный), определяемый по табл. 34.

Таблица 34

α, град	$\alpha_п<\alpha<60°$	60	70	80	90
K_3	$0{,}8\cdot\cos\alpha$	0,40	0,35	0,30	0,40

Примечание. Промежуточные значения коэффициента K_3 определяются интерполяцией.

При выемке пластов угля с применением закладки, доставляемой извне, вместо вынимаемой мощности пласта m в расчетах используется эффективная мощность $m_э$, определяемая в соответствии с указаниями п. 2.35.

2.92. Максимальное оседание на границе зоны провалов и крупных трещин с уступами определяется по формулам:

со стороны висячего бока

$$\eta_{m_1} = \eta_m S(z_в);$$

со стороны лежачего бока

$$\eta_{m_2} = \eta_m S(z_л), \qquad (68)$$

где $S(z_в)$ и $S(z_л)$ — значения функции $S(z)$, определяемые по табл. 35 в зависимости от отношения глубины верхней границы рассматриваемой

Таблица 35

z	Значения функций $S(z)$, $S'(z)$, $F(z)$ и $F'(z)$ (безразмерная) при							
	$\frac{H_в}{m}<8$		$8<\frac{H_в}{m}<20$		$\frac{H_в}{m}>20$		$\frac{H_в}{m}>15$	
	$S(z)$	$S'(z)$	$S(z)$	$S'(z)$	$S(z)$	$S'(z)$	$F(z)$	$F'(z)$
0,0	1,00	0	1,00	0	1,00	0	1,00	0
0,1	0,32	2,6	0,96	0,8	0,98	0,5	0,97	0,2
0,2	0,17	1,0	0,83	2,2	0,90	1,0	0,93	0,4
0,3	0,09	0,6	0,52	3,2	0,77	1,6	0,88	0,6
0,4	0,05	0,4	0,30	1,5	0,58	2,0	0,81	0,8
0,5	0,04	0,25	0,20	0,9	0,39	1,9	0,71	1,0
0,6	0,03	0,15	0,12	0,6	0,22	1,4	0,60	1,2
0,7	0,02	0,07	0,07	0,4	0,10	0,9	0,47	1,4
0,8	0,01	0,03	0,03	0,3	0,04	0,4	0,32	1,6
0,9	0,005	0,01	0,01	0,2	0,01	0,2	0,17	1,7
1,0	0	0	0	0	0	0	0	1,8

Примечание. Промежуточные значения функций $S(z)$, $S'(z)$, $F(z)$ и $F'(z)$ определяются интерполяцией.

выработки $H_в$ к вынимаемой мощности $m(\frac{H_в}{m})$ и аргументов:

$$z_в = \frac{x_в}{L_1};$$

$$z_л = \frac{x_л}{L_2}. \quad (69)$$

Здесь $x_в$ — 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.

2.93. Максимальное горизонтальное сдвижение при отсутствии провалов и крупных трещин с уступами определяется по формулам:

а) со стороны висячего бока

$$\xi_1 = K_\alpha \eta m, \quad (70)$$

где K_α — коэффициент, определяемый по табл. 36 в зависимости от отношения размера целика по падению l_1, оставленного у выхода пласта под наносы, к соответствующему размеру выработанного пространства по падению $Д_1$;

Таблица 36

$\frac{l_1}{Д_1}$	Вынимаемая мощность пласта m, м	Значения коэффициента K_α (безразмерная) при α, град			
		до 70	75	80	90
До 0,1	$\geqslant 5$	1,5	1,4	1,2	1,0
	<5	1,0	1,0	1,0	0,8
$\geqslant 0{,}3$	$\geqslant 5$	0,8	0,6	0,4	0,4
	<5	0,5	0,4	0,3	0,3

Примечание. Промежуточные значения K_α определяются интерполяцией.

б) со стороны лежачего бока

$$\xi_2 = -K_л K_\alpha \eta m, \quad (71)$$

где $K_л$ — коэффициент (безразмерный), определяемый по табл. 37.

Таблица 37

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

Примечание. Промежуточные значения $K_л$ определяются интерполяцией.

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

а) со стороны висячего бока

$$\xi_{п_1} = \xi_1 S_1(z); \quad (72)$$

б) со стороны лежачего бока

$$\xi_{п_2} = \xi_2 S_2(z), \quad (73)$$

где $S_1(z)$ и $S_2(z)$ — максимальные значения функции $S(z)$ соответственно на участках $L_{в_1}$ и $L_{л_2}$ за пределами зоны провалов и крупных трещин с уступами, определяемые по табл. 35 в зависимости от отношения $\frac{H_в}{m}$;

ξ_1 и ξ_2 — величины сдвижений, определяемые по формулам (70) и (71).

2.95. Если суммарная мощность монолитных песчаников и известняков в пределах зоны сдвижения висячего бока более чем в два раза превышает мощность соответствующих пород в зоне сдвижения лежачего бока, то деформации в породах висячего бока умножаются на коэффициент $K_{п_1}$, а в породах лежачего бока — на коэффициент $K_{п_2}$.

В тех случаях, когда суммарная мощность монолитных песчаников и известняков в пределах зоны сдвижения лежачего бока более чем в два раза превышает мощность соответствующих пород в зоне сдвижения висячего бока, то деформации в породах висячего бока умножаются на коэффициент $K_{п_2}$, а в породах лежачего бока — на коэффициент $K_{п_1}$.

Коэффициенты $K_{п_1}$ и $K_{п_2}$ (безразмерные) определяются по табл. 38.

Примечание. Коэффициенты $K_{п_1}$ и $K_{п_2}$ применяются только тогда, когда разрабатываются пласты, над выходами которых образуются провалы. При этом в расчет принимаются только слои песчаников и известняков мощностью более 30 м.

Таблица 38

α, град	>60	70	80	90
$K_{п_1}$	1,0	0,9	0,7	0,5
$K_{п_2}$	1,0	1,2	1,6	2,0

Примечание. Промежуточные значения коэффициентов $K_{п_1}$ и $K_{п_2}$ определяются интерполяцией.

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

а) со стороны висячего бока

$$i_1 = \frac{\eta m}{L_1} S_1'(z); \quad (74)$$

б) со стороны лежачего бока

$$i_2 = -\frac{\eta m}{L_2} S_2'(z), \quad (75)$$

где $S_1'(z)$ и $S_2'(z)$ — максимальные значения функции $S'(z)$ соответственно на участках L_1 и L_2 за пределами зоны провалов и крупных трещин с уступами, определяемые по табл. 35 в зависимости от отношения $\frac{H_в}{m}$.

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

а) на участке $L_{в_1}$

$$\varepsilon_{в_1} = \frac{\xi_1}{L_{в_1}} S'_в(z); \qquad (76)$$

б) на участках $L_{в_2}$ и $L_{л_1}$ (при $\frac{H_в}{m} \geqslant 15$)

$$\varepsilon_{в_2} = \varepsilon_{л_1} = -1{,}8\,\frac{\xi_1 - \xi_2}{L_{в_2} + L_{л_1}}; \qquad (77)$$

в) на участке $L_{л_2}$

$$\varepsilon_{л_2} = -\frac{\xi_2}{L_{л_2}} S'_л(z), \qquad (78)$$

где $S'_в(z)$ и $S'_л(z)$ — максимальные значения функции $S'(z)$ соответственно на участках $L_{в_1}$ и $L_{л_2}$ за пределами зоны провалов и крупных трещин с уступами, определяемые по табл. 35 в зависимости от отношения $\frac{H_в}{m}$.

2.98. Сдвижения и деформации в точках главного сечения мульды сдвижения определяется по формулам:

а) величины оседания

$$\eta_x = \eta_m S(z), \qquad (79)$$

где $S(z)$ — функция определяемая по табл. 35;

б) величины горизонтальных сдвижений:

на участке $L_{в_1}$

$$\xi_x = \xi_1 S(z); \qquad (80)$$

на участке $L_{л_2}$

$$\xi_x = \xi_2 (S)(z); \qquad (81)$$

на участке $L_{в_2}$ (при $\frac{H_в}{m} \geqslant 15$)

$$\xi_x = \xi_1 F(z); \qquad (82)$$

на участке $L_{л_1}$ (при $\frac{H_в}{m} \geqslant 15$)

$$\xi_x = \xi_2 F(z), \qquad (83)$$

где $F(z)$ — значения соответствующей функции, определяемые по табл. 35 в зависимости от отношения $\frac{H_в}{m}$.

в) величины наклонов:

в полумульде по падению

$$i_x = \frac{\eta_m}{L_1} S'(z); \qquad (84)$$

в полумульде по восстанию

$$i_x = -\frac{\eta_m}{L_2} S'(z), \qquad (85)$$

где $S'(z)$ определяется по табл. 35;

г) величины горизонтальных деформаций:

на участке $L_{в_1}$

$$\varepsilon_x = \frac{\xi_1}{L_{в_1}} S'(z); \qquad (86)$$

на участках $L_{в_2}$ и $L_{л_1}$ (при $\frac{H_в}{m} \geqslant 15$)

$$\varepsilon_x = -\left(\frac{\xi_1 - \xi_2}{L_{в_2} + L_{л_1}}\right) F'(z); \qquad (87)$$

на участке $L_{л_2}$

$$\varepsilon_x = \frac{\xi_2}{L_{л_2}} S'(z), \qquad (88)$$

где $S'(z)$ и $F'(z)$ — значения соответствующих функций, определяемые по табл. 35 в зависимости от отношения $\frac{H_в}{m}$.

2.99. Сдвижения и деформации по простиранию в рассматриваемой точке M' (рис. 14) принимаются равными по абсолютной величине соответствующим сдвижениям и деформациям в точке M главного сечения вкрест простирания, лежащей на одной изолинии оседания с точкой M'.

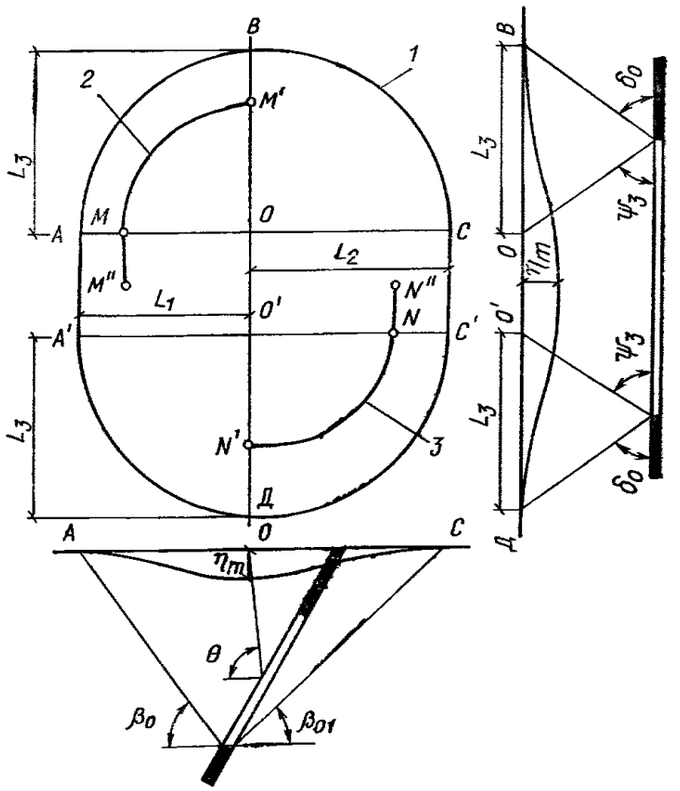


Рис. 14. Схема к расчету сдвижений и деформаций земной поверхности по простиранию пласта

1 — граница зоны влияния выработки на земной поверхности; *2* — изолиния оседания в полумульде по падению, проходящая через точку *M* в главном сечении вкрест простирания; *3* — изолиния оседания в полумульде по восстанию, проходящая через точку *N*; *AC* и *A'C'* — главные сечения мульды вкрест простирания пласта; *ВД* — главное сечение мульды по простиранию пласта

Для построения изолиний оседания на план наносится граница 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 полу-

мульд L_1 и L_3 (в полумульде по падению) или L_2 и L_3 (в полумульде по восстанию).

Длины полумульд L_1 и L_2 определяются в соответствии с указаниями пп. 2.87 и 2.88, длина полумульды L_3 определяется по простиранию при $n_2<1$ — по углам δ_0 и $\theta=90°$, а при $n_2>1$ — по углам δ_0 и ψ_3; углы δ_0 и ψ_3 принимаются по действующим нормативным документам по охране зданий и сооружений от влияния подземных разработок.

Изолинии оседаний в полумульдах по падению ($M'MM''$) и по восстанию ($N'NN''$) строятся параллельно границе зоны влияния.

Г. Расчет сдвижений и деформаций от нескольких выработок

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

а) при ширине целиков между отрабатываемыми этажами l более $0{,}1H_ц$ (где $H_ц$ — средняя глубина залегания целика) расчет производится от каждой очистной выработки согласно пп. 2.91—2.98 настоящего Руководства с последующим алгебраическим суммированием полученных результатов;

б) при ширине целиков между отрабатываемыми этажами l, не превышающей $0{,}1\ H_ц$, расчет производится последовательно от одного, двух и более этажей по суммарным размерам выработок, включая размеры междуэтажных целиков l. В этом случае положения точек максимального оседания и максимальных горизонтальных сдвижений определяются с помощью плоскостей, которые проводятся под углами θ_1, $\theta_в$ и $\theta_л$ от середины верхнего из суммируемых этажей, а значения функций $S(z)$ и $S'(z)$ определяются по табл. 35. При этом принимается $\frac{H_в}{m}>20$.

2.101. Расчет сдвижений и деформаций земной поверхности при разработке свиты пластов производится путем алгебраического суммирования соответствующих величин по каждому из пластов.

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

2.102. За окончательные величины сдвижений и деформаций, необходимые для решения вопросов о мерах защиты подрабатываемых зданий и сооружений, принимаются наибольшие значения из полученных при суммировании соответствующих сдвижений и деформаций от отдельных выработок.

Д. Расчет кривизны в местах сосредоточенных деформаций

2.103. Кривизна земной поверхности в местах сосредоточенных деформаций определяется в главном сечении мульды сдвижения на разрезе вкрест простирания пластов при отсутствии обратных уступов в полумульде по падению. При наличии условий для образования обратных уступов кривизна в местах сосредоточенных деформаций подсчитывается только в полумульде по восстанию пластов.

2.104. Кривизна K_c земной поверхности в местах сосредоточенных деформаций определяется по табл. 39 в зависимости от наклонов типовой (сглаженной) кривой оседаний в рассматриваемой точке. Радиус кривизны R_c земной поверхности в местах сосредоточенных деформаций определяется по формуле

$$R_c=\frac{1}{K_c}. \qquad (89)$$

Таблица 39

Бассейны	Значения $K_c\cdot10^{-3}$ 1/м при наклоне $i\cdot10^{-3}$							
	до 1	2	3	4	5	10	15	20
Челябинский и бассейны I—IV групп	0	0,1	0,2	0,2	0,3	0,5	0,7	0,9
Бассейны V—IX групп	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9	1,1

Примечание. Промежуточные значения K_c определяются интерполяцией.

В качестве наклона сглаженной кривой оседания принимается наибольший наклон на рассматриваемом участке, определяемый согласно п. 2.102.

ПРОГНОЗ ВЕЛИЧИН ВЕРОЯТНЫХ СДВИЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

2.105. Прогноз величин вероятных сдвижений и деформаций производится в тех случаях, когда отсутствуют календарные планы горных работ и из-за отдаленных сроков отработки не представляется возможным составить схему развития горных работ.

2.106. Величины вероятных сдвижений и деформаций определяются при $\alpha\leqslant\alpha_п$ в условиях выдержанного залегания пластов в направлениях вкрест простирания и по простиранию.

2.107. Величины вероятных сдвижений и деформаций определяются по формулам:

а) оседание

$$\eta_в=0{,}8\ (m_1+m_2+m_3+\ldots+m_n)\cos\alpha, \qquad (90)$$

где $m_1, m_2, m_3, \ldots, m_n$ — мощности разрабатываемых пластов. При применении закладки выработанного пространства к расчету принимается эффективная мощность, определяемая согласно п. 2.35;

б) наклоны вкрест простирания и по простиранию

$$i_в=2\cos^2\alpha\times$$

$$\times\sqrt{\left(\frac{m_1}{H_1}\right)^2+\left(\frac{m_2}{H_2}\right)^2+\left(\frac{m_3}{H_3}\right)^2+\ldots+\left(\frac{m_n}{H_n}\right)^2}; \qquad (91)$$

где $H_1, H_2, H_3, \ldots, H_n$ — глубины залегания пластов (начиная с верхнего) в точках их пересечения с линией максимального влияния, проведенной из рассматриваемой точки A под углом $\sigma=90°-0{,}8\ \alpha$ в сторону восстания пластов (рис. 15) на разрезе вкрест простирания и $\sigma=90°$ — по простиранию;

в) радиус кривизны вкрест простирания и по простиранию при $\alpha\leqslant45°$

$$R_в=\frac{0{,}3}{\cos\alpha}\times$$

$$\times\frac{1}{\sqrt{\left(\frac{m_1}{H_1^2}\right)^2+\left(\frac{m_2}{H_2^2}\right)^2+\left(\frac{m_3}{H_3^2}\right)^2+\ldots+\left(\frac{m_n}{H_n^2}\right)^2}}; \qquad (92)$$

г) горизонтальные сдвижения:
по простиранию

$$\xi_в = 0{,}3 \cos\alpha \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + \ldots + m_n^2}; \quad (93)$$

вкрест простирания

$$\xi_в = (0{,}3 + \operatorname{tg}\alpha) \cos\alpha \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + \ldots + m_n^2}; \quad (94)$$

д) горизонтальные деформации:

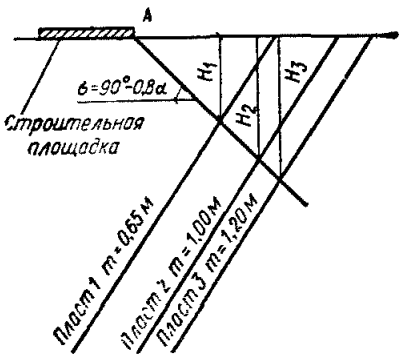


Рис. 15. Схема определения глубины залегания пластов при расчете вероятных сдвижений и деформаций

по простиранию

$$\varepsilon_в = 0{,}7 \cos^2\alpha \times$$

$$\times \sqrt{\left(\frac{m_1}{H_1}\right)^2 + \left(\frac{m_2}{H_2}\right)^2 + \left(\frac{m_3}{H_3}\right)^2 + \ldots + \left(\frac{m_n}{H_n}\right)^2}; \quad (95)$$

вкрест простирания

$$\varepsilon_в = 0{,}7 \ (\cos^2\alpha + \sin 2\alpha) \times$$

$$\times \sqrt{\left(\frac{m_1}{H_1}\right)^2 + \left(\frac{m_2}{H_2}\right)^2 + \left(\frac{m_3}{H_3}\right)^2 + \ldots + \left(\frac{m_n}{H_n}\right)^2}. \quad (96)$$

Примечание. В этом случае, когда в свите пластов имеются группы сближенных пластов, при расстояниях между пластами менее 0,1 $H_н$, но не более 50 м, указанные группы при расчетах заменяются эквивалентными пластами. Эквивалентным пластом допускается заменять сближенные пласты с таким расчетом, чтобы расстояние по нормали к напластованию между кровлей верхнего и почвой нижнего пластов в группе не превышало 0,2 $H_н$, где $H_н$ — глубина от земной поверхности до точки пересечения нижнего пласта в группе с плоскостью, проведенной под углом σ. В качестве мощности эквивалентного пласта принимается суммарная мощность всех пластов в группе. Положение эквивалентного пласта определяется по рекомендациям п. 2.27.

2.108. Максимальная высота уступов на земной поверхности определяется по формуле

$$h_у = 3\, C_2\, l \left(\frac{\alpha}{\rho} - 0{,}65\right) \times$$

$$\times \sqrt{\left(\frac{m_1}{H_1}\right)^2 + \left(\frac{m_2}{H_2}\lambda_2\right)^2 + \left(\frac{m_3}{H_3}\lambda_3\right)^2 + \ldots + \left(\frac{m_n}{H_n}\lambda_n\right)^2}, \quad (97)$$

где C_2 — коэффициент, определяемый по табл. 28 в зависимости от группы месторождений;

l — расстояние между уступами (определяется из наблюдений или принимается равным 30 м);

α — угол падения пласта (принимается к расчету не более 70°);

$\rho = 57°$;

λ_i — коэффициенты, определяемые по табл. 40 в зависимости от угла падения пластов α и отношения величины междупластья h_1 (разности расстояний по вертикали между вторым пластом и верхним, третьим пластом и верхним, пластом n и верхним) к глубине верхнего пласта H_1 в точке пересечения его плоскостью, проведенной под углом σ (рис. 15)

Таблица 40

α, град	Значения коэффициента λ при $\frac{h_1}{H_1}$					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
0	1	0,6	0,3	0,1	0,1	0,1
20	1	0,7	0,4	0,1	0,1	0,1
40	1	0,8	0,5	0,2	0,1	0,1
60	1	0,9	0,7	0,4	0,2	0,1
70	1	0,9	0,7	0,4	0,2	0,1
80	1	0,8	0,5	0,2	0,1	0,1
90	1	0,7	0,4	0,1	0,1	0,1

Примечание. Промежуточные значения λ определяются интерполяцией.

2.109. Если известно, что под строительной площадкой при разработке свиты пластов границы очистных выработок будут расположены примерно в одной плоскости, проведенной под соответствующим углом сдвижения или в одной вертикальной плоскости (например, у предохранительного целика, границы шахтного поля и т. п.), то расчет сдвижений и деформаций выполняется следующим образом (рис. 16).

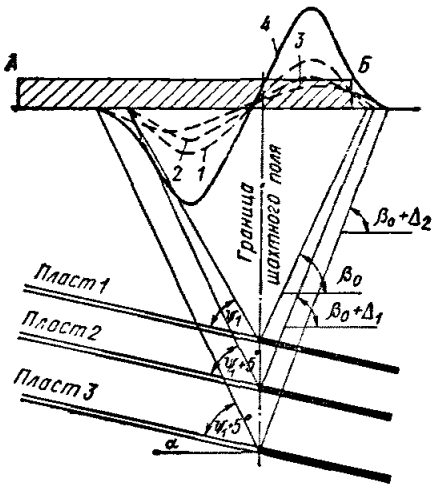


Рис. 16. К расчету вероятных сдвижений и деформаций земной поверхности при расположении границ очистных выработок в одной вертикальной плоскости
АБ — проектируемая строительная площадка; *1* — горизонтальные деформации при выемке пласта 1; *2* — то же, при выемке пласта 2; *3* — то же, при выемке пласт 3; *4* — суммарные горизонтальные деформации при выемке пластов 1, 2 и 3

От каждого пласта устанавливаются границы влияния очистных выработок на земную поверхность с помощью граничных углов (пп. 2.28—2.30 настоящего Руководства) и углов полных сдвижений, определяемых в соответствии с указаниями п. 2.32. Для каждого пласта в пределах полученных размеров полумульд рассчитываются ожидаемые величины сдвижений и деформаций в соответствии с указаниями пп. 2.37—2.42 и алгебраически суммируются.

При проектировании зданий и сооружений на участке, равном размеру полумульды от нижнего пласта, в качестве вероятных сдвижений и деформаций принимаются наибольшие величины из полученных путем суммирования сдвижений и деформаций от выемки всех пластов.

При проектировании зданий и сооружений на участке, расположенном за точкой пересечения земной поверхности с плоскостью, проведенной под углом ψ от границы очистной выработки в нижнем пласте, для выбора мер защиты сооружений принимаются вероятные сдвижения и деформации, определяемые в соответствии с указаниями пп. 2.107—2.108 настоящего Руководства.

ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТЬ ПРОЦЕССА СДВИЖЕНИЯ

2.110. Различают общую продолжительность процесса сдвижения и период опасных деформаций.

За общую продолжительность процесса сдвижения принимается период, в течение которого земная поверхность над выработанным пространством находится в состоянии сдвижения.

За период опасных деформаций принимается период интенсивных сдвижений пород и земной поверхности, в течение которого проявляется вредное влияние подземных разработок на сооружения.

Общая продолжительность процесса сдвижения и период опасных деформаций устанавливаются по правилам или указаниям по охране сооружений или по данным шахты (комбината), полученным на основании инструментальных наблюдений.

Примеры расчета деформаций земной поверхности

Пример 1. На поле действующей шахты № 5 в Донбассе, разрабатывающей угли марки К, выбрана площадка *АБ* для застройки жилыми зданиями в 1973—1974 гг. Под площадкой залегают два пласта l_5 и l_4. Покрывающая толща коренных пород содержит около 40% песчаника. Мощность наносов 20 м. Верхний горизонт в обоих пластах отработан до начала строительства. Календарный план отработки пластов под застраиваемыми площадками имеется. Ниже горизонта 320 м горные работы по обоим пластам производиться не будут. Здания расположены длинными сторонами вкрест простирания, поэтому расчет сдвижений и деформаций произведен только на этом разрезе. Расположение выработок под площадкой показано на рис. 17. В соответствии с табл. 6 рассматриваемый участок шахтного поля относится к VIII группе месторождений.

Согласно п. 2.23 настоящего руководства определяем границы влияния подземных разработок на выбранный участок земной поверхности по углам β_0 и γ_0. Граничные углы δ_0 и γ_0 определяются по табл. 8 при $\frac{H}{m}<60°$ и равны для VIII группы 70°. Граничный угол $\beta_0=54°$ (табл. 9). От границ площадки проводим линии под углами $\varphi_0=45°$ (п. 2.30) и продолжаем их в коренных породах под углами $\beta_0=54°$ и $\gamma_0=70°$ до пересечения с почвой нижнего пласта l_4. Таким образом, на застраиваемый участок земной поверхности окажут влияние работы в лавах 15 и 27 в пласте l_5 и в лавах 17 и 29 в пласте l_4.

Для назначения мер охраны возводимых зданий необходимо определить ожидаемые величины кривизны и горизонтальных деформаций земной поверхности на участке расположения строительной площадки *АБ* при подработке ее двумя пластами между горизонтами 160 и 320 м. В соответствии с п. 2.20 устанавливаем, что для данных условий определение ожидаемых деформаций следует производить с учетом влияния смежных выработок в данном пласте и подработанности толщи вышележащим пластом l_5 при выемке пласта l_4.

Необходимые для расчетов величины горно-геологических параметров приведены в табл. 41.

Таблица 41

Параметры	Пласт l_5				Пласт l_4			
	Номера лав							
	15	27	7,15	15,27	17	29	9,17	17,29
m, м	1,50	1,50	—	—	1,20	1,20	—	—
α, град	20	20	—	—	20	20	—	—
h, м	20	20	—	—	20	20	—	—
M, м	20	20	—	—	20	20	—	—
$Д_1$, м	200	200	—	—	200	200	—	—
$Д_2$, м	750	750	—	—	750	750	—	—
$H_{ср}$, м	200	280	—	—	200	280	—	—
l, м			20	30	—	—	20	30
$H_ц$, м			160	240	—	—	160	240

Величины ожидаемых горизонтальных деформаций и кривизны на площадке *АБ* необходимо рассчитывать в такой же последовательности, в какой намечается проходка очистных выработок (п. 2.24). Поскольку в данном случае отношение $\frac{Д_1}{H_{ср}}>0{,}35$ для лав 27 и 29 и выполняются остальные условия п. 2.25«б», то расчет производится от каждой очистной выработки. Согласно календарному плану работ расчет ожидаемых величин деформаций производим по следующим этапам:

от отработки лавы 15 с учетом смежной лавы 7;
от отработки лавы 17 с учетом смежной лавы 9;
от отработки лавы 27 с учетом смежной лавы 15;
от отработки лавы 29 с учетом смежной лавы 17.

Для определения наибольших деформаций полученные значения деформаций на каждом этапе последовательно суммиру-

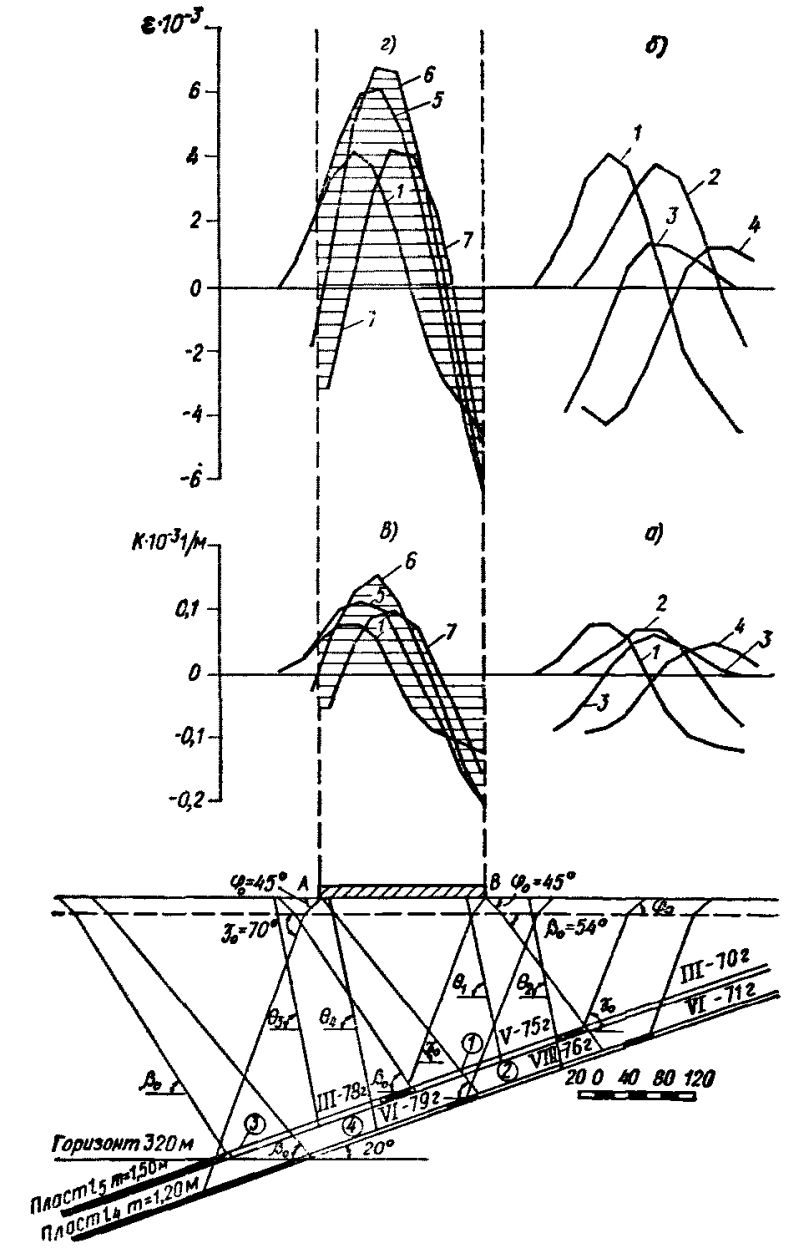


Рис. 17. График ожидаемых деформаций

а, б — от каждой выработки: *1* — от лавы 15; *2* — от лавы 07; *3* — от лавы 27; *4* — от лавы 29; *в, г* — суммарные величины: *1* — от лавы 15; *5* — от лав 15+17; *6* — от лав 15+17+27; *7* — от лав 15+17+27+29

ются. Исходные параметры для расчета ожидаемых деформаций вычисляем в соответствии с указаниями пп. 2.23—2.56. Определяем исходные параметры для расчета ожидаемых деформаций при разработке пластов l_5 и l_4.

Отработка лавы 15

Граничные углы δ_0 и γ_0 в соответствии с п. 2.28 определяем по табл. 8 по отношению $\frac{H_{ср}}{m}=\frac{200}{1{,}50}\approx 133$, а угол β_0 — по табл. 9 в зависимости от углов α и δ_0.

$$\delta_0=\gamma_0=75°, \qquad \beta_0=57°.$$

Значения граничных углов γ_0 принимаются согласно п. 2.28 для подработанной толщи $\gamma_0=75-5=70°$.

Граничные углы в наносах $\varphi_0 = 45°$ (п. 2.30).
Угол максимального оседания (п. 2.31)

$$\frac{h}{H_{ср}} = \frac{20}{200} = 0{,}1, \quad K_1 = 0{,}54; \quad \theta = 90° - K_1 \alpha =$$

$$= 90° - 0{,}54 \cdot 20° = 79°.$$

Относительное максимальное оседание (п. 2.33, табл. 14)

$$\frac{h}{H_{ср}} = 0{,}1; \quad q_0 = 0{,}70.$$

Относительное максимальное горизонтальное сдвижение (п. 2.34, табл. 2.15)

$$\frac{h}{H_{ср}} = 0{,}1; \quad a_0 = 0{,}30.$$

Максимальное оседание (п. 2.35)

$$\eta_m = q_0 m \cos \alpha N_1 N_2.$$

Определяем значения коэффициентов N_1 и N_2.

$$\frac{l_1}{H_{ср}} = \frac{20}{200} = 0{,}1; \quad \Delta_1 = 0{,}1; \quad Д = \frac{Д_1}{H_{ср}} + \Delta_1 = \frac{200}{200} +$$

$$+ 0{,}1 = 1{,}1; \quad N_1 = 0{,}85; \quad N_2 = 1.$$

Тогда $\eta_m = 0{,}70 \cdot 1{,}50 \cdot 0{,}94 \cdot 0{,}85 \cdot 1 = 840$ мм.

Длины полумульд (п. 2.37).
Определяем значение поправки $\Delta Д_1$ (табл. 20) при

$$\frac{l_1}{H_{ср}} = 0{,}1;$$

$$\Delta Д_1 = 20 \text{ м}; \quad L_1 = 226 \text{ м}; \quad L_2 = 214 \text{ м}.$$

Коэффициенты подработанности (п. 2.36)

$$n_1 = N_1^2 = 0{,}85^2 = 0{,}7; \quad n_2 = 1$$

Кривизна (п. 2.40)

$$K_y = \frac{\eta_m}{L_1^2} F'(z_y) = \frac{0{,}840}{226^2} = F'(z_y) = 0{,}016 \cdot 10^{-3} F'(z_y);$$

$$K_y = \frac{\eta_m}{L_2^2} F'(z_y) = \frac{0{,}840}{214} F'(z_y) = 0{,}018 \cdot 10^{-3} F'(z_y);$$

$$B = 0.$$

Горизонтальные деформации (п. 2.42)

$$\varepsilon_y = 0{,}5\, a_0 \frac{\eta_m}{L_1} F'(z_y) = 0{,}5 \cdot 0{,}3 \frac{0{,}840}{226} F'(z_y) =$$

$$= 0{,}56 \cdot 10^{-3} F'(z_y);$$

$$\varepsilon_y = 0{,}5 \cdot 0{,}3 \frac{0{,}840}{214} F'(z_y) = 0{,}59 \cdot 10^{-3} F'(z_y);$$

$$P = \operatorname{tg} \alpha - \frac{h}{H_{ср}} = 0{,}36 - 0{,}1 = 0{,}26;$$

$$B = \frac{P}{a_0} = \frac{0{,}26}{0{,}30} = 0{,}9.$$

Отработка лавы 17.
Граничные углы (пп. 2.28, 2.30) определяются с учетом подработанности толщи.

$$\frac{H_{ср}}{m} = \frac{200}{1{,}2} = 166; \quad \delta_0 = \gamma_0 = 75° - 5° = 70°;$$

$$\beta_0 = 57° - 5° = 52°; \quad \varphi_0 = 45°.$$

Угол максимального оседания (п. 2.31)

$$\frac{h}{H_{ср}} = \frac{20}{200} = 0{,}1; \quad K_1 = 0{,}54; \quad \theta = 90° - 0{,}54 \cdot 20° = 79°.$$

Относительное максимальное оседание (п. 2.33)

$$q_1 = q_0 + 0{,}8\,(1 - q_0) \frac{H_1}{H_{ср}};$$

$$\frac{h}{H_{ср}} = 0{,}1; \quad q_0 = 0{,}70; \quad H_1 = 178 \text{ м};$$

$$q_1 = 0{,}70 + 0{,}8 \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}89 = 0{,}91.$$

Относительное максимальное горизонтальное сдвижение (п. 2.34)

$$\frac{h}{H_{ср}} = 0{,}1; \quad a_0 = 0{,}30.$$

Максимальное оседание

$$\frac{l_1}{H_{ср}} = \frac{20}{200} = 0{,}1; \quad \Delta_1 = 0{,}1; \quad Д = \frac{200}{200} + 0{,}1 = 1{,}1;$$

$$N_1 = 0{,}85; \quad N_2 = 1;$$

$$\eta_m = 0{,}91 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}94 \cdot 0{,}85 = 875 \text{ мм}.$$

Длины полумульд (2.37)

$$\frac{l_1}{H_{ср}} = 0{,}1; \quad \Delta Д_1 = 20 \text{ м}; \quad L_1 = 252; \quad L_2 = 220 \text{ м}.$$

Коэффициент подработанности (п. 2.36)

$$n_1 = N_1^2 = 0{,}7.$$

Кривизна (2.40)

$$K_y = \frac{\eta_m}{L_1^2} F'(z_y) = \frac{0{,}875}{252^2} F'(z_y) = 0{,}014 \cdot 10^{-3} F'(z_y);$$

$$K_y = \frac{0{,}875}{220^2} F'(z_y) = 0{,}018 \cdot 10^{-3};$$

$$B = 0.$$

Горизонтальные деформации (п. 2.42)

$$\varepsilon_y = 0{,}5 \quad a_0 \frac{\eta_m}{L_1} F'(z_y) = 0{,}5 \cdot 0{,}3 \frac{0{,}875}{252} F'(z_y) =$$

$$= 0{,}52 \cdot 10^{-3} F'(z_y);$$

$$\varepsilon_y = 0{,}5 \cdot 0{,}3 \frac{0{,}875}{220} F'(z_y) = 0{,}60 \cdot 10^{-3} F'(z_y);$$

$$P = \operatorname{tg} \alpha - \frac{h}{H_{ср}} = 0{,}36 - 0{,}1 = 0{,}26;$$

$$B = \frac{P}{a_0} = \frac{0{,}26}{0{,}3} \sim 0{,}9.$$

Аналогичным образом определяем исходные параметры для расчета ожидаемых деформаций земной поверхности от отработки лав *27* и *29*. Величины указанных параметров сведены в табл. 42. Используя величины, приведенные в графах 15, 16, 17 и 18 табл. 42 определяем значения кривизны и горизонтальных деформаций в точках главных сечений мульд сдвижения от каждой лавы в районе застраиваемой площадки. Полученные величины деформаций приведены в табл. 43. Для назначения мер охраны необходимо знать наибольшие величины деформаций, которые могут возникнуть на различных этапах отработки пластов. Эти величины определяем следующим образом.

На графики *б* и *г* (рис. 17) наносим рассчитанные от каждой выработки величины кривизны и горизонтальных деформаций (кривые *1, 2, 3, 4*). На графиках *а* и *в* откладываем величины кривизны и горизонтальных деформаций от лавы *15* (кривые *1*), суммируя которые с соответствующими значениями от лавы *17* получим на графиках кривые *5* — суммарные величины от обеих лав. Аналогичным образом суммируя полученные значения (кривые *5*) со значениями кривизны и горизонтальных деформаций от лавы *27*, получим суммарные значения от трех лав (кривые *6*) и затем от всех четырех лав (кривые *7*).

Как видно из графиков, наибольшие величины кривизны и горизонтальных деформаций на застраиваемой площадке появятся от отработки лав *15, 17* и *27*. Максимальные ожидаемые деформации на площадке *АБ* достигают следующих величин:

растяжения $\varepsilon = +6{,}8 \cdot 10^{-3}$;
сжатия $\varepsilon = -6{,}3 \cdot 10^{-3}$;
кривизна $K = 0{,}16 \cdot 10^{-3}$ 1/м.

Полученными величинами наибольших ожидаемых деформаций земной поверхности с учетом коэффициентов перегрузки и условий работы следует руководствоваться при выборе мер охраны для защиты зданий от повреждений под влиянием разработки пластов l_5 и l_4. При выборе мер охраны для отдельных зданий следует пользоваться наибольшими значениями кривизны и горизонтальных деформаций непосредственно в основании рассматриваемых зданий.

Пример 2. В примере расчет ожидаемых сдвижений и деформаций земной поверхности от разработки свиты двух крутопадающих пластов нужно производить при $\alpha > \alpha_п$. В условиях Кузнецкого бассейна предусматривается разработка свиты

Таблица 42

Исходные параметры для расчета деформаций

Выработки	δ_0, град	γ_0, град	β_0, град	φ_0, град	θ, град	Относительные максимальные оседания q_0	Относительные максимальные оседания q_1	a_0	ηm, мм	$\Delta Д_1$, м	L_1, м	L_2, м	n_1	$\frac{\eta_m}{L_1^2}10^{-3}$	$\frac{\eta_m}{L_2^2}10^{-3}$	$0{,}5\,a_0\frac{\eta_m}{L_1}\cdot10^{-3}$	$0.5\,a_0\frac{\eta_m}{L_в}\cdot10^{-3}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Лава 15	75	70	57	45	79	0,70	—	0,30	840	20	226	214	0,7	0,016	0,018	0,56	0,59
Лава 17	70	70	52	45	79	—	0,91	0,30	875	20	252	220	0,7	0,014	0,018	0,52	0,60
Лава 27	75	70	57	45	79	0,75	—	0,30	805	22	264	256	0,6	0,012	0,012	0,46	0,47
Лава 29	70	70	52	45	79	—	0,94	0,30	806	22	292	268	0,6	0,010	0,011	0,41	0,45

Таблица 43

Величины кривизны и горизонтальных деформаций от отработки лав

z	Величины кривизны и горизонтальных деформаций от отработки лав									
	лава 15				лава 17		лава 27		лава 29	
	$K_1\cdot1\cdot10^{-3}$, 1/м	$K_2\cdot1\cdot10^{-3}$, 1/м	ε_1, 10^{-3}	ε_2, 10^{-3}	$K_1\cdot1\cdot10^{-3}$, 1/м	$\varepsilon_1\cdot1\cdot10^{-3}$	$K_2\cdot1\cdot10^{-3}$, 1/м	$\varepsilon_2\cdot1\cdot10^{-3}$	$K_2\cdot1\cdot10^{-3}$	$\varepsilon_2\cdot1\cdot10^{-3}$
0	—0,11	—0,11	—3,8	—3,8	—0,11	—3,7	—0,10	—4,0	—0,09	—3,7
0,1	—0,10	—0,12	—3,0	—4,5	—0,09	—2,8	—0,09	—4,4	—0,08	—4,2
0,2	—0,09	—0,10	—2,0	—4,7	—0,08	—1,8	—0,07	—3,8	—0,06	—3,7
0,3	—0,06	—0,06	—0,2	—4,0	—0,05	—0,2	—0,02	—2,5	—0,02	—2,4
0,4	0,00	0,00	2,0	—2,0	0,00	1,9	0,02	—0,8	0,02	—0,7
0,5	0,06	0,07	3,8	0,4	0,05	3,5	0,05	0,7	0,04	0,7
0,6	0,08	0,10	4,2	1,8	0,07	3,9	0,06	1,4	0,05	1,3
0,7	0,08	0,08	3,4	2,0	0,07	3,1	0,05	1,3	0,04	1,3
0,8	0,05	0,05	2,0	1,4	0,04	1,9	0,03	0,9	0,02	0,9
0,9	0,02	0,02	0,9	0,6	0,02	0,8	0,01	0,4	0,01	0,4
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

из двух пластов *1* и *2* (рис. 18) мощностью m соответственно 3,6 и 1,8 м с углом падения 80°. Междупластье мощностью 35 м представлено монолитным песчаником. В кровле и почве залегают переслаивающиеся песчаники и алевролиты, мощность отдельных слоев которых не превышает 15 м. Мощность наносов 5 м.

Отработка пластов осуществляется в три этажа с полным обрушением кровли. Порядок отработки этажей и пластов на каждом этаже — нисходящий. Размеры лав, межлавных целиков и целиков, оставленных у выходов пластов под наносы, приведены в табл. 44. Требуется рассчитать величины ожидаемых сдвижений и деформаций земной поверхности.

Согласно табл. 7, для Кузнецкого бассейна при $m<4$ м $\alpha_п=60°$. Поскольку $\alpha>\alpha_п$, расчет производим по методике, изложенной в пп. 2.84—2.104 настоящего Руководства. Необходимые для расчета исходные данные приведены в табл. 44. Величины исходных параметров процесса сдвижения имеют следующие значения:

$$\varphi=55°;\ \beta_1=40°;\ \beta_0=25°;\ \beta_{01}=35°;\ \theta=71°;$$
$$\theta_в=66°;\ \theta_л=60°;\ \alpha_п=60°.$$

Согласно имеющемуся на шахте опыту, при отработке пласта 2 на земной поверхности не возникают провалы и крупные трещины с уступами. Размеры зон возможных провалов над выходом пласта 1 со стороны лежачего бока $d_л$ и висячего бока $d_в$ определяем следующим образом:

$$d_л=h\operatorname{ctg}\alpha=5\operatorname{ctg}55°=3{,}5\text{ м}.$$

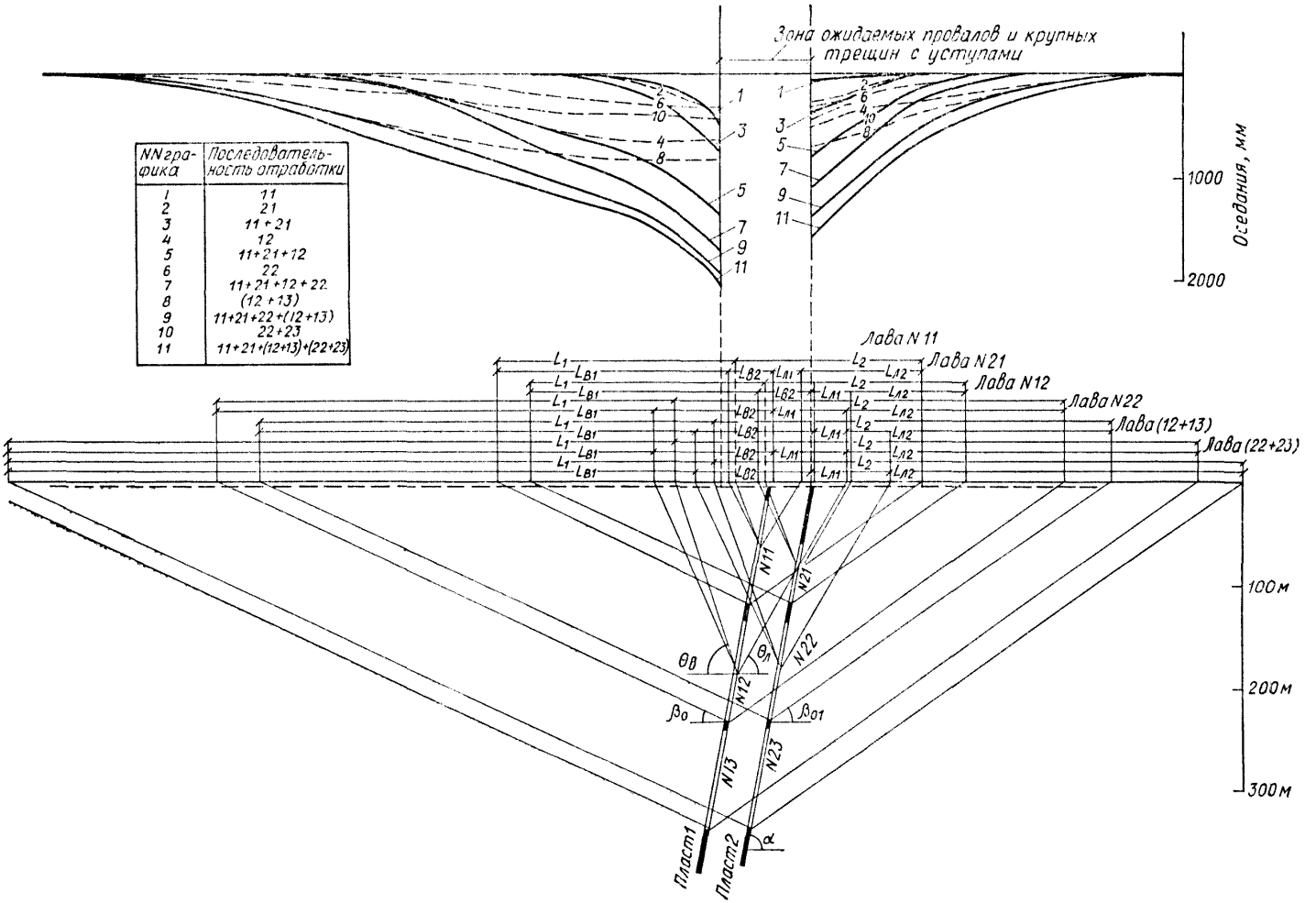
Поскольку величина $d_л$ должна быть не менее 15 м (см. п. 2.85), принимаем $d_в=15$ м.

$$d_в=H_к\operatorname{ctg}\alpha+\frac{(\alpha-75°)}{15°}\operatorname{ctg}\varphi=35\cdot3{,}6\operatorname{ctg}80°+$$
$$+\frac{(80-75)}{15}5\operatorname{ctg}\cdot55=23{,}4\text{ м}.$$

Таблица 44

Параметры	Величины исходных горногеологических параметров для лав					
	11	21	12	22	(12+13)	(22—23)
m, м	3,6	1,8	3,6	1,8	3,6	1,8
$Д_1$, м	100	60	100	100	207	207
$H_{ср}$, м	70	90	185	185	238	238
$\frac{Д_1}{H_{ср}}$	1,43	0,67	0,54	0,54	0,87	0,87
n_1	1,0	0,47	0,38	0,38	0,61	0,61
l_1, м	15	55	15	15	7	7
$H_ц$, м	—	—	128	128	238	238
$\frac{l_1}{H_ц}$	—	—	0,12	0,12	0,03	0,03
h (м)	5	5	5	5	5	5
α, град	80	80	80	80	80	80
$\frac{l_1}{Д_1}$	0,15	0,9	0,1	0,1	0,1	0,1
$H_в$, м	20	60	135	135	135	135

Размер зоны возможных провалов и крупных трещин с уступами со стороны лежачего бока равен $d_л+20=15+20=$



NN графика	Последовательность отработки
1	11
2	21
3	11+21
4	12
5	11+21+12
6	22
7	11+21+12+22
8	(12+13)
9	11+21+22+(12+13)
10	22+23
11	11+21+(12+13)+(22+23)

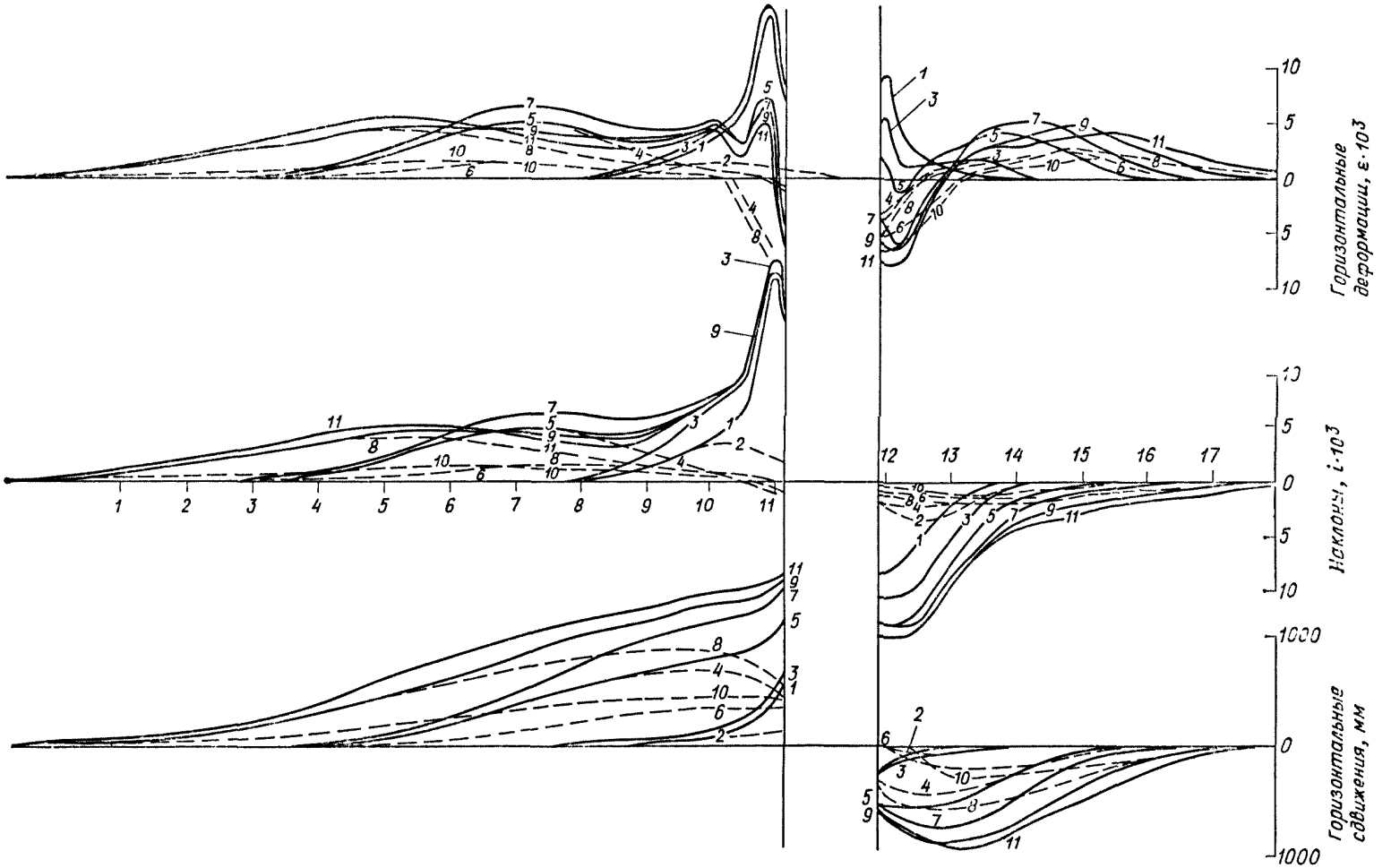


Рис. 18. Графики ожидаемых сдвижений и деформаций земной поверхности

Таблица 45

Параметры	Основание для расчета (пункты Руководства)	Величины параметров при отработке лав					
		11	21	12	22	(12+13)	(22+23)
L_1, м	2,87	240	230	455	455	700	700
L_2, м	2,87	185	195	380	380	510	510
$L_{в_1}$, м	2,87	230	225	435	435	685	685
$L_{в_2}$, м	2,87	45	55	115	115	115	115
$L_{л_1}$, м	2,87	30	35	70	70	70	70
$L_{л_2}$, м	2,87	120	110	215	215	340	340
$\sqrt{n_1}$	2,91	1,0	0,68	0,62	0,62	0,78	0,78
mK_3, мм	2,91	1080	540	1080	540	1080	540
η_m, мм	2,91	1080	370	370	335	845	422
K_α	2,93	0,8	0,3	1,0	1,0	1,0	1,0
$K_л$	2,93	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
ξ_1, мм	2,93	865	110	670	335	845	422
ξ_2, мм	2,93	—605	—77	—470	—235	—590	—295
$\frac{H_в}{m}$	2,92	5,6	33	38	76	38	76
$\frac{\eta_m}{L_1}(10^{-3})$	2,96	4,5	1,6	1,5	0,75	1,2	0,6
$\frac{\eta_m}{L_2}(10^{-3})$	2,96	—5,8	—1,9	—1,8	—0,9	—1,7	—0,85
$\frac{\xi_1}{L_{в_1}}(10^{-3})$	2,97	3,8	0,5	1,54	0,77	1,24	0,62
$L_{в_2}+L_{л_1}$, м	2,97	75	90	185	185	185	185
$\xi_1-\xi_2$, мм	2,97	1470	187	1140	570	1435	717
$\frac{\xi_1-\xi_2}{L_{в_2}+L_{л_1}}(10^{-3})$	2,97	19,6	2,1	6,2	3,1	7,8	3,9
$\frac{\xi_2}{L_2}(10^{-3})$	2,97	—5,0	—0,7	—2,2	—1,1	—1,7	—0,85
$K_{п_1}$	2,95	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
$K_{п_2}$	2,95	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6

=35 м, а со стороны лежачего бока — $d_в+30=23{,}4+30=53{,}4$ м. Согласно п. 2.85, расчет сдвижений и деформаций производим только за пределами указанной зоны. Поскольку ширина целиков l_1 между выработками второго и третьего этажей по обоим пластам меньше $0{,}1\ H_ц$, то, согласно п. 2.100, при расчете деформаций выработки этих этажей по каждому пласту объединяем в одну выработку, в которую включаем и размер междуэтажного целика. Положения точек максимального оседания и максимальных горизонтальных сдвижений от суммируемых выработок определяем с помощью линий, проводимых под углами θ, $\theta_в$ и $\theta_л$ от середины второго этажа.

Значения коэффициента подработанности n_1 для каждой лавы (или объединенной выработки), рассчитанные по формуле (67), приведены в табл. 44, а вспомогательные величины для расчетов и значения максимальных оседаний и горизонтальных *сдвижений—в табл. 45. Для всех лав* $n_2=1$.

Поскольку над выходом пласта 1 возможно образование провалов, а в почве этого пласта залегает монолитный песчаник мощностью 30 м, то, согласно п. 2.95, величины деформаций от выработок пласта 1 со стороны лежачего бока умножаем на коэффициент $K_{п1}=0{,}7$, а со стороны висячего бока — на коэффициент $K_{п2}=1{,}6$ (табл. 38). Расчет сдвижений и деформаций от каждой лавы (или объединенной выработки) приведен в табл. 46.

Алгебраическое суммирование сдвижений и деформаций, согласно п. 2.101, производим графически в соответствии с последовательностью отработки лав (рис. 18). Суммарные кривые сдвижений и деформаций на различные этапы отработки пластов изображены сплошными линиями, пунктирными линиями представлены графики сдвижений и деформаций от отдельных выработок. Численные значения максимальных наклонов и кривизны в интервалах мульды сдвижения представлены в табл. 47.

Пример 3. Площадка для строительства жилых зданий расположена над свитой пологопадающих пластов (рис. 19).

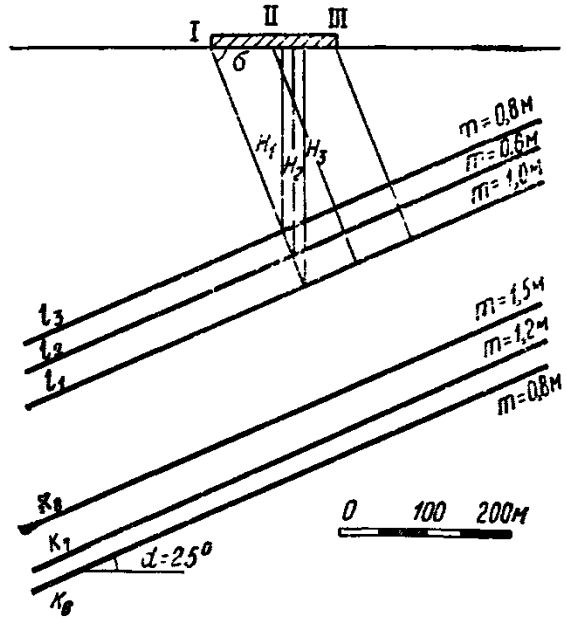


Рис. 19. Схема расположения пластов

Известно, что пласты $к_6$, $к_7$ и $к_8$ будут разрабатываться не ранее чем через 25 лет после окончания строительства и поэтому не учитываются.

Необходимо определить деформации земной поверхности в пределах площадки при ее подработке свитой трех пластов l_1, l_2, l_3.

Календарный план развития горных работ отсутствует и нельзя наметить горизонты отработки пластов.

В данном случае можно определить только вероятные величины деформаций земной поверхности.

Угол падения пластов 25°, мощности пластов даны в табл. 48.

Поскольку протяженность площадки невелика (150 м), для расчета деформаций достаточно взять три точки *(I, II, III)*.

Расчет величин вероятных деформаций в каждой точке производим по формулам (91), (92), (95), (96). Чтобы воспользоваться этими формулами, следует определить на разрезе глубины залегания пластов (H_i) в точках их пересечения с линиями максимального влияния, проведенными из точек *I, II, III* под углами $\sigma=90°-0{,}8\alpha$, $\alpha=90°-20°=70°$ в сторону восстания пластов (рис. 19).

Глубины залегания (H_i) пластов l_3, l_2, l_1 для точек *I, II* и *III* приведены в табл. 48.

По формулам (91), (92), (95), (96) вычисляем значения *максимальных* вероятных деформаций в точках *I, II* и *III* строительной площадки при подработке ее пластами l_3, l_2 и l_1.

Вычисленные вероятные деформации приведены в табл. 49.

Таблица 46

Параметры	Номера лав	Участки мульды	Величины параметров сдвижений и деформаций при z										
			0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$S(z)$	11		1,00	0,32	0,17	0,09	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01	0,005	0
$S(z)$	12+13+21+22+23		1,00	0,98	0,90	0,77	0,58	0,39	0,22	0,10	0,04	0,01	0
$S'(z)$	11		0	2,6	1,0	0,6	0,4	0,25	0,15	0,07	0,03	0,01	0
$S'(z)$	12+13+21+22+23		0	0,5	1,0	1,6	2,0	1,9	1,4	0,9	0,4	0,2	0
$F(z)$	12+13+21+22+23		1,00	0,97	0,93	0,88	0,81	0,71	0,60	0,47	0,32	0,17	0
$F'(z)$	12+13+21+22+23		0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,7	1,8
η_{1x}, мм	11	L_1; L_2	1080	345	185	95	55	45	30	20	10	5	0
η_{1x}, мм	21	L_1; L_2	370	360	330	285	215	145	80	40	15	5	0
η_{1x}, мм	12	L_1; L_2	670	655	605	515	390	260	145	65	25	7	0
η_{1x}, мм	22	L_1; L_2	335	330	300	260	195	130	70	35	10	3	0
η_{1x}, мм	(12+13)	L_1; L_2	845	830	760	650	490	330	185	85	35	8	0
η_{1x}, мм	(22+23)	L_1; L_2	422	415	380	325	245	165	95	40	20	4	0
ε_{1x}, мм	11	$L_{в1}$	865	280	145	80	45	35	25	20	10	4	0
ε_{1x}, мм	11	$L_{л1}$	—605	—195	—105	—55	—30	—25	—20	—10	—5	0	0
ε_{1x}, мм	21	$L_{в1}$	110	108	99	85	64	43	24	11	4	1	0
ε_{1x}, мм	21	$L_{в2}$	110	107	102	97	89	78	66	52	35	1	0
ε_{1x}, мм	21	$L_{л1}$	—77	—75	—72	—68	—62	—55	—46	—36	—25	—13	0
ε_{1x}, мл	21	$L_{л2}$	—77	—75	—69	—59	—45	—30	—17	—8	—4	—1	0
ε_{1x}, мм	12	$L_{в1}$	670	656	603	515	390	262	147	67	27	7	0
ε_{1x}, мм	12	$L_{в2}$	670	650	623	590	543	475	402	334	202	114	0
ε_{1x}, мм	12	$L_{л1}$	—470	—456	—437	—415	—380	—334	—282	—120	—180	—80	0
ε_{1x}, мм	12	$L_{л2}$	—470	—460	—423	—362	—273	—184	—104	—47	—19	—5	0
ε_{1x}, мм	22	$L_{в1}$	335	328	300	260	195	130	73	34	13	3	0
ε_{1x}, мм	22	$L_{в2}$	335	324	312	295	272	238	200	157	107	57	0
ε_{1x}, мм	22	$L_{л1}$	—235	—228	—218	—207	—190	—167	—140	—110	—75	—40	0
ε_{1x}, мм	22	$L_{л2}$	—235	—230	—210	—181	—136	—92	—52	—24	—9	—2	0
ε_{1x}, мм	(12+13)	$L_{в1}$	845	827	760	650	490	330	186	85	34	8	0
ε_{1x}, мм	(12+13)	$L_{в2}$	845	820	785	743	684	600	507	488	270	144	0
ε_{1x}, мм	(12+13)	$L_{л1}$	—590	—572	—548	—520	—478	—418	—354	—278	—190	—100	0
ε_{1x}, мм	(12+13)	$L_{л2}$	—590	—578	—530	—454	—342	—230	—103	—60	—24	—6	0
ε_{1x}, мм	(22+23)	$L_{в1}$	422	414	380	325	245	165	93	42	17	4	0
ε_{1x}, мм	(22+23)	$L_{в2}$	422	410	392	372	342	300	254	244	135	72	0
ε_{1x}, мм	(22+23)	$L_{л1}$	—295	—286	—264	—260	—239	—209	—177	—139	—95	—50	0
ε_{1x}, мм	(22+23)	$L_{л2}$	—295	—290	—265	—227	—170	—115	—51	—30	—12	—3	0
$x(10^{-3})$	11	L_1	0	11,7	4,5	2,7	1,8	1,1	0,7	0,3	0,1	0	0
$i_x(10^{-3})$	11	L_2	0	—2,9	—5,8	—9,3	—11,6	—13,0	—8,2	—2,2	—2,1	—1,2	0
$i_xK_{п_2}(10^{-3})$	11	L_1	0	18,7	7,2	4,3	2,9	1,8	1,1	0,5	0,2	0	0
$i_xK_{п_2}(10^{-3})$	11	L_2	0	—4,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—
$i_xK_{п_2}(10^{-3})$	11	L_3	—	—	—4,1	—6,5	—8,6	—7,7	—5,7	—3,6	—1,6	—0,8	0
$i_x(10^{-3})$	21	L_1	0	0,8	1,6	2,6	3,2	3,0	2,2	1,4	0,6	0,3	0
$i_x(10^{-3})$	21	L_2	0	—1,0	—1,9	—3,0	—3,8	—3,6	—2,7	—1,7	—0,8	—0,4	0
$i_x(10^{-3})$	12	L_1	0	0,8	1,5	2,4	3,0	2,8	2,1	1,3	0,6	0,3	0
$i_x(10^{-3})$	12	L_2	0	—0,9	—1,8	—2,9	—3,6	—3,4	—2,5	—1,6	—0,7	—0,4	0
$i_xK_{п_2}(10^{-3})$	12	L_1	0	1,3	2,4	3,8	4,8	4,5	3,4	2,1	1,0	0,5	0
$i_xK_{п_2}(10^{-3})$	12	L_2	0	—1,4	—2,9	—	—	—	—	—	—	—	—
$i_xK_{п_2}(10^{-3})$	12	L_3	—	—	—	—2,0	—2,5	—2,4	—1,8	—1,1	—0,5	—0,3	0
$i_x(10^{-3})$	22	L_1	0	0,4	0,8	1,2	1,5	1,4	1,1	0,7	0,3	0,2	0
$i_x(10^{-3})$	22	L_2	0	—0,5	—0,9	—1,4	—1,8	—1,7	—1,3	—0,8	—0,4	—0,2	0
$i_x(10^{-3})$	(12+13)	L_1	0	0,6	1,2	1,9	2,4	2,3	1,7	1,1	0,5	—0,2	0
$i_x(10^{-3})$	(12+13)	L_2	0	—0,8	—1,7	—2,7	—3,4	—3,2	—2,4	—1,5	—0,7	—0,3	0
$i_xK_{п_2}(10^{-3})$	(12+13)	L_1	0	1,0	1,9	3,0	3,8	3,7	2,7	1,8	0,8	0,3	0
$i_xK_{п_2}(10^{-3})$	(12+13)	L_2	0	—1,3	—	—	—		—	—	—	—	—

Продолжение табл. 46

Параметры	Номера лав	Участки мульды	Величины параметров сдвижений и деформаций при z										
			0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$i_x K_{п_1}$ (10^{-3})	(12+13)	L_2	—	—	—1,2	—1,9	—2,4	—2,2	—1,7	—1,0	—0,5	—0,2	0
$i_x(10^{-3})$	(22+23)	L_1	0	0,3	0,6	1,0	1,2	1,1	0,8	0,5	0,2	0,1	0
$i_x(10^{-3})$	(22+23)	L_2	0	—0,4	—0,8	—1,4	—1,7	—1,6	—1,2	—0,8	—0,4	—0,2	0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	11	$L_{в_1}$	0	9,1	3,8	2,3	1,5	1,0	0,6	0,3	0,1	0	0
$\varepsilon_x K_{п_2}$ (10^{-3})	11	$L_{в_1}$	0	14,5	6,1	3,7	2,4	1,6	1,0	0,5	0,2	0	0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	11	$L_{л_2}$	0	13,0	5,0	3,0	2,0	1,2	0,8	0,4	0,2	0	0
$\varepsilon_x K_{п_1}$ (10^{-3})	11	$L_{л_2}$	0	9,1	3,5	2,1	1,4	0,8	0,6	0,3	0,1	0	0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	21	$L_{в_1}$	0	0,2	0,5	0,8	1,0	1,0	0,7	0,4	0,2	0,1	0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	21	$L_{в_2}$, $L_{л_1}$	0	—0,4	—0,8	—1,3	—1,7	—2,1	—2,5	—2,9	—3,4	—3,6	3,8
$\varepsilon_x(10^{-3})$	21	$L_{л_2}$	0	0,4	0,7	1,1	1,4	1,3	1,0	0,6	0,3	0,1	0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	12	$L_{в_1}$	0	0,8	1,5	2,5	3,1	2,9	2,2	1,4	0,6	0,3	0
$\varepsilon_x K_{п_2}$ (10^{-3})	12	$L_{в_1}$	0	1,3	2,4	4,0	5,0	4,6	3,5	2,2	1,0	0,5	0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	12	$L_{в_2}$, $L_{л_2}$	0	—1,2	—2,5	—3,7	—5,0	—6,2	—7,4	—8,7	—9,9	—10,5	—11,2
$\varepsilon_x K_{п_2}$ (10^{-3})	12	$L_{в_2}$	0	—1,9	—4,0	—5,9	—8,0	—9,9	—11,8	—13,9	—15,9	—16,8	—17,9
$\varepsilon_x K_{п_1}$ (10^{-3})	12	$L_{в_1}$	0	—0,8	—1,8	—2,6	—3,5	—4,3	—5,2	—6,1	—6,9	—7,4	7,8
$\varepsilon_x(10^{-3})$	12	$L_{л_2}$	0	1,1	2,2	3,5	4,4	4,2	3,1	2,0	0,9	0,4	0
$\varepsilon_x K_{п_2}$ (10^{-3})	12	$L_{л_2}$	0	0,8	1,5	2,5	3,1	2,9	2,2	1,4	0,6	0,3	0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	22	$L_{в_1}$	0	0,4	0,8	1,2	1,6	1,4	1,1	0,7	0,3	0,1	0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	22	$L_{в_2}$, $L_{л_1}$	0	—0,6	—1,2	—1,9	—2,5	—3,1	—3,7	—4,4	—5,0	—5,2	—5,6
$\varepsilon_x(10^{-3})$	22	$L_{л_2}$	0	0,6	1,1	1,8	2,2	2,1	1,6	1,0	0,5	0,2	0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	(12+13)	$L_{в_1}$	0	0,6	1,2	2,0	2,5	2,4	1,7	1,1	0,5	0,2	0
$\varepsilon_x K_{п_2}$ (10^{-3})	(12+13)	$L_{в_1}$	0	1,0	1,9	3,2	4,0	3,8	2,7	1,8	0,8	0,3	0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	(12+13)	$L_{в_2}$, $L_{л_1}$	0	—1,6	—3,1	—4,7	—6,2	—7,8	—9,4	—10,9	—12,5	—13,2	—14,0
$\varepsilon_x K_{п_2}$ (10^{-3})	(12+13)	$L_{в_2}$	0	—2,6	—5,0	—7,5	—9,9	—12,5	—15,0	—17,4	—20,0	—21,0	—22,4
$\varepsilon_x K_{п_1}$ (10^{-3})	(12+13)	$L_{л_1}$	0	—1,1	—2,2	—3,3	—4,3	—5,5	—6,6	—7,6	—8,8	—9,2	—9,8
$\varepsilon_x(10^{-3})$	(12+13)	$L_{л_2}$	0	0,9	1,7	2,7	3,4	3,2	2,4	1,5	0,7	0,3	0
$\varepsilon_x K_{п_1}$ (10^{-3})	(12+13)	$L_{л_2}$	0	0,6	1,2	1,9	2,4	2,2	1,7	1,0	0,5	0,2	0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	(22+23)	$L_{в_1}$	0	0,3	0,6	1,0	1,2	1,2	0,8	0,5	0,2	0,1	0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	(22+23)	$L_{в_2}$, $L_{л_1}$	0	—0,8	—1,5	—2,4	—3,1	—3,9	—4,7	—5,5	—8,1	—6,6	—7,0
$\varepsilon_x(10^{-3})$	(22+23)	$L_{л_2}$	0	0,5	0,9	1,4	1,7	1,6	1,2	0,8	0,4	0,1	0

Примечание. При отработке лавы 11 на участке мульды $L_{в_2}$ и $L_{л_2}$ расчет горизонтальных сдвижений и деформаций не производится, так как $\frac{H_в}{m} < 15$ (зона провалов).

Таблица 47

Номера лав	Номера интервалов мульды																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Максимальные наклоны в интервалах, $i \cdot 10^{-3}$																	
11	—	—	—	—	—	—	—	0,4	2,0	6,2	18,5	8,6	6,0	0,8	—	—	—
11+21	—	—	—	—	—	—	—	0,9	4,2	9,2	20,2	10,8	9,8	2,5	—	—	—
11+21+12	—	—	0,3	1,2	2,7	4,3	4,8	4,9	5,6	9,2	18,5	13,4	12,2	4,2	0,9	0,2	—
11+21+12+22	—	—	0,3	1,3	3,1	5,2	6,1	6,1	6,4	9,6	18,5	14,4	13,4	6,0	1,7	0,6	0,1
11+21+22+12+13	1,2	2,0	2,8	3,8	4,3	4,4	4,3	4,2	5,6	9,2	19,2	14,0	13,4	6,3	3,0	1,6	0,6
11+21+12+22+13+23	1,4	2,3	3,4	4,4	4,9	5,0	4,5	3,6	5,2	9,4	19,2	13,6	13,2	6,3	3,6	2,4	1,3
Кривизна в местах сосредоточенных деформаций $K_c \cdot 10^{-3}$, 1/м																	
11	—	—	—	—	—	—	—	0	0,3	0,6	1,0	0,7	0,6	0,2	—	—	—
11+21	—	—	—	—	—	—	—	0,2	0,5	0,8	1,1	0,8	0,8	0,4	—	—	—
11+21+12	—	—	0	0,2	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,8	1,0	0,9	0,8	0,5	0,2	—	—
11+21+12+22	—	—	0	0,2	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,8	1,0	0,9	0,9	0,6	0,3	0,2	—
11+21+22+12+13	0,2	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,8	1,1	0,9	0,9	0,6	0,4	0,2	0,2
11+21+12+22+13+23	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,6	0,5	0,4	0,6	0,8	1,1	0,9	0,9	0,6	0,5	0,3	0,2

Таблица 48

Пласты	Мощность, м	Глубина залегания пластов H, м		
		точка *I*	точка	точка *III*
l_3	0,8	230	200	170
l_2	0,6	265	235	205
l_1	1,0	300	270	240

Таблица 49

Вероятные деформации	Величины вероятных деформаций					
	Вкрест простирания			По простиранию		
	точка *I*	точка *II*	точка *III*	точка *I*	точка *II*	точка *III*
$i \cdot 10^{-3}$	8,7	9,8	11,4	8,7	9,8	11,4
$\varepsilon \cdot 10^{-3}$	5,9	6,7	7,7	3,2	3,4	4,0
R, км	16,0	12,5	9,4	16,0	12,5	9,4

3. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

3.1. Инженерно-геологические изыскания на подрабатываемых территориях производятся в соответствии с требованиями главы СНиП по основным положениям инженерных изысканий для строительства и дополнительными указаниями настоящего раздела.

В районах распространения элювиальных грунтов следует руководствоваться также указаниями по особенностям инженерно-геологических изысканий и проектирования оснований на элювиальных грунтах.

3.2. Объем и состав инженерно-геологических изысканий для каждого объекта определяются программой, которая разрабатывается с участием проектной организации и составляется с учетом особенностей геологического строения и условий разработки полезных ископаемых, а также типа проектируемого здания или сооружения и его фундаментов.

3.3. Выводы по инженерно-геологическим изысканиям с учетом горно-геологического обоснования строительной площадки должны дополнительно включать:

а) оценку изменений геоморфологических, гидрологических, гидрогеологических и тектонических условий участка застройки вследствие оседания земной поверхности (возможность образования провалов, оползней, изменения уровня грунтовых вод с учетом сезонных и многолетних колебаний, возможность заболачивания территории, влияния тектонических нарушений в коренных породах и т. п.);

б) оценку возможных изменений физико-механических свойств грунтов вследствие изменения гидрогеологических условий площадки;

в) деформационные и прочностные характеристики грунтов, используемые при расчетах воздействий сдвигающегося грунта на конструкции зданий и сооружений.

3.4. Расчетные характеристики грунтов $A^{р}$ при воздействии дополнительных нагрузок от сдвигающегося основания определяются по формуле

$$A^{р} = A^{н}\, k\, m_{г}, \qquad (98)$$

где $A^{н}$ — нормативная характеристика грунта;

k — коэффициент однородности характеристик грунта;

$m_{г}$ — коэффициент, учитывающий изменение характеристики грунта при сдвижении.

Коэффициент однородности характеристик грунта k с учетом наиболее неблагоприятного воздействия сдвигающегося грунта определяется по формуле

$$k = 1 + \frac{\sigma}{A^{н}}, \qquad (99)$$

где σ — стандарт кривой распределения (средняя квадратическая ошибка).

Коэффициент $m_{г}$ при отсутствии данных об изменении характеристик грунта при сдвижении принимается равным 1.

3.5. Расчетные значения удельного сцепления С и угла внутреннего трения φ определяются по рекомендациям настоящего раздела, а коэффициент Пуассона $\mu_{г}$ допускается принимать по табл. 50.

Таблица 50

Грунт	Консистенция грунта	Величина коэффициента Пуассона, $\mu_{г}$
Глины и суглинки	Твердые и полутвердые	0,10—0,15
	Тугопластичные	0,20—0,25
	Пластичные и текучепластичные	0,30—0,40
	Текучие	0,45—0,50
Супеси	Твердые и полутвердые	0,15—0,20
	Тугопластичные	0,25—0,30
Пески	—	0,20—0,25

3.6. При наличии достаточного количества определений показателей пористости, консистенции и влажности на границе раскатывания нормативные значения модуля деформации $E_{г}$ удельного сцепления $C^{н}$ и угла внутреннего трения $\varphi^{н}$ допускается определять по табл. 13 главы СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений.

Для лессовидных непросадочных суглинков Донбасса нормативные значения модуля деформации приведены в табл. 51, а нормативные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления — в табл. 52.

Таблица 51

Консистенция грунта	Модуль деформации, кг/см², при коэффициенте пористости						
	0,41—0,50	0,51—0,60	0,61—0,70	0,71—0,80	0,81—0,90	0,91—1,0	1,01—1,10
$B<0$	370	310	260	210	170	140	110
$0 \leqslant B \leqslant 0{,}25$	320	270	220	180	130	90	60
$0{,}25 < B \leqslant 0{,}5$	—	—	190	140	100	60	—
$0{,}5 < B \leqslant 1{,}0$	—	—	150	110	70	40	—

Расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления для лессовидных непросадочных суглинков Донбасса приведены в табл. 53.

3.7. Характеристики грунтов, не вошедших в табл. 13 главы СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений и в региональные таблицы (скальные грунты, рыхлые пески, илы, заторфованные, насыпные и искусственно намытые грунты, глинистые грунты текучей консистенции, а также имеющие коэффициент пористости, превышающий значения 0,7—для супесей, 1 — для суглинков и 1,1 — для глин), должны определяться только на основе непосредственных опытных определений этих характеристик, а возможность использования таких грунтов в качестве оснований должна решаться в каждом отдельном случае в соответствии с результатами исследования грунтов строительной площадки.

Таблица 52

Влажность на границе раскатывания, %	Характеристика грунта	Нормативные значения удельного сцепления $C^н$ и угла внутреннего трения $\varphi^н$ при коэффициенте пористости						
		0,41—0,5	0,51—0,6	0,61—0,7	0,71—0,8	0,81—0,9	0,91—1,0	1,01—1,10
15,5—18,4	$C^н$, кг/см² $\varphi^н$, град	0,58 25	0,50 24	0,42 23	0,34 22	0,27 21	— —	— —
18,5—22,4	$C^н$, кг/см² $\varphi^н$, град	— —	0,62 22	0,53 21	0,44 20	0,35 19	0,26 18	— —
22,5—26,4	$C^н$, кг/см² $\varphi^н$, град	— —	0,75 21	0,64 19	0,54 17	0,45 16	0,38 14	0,32 13

Таблица 53

Влажность на границе раскатывания, %	Характеристика грунта	Расчетные значения угла внутреннего трения $\varphi^р$ и удельного сцепления $C^р$ лессовидных непросадочных суглинков Донбасса при коэффициенте пористости													
		0,41—0,5		0,51—0,6		0,61—0,7		0,71—0,8		0,81—0,9		0,91—1,0		1,01—1,1	
		в обычных условиях	над горными выработками	в обычных условиях	над горными выработками	в обычных условиях	над горными выработками	в обычных условиях	над горными выработками	в обычных условиях	над горными выработками	в обычных условиях	над горными выработками	в обычных условиях	над горными выработками
15,5—18,4	$C^р$, кг/см² $\varphi^р$, град	0,4 23	0,76 27	0,38 22	0,62 26	0,26 21	0,58 25	0,22 20	0,46 24	0,15 19	0,39 23	— —	— —	— —	— —
18,5—22,4	$C^р$, кг/см² $\varphi^р$, град	— —	— —	0,48 20	0,76 24	0,36 19	0,70 23	0,26 18	0,62 22	0,20 17	0,50 21	0,21 16	0,31 20	— —	— —
22,5—26,4	$C^р$, кг/см² $\varphi^р$, град	— —	— —	0,58 19	0,92 23	0,46 17	0,82 21	0,37 15	0,71 19	0,33 14	0,57 18	0,27 12	0,49 16	0,20 11	0,44 15

Нормативные характеристики насыпных глинистых грунтов (обратных засыпок) Донбасса приведены в табл. 54 и 55.

3.8. Нормативные значения модуля деформации грунтов при отсутствии табличных данных должны устанавливаться по данным испытаний грунтов штампами согласно ГОСТ 12374—66 «Грунты. Метод полевого испытания статическими нагрузками» как среднее арифметическое не менее чем из трех испытаний. Если отношение максимального значения модуля деформации к минимальному в пределах контура здания или сооружения не превышает 1,4 для песчаных, 1,8—для глинистых и 2,5 — для моренных глинистых грунтов, то допускается модуль деформации определять по результатам двух штамповых испытаний.

Для зданий и сооружений I класса испытание грунтов штампами является обязательным.

Примечание. В отдельных случаях, кроме обычных видов исследований сжимаемости грунтов, проводятся специальные испытания штампами для установления всех фаз деформирования грунта под нагрузкой.

3.9. Для глинистых грунтов при коэффициенте пористости больше 1,1 нормативное значение модуля деформации может устанавливаться по результатам компрессионных испытаний как среднее арифметическое из данных не менее шести испытаний образцов грунта выделенного слоя.

3.10. Модуль боковой (горизонтальной) деформации грунта ненарушенного сложения и обратной засыпки рекомендуется определять по величине модуля вертикальной деформации, принятого для этого же грунта.

Для анизотропных глинистых и песчаных грунтов ненарушенного сложения и обратных засыпок (отли-

Таблица 54

Объемный вес, т/м³	Влажность, %	Нормативные значения модулей общей деформации насыпных глинистых грунтов (обратных засыпок) Донбасса, кг/см², при продолжительности эксплуатации сооружения до подработки, лет							
		1	2	3	4	6	8	10	>10
1,65	10	63	76	80	84	88	91	91	91
	20	36	43	46	48	50	52	52	52
	30	14	17	18	19	20	20	20	20
1,75	10	80	96	102	106	112	115	115	115
	20	56	67	71	74	78	81	81	81
	30	17	20	22	22	24	24	24	24
1,85	10	132	158	168	176	185	190	190	190
	20	70	84	89	93	98	100	100	100
	30	25	30	32	33	35	36	36	36
1,95	10	228	274	290	303	319	328	328	328
	20	98	118	124	130	137	141	141	141
	30	36	43	46	48	50	52	52	52

Примечание. Промежуточные значения по вертикали и горизонтали допускается определять путем линейной интерполяции.

чие в сжимаемости при вертикальном и боковом давлении $\geqslant 25\%$) модуль боковой деформации определяется по формуле

$$E^{б} = n m E_{г}. \qquad (100)$$

Для изотропных глинистых и песчаных грунтов ненарушенного сложения и обратных засыпок модуль боковой деформации определяется по формуле

$$E^{б} = m E_{г}. \qquad (101)$$

В формулах (100) и (101):

$E_{г}$ — модуль вертикальной деформации грунта;

$E^{б}$ — модуль боковой деформации грунта ненарушенной структуры или обратной засыпки;

n — коэффициент анизотропии, характеризующий отличие в сжимаемости грунта при вертикальном и боковом давлении, для лессовидных суглинков Донбасса ненарушенного сложения равен 0,75;

m — коэффициент, учитывающий изменение по глубине деформативных свойств грунтового массива при боковом давлении, ограниченного сверху незагруженной поверхностью, принимается по графику рис. 20 на глубине приложения равнодействующей бокового давления.

Модуль вертикальной деформации грунтов ненарушенного сложения $E_{г}$ допускается принимать по табл. 13 главы СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений и табл. 51 настоящего раздела. Модули вертикальной деформации грунтов обратных засыпок с учетом времени эксплуатации здания или

Таблица 55

Объемный вес, т/м³	Влажность, %	Характеристика грунта	Нормативные значения тангенса угла внутреннего трения $\operatorname{tg}\varphi^{н}$ и удельного сцепления $C^{н}$ насыпных глинистых грунтов (обратных засыпок) Донбасса при продолжительности эксплуатации сооружения до подработки, лет							
			1	2	3	4	6	8	10	>10
1,65	10	$C^{н}$, кг/см²	0,327	0,346	0,359	0,365	0,372	0,377	0,379	0,410
		$\operatorname{tg}\varphi^{н}$	0,938	0,938	0,938	0,938	0,938	0,938	0,938	0,938
	20	$C^{н}$, кг/см²	0,127	0,132	0,135	0,137	0,138	0,140	0,140	0,154
		$\operatorname{tg}\varphi^{н}$	0,548	0,548	0,548	0,548	0,548	0,548	0,548	0,548
	30	$C^{н}$, кг/см²	0,087	0,089	0,090	0,091	0,092	0,093	0,093	0,102
		$\operatorname{tg}\varphi^{н}$	0,238	0,238	0,238	0,238	0,238	0,238	0,238	0,238
1,75	10	$C^{н}$, кг/см²	0,467	0,496	0,516	0,525	0,535	0,542	0,544	0,598
		$\operatorname{tg}\varphi^{н}$	0,918	0,918	0,918	0,918	0,918	0,918	0,918	0,918
	20	$C^{н}$, кг/см²	0,187	0,196	0,202	0,206	0,209	0,211	0,212	0,213
		$\operatorname{tg}\varphi^{н}$	0,528	0,528	0,528	0,528	0,528	0,528	0,528	0,528
	30	$C^{н}$, кг/см²	0,127	0,132	0,135	0,137	0,139	0,140	0,140	0,147
		$\operatorname{tg}\varphi^{н}$	0,338	0,338	0,338	0,338	0,338	0,338	0,338	0,338
1,85	10	$C^{н}$, кг/см²	0,677	0,721	0,744	0,751	0,780	0,791	0,794	0,873
		$\operatorname{tg}\varphi^{н}$	0,848	0,848	0,848	0,848	0,848	0,848	0,848	0,848
	20	$C^{н}$, кг/см²	0,287	0,303	0,314	0,320	0,325	0,329	0,330	0,363
		$\operatorname{tg}\varphi^{н}$	0,508	0,508	0,508	0,508	0,508	0,508	0,508	0,508
	30	$C^{н}$, кг/см²	0,157	0,164	0,169	0,171	0,174	0,175	0,176	0,194
		$\operatorname{tg}\varphi^{н}$	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218
1,95	10	$C^{н}$, кг/см²	0,897	0,957	0,997	1,017	1,037	1,053	1,056	1,056
		$\operatorname{tg}\varphi^{н}$	0,798	0,798	0,798	0,798	0,798	0,798	0,798	0,798
	20	$C^{н}$, кг/см²	0,447	0,475	0,493	0,503	0,512	0,519	0,521	0,573
		$\operatorname{tg}\varphi^{н}$	0,448	0,448	0,448	0,448	0,448	0,448	0,448	0,448
	30	$C^{н}$, кг/см²	0,237	0,250	0,258	0,263	0,267	0,270	0,273	0,300
		$\operatorname{tg}\varphi^{н}$	0,198	0,198	0,198	0,198	0,198	0,198	0,198	0,198

Примечание. Промежуточные значения по вертикали и горизонтали допускается определять путем линейной интерполяции.

сооружения до подработки допускается определять по табл. 54.

Модуль вертикальной деформации обратных засыпок из песчаных грунтов допускается принимать по

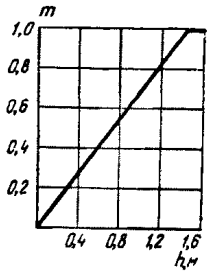


Рис. 20. Зависимость коэффициента m от глубины приложения равнодействующей бокового давления

табл. 13 главы СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений с умножением на коэффициент, равный 0,85.

3.11. Основание при расчетах конструкций подрабатываемых зданий и сооружений допускается принимать линейно-деформируемым, характеризуемым коэффициентом жесткости.

Коэффициент жесткости основания для зданий на ленточных фундаментах определяется по формуле

$$K_z = \frac{\sum_{i=1}^{n} F_i K_{zi}}{\sum_{i=1}^{n} F_i}, \qquad (102)$$

где F_i — площадь подошвы фундамента под i-й продольной или поперечной стеной, м^2;

n — общее количество стен в отсеке;

K_{zi} — коэффициент жесткости основания под i-й стеной, определяемый по формуле (103).

Для отдельного (столбчатого или ленточного) фундамента коэффициент жесткости основания при центрально приложенной нагрузке определяется по формуле

$$K_z = \frac{\omega_z E_г}{\sqrt{F}\left(1-\mu_г^2\right)}. \qquad (103)$$

При действии моментной нагрузки на отдельный фундамент коэффициент жесткости основания определяется по формуле

$$K_\varphi = \frac{\omega_\varphi E_г}{\sqrt{F}\left(1-\mu_г^2\right)}. \qquad (104)$$

При действии горизонтальной силы, приложенной на уровне подошвы отдельного фундамента, коэффициент жесткости основания на сдвиг определяется по формуле

$$K_x = \frac{\omega_z E_г}{\sqrt{F}\left(1-\mu_г \omega_x\right)\left(1+\mu_г\right)}. \qquad (105)$$

В формулах (103)—(105):

F — площадь подошвы фундамента, при $F>10$ м^2 принимается $F=10$ м^2;

ω_z, ω_φ, ω_x — безразмерные коэффициенты, определяемые в зависимости от отношения сторон подошвы фундамента $в/а$ ($а$ — сторона подошвы фундамента в направлении горизонтального сдвижения грунта), принимаются по табл. 56.

Таблица 56

Отношение сторон фундамента, b/a	Величины безразмерных коэффициентов		
	ω_z	ω_φ	ω_x
0,2	1,22	1,62	0,53
0,33	1,13	1,65	0,53
0,5	1,09	1,72	0,53
0,66	1,07	1,80	0,53
1,0	1,06	1,98	0,50
1,5	1,07	2,24	0,45
2,0	1,09	2,50	0,42
3,0	1,13	2,97	0,37
5,0	1,22	3,59	0,29

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

4.1. На территориях угольных месторождений могут проектироваться производственные здания каркасные, бескаркасные и с неполным каркасом. Рекомендации настоящей главы распространяются на проектирование каркасных производственных зданий. Расчет и проектирование бескаркасных производственных зданий необходимо производить по указаниям главы 6 «Жилые и общественные здания». Производственные здания с неполным каркасом рекомендуется проектировать по указаниям глав 4 и 6.

4.2. Каркасы производственных зданий проектируются в сборном и монолитном железобетоне, а также в металле. Металлическим каркасам следует отдавать предпочтение в тех случаях, когда согласно расчету ожидаются значительные деформации земной поверхности (I и I, к группы подрабатываемых территорий).

Каркасы производственных зданий целесообразно проектировать в виде шарнирно-связевых, рамно-связевых или жестких рамных систем. Предпочтение отдается связевым системам.

4.3. Сборные железобетонные конструкции назначаются в соответствии с действующими типовыми сериями индустриальных изделий для промышленного строительства. В некоторых случаях они могут быть усилены дополнительной арматурой или отличаться закладными деталями. При привязке типовых конструкций следует стремиться к равномерному и симметричному распределению жесткостей в плане и по высоте здания.

4.4. В тех случаях, когда несущая способность колонн недостаточна для восприятия усилий, вызванных деформациями земной поверхности, и усиление колонн или уменьшение длины отсеков нецелесообразно, рекомендуется между фундаментами предусматривать связи-распорки, железобетонные плиты или устраивать фундаменты в виде перекрестных балок и балок-стенок.

4.5. Фундаменты производственных зданий необходимо проектировать монолитными или сборными железобетонными. Основными типами должны быть приняты отдельно стоящие фундаменты. Ленточные фундаменты целесообразно применять при слабых, неоднородных грунтах, а также на подрабатываемых территориях I—II групп и с образованием уступов высотой более 10 см. Применение фундаментов в виде систем перекрестных балок и балок-стенок рекомендуется при проектировании на территориях I и I, к групп.

4.6. При необходимости повышения прочности и жесткости сборных перекрытий и покрытий рекомендуется укладывать в швы между плитами одиночные сварные каркасы с последующим замоноличиванием их бетоном на мелком заполнителе; крепление плит к несущим конструкциям осуществлять сваркой закладных деталей не менее чем в трех углах.

4.7. В каркасных производственных зданиях рекомендуется применять навесные стеновые панели облегченной конструкции. Крепление их к колоннам должно быть податливым.

Примечания: 1. Заполнение швов между стеновыми панелями рекомендуется осуществлять эластичным материалом, не препятствующим сдвигу и повороту панелей.

2. Кирпичное заполнение фахверка допускается в производственных зданиях, проектируемых на территориях III и IV групп при длине отсеков не более 36 м.

3. Самонесущие стены по высоте должны крепиться к колоннам здания податливыми связями, не препятствующими их относительному смещению в плоскости стен. Самонесущие стены могут разделяться дополнительными швами в пределах отсека.

4.8. В зданиях в качестве подъемно-транспортных средств допускается использовать мостовые, подвесные и козловые краны. Рекомендуется применять подвесное и напольное подъемно-транспортное оборудование.

В зданиях с мостовыми кранами следует применять разрезные железобетонные и металлические подкрановые балки. Более целесообразны — металлические.

Узлы опирания подкрановых конструкций следует проектировать с таким расчетом, чтобы не возникало препятствий при выполнении рихтовки их как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскостях. При этом должны соблюдаться установленные габариты приближения кранового оборудования к элементам здания.

КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

4.9. Одноэтажные каркасные производственные здания следует проектировать, как правило, по податливым конструктивным схемам. В качестве строительных мер защиты от влияния горных выработок необходимо предусматривать: разделение зданий на отсеки с устройством между ними деформационных швов; устройство швов скольжения в фундаментных конструкциях, шарнирных и шарнирно-подвижных сопряжений и стыков несущих и ограждающих конструкций; снижение жесткости колонн и т. п.

4.10. Каркасы одноэтажных производственных зданий целесообразно проектировать в виде шарнирно-связевых систем. Рекомендуются следующие конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий:

поперечников, имеющих шарнирно-неподвижное соединение колонн с ригелями и защемление в уровне вер-

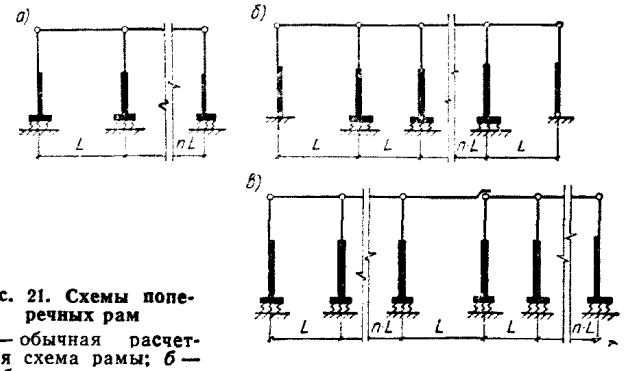


Рис. 21. Схемы поперечных рам

а — обычная расчетная схема рамы; *б* — комбинированная расчетная схема рамы с качающимися крайними стойками; *в* — комбинированная расчетная схема рамы с шарнирно-подвижным опиранием ригелей на средние стойки

ха фундаментов (здания с обычной конструктивной схемой, рис. 21,*а*);

комбинированные — поперечников с качающимися крайними стойками (рис. 21,*б*) или шарнирно-подвижным опиранием ригелей на средние колонны поперечной рамы (рис. 21,*в*);

продольных рам с одноярусным и двухъярусным расположением продольных связей и постановкой (при необходимости) фундаментных связей-распорок (рис. 22).

4.11. Схемы поперечников, имеющие шарнирно-неподвижное соединение колонн с ригелями и защемление в фундаментах, рекомендуется применять для зданий, проектируемых на подрабатываемых территориях III и IV групп. Комбинированные расчетные схемы рекомендуются для зданий, проектируемых на территориях I и II групп.

Применение каркасов с подстропильными фермами на территориях I и II групп не рекомендуется.

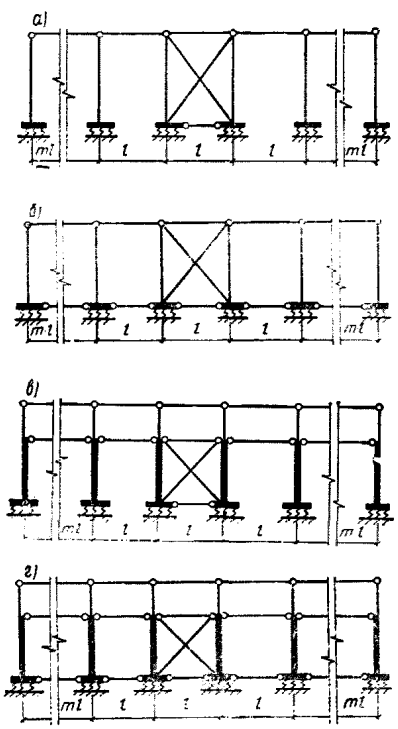


Рис. 22. Схемы продольных рам

а, в — продольные рамы бескрановых и крановых зданий без фундаментных связей-распорок; *б, г* — продольные рамы бескрановых и крановых зданий с фундаментными связями-распорками

Примечание. Не исключается возможность применения обычных схем одноэтажных каркасных зданий для тяжелых условий подработки, а комбинированных схем — для менее тяжелых условий при соответствующем технико-экономическом обосновании.

4.12. В фермах и колоннах зданий с шарнирно-подвижным опиранием пролетных конструкций следует устраивать металлические ограничители, рассчитанные на распор в уровне верха колонн с учетом компенсационной способности узла.

4.13. Пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного каркасного здания достигается защемлением колонн в фундаментах и соединением их с жестким в своей плоскости покрытием. При больших горизонтальных нагрузках (на каждую плиту покрытия действует горизонтальное усилие более 1 т) пространственная жесткость здания обеспечивается устройством системы горизонтальных связей по нижним поясам ферм.

Жесткость диска покрытия достигается приваркой плит покрытия к несущим конструкциям и замоноличиванием всех швов между плитами.

4.14. Для обеспечения устойчивости каркаса в продольном направлении каждая продольная рама имеет вертикальные связи и распорки по верху колонн. Вертикальные связи устраиваются в средней части каждого отсека (см. рис. 22). В зданиях, оборудованных мостовыми кранами, подкрановые балки рассматриваются как распорки вертикальных связей. Крепление их должно быть рассчитано на передачу соответствующих усилий. Если имеются подстропильные фермы, то они выполняют функции распорок по колоннам и связи-распорки по верху колонн не предусматриваются.

4.15. Для уменьшения влияния горизонтальных деформаций основания на каркас здания необходимо предусматривать связи-распорки между фундаментами. Если усилия в фундаментных связях более 100 т на одну связь, рекомендуется под фундаментами устраивать швы скольжения. Конструкция шва скольжения выбирается по табл. 6 главы СНиП на проектирование зданий и сооружений на подрабатываемых территориях.

4.16. Длина (ширина) отсека одноэтажного производственного здания не должна превышать 72 м.

КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

4.17. Каркасы многоэтажных производственных зданий следует проектировать в виде шарнирно-связевых, рамно-связевых или жестких рамных систем. При прочих равных условиях рекомендуется применять рамно-связевые системы.

4.18. Поперечные рамы каркасов рекомендуется проектировать жесткими, продольные — связевыми. В качестве связей используются плиты-распорки и горизонтальные крестовые связи по нижнему поясу балок или ферм покрытия. Повышение прочности плит-распорок достигается установкой в продольные швы арматурных каркасов с последующим их замоноличиванием. Арматурные каркасы должны заводиться за грани опоры плиты-распорки не менее чем на 50 ∅ рабочей арматуры.

4.19. Для зданий с нормативными нагрузками на покрытия свыше 1000 кг/м² следует применять сетку колонн 6×6 м. Пролеты по 9 м рекомендуются при проектировании корпусов легкой и пищевой промышленности с нормативными нагрузками на перекрытия до 1000 кг/м².

4.20. Устойчивость каркасов в плоскости связевых рам обеспечивается блоками жесткости, которые устраиваются с помощью вертикальных крестовых или портальных связей или железобетонных диафрагм. Блоками жесткости могут также служить лестничные клетки и шахты лифтов, выполненные из монолитного железобетона.

4.21. Протяженные в плане здания необходимо разделять на отсеки деформационными швами. Длина (ширина) отсека не должна превышать 36 м. Максимальная высота здания в пределах отсека, как правило, ограничивается 30 м.

4.22. На подрабатываемых территориях IV группы рекомендуется применять короткие поперечники (до 18 м) без дополнительных конструктивных элементов (рис. 23,*а*, *б*). Высоту первого этажа желательно доводить до 6; 7,2 м. В отдельных случаях может потребоваться незначительное усиление несущих конструкций дополнительной арматурой.

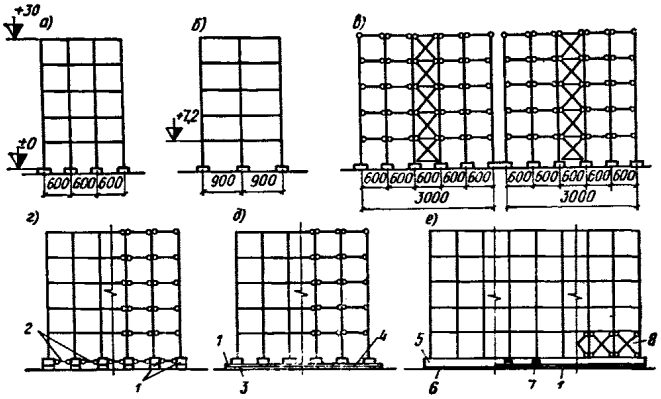


Рис. 23. Схемы поперечных и продольных рам

1 — шов скольжения; *2* — фундаментные связи-распорки; *3* — бетонная подготовка; *4* — тонкая железобетонная плита; *5* — фундаментная балка; *6* — фундаментные подушки; *7* — ниши для установки подъемных средств; *8* — диафрагмы жесткости в уровне цокольного этажа

4.23. Продольные связевые рамы при горизонтальных деформациях до 2 мм/м могут также проектироваться без дополнительных конструктивных элементов (рис. 23,*в*). Существенное влияние на величину дополнительных усилий в колоннах оказывает их гибкость и податливость основания. В связи с этим в качестве защитных мероприятий может быть использовано искусственное понижение жесткости основания и увеличение высоты стоек.

4.24. Для уменьшения усилий в фундаментных связях-распорках и плитах следует устраивать под стаканами отдельно стоящих фундаментов и плитами швы скольжения (рис. 23,*г*,*д*,). Толщину железобетонной плиты, устраиваемой под фундаментами (рис. 23,*д*), следует принимать 100—150 мм с армированием в двух направлениях и обрывом стержней по мере удаления от центра отсека к крайним колоннам. На скальных основаниях под бетонной подготовкой рекомендуется устраивать песчаную подушку толщиной не менее 200 мм.

4.25. При тяжелых условиях подработки (I и II группы территорий) рекомендуется устраивать короткие жесткие рамные отсеки размерами в плане до 18 м, с опиранием на систему балок или балок-стенок. Уменьшение напряжений в балках может быть достигнуто устройством шва скольжения в месте опирания ее на фундаментные подушки и постановкой диафрагм жесткости в уровне цокольного этажа (рис. 23,*е*). В отдельных случаях в балках могут предусматриваться ниши для установки подъемных механизмов с целью выравнивания конструкций в процессе подработки здания. Жесткие рамные каркасы при радиусе кривизны менее 3 км рекомендуется проектировать в металле.

4.26. Высота фундаментных балок принимается 1—2,5 м. Рекомендуется изготавливать их из монолитного железобетона марки не менее 200 с симметричным армированием из горячекатаной стали класса А-II, А-III. Над нишами для установки подъемных механизмов необходимо устраивать отгибы рабочих стержней и косвенное армирование сетками. Подпятники также армируются косвенной арматурой.

4.27. Вокруг фундаментных конструкций могут предусматриваться компенсационные пазухи, заполняемые древесными опилками или другим сильно сжимаемым заполнителем.

ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

4.28. Для обеспечения нормальной работы кранов при подработке здания следует предусматривать возможность рихтовки подкрановых конструкций, подштопки путей, регулировки подвесок и т. п. При этом должны соблюдаться установленные габариты приближения кранового оборудования к элементам здания и наклон подкрановых путей.

Минимальное значение габарита приближения мостового крана по вертикали составляет 100 мм, по горизонтали — 60 мм.

Наклон подкранового пути мостовых кранов не должен превышать следующих значений:

в поперечном направлении — $[i_{\text{п}}] = 4 \cdot 10^{-3}$;

в продольном направлении — $[i_{\text{пр}}] = 6 \cdot 10^{-3}$.

Наклон подкранового пути, обусловленный деформациями земной поверхности, принимается по большему значению, полученному по формулам:

$$i = n_{\text{к}} m_{\text{к}} \frac{l_{\text{п}}}{2R}; \qquad (106)$$

$$i = n_i m_i i, \qquad (107)$$

где $n_{\text{к}}$, n_i, $m_{\text{к}}$, m_i — коэффициенты перегрузки и условий работы, определяемые по табл. 3, 4 главы СНиП на проектирование зданий и сооружений на подрабатываемых территориях;

$l_{\text{п}}$ — длина подкранового пути или ширина пролета промышленного здания.

4.29. При расчете поперечных рам промышленных зданий с мостовыми кранами необходимо сравнивать расчетные и предельные деформации подкрановых путей.

Расчетное изменение ширины колеи подкранового пути должно отвечать условию

$$\delta_{\text{п}} \leqslant 30 \text{ мм}. \qquad (108)$$

Расчетный наклон подкранового пути должен отвечать условию

$$i \leqslant [i]. \qquad (109)$$

4.30. Габарит приближения $\Gamma_{\text{в}}$ кранового оборудования к пролетным конструкциям здания с учетом неравномерных оседаний земной поверхности необходимо проверять по формуле

$$\Gamma_{\text{в}} \geqslant 100 \text{ мм} + \delta_{\text{в}} - [i_{\text{пр}}] l_{\text{п}}, \qquad (110)$$

где $\delta_{\text{в}}$ — расчетное неравномерное оседание опор подкранового пути, мм.

4.31. Габарит приближения $\Gamma_{\text{г}}$ мостового крана к колоннам с учетом деформаций земной поверхности при регулировке положения обоих подкрановых путей должен отвечать неравенству

$$\Gamma_{\text{г}} \geqslant 60 \text{ мм} + 0{,}5\,\delta_{\text{п}}. \qquad (111)$$

4.32. Расчетное изменение ширины колеи подкранового пути мостового крана $\delta_{\text{п}}$ для многопролетных рам с шарнирно-неподвижным опиранием пролетных конструкций на колонны (рис. 24) определяется по формуле

$$\delta_{\text{п}} = m_{\text{г}} n_{\text{г}} \varepsilon \left(x_n \frac{h_n}{H_n} - x_{n-1} \frac{h_{n-1}}{H_{n-1}} \right), \qquad (112)$$

где x_n, x_{n-1} — расстояния от осей n-й и $(n-1)$-й колонн до оси симметрии или центра горизон-

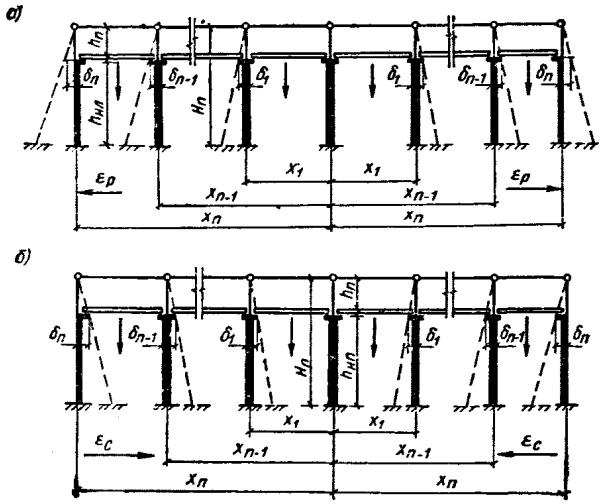


Рис. 24. Схемы перемещения колонн
а — при растяжении земной поверхности; *б* — при сжатии земной поверхности

тальных деформаций поперечной рамы;

h_n, h_{n-1} — расстояния от головки подкрановых рельсов до опор пролетных конструкций;

H_n, H_{n-1} — расстояния от подошвы фундаментов или шарнирных опорных узлов колонн до опор пролетных конструкций.

Для однопролетных рам и среднего пролета многопролетных рам расчетное изменение ширины колеи подкранового пути определяется по формуле

$$\delta_п = \frac{1}{2} m_\varepsilon n_\varepsilon \varepsilon l_п \left(\frac{h_л}{H_л} + \frac{h_п}{H_п}\right), \qquad (113)$$

где $h_л$ и $h_п$ — расстояния от головки подкрановых рельсов до опор пролетных конструкций левой и правой колонн;

$H_л$ и $H_п$ — расстояния от подошвы фундаментов или шарнирных опорных узлов левой и правой колонн до опор пролетных конструкций.

4.33. При больших расчетных изменениях ширины колеи подкранового пути мостового крана ($\delta_п > 30$ мм), когда рихтовку подкрановых путей в горизонтальной плоскости предполагается осуществить за счет смещения подкрановых балок, необходимо учитывать влияние эксцентриситета крановой нагрузки на расчетные усилия в колоннах. При смещении подкрановых балок по обоим рядам колонн эксцентриситет крановой нагрузки определяется по формуле

$$l_{т.к} = \frac{\delta_п - 30 \text{ мм}}{2}. \qquad (114)$$

4.34. Подкрановые балки должны быть рассчитаны с учетом воздействия на них дополнительного распора $H_{\delta п}$, определяемого по формуле

$$H_{\delta_п} = \sum_1^m R_{ni}, \qquad (115)$$

где R_{ni} — реакция от изгиба i-й колонны в уровне низа подкрановой балки, определяемая по формуле (172);

m — количество колонн от ближайшего конца отсека (здания) до рассматриваемой подкрановой балки.

Крепление подкрановых балок к колоннам должно проверяться с учетом воздействия распора $H_{\delta п}$, который принимается приложенным к нижней грани подкрановой балки.

РАСЧЕТ СВЯЗЕЙ-РАСПОРОК МЕЖДУ ОТДЕЛЬНО СТОЯЩИМИ ФУНДАМЕНТАМИ

4.35. Фундаментные связи-распорки устраиваются для уменьшения влияния горизонтальных деформаций грунта на напряженно-деформированное состояние несущих элементов каркаса промышленного здания.

4.36. Минимальное сечение связей-распорок необходимо принимать из условия размещения арматуры, но не менее 20×20 см. Увеличение поперечного сечения связей-распорок должно осуществляться, как правило, за счет их ширины. Высоту сечения связей-распорок рекомендуется назначать в пределах $\frac{1}{50} \div \frac{1}{20}$ их расчетного пролета.

4.37. Расчетный пролет связи-распорки принимается равным длине участка в свету между рассматриваемыми фундаментами. Соединение связей-распорок с фундаментами осуществляется шарнирно.

4.38. Связи-распорки необходимо рассчитывать на восприятие нагрузок от воздействия сдвигающегося грунта на фундаменты. Для уменьшения усилий в связях-распорках рекомендуется устраивать швы скольжения под фундаментами.

4.39. Усилия сжатия или растяжения в связях-распорках определяются по формуле

$$N = 0{,}8 \sum_{i=1}^{m} N_i, \qquad (116)$$

где N_i — равнодействующая сил, приложенных к отдельно стоящему фундаменту, равная

$$N_i = N_{т i} + N_{\delta i} + N_{q i}, \qquad (117)$$

где $N_{т i}$, $N_{\delta i}$ и $N_{q i}$ — величины, соответственно, сил трения, действующих по подошве, боковым поверхностям, и давление на лобовую поверхность i-го фундамента, обусловленные сдвижением грунта;

0,8 — коэффициент, учитывающий особое сочетание нагрузок;

m — количество фундаментов от данного сечения до ближайшего конца ряда фундаментов.

4.40. Величина силы трения от сдвигающегося грунта, действующая по подошве i-го фундамента, определяется по формуле

$$N_{т i} = (C F_{n i} + P_i \operatorname{tg} \varphi) \frac{x_i}{x_{0 i}}, \qquad (118)$$

где $F_{n i}$ — площадь подошвы i-го фундамента, м²;

P_i — вертикальная нормативная нагрузка на подошву i-го фундамента (из временных нагрузок учитываются только длительно действующие), т;

x_i — расстояние от оси отсека до оси i-го фундамента, м;

x_{oi} — расстояние в м от оси отсека до точки с предельным сдвигом грунта (Δ_i), определяемым по формулам

$$x_{0 i} = \frac{\Delta_i}{n_\varepsilon m_\varepsilon \varepsilon - \varepsilon_к}; \qquad (119)$$

$$\Delta_i = K_0 \left(20 + 1{,}5 \frac{P_i}{d_i}\right) 10^{-3}; \qquad (120)$$

K_0 — понижающий коэффициент, принимаемый для отдельностоящих фундаментов равным 0,5;

d_i — размер подошвы i-го фундамента в направлении перемещения грунта, м;

$\varepsilon_к$ — собственные деформации фундаментной связи-распорки под воздействием возникающих в ней напряжений, принимаемые в зоне растяжения $\varepsilon_к = 1 \cdot 10^{-3}$, в зоне сжатия $\varepsilon_к = 0$;

20 и 1,5 — эмпирические коэффициенты, имеющие соответственно размерность м и м²/т.

При $x_i \geqslant x_{oi}$ отношение $\frac{x_i}{x_{oi}} = 1$.

4.41. Величина силы трения от сдвигающегося грунта по боковым поверхностям i-го фундамента определяется из условия предельного сдвига по формуле

$$N_{\delta i} = 2 \left(C_з F_{\delta i} + G_{ai} \operatorname{tg} \varphi_з\right) \frac{x_i}{x_{0i}}, \qquad (121)$$

где $F_{\delta i}$ — площадь боковой поверхности отдельного i-го фундамента с учетом ступеней, расположенных параллельно сдвигу грунта, м²;

G_{ai} — активное давление грунта в т на боковую площадь $F_{\delta i}$ фундамента, определяемое по формуле

$$G_{ai} = \frac{\gamma_з h_i}{2} F_{\delta i} \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi_з}{2}\right); \qquad (122)$$

h_i — заглубление подошвы i-го фундамента, м;

$\gamma_з$ — объемный вес грунта засыпки к моменту подработки здания, т/м³;

$\varphi_з$ — расчетный угол внутреннего трения грунта засыпки к моменту подработки здания;

$C_з$ — расчетное удельное сцепление засыпки, т/м².

4.42. Величина силы бокового давления от сдвигающегося грунта на i-й фундамент определяется по формуле

$$N_{qi} = b_{ci} P_i K_i, \qquad (123)$$

где b_{ci} — средняя по высоте ширина i-го фундамента в направлении, перпендикулярном сдвижению грунта;

P_i — равнодействующая пассивного давления грунта на боковую поверхность i-го фундамента шириной, равной единице, определяемая по формуле

$$P_i = h_i D \left(0{,}5 \gamma_з h_i D + 2 C_з\right); \qquad (124)$$

K_i — коэффициент обжатия грунта, определяемый по формуле

$$K_i = \frac{\left(n_e m_e \varepsilon - \varepsilon_к\right) x_i h_i}{P_i \left(\frac{h_i D}{E_б} + \frac{a_i}{E_з}\right)}; \qquad (125)$$

при $K_i > 1$ принимать $K_i = 1$

$$D = \operatorname{tg} \left(45° + \frac{\varphi_з}{2}\right); \qquad (126)$$

$E_б$ — модуль боковой деформации грунта, определяемый по формуле (100);

$E_з$ — модуль боковой деформации грунта обратной засыпки, определяемый по формуле (101);

a_i — средняя ширина пазухи между фундаментом и стенкой котлована.

Примечания: 1. При устройстве фундаментов вразбор со стенками котлована физические характеристики грунта γ, C и φ следует принимать для грунта ненарушенной структуры. При этом $a_i = 0$.

2. Если в проекте производства работ по закладке фундаментов нет специальных оговорок, то для расчетов размер пазух засыпки допускается принимать 0,4 м.

4.43. При устройстве под отдельно стоящими фундаментами швов скольжения равнодействующая сил

$$N_i^ш = N_{т\,i}^ш + N_{\delta i}^ш + N_{q i}^ш, \qquad (127)$$

где $N_{ti}^ш$ — величина сил трения по шву скольжения i-го фундамента, которая определяется по формуле

$$N_{ti}^ш = \varphi_ш P_i, \qquad (128)$$

где $\varphi_ш$ — коэффициент трения по шву скольжения, принимаемый по табл. 6 главы СНиП на проектирование зданий и сооружений на подрабатываемых территориях;

$N_{\delta i}^ш$ — величина силы трения от сдвигающегося грунта по боковым поверхностям i-го фундамента, определяемая по формуле (121), в которой h_{ni} — заглубление шва скольжения;

$N_{qi}^ш$ — величина силы бокового давления от сдвигающегося грунта на i-й фундамент, определяемая по формуле (123), в которой h_{ni} — заглубление шва скольжения.

РАСЧЕТ ОДНОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Расчет поперечных рам

4.44. При расчете поперечных рам одноэтажного каркасного здания на обычные нагрузки (снеговые, ветровые, крановые) и воздействие от деформаций земной поверхности рекомендуется учитывать упругое защемление стоек в основание (упругий поворот фундаментов). Исключением могут быть поперечные рамы зданий, проектируемых на практически несжимаемом основании (скальных грунтах).

4.45. Определение усилий в элементах поперечной рамы следует производить с учетом продольно-поперечного изгиба и работы колонн в упругой или упругопластической стадиях напряженно-деформированного состояния. Продольно-поперечный изгиб учитывается при условии

$$\beta = \frac{\Sigma N h_к^2}{B_н} > 0{,}15, \qquad (129)$$

где ΣN — сумма всех вертикальных сил, действующих на рассматриваемую колонну;

$h_к$ — высота колонны;

$B_н$ — приведенная жесткость нижней (подкрановой) части колонны.

Если условие (129) не соблюдается, то каркасы одноэтажных зданий следует рассматривать как упруго-изгибаемые системы. Влияние продольного изгиба при этом учитывается введением коэффициента η.

4.46. При расчете поперечных рам наиболее приемлемым является метод перемещений. Единственным неизвестным для поперечных рам, изображенных на рис. 21,*а*, будет $\Delta_р$ — горизонтальное перемещение ригеля плоской (загружаемой) рамы.

Вводя по направлению неизвестного перемещения стерженек связи (в узле сопряжения стойки с ригелем), получим основную систему. От действия единичного неизвестного в стойках плоской рамы возникают реакции r_{11}. В стерженьке связи возникает реакция $R_с$, равная сумме реакций верха колонн плоской рамы от перемещения $\Delta = 1$. Для каждого вида загружения составляется каноническое уравнение (130)

$$R_с \Delta_р + R_р = 0, \qquad (130)$$

где $R_р$ — сумма реакций верха колонн плоской рамы от нагрузки;

$\Delta_р$ — горизонтальное перемещение ригеля плоской рамы от нагрузки.

Упругая реакция в уровне верха рассматриваемой колонны от нагрузки определяется по формуле

$$r_{уп} = r_{1р} + \Delta_р r_{11}, \qquad (131)$$

$r_{1р}, r_{11}$ — реакции в уровне верха рассматриваемой колонны плоской рамы в основной системе соответственно от нагрузки и единичного смещения, определяемые согласно указаниям пп. 4.50—4.54.

Горизонтальное перемещение ригеля плоской рамы от нагрузки определяется из уравнения (130).

4.47. Усилия в сечениях колонн (M, Q, N) определяют, как для консольной балки, загруженной нагрузкой и упругой реакцией $r_{уп}$. Обычно расчетными являются три сечения по длине колонн: *1—1* — над крановой консолью, *2—2* — под крановой консолью, *3—3* — у верха фундамента (опорное сечение).

4.48. Расчет поперечных рам одноэтажных производственных зданий выполняется при следующих исходных предпосылках:

ригели и фундаменты стоек принимаются бесконечно жесткими;

в ригелях и стойках не учитываются продольные деформации;

при горизонтальных деформациях земной поверхности отсутствует взаимное горизонтальное смещение деформируемого основания и фундаментов;

жесткость сечений железобетонных колонн определяется с учетом образования трещин в упругопластической стадии напряженно-деформированного состояния в зависимости от действующих усилий (п. 4.55);

жесткость сечений металлических колонн определяется как произведение модуля упругости металла (E) на момент инерции сечения (I);

податливость грунта в основании фундамента оценивается величиной A, которая определяется по формуле

$$A = \frac{1}{I_ф K_\varphi}, \qquad (132)$$

где $I_ф$ — момент инерции подошвы фундамента относительно ее центральной оси, перпендикулярной плоскости поперечной рамы;

K_φ — коэффициент жесткости, определяемый по формуле (104).

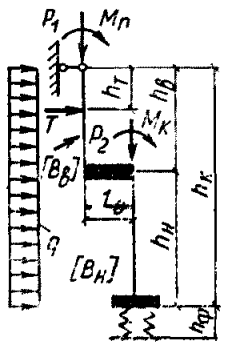


Рис. 25. Схема загружения стойки основной системы при защемлении в фундаменте

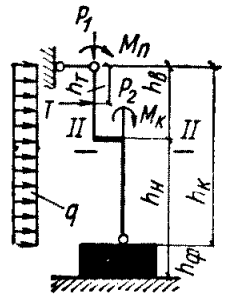


Рис. 26. Схема загружения стойки основной системы при шарнирно-неподвижном опирании на фундамент

4.49. Значения величин, входящих в формулы расчета поперечных рам, определяются в зависимости от геометрических и жесткостных параметров и нагрузок (рис. 25) следующими выражениями:

$$\left.\begin{gathered}
M' = \frac{3\,[B_н]}{h_к};\quad R' = \frac{M'}{h_к};\quad \alpha = \frac{[B_н]}{[B_в]};\quad \gamma = \frac{P_2}{P_1};\\
n_0^2 = \frac{1+\gamma}{\alpha};\quad \lambda = \frac{h_в}{h_к};\quad \lambda_т = \frac{h_т}{h_к};\quad \lambda_ф = \frac{h_ф}{h_к};\\
Д = \sin\lambda\sqrt{\beta};\quad Б = \sin\frac{\lambda}{n_0}\sqrt{\beta};\quad Л = \sin\sqrt{\beta};\\
B = \cos\lambda\sqrt{\beta};\quad C = \cos\frac{\lambda}{n_0}\sqrt{\beta};\quad M = \cos\sqrt{\beta};\\
e_п = \frac{M_п}{P_1};\quad e_к = \frac{M_к}{P_1};\quad \gamma_т = \frac{T}{P_1};\\
\gamma_g = \frac{g\,h_к}{P_1};\quad m_0 = \frac{M'\,A\sqrt{\beta}}{3};\\
\lambda_к^0 = 1 + \lambda_ф + \lambda\gamma;\quad K_0 = \alpha\,C\,n_0;\\
\sin\alpha_0 = B\,Л - M\,Д;\quad \cos\alpha_0 = Л\,Д + M\,B.
\end{gathered}\right\} \qquad (133)$$

В тригонометрических функциях величина β, определяемая по формуле (129), принимается в радианах.

4.50. Реакции в уровне верха колонн плоской рамы основной системы при единичном смещении основания ($\Delta = 1$) следует определять по формулам

$$r_{11}^0 = \frac{R'}{h_к} K_{R\,n}^{\Delta} \quad \text{при } \beta \leqslant 0{,}15, \qquad (134)$$

где $$K_{R\,n}^{\Delta} = \frac{1}{1 + \lambda^3(\alpha - 1) + M'\,A\,(1 + \lambda_ф)^2}; \qquad (135)$$

$$r_{11} = \frac{R'}{h_к} K_{R\,n}^{p\,\Delta}, \text{ при } \beta > 0{,}15, \qquad (136)$$

где
$$\left.\begin{gathered}
K_{R\,n}^{p\,\Delta} = \frac{\sqrt{\beta^3}}{3}\left(\frac{1 - m_0 m_1}{m_2 + m_0 m_3}\right);\\
m_1 = \frac{K_0\,\mathrm{tg}\,\alpha + Б}{K_0 - Б\,\mathrm{tg}\,\alpha_0} + \lambda_ф\sqrt{\beta};\\
m_2 = m_1 + Б\gamma\,(2 + \gamma\cos\alpha_0)\,m_4 - \lambda_к^0\sqrt{\beta};\\
m_3 = m_4\,[m_5\,(m_1 + Б\gamma\,m_4) + Б\gamma\,m_2\,m_4];\\
m_4 = \frac{1}{K_0\cos\alpha_0 - Б\sin\alpha_0};\\
m_5 = \frac{\lambda_к^0\sqrt{\beta}}{m_4} - \gamma Б\,(1 + \gamma\cos\alpha_0).
\end{gathered}\right\} \qquad (137)$$

4.51. Реакции в уровне верха колонн плоской рамы основной системы определяются следующим образом:

а) от действия момента $M_п$, приложенного в верхнем конце колонны

$$r_{1\,M\,п} = \frac{M_п\,r_{11}^0}{R'}\left\{1{,}5[1 + \lambda^2(\alpha - 1)] + M'\,A(1 + \lambda_ф)\right\}; \qquad (138)$$

б) от действия момента $M_к$, приложенного к колонне на уровне консоли подкрановой части

$$r_{1к} = \frac{M_к\,r_{11}^0}{R'}\,[1{,}5\,(1 - \lambda^2) + M\,A'\,(1 + \lambda_ф)]; \qquad (139)$$

в) от действия поперечной силы T

$$r_{1т} = \frac{T\,h_к\,r_{11}^0}{R'}\left\{[1 - \lambda^3 - 1{,}5\,\lambda_t\,(1 - \lambda^2)] + M'\,A\,(1 + \lambda_ф)\,(1 + \lambda_ф - \lambda_t)\right\}; \qquad (140)$$

г) от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью g

$$r_{1g} = \frac{r_{11}^0 g h_к^2}{R'} \left\{ \frac{3}{8} [1 + \lambda^4 (\alpha - 1)] + \right.$$
$$\left. + M' A (1 + \lambda_\phi) (0{,}5 + \lambda_\phi) \right\}; \quad (141)$$

д) от действия горизонтальных сдвижений основания на величину Δl

$$r_{1\Delta} = r_{11} \Delta l; \quad (142)$$

е) от поворота основания фундамента на угол φ_r

$$r_{1\varphi r} = r_{11} h_к \varphi_r (1 + \lambda_\phi). \quad (143)$$

4.52. Расчет поперечных рам по комбинированным схемам (рис. 21,*б*) отличается от расчета обычных рам (рис. 21,*а*) определением реакции верхнего конца колонн основной системы.

Исходные данные принимаются те же, что и для колонн с шарнирно-неподвижным опиранием ригелей и защемлением в фундаменте, но без учета упругого защемления стоек в основание (рис. 26).

4.53. Реакция в уровне верха колонн плоской рамы основной системы при единичном смещении основания определяется по формулам:

$$r_{11}^{ш} = \frac{R'}{h_к} K_{Rш}^{p\Delta}; \quad (144)$$

$$\left.\begin{aligned} K_{Rш}^{p\Delta} &= \frac{Ш_1 \sqrt{\beta^3}}{3 Ш_2}, \\ \text{где} \quad Ш_1 &= K_0 + Б \operatorname{ctg} \alpha_0; \\ Ш_2 &= Ш_1 \sqrt{\beta} (1 + \lambda\gamma) - Б\gamma^2. \end{aligned}\right\} \quad (145)$$

4.54. Реакции в уровне верха колонн плоской рамы основной системы определяются следующим образом:

а) от действия момента $M_п$, приложенного в верхнем конце колонны

$$\left.\begin{aligned} r_{1M_п}^{ш} &= r_{11}^{ш} e_п \frac{Ш_3 - 1}{C}, \\ \text{где} \quad Ш_3 &= 1 - \frac{C\gamma}{n_0 Ш_1}; \end{aligned}\right\} \quad (146)$$

б) от действия момента $M_к$, приложенного к колонне на уровне консоли подкрановой части

$$r_{1M_к}^{ш} = r_{11}^{ш} \gamma e_к Ш_3; \quad (147)$$

г) от действия поперечной силы T

$$r_{1т}^{ш} = r_{11}^{ш} \gamma_т Ш_4, \quad (148)$$

где $$Ш_4 = \frac{h_к}{(1+\gamma)\sqrt{\beta}} \left\{ \frac{\gamma Б}{Ш_1} + \sqrt{\beta} \left[(1 - \lambda_т) + \right.\right.$$
$$\left.\left. + \gamma (\lambda - \lambda_т) \left(1 - \frac{K_0}{Ш_1}\right) \right] \right\};$$

д) от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q

$$r_{1g}^{ш} = r_{11}^{ш} \gamma_q Ш_5,$$

где $$Ш_5 = \frac{h_к}{(1+\gamma) Ш_1} \left\{ \frac{\gamma Б}{\beta} \left[Ш_6 - \lambda\gamma \sqrt{\beta} - \right.\right.$$
$$\left.\left. - \frac{Д}{M} + Ш_7 \right] - \frac{Ш_1}{2} \right\};$$
$$Ш_6 = Б - n_0 (1 - C) + \frac{\beta \lambda^2}{2 n_0};$$
$$Ш_7 = \frac{K_0 - Ш_1}{Б} \left(1 - \frac{\overline{B}}{M} - \frac{\beta \lambda^2}{2}\right); \quad (149)$$

е) от горизонтального смещения фундамента на величину

$$r_{1\Delta}^{ш} = r_{11} \Delta; \quad (150)$$

ж) от поворота основания на угол φ_r

$$r_{1\varphi}^{ш} = r_{11} h \lambda_\phi \varphi_r. \quad (151)$$

4.55. При расчете железобетонных каркасов подрабатываемых промышленных зданий жесткость в расчетном сечении колонны следует определять с учетом длительности воздействия нагрузок:

а) при отсутствии трещин в растянутой зоне бетона

$$B_t = E_б I_{nt}; \quad (152)$$

$$\left.\begin{aligned} I_{nt} &= \frac{I_c i_t}{(1 + \gamma_{0t}) \alpha_1}, \\ \text{где} \quad i_t &= 1 + 6 n_a \mu_a \psi_1 \alpha_1; \quad (1 + \gamma_{0t}) = \frac{i_t}{i_t - 0{,}8 \alpha_3}; \\ I_c &= \frac{b h^3}{12}; \; n_a = \frac{E_a}{E_б}; \; \mu_a = \frac{F_a}{b h}; \; \psi_1 = \frac{Z_a^2}{h^2}; \\ \alpha_3 &= \alpha_2 [1 - \xi_0 + 2\xi_t (0{,}5 + \xi_0 - \xi_t)]; \\ \alpha_1 &= 1 + (1 + \alpha^0) \frac{\varphi_t}{2}; \; \alpha_2 = (1 - \alpha^0) \frac{\varphi_t}{2}; \\ \alpha^0 &= \frac{0{,}6}{\xi_2}; \end{aligned}\right\} \quad (153)$$

φ_t и ξ_2 — характеристика ползучести бетона к моменту времени $\tau = t$ и поправочный коэффициент, зависящий от возраста бетона в момент загружения колонны, определяемые по «Указаниям по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб» (СН 365-67);

ξ_0 — относительная высота сжатой зоны бетона при кратковременном воздействии нагрузок, определяемая по формуле

$$\xi_0 = 0{,}5 \left(1 + \frac{i_0}{6 f_0 \chi_0}\right); \quad (154)$$

$$i_0 = 1 + 6 n_a \mu_a \psi_1, \quad (155)$$

где $f_0 = 1 + 2 n_a \mu_a$; $\chi_0 = \frac{M_0}{N_0 h}$;

M_0, N_0 — соответственно момент и нормальная сила в расчетном сечении при кратковременном воздействии нагрузок;

ξ_t — относительная высота сжатой зоны бетона при длительном воздействии нагрузок, определяемая по формуле

$$\xi_t = \frac{\alpha_1 a_0 \xi_0 - \alpha_2 (1 - \xi_0) + 1{,}25 f_0}{2{,}5 f_0 - \alpha_0}; \quad (156)$$

$$a_0 = \frac{i_0}{6 \chi_0 \xi_0}; \quad (157)$$

б) при образовании трещин в растянутой зоне бетона

$$B_t^т = E_б I_t^т; \quad (158)$$

$$I_t^т = \frac{I_c}{(1 + \gamma_t) \alpha_1} [3 (\xi_t^т)^2 C_t + 6 n_a \mu_a \psi_1 \alpha_1], \quad (159)$$

где $$\gamma_t = \frac{1}{\frac{1{,}25\left(U_t n_a + \xi_t^{\tau}\alpha_1\right)}{\alpha_1 \xi_0^{\tau}\alpha_2} - 1};$$

$$U_t = \frac{2\mu_a \psi_1 \alpha_1^2}{C_t \xi_t^{\tau}};\quad C_t = 1 - \frac{2}{3}\xi_t^{\tau};$$

ξ_0^{τ} — относительная высота сжатой зоны при кратковременном воздействии нагрузок, определяемая из уравнения

$$\left.\begin{aligned} &(\xi_0^{\tau})^3 - a_1(\xi_0^{\tau})^2 + a_2\xi_0^{\tau} - a_3 = 0,\\ \text{где}\quad &a_1 = 3(0{,}5 - \chi_0);\quad a_2 = 12 n_a \mu_a \chi_0;\\ &a_3 = 6 n_a \mu_a [\chi_0 + 2(\psi_2 - 0{,}5)^2];\\ &\psi_2 = \frac{h_0}{h}; \end{aligned}\right\} \quad (160)$$

ξ_t^{τ} — относительная высота сжатой зоны бетона при длительном воздействии нагрузок, определяемая по формуле:

$$\xi_t^{\tau} = \sqrt{\beta_1^2 + \beta_2} - \beta_1, \quad (161)$$

$$\beta_1 = 2\alpha_1\left(n_a\mu_a - \frac{\xi_0^{\tau}\alpha_2}{5\alpha_1}\right); \quad (162)$$

$$\beta_2 = 2\alpha_1\left(n_a\mu_a + \frac{I_0^{\tau}}{15\chi I_c}\right); \quad (163)$$

b, h, F_a, Z_a — обозначения, принятые по главе СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций.

4.56. Момент в расчетном сечении железобетонной колонны при учете длительности воздействия нагрузки рекомендуется определять по формуле

$$M_t = M_0 \frac{B_t}{B_0}, \quad (164)$$

где B_0, B_t — соответственно жесткости в расчетных сечениях при кратковременном и длительном воздействии нагрузок.

Расчет продольных рам

4.57. Общая устойчивость продольных рам одноэтажных каркасных промышленных зданий, проектируемых на подрабатываемых территориях, обеспечивается устройством жесткого блока в среднем шаге (см. рис. 22). Устройство жесткого блока и наличие, как правило, трех и более колонн позволяет в расчетах не учитывать перемещение верха стоек, т. е. продольная рама подрабатываемого каркасного здания может считаться несвободной и расчет рамы сводится к расчету отдельных стоек на горизонтальные перемещения и повороты основания.

4.58. Расчет продольных рам с одноярусным расположением продольных связей (бескрановые здания) производится аналогично поперечным рамам.

4.59. Изгибающие моменты в стойках продольных рам с двухъярусным расположением продольных связей определяются по формулам:

от горизонтальных деформаций

момент в уровне верха фундамента i-й колонны

$$M_{\text{в}\Delta} = M_{\text{п}}' K_{\text{в}\Delta} C_{\text{в}} \varphi_{\varepsilon i}^{\text{п}}; \quad (165)$$

момент в уровне подкрановых балок

$$M_{\text{п}\Delta} = M_{\text{п}}' (K_{\text{п}\Delta} - C_{\text{п}})\varphi_{\varepsilon i}^{\text{п}}; \quad (166)$$

от искривления основания

момент в уровне верха фундамента i-й колонны

$$M_{\text{в}\varphi} = M_{\text{п}}' K_{\text{в}\varphi} C_{\text{в}} \varphi_{ri}^{\text{п}}; \quad (167)$$

момент в уровне подкрановых балок

$$M_{\text{п}\varphi} = M_{\text{п}}' (K_{\text{п}\varphi} - C_{\text{п}\varphi})\varphi_{ri}^{\text{п}}, \quad (168)$$

где $$K_{\text{в}\Delta} = \frac{K_{\text{п}\Delta}}{1-\lambda}\left(1 - \lambda + \frac{2}{3}\alpha_{\text{п}}\lambda\right);$$

$$K_{\text{п}\Delta} = \frac{3K_{\text{п}\varphi}}{1-\lambda};$$

$$K_{\text{в}\varphi} = \frac{2}{3}\left(1 - \lambda + \alpha_{\text{п}}\lambda\right) K_{\text{п}\Delta}; \quad (169)$$

$$K_{\text{п}\varphi} = \frac{2}{3}\,\frac{1}{1 - \lambda + \frac{4}{3}\alpha_{\text{п}}\lambda};$$

$C_{\text{в}}$, $C_{\text{п}\Delta}$, $C_{\text{п}\varphi}$ — коэффициенты, учитывающие соотношение жесткостей колонн и основания и соответственно равные:

$$\left.\begin{aligned} C_{\text{в}} &= \frac{1}{1 + M_{\text{п}}' A K_{\text{в}\varphi}};\\ C_{\text{п}\Delta} &= 3 C_{\text{в}} K_{\text{в}\Delta} K_{\text{п}\Delta} M_{\text{п}}' A;\\ C_{\text{п}\varphi} &= 3 C_{\text{в}} K_{\text{в}\varphi} K_{\text{п}\varphi} M_{\text{п}}' A; \end{aligned}\right\} \quad (170)$$

$M_{\text{п}}' = \frac{3[B_{\text{в}}^{\text{п}}]}{h_{\text{к}}}$ — момент в опорном сечении колонны при повороте его в продольном направлении на единичный угол;

$[B_{\text{в}}^{\text{п}}]$ — эквивалентная жесткость подкрановой части колонны в плоскости продольной рамы;

$\alpha_{\text{п}}$ — отношение эквивалентных жесткостей подкрановой и надкрановой частей колонны в плоскости продольной рамы;

$\varphi_{\varepsilon i}^{\text{п}} = \frac{\Delta l_{in}}{h_{\text{к}}}$ — отклонение i-й колонны от вертикали;

$\varphi_{ri}^{\text{п}}$ — наклон основания фундамента i-й колонны от радиуса кривизны;

Δl_{in} — горизонтальное смещение основания фундамента i-й колонны.

4.60. Реакция от изгиба колонны в уровне покрытия и подкрановых балок определяется по формулам:

реакция в уровне покрытия

$$R_{b\,i} = \frac{M_{\text{п}}}{\lambda h_{\text{к}}}; \quad (171)$$

реакция в уровне подкрановых балок

$$R_{n\,i} = \frac{M_{\text{п}} - \lambda M_{\text{в}}}{\lambda(1-\lambda)h_{\text{к}}}. \quad (172)$$

Пример расчета одноэтажных каркасных зданий

а) Определение изгибающих моментов в опорных сечениях колонн поперечной рамы

Исходные данные:

высота колонн $h_{\text{к}} = 7{,}35$ м; высота фундаментов $h_{\Phi} = 1{,}5$ м; сечение колонн $h = b = 40$ см; $Z_a = 32$ см; $a = 4$ см.

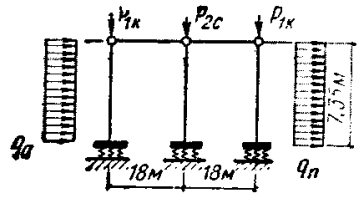


Рис. 27. Схема загружения поперечной рамы

Площадь подошвы фундамента $F_ф = d_ф\, b_ф = 5{,}76$ м²; $\omega_\varphi = 1{,}98$.

Нагрузки на колонны: $P_{1к} = 33$ т; $P_{2c} = 50$ т; $q_д = 0{,}23$ т/пм; $q_п = 0{,}17$ т/пм.

Марка бетона колонн 300. $E_б = 3{,}15 \cdot 10^5$ кг/см²; $R_и = 160$ кг/см²; $R_в^н = 260$ кг/см²; $n_a = 6{,}35$; $R_p = 10{,}5$ кг/см².

Рабочая арматура колонн из стали класса А-III, $F_a = F_a' = 12{,}2$ см²; $R_a = 3400$ кг/см²; $\mu_a = \mu_a' = 0{,}765 \cdot 10^{-2}$.

Характеристика ползучести бетона колонн $\varphi_t = 1{,}45$; ($\alpha_1 = 2{,}45$; $\alpha_2 = 0$).

Поперечная рама (рис. 27) расположена на деформируемом основании, характеризуемом следующими параметрами:

расчетная относительная горизонтальная деформация $\varepsilon_p = 4 \cdot 10^{-3}$

расчетный радиус кривизны $R_p = 5$ км;

расчетный крен основания $i_p = 3 \cdot 10^{-3}$;

модуль деформации основания $E_{ср} = 140$ кг/см²;

коэффициент Пуассона $\mu_{ср} = 0{,}35$.

б) Расчет рамы при мгновенном приложении нагрузок ($t = 0$)

Предположим, что колонны работают в стадии без образования трещин в растянутой зоне бетона (т. е. в упругой стадии). Согласно п. 4.55

$$B_0 = E_б\, I_п; \quad I_п = I_c\, i_0; \quad I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{40^4}{12} = 2{,}13 \cdot 10^5 \text{ см}^4;$$

$$i_0 = 1 + 6\, n_a\, \mu_a\, \psi_1; \quad \psi_1 = \frac{Z_a^2}{h^2} = \frac{32^2}{40^2} = 0{,}64;$$

$$i_0 = 1 + 6 \cdot 6{,}35 \cdot 0{,}765 \cdot 10^{-2} \cdot 0{,}64 = 1{,}187;$$

$$I_п^т = 2{,}13 \cdot 10^5 \cdot 1{,}187 = 2{,}53 \cdot 10^5 \text{ см}^4;$$

$$B_0^т = 3{,}15 \cdot 10^5 \cdot 2{,}53 \cdot 10^5 = 7{,}97 \cdot 10^{10} \text{ кг} \cdot \text{см}^2.$$

Определим коэффициенты β [формула (129)]:

для крайних колонн

$$\beta_{кр} = \frac{33 \cdot 7{,}35^2}{7{,}97 \cdot 10^5} = 0{,}224 > 0{,}15;$$

для средней колонны

$$\beta_{ср} = \frac{50 \cdot 7{,}35^2}{7{,}97 \cdot 10^5} = 0{,}339 > 0{,}15.$$

Следовательно, расчет ведем с учетом продольно-поперечного изгиба колонн.

Определим необходимые коэффициенты и величины согласно пп. 4.48—4.50

$$I_ф = \frac{b_ф\, d_ф^3}{12} = \frac{2{,}4^4}{12} = 2{,}76 \text{ м}^4;$$

$$K_\varphi = \frac{\omega_\varphi\, E_{ср}}{\sqrt{F}\ (1 - \mu_{ср}^2)} = \frac{1{,}98 \cdot 1400}{2{,}4\ (1 - 0{,}35^2)} = 1317 \text{ т/м}^3;$$

$$A = \frac{1}{I_ф\, K_\varphi} = \frac{1}{2{,}76 \cdot 1317} = 2{,}755 \cdot 10^{-4}\ \frac{1}{\text{тм}};$$

$$M' = \frac{3\, B_0}{h_к} = \frac{3 \cdot 7{,}97 \cdot 10^5}{7{,}35} = 3{,}25 \cdot 10^5 \text{ тм};$$

$$M'\, A = 3{,}25 \cdot 10^5 \cdot 2{,}755 \cdot 10^{-4} = 0{,}894;$$

$$R' = \frac{M'}{h_к} = \frac{3{,}25 \cdot 10^5}{7{,}35} = 0{,}44 \cdot 10^5 \text{ т};$$

$$\alpha = 1; \quad \gamma = 0; \quad n = 1; \quad \lambda = 0;$$

$$\lambda_ф = \frac{h_ф}{h_к} = \frac{1{,}6}{7{,}35} = 0{,}218;$$

$$Б = 0; \quad C = 1; \quad Д = 0; \quad B = 1;$$

$$K_0 = \alpha\, C\, n_0 = 1;$$

$$\lambda_к^0 = 1 + \lambda_ф + \lambda\gamma = 1 + 0{,}218 = 1{,}218.$$

Горизонтальное смещение крайних фундаментов

$$\Delta l = x\, \varepsilon_p = 18 \cdot 4 \cdot 10^{-3} = 0{,}072 \text{ м}.$$

Поворот основания под крайними фундаментами

$$\varphi_r = \frac{x}{R} = \frac{18}{5000} = 3{,}6 \cdot 10^{-3}.$$

Для крайней колонны

$$\sqrt{\beta} = \sqrt{0{,}224} = 0{,}473;$$

$$m_0 = \frac{M'\, A\, \sqrt{\beta}}{3} = \frac{0{,}895 \cdot 0{,}473}{3} = 0{,}141;$$

$$Л = \sin \sqrt{\beta} = \sin 0{,}473 = \sin 27{,}1^\circ = 0{,}456;$$

$$M = \cos \sqrt{\beta} = \cos 27{,}1^\circ = 0{,}891;$$

$$\sin \alpha_0 = ВЛ - МД = Л = 0{,}456;$$

$$\cos \alpha_0 = ЛД + МВ = M = 0{,}891;$$

$$\operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{0{,}456}{0{,}891} = 0{,}512;$$

$$m_1 = \frac{K_0 \operatorname{tg} \alpha_0 + Б}{K_0 - Б \operatorname{tg} \alpha_0} + \lambda_ф \sqrt{\beta} = \operatorname{tg} \alpha_0 + \lambda_ф \sqrt{\beta} =$$

$$= 0{,}512 + 0{,}218 \cdot 0{,}473 = 0{,}615;$$

$$m_2 = m_1 + Б\, \gamma\, (2 + \gamma \cos \alpha_0)\, m_4 - \lambda_к^0 \sqrt{\beta} = \operatorname{tg} \alpha_0 - \sqrt{\beta} =$$

$$= 0{,}512 + 0{,}473 = 0{,}039;$$

$$m_4 = \frac{1}{K_0 \cos \alpha_0 - Б \sin \alpha_0} = \frac{1}{\cos \alpha_0} = \frac{1}{0{,}891} = 1{,}122;$$

$$m_5 = \frac{\lambda_к^0 \sqrt{\beta}}{m_4} - \gamma\, Б\, (1 + \gamma \cos \alpha_0) = \frac{\lambda_к^0 \sqrt{\beta}}{m_4} =$$

$$= \frac{1{,}218 \cdot 0{,}473}{1{,}122} = 0{,}514;$$

$$m_3 = m_4\, [m_5\, (m_1 + Б\, \gamma\, m_4) + Б\, \gamma\, m_2\, m_4] = 0{,}615 \cdot 1{,}122 \cdot 0{,}514 = 0{,}354;$$

$$K_{R_п}^{p\,\Delta} = \frac{\beta \sqrt{\beta}}{3} \left(\frac{1 - m_0\, m_1}{m_2 + m_0\, m_3} \right) = \frac{0{,}224 \cdot 0{,}473}{3} \times$$

$$\times \left(\frac{1 - 0{,}141 \cdot 0{,}615}{0{,}039 + 0{,}141 \cdot 0{,}354} \right) = 0{,}362;$$

$$r_{11} = \frac{R'\, K_{R_п}^{p\,\Delta}}{h_к} = \frac{442 \cdot 0{,}362}{7{,}35} = 21{,}75 \text{ т/м};$$

$$r_1\, q_a = \frac{r_1\, q_a\, h_к^2}{R'} \left\{ \frac{3}{8} [1 + \lambda^4 (\alpha - 1)] + M'\, A\, (1 + \lambda_ф)\, (0{,}5 + \lambda_ф) \right\} =$$

$$= -\frac{21{,}75 \cdot 0{,}23 \cdot 7{,}35^2}{442} \left[\frac{3}{8} + 0{,}894\, (1 + 0{,}218)\, (0{,}5 + 0{,}218) \right] = -0{,}706 \text{ т}.$$

$$r_1\, q_п = \frac{-0{,}706}{0{,}23}\, 0{,}17 = -0{,}522 \text{ т}.$$

Для средней колонны

$$\sqrt{\beta} = \sqrt{0{,}339} = 0{,}583;$$

$$m_0 = \frac{0{,}894 \cdot 0{,}583}{3} = 0{,}174;$$

$$Л = \sin \sqrt{\beta} = \sin 0{,}583 = \sin 33{,}4^\circ = 0{,}552;$$

$$M = \cos \sqrt{\beta} = \cos 33{,}4^\circ = 0{,}834;$$

$$\sin \alpha_0 = 0{,}552;$$

$$\cos \alpha_0 = 0{,}834;$$

$$\operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{0{,}552}{0{,}834} = 0{,}662;$$

$$m_1 = 0{,}662 + 0{,}218 \cdot 0{,}583 = 0{,}789;$$

$$m_2 = 0{,}662 - 0{,}583 = 0{,}079;$$

$$m_4 = \frac{1}{0{,}834} = 1{,}198;$$

$$m_5 = \frac{1{,}218 \cdot 0{,}583}{1{,}198} = 0{,}593;$$

$$m_3 = 0{,}789 \cdot 1{,}198 \cdot 0{,}593 = 0{,}56;$$

$$K_{R_п}^{p\,\Delta} = \frac{0{,}339 \cdot 0{,}583}{3} \left(\frac{1 - 0{,}174 \cdot 0{,}789}{0{,}079 + 0{,}174 \cdot 0{,}56} \right) = 0{,}323;$$

$$r_{11} = \frac{442 \cdot 0{,}323}{7{,}35} = 19{,}4 \text{ т/м}.$$

Горизонтальная дополнительная нагрузка на крайнюю колонну при крене основания

$$P_{1к}\, i_p = 33 \cdot 3 \cdot 10^{-3} = 0{,}099 \text{ т};$$

то же, на среднюю колонну

$$P_{2c}\, i_p = 50 \cdot 3 \cdot 10^{-3} = 0{,}15 \text{ т};$$

$$r_{1\,\Delta} = r_{11}\, \Delta\, l = 21{,}75 \cdot 0{,}072 = 1{,}565 \text{ т};$$

$$r_{1\,\varphi r} = r_{11}\, \varphi_r\, h_к\, (1 + \lambda_ф) = 21{,}75 \cdot 3{,}6 \cdot 10^{-3} \cdot 7{,}35\, (1 + 0{,}218) = 0{,}70 \text{ т}.$$

Суммарная реакция верха колонн плоской рамы от единичного смещения ригеля

$$R_c = 21{,}75 \cdot 2 + 19{,}4 = 62{,}9 \text{ т}.$$

Суммарная реакция верха колонн плоской рамы от нагрузки

$$R_p = -(0{,}099 \cdot 2 + 0{,}15 + 0{,}706 + 0{,}522) = -1{,}576 \text{ т}.$$

Горизонтальное смещение плоской рамы от нагрузки

$$\Delta_p = \frac{-R_p}{R_c} = \frac{1{,}576}{62{,}9} = 0{,}0251 \text{ м}.$$

Упругие реакции в уровне верха колонн определяются согласно формуле (131):

для левой колонны

$$r_{уп}^{л} = 0{,}0251 \cdot 21{,}75 - 0{,}706 + 1{,}565 + 0{,}70 - 0{,}099 = +2{,}005 \text{ т};$$

для правой колонны

$$r_{уп}^{п} = 0{,}0251 \cdot 21{,}75 - 0{,}522 - 1{,}565 - 0{,}70 - 0{,}099 = -2{,}34 \text{ т};$$

для средней колонны

$$r_{уп}^{с} = 0{,}0251 \cdot 19{,}4 - 0{,}15 = 0{,}336 \text{ т}.$$

Моменты в колоннах определяются, как для консольных балок, загруженных действующими нагрузками и упругой реакцией:

опорный момент в левой колонне

$$M_{оп}^{л} = 2{,}005 \cdot 7{,}35 + \frac{0{,}23 \cdot 7{,}35^2}{2} + 33\, (0{,}072 + 0{,}0251) + 0{,}099 \cdot 7{,}35 = 24{,}9 \text{ т·м};$$

опорный момент в правой колонне

$$M_{оп}^{п} = -2{,}34 \cdot 7{,}35 + \frac{0{,}17 \cdot 7{,}35^2}{2} - 33\, (0{,}072 - 0{,}0251) + 0{,}099 \times 7{,}35 = 13{,}4 \text{ т·м};$$

опорный момент в средней колонне

$$M_{оп}^{с} = 0{,}336 \cdot 7{,}35 + 0{,}15 \cdot 7{,}35 + 0{,}0251 \cdot 50 = 4{,}84 \text{ т·м}.$$

Полученные величины моментов сравним с предельными моментами при работе колонн в упругой стадии напряженно-деформированного состояния. При этом предельная величина относительной высоты сжатой зоны определяется по формуле

$$[\xi_0] = \frac{0{,}5\, f_0 + C_0}{f_0 + C_0},$$

где

$$f_0 = 1 + 2\, n_a\, \mu_a = 1 + 2 \cdot 6{,}35 \cdot 0{,}765 \cdot 10^{-2} = 1{,}097;$$

$$C_0 = \frac{N_0}{b\, h\, R_p};\quad C_0^к = \frac{33 \cdot 10^3}{40^2 \cdot 10{,}5} = 1{,}965;\quad C_0^с = \frac{50 \cdot 10^3}{40^2 \cdot 10{,}5} = 2{,}98;$$

для крайних колонн

$$[\xi_0]^{кр} = \frac{0{,}5 \cdot 1{,}097 + 1{,}965}{1{,}097 + 1{,}965} = 0{,}822;$$

для средней колонны

$$[\xi_0]^{с} = \frac{0{,}5 \cdot 1{,}097 + 2{,}98}{1{,}097 + 2{,}98} = 0{,}865.$$

Предельный момент определяется:

$$[M]_т = \frac{I_c\, R_p\, l_0}{b\, (1 - [\xi_0])},$$

где $l_0 = 1 + 6\, n_a\, \mu_a\, \psi_2 = 1 + 6 \cdot 6{,}35 \cdot 0{,}765 \cdot 10^{-2}\ \frac{32^2}{40^2} = 1{,}186;$

для крайних колонн

$$[M]_т^к = \frac{2{,}13 \cdot 10^5 \cdot 10{,}5 \cdot 1{,}186}{40\, (1 - 0{,}822)} = 3{,}72 \cdot 10^5 \text{ кг·см};$$

для средней колонны

$$[M]_т^с = \frac{2{,}13 \cdot 10^5 \cdot 10{,}5 \cdot 1{,}186}{40\, (1 - 0{,}865)} = 4{,}92 \cdot 10^5 \text{ кг·см}.$$

Из сравнения расчетных моментов с предельными следует, что крайние колонны работают с образованием трещин в растянутой зоне, а средняя — в упругой стадии. Учитывая напряженно-деформированное состояние колонн и полученные моменты, необходимо уточнить жесткостные характеристики колонн и выполнить перерасчет рамы. Задача сводится к многократному расчету с уточнениями жесткостей в процессе последовательных приближений. Практически достаточно выполнить трехкратный расчет рамы. За расчетные величины моментов при мгновенном приложении нагрузки принимаем средние значения предпоследнего и последнего этапов расчетов рамы.

Результаты расчетов сведены в табл. 57.

Таблица 57

Этапы расчета	Значения изгибающих моментов в опорном сечении, тип для колонн		
	левая	средняя	правая
I	24,9	4,84	13,4
II	15,8	7,10	5,3
III	18,1	8,00	7,5
Средние значения моментов $M_п$ и $M_ш$	16,95	7,55	6,40

в) Расчет моментов при $\tau = t$

Для оценки влияния длительности приложения нагрузок определим величины изгибающих моментов с учетом развития деформаций ползучести бетона согласно пунктам 4.55 и 4.56:

для левой колонны

$$\chi_0 = \frac{M_0}{N_0\, h} = \frac{16{,}95 \cdot 10^5}{33 \cdot 10^3 \cdot 40} = 1{,}285;$$

$$a_1 = 3\, (0{,}5 - \chi_0) = 3\, (0{,}5 - 1{,}285) = -2{,}35;$$

$$a_2 = 12\, n_a\, \mu_a\, \chi_0 = 12 \cdot 6{,}35 \cdot 0{,}765 \cdot 10^2 \cdot 1{,}285 = 0{,}751;$$

$$a_3 = 6\, n_a\, \mu_a\, [\chi_0 + 2\, (\psi_2 - 0{,}5)^2] = 6 \cdot 6{,}35 \cdot 0{,}765 \cdot 10^{-2} \times \left[1{,}285 + 2 \left(\frac{36}{40} - 0{,}5\right)^2\right] = 0{,}466.$$

Относительную высоту сжатой зоны определим из уравнения (160).

Подставляя значения коэффициентов, получим

$$(\xi_0^T)^3 + 2{,}35\ (\xi_0^T)^2 + 0{,}751\ \xi_0^T - 0{,}466 = 0;\quad \xi_0^T = 0{,}301;$$

$$C_e = 1 - \frac{2}{3}\ \xi_0^T = 1 - \frac{0{,}301}{1{,}5} = 0{,}799;$$

$$I_0^T = I_c\ [3\ (\xi_0^T)^2\ C_e + 6\ n_a\ \mu_a\ \psi_1] = 2{,}13\cdot 10^5 \left(3\cdot 0{,}301^2\cdot 0{,}799 + \right.$$

$$\left. + 6\cdot 6{,}35\cdot 0{,}765\cdot 10^{-2}\ \frac{32^2}{40^2}\right) = 0{,}859\cdot 10^5\ \text{см}^4;$$

$$B_0^T = E_б\ I_a^T = 3{,}15\cdot 10^5\cdot 0{,}859\cdot 10^5 = 2{,}71\cdot 10^{10}\ \text{кгсм}^2.$$

Для определения жесткости опорного сечения в момент времени t определим относительную высоту сжатой зоны из выражения (162)

$$\xi_t^T = \sqrt{\beta_1^2 + \beta_2} - \beta_1,$$

где $\beta_1 = 2\,\alpha_1 \left(n_a\ \mu_a - \frac{\xi_0^T\ \alpha_2}{5\,\alpha_1}\right) = 2\cdot 2{,}45\cdot 0{,}765\cdot 10^{-2}\cdot 6{,}35 = 0{,}248;$

$$\beta_2 = 2\,\alpha_1 \left(n_a\ \mu_a + \frac{I_0^T}{15\,\chi_e\ I_c}\right) =$$

$$= 2\cdot 2{,}45 \left(0{,}765\cdot 10^{-2}\cdot 6{,}35 + \frac{0{,}859\cdot 10^5}{15\cdot 1{,}285\cdot 2{,}13\cdot 10^5}\right) = 0{,}340;$$

$$\xi_t^T = \sqrt{0{,}248^2 + 0{,}340} - 0{,}248 = 0{,}385.$$

Приведенный момент инерции опорного сечения определяется по формуле (159)

$$C_t = 1 - \frac{2}{3}\ \xi_t^T = 1 - \frac{0{,}385}{1{,}5} = 0{,}743;$$

$$I_t^T = \frac{3\cdot 2{,}13\cdot 10^5}{2{,}45}\ 0{,}385^2\cdot 0{,}743 + \frac{12{,}2\cdot 32^2\cdot 6{,}35}{2} = 0{,}287\cdot 10^5 +$$

$$+ 0{,}397\cdot 10^5 = 0{,}684\cdot 10^5\ \text{см}^4.$$

Жесткость сечения определяется по выражению (159)

$$B_t^T = E_б\ I_t^T = 3{,}15\cdot 10^5\cdot 0{,}684\cdot 10^5 = 2{,}15\cdot 10^{10}\ \text{кгсм}^2.$$

Момент в опорном сечении определяется по формуле (164)

$$M_t = M_e\ \frac{B_t^\Phi}{B_e},$$

тогда $M_t^Д = 16{,}95\ \frac{2{,}15\cdot 10^{10}}{2{,}715\cdot 10^{10}} = 13{,}4$ т·м.

Для средней колонны

$$\chi_0 = \frac{8{,}0\cdot 10^5}{50\cdot 10^3\cdot 40} = 0{,}40;\qquad a_1 = 3\ (0{,}5 - 0{,}40) = 0{,}30;$$

$$a_2 = 0{,}584\cdot 0{,}40 = 0{,}234;\qquad a_3 = 0{,}291\ (0{,}40 + 0{,}32) = 0{,}209;$$

$$(\xi_0^T)^3 - 0{,}30\ (\xi_0^T)^2 + 0{,}234;\ \xi_0^T - 0{,}2095 = 0;\ \xi_0^T = 0{,}557;$$

$$C_0 = 1 - \frac{0{,}557}{5} = 0{,}628;\ I_0^T = 6{,}39\cdot 10^5\cdot 0{,}557^2\cdot 0{,}628 + 0{,}397\cdot 10^5 =$$

$$= 1{,}645\cdot 10^5\ \text{см}^4;$$

$$B_0^T = 3{,}15\cdot 10^5\cdot 1{,}645\cdot 10^5 = 5{,}18\cdot 10^{10}\ \text{кгсм}^2;$$

$$\beta_1 = 2\cdot 2{,}45\cdot 0{,}765\cdot 10^{-2}\cdot 6{,}35 = 0{,}248;$$

$$\beta_2 = 2\cdot 2{,}45 \left(0{,}765\cdot 10^{-2}\cdot 6{,}35 + \frac{1{,}645\cdot 10^5}{15\cdot 0{,}40\cdot 2{,}13\cdot 10^5}\right) = 0{,}87;$$

$$\xi_t^T = \sqrt{0{,}248^2 + 0{,}87} - 0{,}248 = 0{,}717;$$

$$C_t = 1 - \frac{0{,}717}{1{,}5} = 0{,}522;\ I_t^T = \frac{6{,}39\cdot 10^5}{2{,}45}\ 0{,}717^2\cdot 0{,}397\cdot 10^5 =$$

$$= 1{,}097\cdot 10^5\ \text{см}^4;$$

$$B_t^T = 3{,}15\cdot 10^5\cdot 1{,}097\cdot 10^5 + 3{,}46\cdot 10^{10}\ \text{кгсм}^2;$$

$$M_t^C = 7{,}55\ \frac{3{,}46\cdot 10^{10}}{5{,}18\cdot 10^{10}} = 5{,}04\ \text{т·м}.$$

Для правой колонны

$$\chi_0 = \frac{6{,}4\cdot 10^5}{33\cdot 10^3\cdot 40} = 0{,}485;\quad a_1 = 3\ (0{,}5 - 0{,}485) = 0{,}045;$$

$$a_2 = 0{,}584\cdot 0{,}485 = 0{,}2830;\quad a_3 = 0{,}291\ (0{,}495 + 0{,}32) = 0{,}234;$$

$$[\xi_0^T]^3 - 0{,}045\ (\xi_0^T)^2 + 0{,}2830\ \xi_0^T - 0{,}234 = 0;\ \xi_0^T = 0{,}4785;$$

$$C_e = 1 - \frac{0{,}4785}{1{,}5} = 0{,}694;\quad I_0^T = 6{,}39\cdot 10^5\cdot 0{,}4785^2\cdot 0{,}674 +$$

$$+ 0{,}397\cdot 10^5 = 1{,}381\cdot 10^5\ \text{см}^4;$$

$$B_0^T = 3{,}15\cdot 10^5\cdot 1{,}381\cdot 10^5 = 4{,}35\cdot 10^{10}\ \text{кгсм}^2;$$

$$\beta_1 = 0{,}248;$$

$$\beta_2 = 2\cdot 2{,}45 \left(0{,}765\cdot 10^{-2}\cdot 6{,}35 + \frac{1{,}381\cdot 10^5}{15\cdot 0{,}485\cdot 2{,}13\cdot 10^5}\right) = 0{,}676;$$

$$\xi_t^T = \sqrt{0{,}248^2 + 0{,}676} - 0{,}248 = 0{,}612;$$

$$C_t = 1 - \frac{0{,}612}{1{,}5} = 0{,}592;$$

$$I_t^T = \frac{6{,}39\cdot 10^5}{2{,}45}\ 0{,}612^2\cdot 0{,}592 + 0{,}397\cdot 10^5 = 0{,}975\cdot 10^5\ \text{см}^4;$$

$$B_t^T = 3{,}15\cdot 10^5\cdot 0{,}975\cdot 10^5 = 3{,}07\cdot 10^{10}\ \text{кгсм}^2;$$

$$M_t^П = 6{,}4\ \frac{3{,}07\cdot 10^{10}}{4{,}35\cdot 10^{10}} = 4{,}52\ \text{т·м}.$$

Результаты расчета необходимо сравнить с предельными моментами при работе конструкций в стадии образования трещин в растянутой зоне бетона.

Предельная высота сжатой зоны бетона определяется по выражению:

$$[x] = \frac{N_e}{R_{пр} b};$$

для крайних колонн

$$[x]^{кр} = \frac{33\cdot 10^3}{160\cdot 40} = 5{,}15\ \text{см}\quad 2a = 8\ \text{см};$$

для средней колонны

$$[x]^C = \frac{50\cdot 10^3}{160\cdot 40} = 7{,}82\ \text{см}\quad 2a = 8\ \text{см}.$$

В этом случае предельный момент

$$[M] = z_a\ (F_a\ R_a + 0{,}5\ N_e);$$

для крайних колонн

$$[M]^{кр} = 32\ (12{,}2\cdot 3400 + 0{,}5\cdot 10^3\cdot 33) = 18{,}5\cdot 10^5\ \text{кгсм};$$

для средней колонны

$$[M]^C = 32\ (12{,}2\cdot 3400 + 0{,}5\cdot 50\cdot 10^3) = 21{,}2\cdot 10^5\ \text{кгсм}.$$

Так как соблюдается условие $M < [M]$, то усиление колонн не требуется.

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

4.61. Расчет каркасов многоэтажных производственных зданий, проектируемых на территориях, где предполагается проведение подземных горных разработок, производится на основании:

защемления фундаментов в грунте основания принимаются упругими;

перемещения грунта основания, вызванные горными разработками, считаются статически приложенными;

для системы «каркас — основание» соблюдаются условия совместности перемещений на контакте (условие контактной задачи).

4.62. Расчетная схема каркасного здания без дополнительных конструктивных элементов (см. рис. 23,*а, б, в*) представляется рамой на упругих опорах. Рамно-связевые каркасы расчленяются на отдельные плоские поперечные и продольные рамы. Как пространственные системы рассматриваются жесткие рамные каркасы при расчете их на пространственные деформации земной поверхности (при расположении зданий под углом более 20° к главным осям мульды сдвижения).

4.63. Каркасы, проектируемые на ленточных фундаментах (см. рис. 23, *е*), в расчетах представляются рамами на упругом основании. Такие рамы рассчитываются только на вертикальные перемещения и общий крен здания. Ленты дополнительно рассчитываются на силовые факторы, обусловленные горизонтальными перемещениями основания.

4.64. Жесткостные характеристики железобетонных сечений рекомендуется определять с учетом работы арматуры и образования трещин в бетоне в соответствии с главой СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций. В предварительных расчетах допускается вычислять жесткости по моменту инерции геометрического сечения и модулю упругости бетона с коэффициентом 0,5.

Жесткостные характеристики металлических элементов определяются по моменту инерции и модулю упругости материала.

4.65. Для расчетов рам подрабатываемых зданий на воздействия сдвигающегося грунта следует использовать расчетные схемы опор в виде эквивалентных по жесткости балок или стержней. При использовании эквивалентных балок деформации оснований под *i*-тым фундаментом задаются перемещением опор этих балок (рис. 28). Характеристики эквивалентных балок могут быть определены по формуле:

для балок, моделирующих вертикальные перемещения и повороты

$$l_i = a \sqrt{\frac{\omega_\varphi}{3\,\omega_z}}; \qquad (173)$$

$$[E\,I]_{l_i} = \frac{I_n\, l_i\, K_\varphi}{12}, \qquad (174)$$

где I_n — момент инерции подошвы фундамента;

l_i — длина эквивалентной балки;

$[EI]_{il}$ — ее жесткость;

a — сторона подошвы фундамента в направлении поворота;

K_φ — коэффициент жесткости основания, определяемый по формуле (104);

ω_φ, ω_z — коэффициенты формы фундамента принимаются по табл. 56.

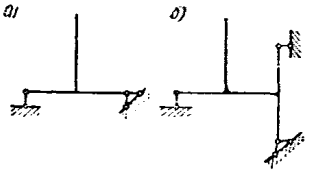


Рис. 28. Схемы в виде эквивалентных балок, моделирующие податливость основания

а — схема, моделирующая повороты и вертикальные перемещения, обусловленные податливостью; *б* — схема, моделирующая повороты, горизонтальные и вертикальные перемещения

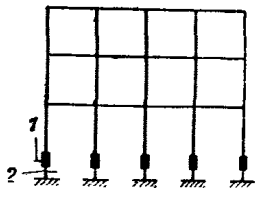


Рис. 29. Расчетная схема рамы на упругих опорах

1 — абсолютно жесткие вставки-фундаменты; 2— стержни эквивалентной жесткости

Для балок, моделирующих податливость основания в горизонтальном направлении, произвольно задаемся одним из параметров, а второй получаем из соотношения

$$h_i^3 = [E\,I]_{h_i} \frac{48}{K_x F}, \qquad (175)$$

где h_i — длина эквивалентной балки;

$[EI]_{h_i}$ — жесткость балки;

K_x — коэффициент жесткости основания, определяемый по формуле (105);

F — площадь подошвы фундамента.

Примечание. При практических расчетах податливостью грунта основания в горизонтальном направлении можно пренебречь.

4.66. Формула перемещений для стержня эквивалентной жесткости (рис. 29) при расчете рамы методом сил имеет вид

$$\Delta_{ij} = M_x^i \frac{M_x^i}{i_{\varphi_x}} + M_y^i \frac{M_y^i}{i_{\varphi_y}} + N^i \frac{N^i}{i_z}, \qquad (176)$$

где $M_x^{i(j)}$, $M_y^{i(j)}$, $N^{i(j)}$ — изгибающие моменты и продольная сила в загружении основной системы на уровне верха стержня эквивалентной жесткости.

Погонные жесткости эквивалентного стержня, входящие в (176), вычисляются по следующим формулам:

$$i_{\varphi_x} = K_{\varphi_x} I_{\phi_x}; \qquad (177)$$

$$i_{\varphi_y} = K_{\varphi_y} I_{\phi_y}; \qquad (178)$$

$$i_z = K_z F, \qquad (179)$$

где I_{ϕ_x}, I_{ϕ_y}, F — момент инерции и площадь подошвы фундамента;

$K_{\varphi x}$, $K_{\varphi y}$, K_z — коэффициенты жесткости основания, определяемые по формулам (103) и (104).

Формула (176) не учитывает деформации равномерного и неравномерного сдвига, которые практически не влияют на величины усилий в рамах.

Перемещения основания под фундаментом относят к верхнему сечению стержней эквивалентной жесткости.

При расчете рам методом перемещений следует пользоваться табл. 58, в которой приведены формулы для определения усилий в стойке первого этажа от деформационных воздействий с учетом податливости основания.

4.67. Учитывая, что воздействия от подработки являются прямо- или кососимметричными, при расчете симметричных каркасов намечаются следующие упрощения. Рассматривается половина плоской рамы, элементы которой в местах разрезов по оси симметрии имеют закрепления, препятствующие перемещениям по направлению прямосимметричных усилий, когда производится расчет на воздействие горизонтальных деформаций и искривление основания (рис. 30,*а*), или закрепления, препятствующие перемещениям по направлению кососимметричных усилий, при расчете на пространственные воздействия (деформации земной поверхности) (рис. 30,*б*). В частном случае при расчете связевой рамы могут рассматриваться отдельные стойки, закрепленные от горизонтальных перемещений в уровне перекрытий.

При расчете пространственной рамы на воздействие пространственных деформаций земной поверхности рассматривается ее четвертая часть, элементы которой в местах разреза плоскостями симметрии имеют закрепления, препятствующие перемещениям по направлению кососимметричных усилий (рис. 30,*в*).

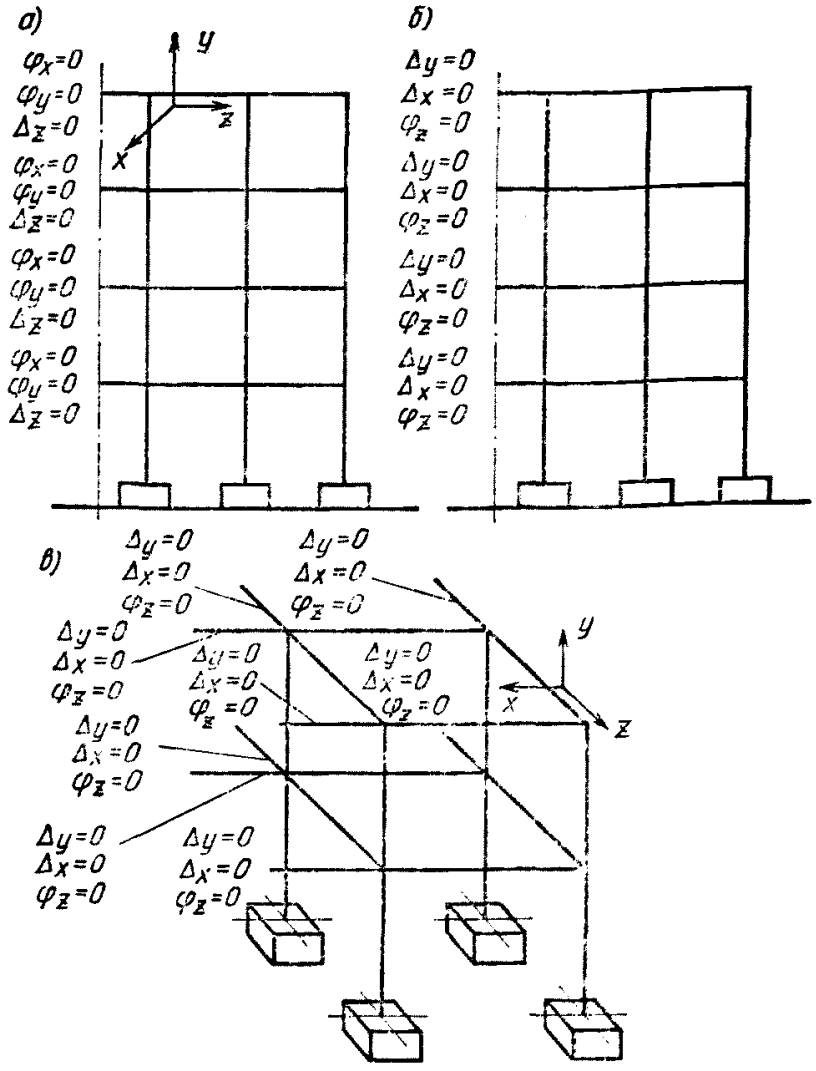


Рис. 30. Расчетные схемы симметричных каркасов

а — расчетная схема плоской рамы при симметричных воздействиях; *б* — расчетная схема плоской рамы при кососимметричных воздействиях; *в* — расчетная схема пространственной рамы

4.68. При задании воздействий от подработки следует учитывать, что отдельные виды перемещений основания под фундаментами могут не вызывать усилий в элементах каркаса, если его конструкции являются податливыми по отношению к этим перемещениям. Так, например, в связевых рамах отсутствуют усилия от вертикальных перемещений основания, шарнирное сопряжение стойки с фундаментом исключает усилия от поворотов основания и т. п.

4.69. Рамы, включающие элементы, локализующие влияние горизонтальных перемещений основания, являются жесткими по отношению к этим перемещениям. Усилия от указанных видов перемещений в элементах рам принимаются равными нулю. Конструктивные элементы, локализующие влияние горизонтальных перемещений (*фундаментные связи-распорки*, *тонкие плиты*), рассчитываются на восприятие продольных сил, приложенных центрально.

4.70. Рамы на упругом основании (каркасы с ленточными фундаментами) допускается рассчитывать как рамы на упругих опорах согласно расчетной схеме, приведенной на рис. 31. Перемещения стержней эквивалентной жесткости в случае применения метода сил вычисляются по формуле

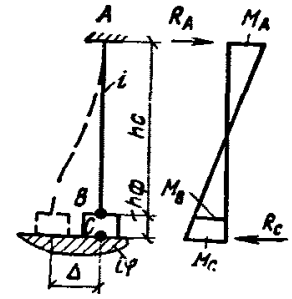
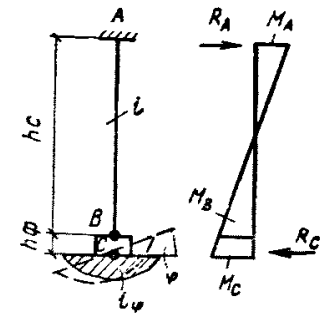
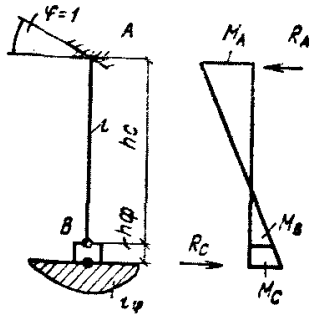
$$\Delta_{ij} = N^j \frac{N^i}{i_z}, \qquad (180)$$

в которой

$$i_z = K_z b a, \qquad (181)$$

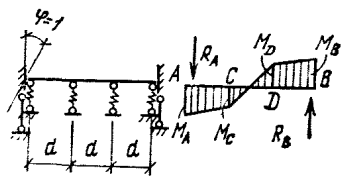
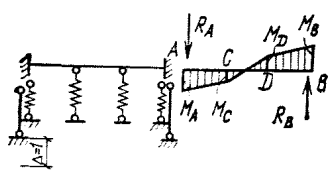
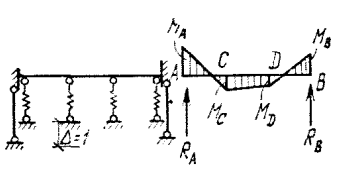
Таблица 58

Таблица усилий в стойке первого этажа от деформационных воздействий

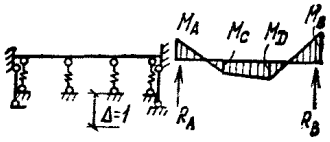
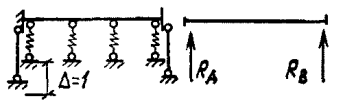
№	Схема стержня и воздействий	Эпюра изгибающих моментов	Величины усилий
1			$M_A = \frac{6i}{h_c}\Delta \times \left(1-\frac{2i(1+3\alpha)(1+2\alpha)}{K+i\varphi}\right)$ $M_B = \frac{6i}{h_c}\Delta \times \left(1-\frac{4i(1+1{,}5\alpha)(1+2\alpha)}{K+i_\varphi}\right)$ $M_C = \frac{6i}{h_c}\Delta\frac{i\varphi(1+2\alpha)}{K+i\varphi}$ $R_A = R_C = \frac{12i}{h_c^2}\Delta \times \left(1-\frac{3i(1+2\alpha)^2}{K+i\varphi}\right)$
2			$M_A = 2i_\varphi \frac{i_\varphi(1+3\alpha)}{K+i_\varphi}$ $M_B = 4i_\varphi \frac{i_\varphi(1+1{,}5\alpha)}{K+i_\varphi}$ $M_C = i_\varphi\varphi\frac{K}{K+i_\varphi}$ $R_A = R_C = \frac{6i}{h_c}\varphi\frac{i_\varphi(1+2\alpha)}{K+i_\varphi}$
3			$M_A = 4i\left(1-\frac{i(1+3\alpha)^2}{K+i_\varphi}\right)$ $M_B = 2i \times \left(1-\frac{4i(1+1{,}5\alpha)(1+3\alpha)}{K+i_\varphi}\right)$ $M_C = 2i(1+3\alpha) \times \left(1-\frac{K}{K+i_\varphi}\right)$ $R_A = R_C = \frac{6i}{h_c} \times \left(1-\frac{2i(1+2\alpha)(1+3\alpha)}{K+i_\varphi}\right)$

Обозначения: $i = \frac{EI}{h_c}$; $\alpha = \frac{h_\Phi}{h_c}$; $K = 4i(1+3\alpha+3\alpha^2)$; i_φ — по формулам (177), (178).

Таблица усилий в элементе ленточного фундамента от деформационных воздействий

№	Схема элемента и воздействия	Эпюра изгибающих моментов	Величины усилий
1			$M_A = \dfrac{4\,i\,p^2 + 1{,}534\,p\,i + 0{,}0536\,i}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $M_C = \dfrac{2\,i\,p^2 - 0{,}024\,i\,p - 0{,}0144\,i}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $M_D = \dfrac{0{,}247\,i\,p - 0{,}0041\,i}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $M_B = \dfrac{2\,i\,p^2 - 0{,}1968\,p\,i + 0{,}0021\,i}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $R_A = \dfrac{2\,i\,p^2 + 1{,}558\,i\,p + 0{,}068\,i}{a\,(p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515)}$ $R_B = \dfrac{2\,i\,p^2 - 0{,}4438\,i\,p + 0{,}0062\,i}{a\,(p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515)}$
2			$M_A = \dfrac{i}{a}\,\dfrac{2\,p^2 + 1{,}558\,p + 0{,}068}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $M_C = \dfrac{i}{a}\,\dfrac{0{,}6667\,p^2 - 0{,}5552\,p - 0{,}0464}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $M_D = \dfrac{i}{a}\,\dfrac{0{,}6667\,p^2 + 0{,}4448\,p - 0{,}0155}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $M_B = \dfrac{i}{a}\,\dfrac{2\,p^2 - 0{,}4438\,p + 0{,}0062}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $R_A = \dfrac{i}{a^2}\,\dfrac{1{,}333\,p^2 + 2{,}1116\,p + 0{,}1143}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515} + i\,z$ $R_B = \dfrac{i}{a^2}\,\dfrac{1{,}333\,p^2 - 0{,}8886\,p + 0{,}0217}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$
3			$M_A = \dfrac{i}{a}\,\dfrac{1{,}3334\,p + 0{,}0864}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $M_C = \dfrac{i}{a}\,\dfrac{0{,}8889\,p + 0{,}0803}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $M_D = \dfrac{i}{a}\,\dfrac{0{,}111\,p - 0{,}0494}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $M_B = \dfrac{i}{a}\,\dfrac{0{,}6667\,p - 0{,}0247}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $R_A = \dfrac{i}{a^2}\,\dfrac{2{,}2223\,p + 0{,}1667}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $R_B = \dfrac{i}{a^2}\,\dfrac{0{,}7778\,p - 0{,}0741}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$

Продолжение табл. 59

№	Схема элемента и воздействия	Эпюра изгибающих моментов	Величины усилий
4			$M_A = \frac{i}{a}\frac{0{,}6667\,p - 0{,}0247}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $M_C = \frac{i}{a}\frac{0{,}111\,p - 0{,}0494}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $M_D = \frac{i}{a}\frac{0{,}8889\,p + 0{,}0803}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $M_B = \frac{i}{a}\frac{1{,}3334\,p + 0{,}0864}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $R_A = \frac{i}{a^2}\frac{0{,}7778\,p - 0{,}0741}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$ $R_B = \frac{i}{a^2}\frac{2{,}2223\,p + 0{,}1667}{p^2 + 0{,}198\,p + 0{,}00515}$
5			$R_A = i\,z$ $R_B = 0$

Примечание: обозначения $i = \frac{E\,I}{3\,a}$; $P = \frac{3\,i}{a^3\,i_z}$; i_z находят по формуле (181)

где b — ширина подошвы фундамента;

a — расстояние между стержнями эквивалентной жесткости.

Остальные обозначения те же, что и в формулах (176)—(179).

При расчете рамы на упругом основании методом перемещений следует пользоваться табл. 59, в которой приведены усилия в элементе ленточного фундамента от деформационных воздействий.

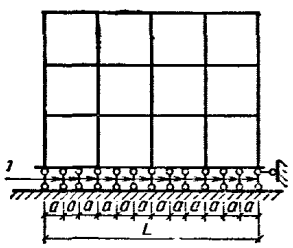


Рис. 31. Расчетная схема каркаса на ленточных фундаментах

1 — стержни эквивалентной жесткости

4.71. Расчет на горизонтальные силы W, обусловленные наклонами земной поверхности i, производится по аналогии с расчетом на ветровые нагрузки. При этом допускается основание принимать абсолютно жестким. В связевых рамах усилия от горизонтальных сил W воспринимаются конструкциями блока жесткости.

Воздействие кренов земной поверхности во всех случаях учитывается введением поэтажных горизонтальных сил, величина которых определяется по формуле

$$W = i_p\,(P^н + Q^н), \qquad (182)$$

где i_p — расчетная величина кренов земной поверхности;

$P^н$, $Q^н$ — нормативные величины временной длительной и постоянной нагрузки, приходящиеся на раму в уровне перекрытия рассматриваемого этажа.

Примеры статического расчета многоэтажных каркасных зданий

Пример 1. Необходимо определить усилия в поперечной раме металлического каркаса от воздействия деформаций земной поверхности. Геометрические и жесткостные характеристики рамы приведены на рис. 32,*а*. Шаг поперечных рам 6 м.

Вертикальные нормативные нагрузки: собственный вес конструкций покрытия и перекрытия 400 кг/м², временная длительная нагрузка на перекрытие 1000 кг/м².

Грунтовые условия: $E_{ср}$=210 кг/см², $\varphi^н$ =21°; $\varphi^р$ =25°, $C^н$=0,35 кг/см², $C^р$ =0,40 кг/см², $\mu_{ср}$ =0,35.

Условия подработки: ε=5 мм/м, R=7 км; i=7 мм/м.

Определяем перемещения основания под крайними фундаментами рамы [по формулам главы СНиП на проектирование зданий и сооружений на подрабатываемых территориях].

$$y = n_к\,m_к\,\frac{x^2}{2R} = 1{,}4\cdot 1\,\frac{6^2}{2\cdot 7000} = 0{,}0036\ м;$$

$$\Delta l = n_\varepsilon\,m_\varepsilon\,\varepsilon_x\,x = 1{,}2\cdot 1\cdot 5\cdot 10^{-3}\cdot 6 = 0{,}036\ м;$$

$$\varphi = n_k\,m_k\,\frac{x}{R} = 1{,}4\cdot 1\,\frac{6}{7000} = 1{,}2\cdot 10^{-3}\ рад.$$

Горизонтальные нагрузки от крена здания:

в уровне покрытия

$$Q^н = 28{,}8\ т;\quad P^н = 0,$$

$$W_l = n_l\,m_l\,l\,(P^н + Q^н) = 1{,}2\cdot 1\cdot 7\cdot 10^{-3}\cdot 28{,}8 = 0{,}24\ т;$$

в уровне перекрытия $Q^н$=28,8 т; $P^н$=72 т;

$$W_2 = 1{,}2 \cdot 1 \cdot 7 \cdot 10^{-3}\,(72 + 28{,}8) = 0{,}61 \text{ т}.$$

Расчет выполняем методом перемещений. Погонные жесткости стержней приведены на рис. 32,*а*.

Вычисляем константы табл. 58

$$i_\varphi = \frac{1{,}98 \cdot 2100}{\sqrt{4}\,(1 - 0{,}35^2)} \cdot \frac{2 \cdot 2^3}{12} = 3160 \text{ т·м};$$

$$i = \frac{2{,}1 \cdot 10^7 \cdot 0{,}804 \cdot 10^{-4}}{6} = 281 \text{ т·м}; \quad \alpha = \frac{1}{6} = 0{,}167;$$

$$i_\varphi = \frac{3160}{281}\, i = 11{,}25\, i; \quad K = 4\, i\,(1 + 3 \cdot 0{,}167 + 3 \cdot 0{,}167^2) = 6{,}34\, i.$$

Основная система представлена на рис. 32,*б*. Учитывая симметрию рамы и симметрию воздействий, расчету подвергаем половину рамы.

На рис. 32,*в* приведены эпюры изгибающих моментов в основной системе от единичных поворотов узлов и перемещений грунта под крайним фундаментом. При вычислении величин усилий в стойке первого этажа использованы формулы табл. 58. Например, момент в верхнем сечении от горизонтального перемещения $\Delta l = 0{,}036$ м.

$$M_A = \frac{6\,i}{6}\, 0{,}036 \left(1 - \frac{2\,i\,(1 + 3 \cdot 0{,}167)\,(1 + 2 \cdot 0{,}167)}{6{,}34\,i + 11{,}25\,i}\right) =$$

$$= 0{,}0278\, i \text{ и т. д.}$$

Коэффициенты канонических уравнений $r_{11} = 6{,}64i + 6i = 12{,}64i$; $r_{12} = 3i$; $r_{22} = 6i + 19{,}6i + 3{,}49i = 29{,}09i$.

Грузовые коэффициенты:

горизонтальные деформации — $R_{1p} = 0$; $R_{2p} = -0{,}0278i$;

вертикальные перемещения — $R_{1p} = 0{,}00597\ i$; $R_{2p} = 0{,}01765\ i$;

повороты основания — $R_{1p} = 0$; $R_{2p} = -0{,}0023\, i$.

Решая систему канонических уравнений методом перемещений

$$12{,}64\, Z_1 + 3\, Z_2 = 0; \qquad -0{,}00597; \qquad 0$$

$$3\, Z_1 + 29{,}09\, Z_2 = 0{,}0278; \qquad -0{,}01765; \qquad 0{,}0023,$$

получим:

горизонтальные перемещения — $Z_1 = -0{,}232 \cdot 10^{-3}$; $Z_2 = 0{,}98 \times 10^{-3}$;

вертикальные перемещения — $Z_1 = -0{,}336 \cdot 10^{-3}$; $Z_2 = -0{,}572 \times 10^{-3}$;

повороты основания — $Z_1 = -0{,}0193 \cdot 10^{-3}$; $Z_2 = 0{,}081 \times 10^{-3}$.

Суммируя эпюры от фактических поворотов узлов и соответствующих воздействий, получим окончательные эпюры изгибающих моментов в раме от горизонтальных деформаций, вертикальных перемещений и наклонов основания, которые приведены на рис. 32, *г*.

Там же показана эпюра от горизонтальных сил W, вызванных общим креном здания, которая построена приближенным методом по аналогии с расчетом на ветровую нагрузку.

Суммарные эпюры, изображенные на рис. 32, *д*, построены в соответствии с п. 5.6 главы СНиП на проектирование зданий и сооружений на подрабатываемых территориях и используются в дальнейшем с коэффициентом 0,8 при составлении расчетных усилий от особого сочетания нагрузок.

Пример 2. В раме (пример 1) определить усилия при образовании уступа в основании высотой $hP = 5$ см. Уступ проходит между крайней и средней стойками.

В связи с несимметричным воздействием подвергаем расчету всю раму. Основная система метода перемещений и эпюры изгибающих моментов от единичных перемещений и уступа приведены на рис. 33, *а*. Изгибающие моменты в стойках первого этажа вычислены по формулам табл. 58.

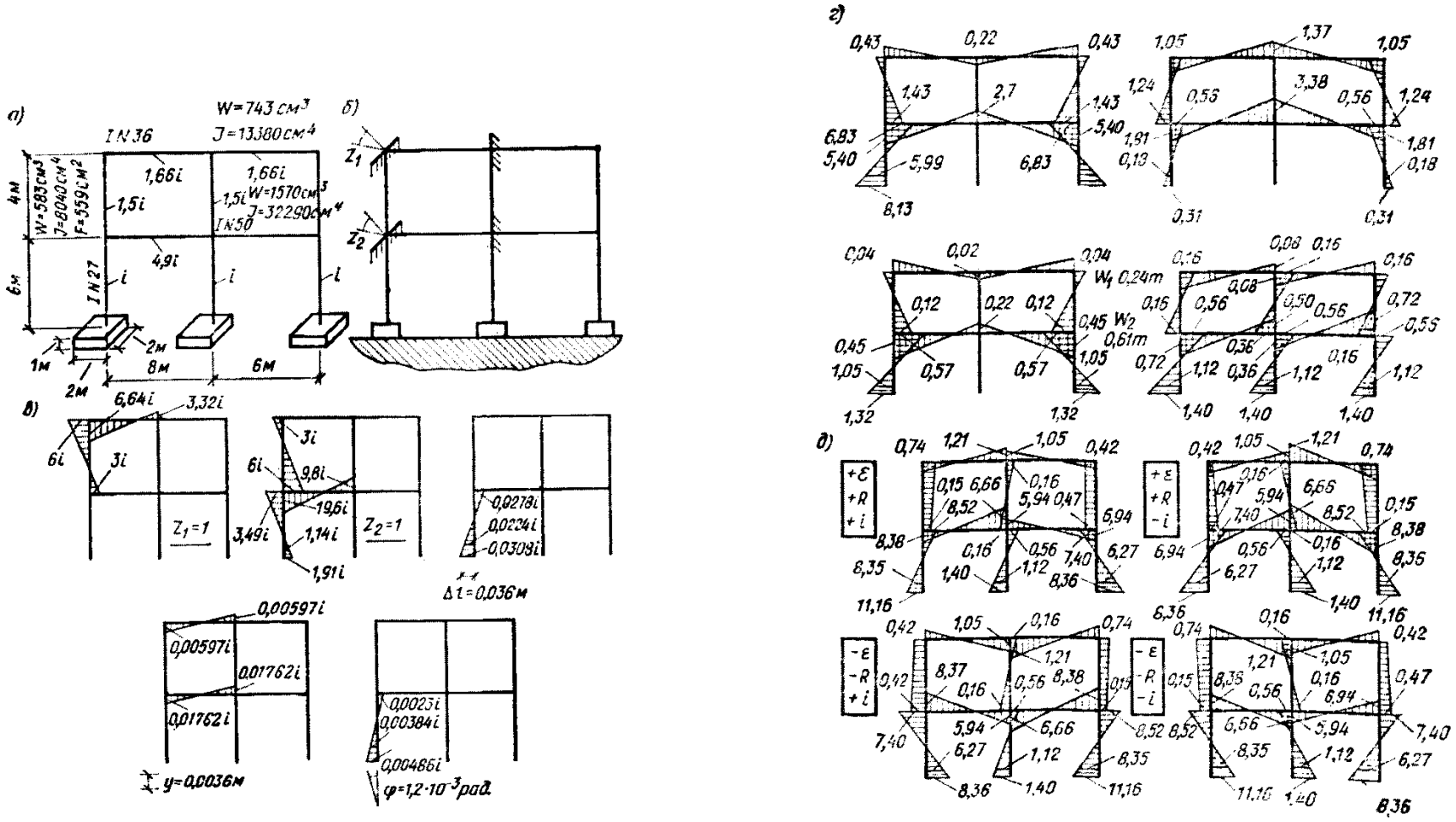


Рис. 32. Пример расчета многоэтажных рам с отдельно стоящими фундаментами

а — геометрические и жесткостные характеристики рамы; *б* — основная система метода перемещений; *в* — эпюры изгибающих моментов в основной системе (единичные неизвестные, горизонтальные и вертикальные перемещения, повороты основания); *г* — эпюры изгибающих моментов в заданной системе (горизонтальные и вертикальные перемещения, повороты основания, общий крен здания); *д* — суммарные эпюры изгибающих моментов

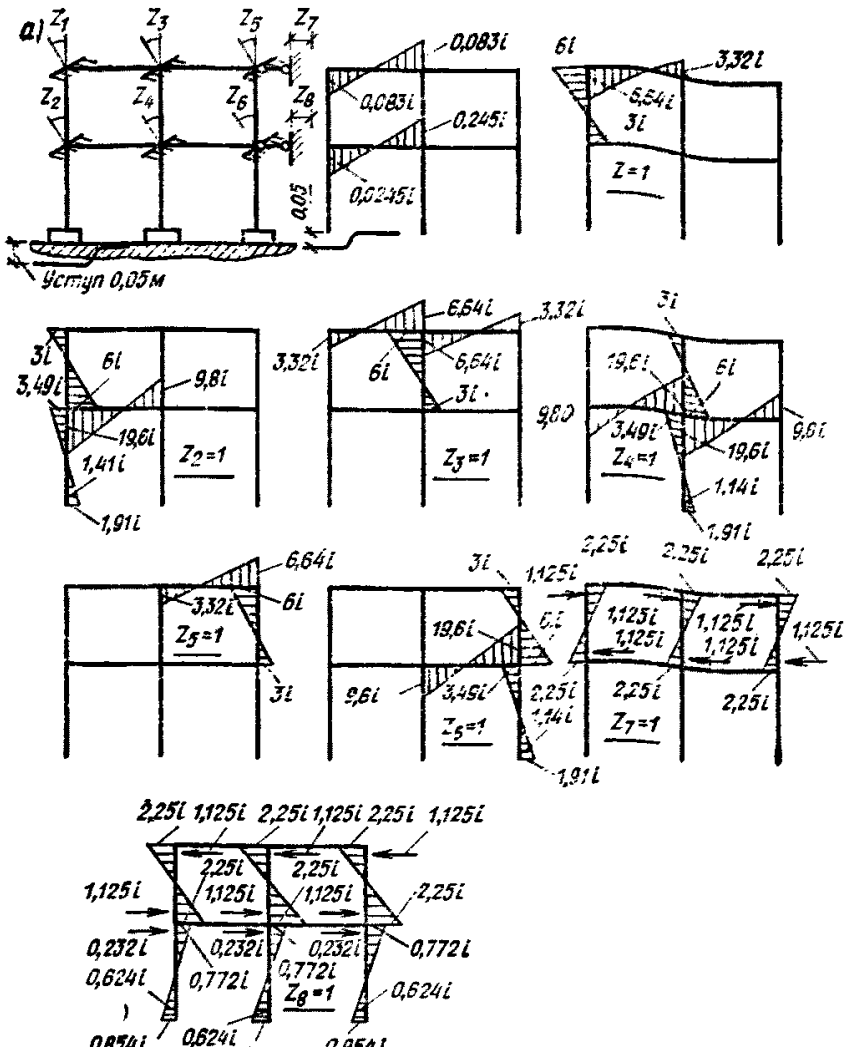


Рис. 33. Примеры расчета многоэтажной рамы на воздействие уступа в основании

а — основная система и эпюры изгибающих моментов в основной системе; *б* — эпюра изгибающих моментов в заданной системе

Система канонических уравнений имеет вид:

$$
\begin{array}{cccccccc}
12{,}64\,Z_1 & +3\,Z_2 & +3{,}32\,Z_3 & 0 & 0 & 0 & -2{,}25\,Z_7 + 2{,}25\,Z_8 = -0{,}083 \\
3\,Z_1 & +29{,}09\,Z_2 & 0 & +9{,}8\,Z_4 & 0 & 0 & -2{,}25\,Z_7 + 1{,}48\,Z_8 = -0{,}245 \\
3{,}32\,Z_1 & 0 & +19{,}28\,Z_3 & +3\,Z_4 & +3{,}32\,Z_5 & 0 & -2{,}25\,Z_7 + 2{,}25\,Z_8 = -0{,}083 \\
0 & +9{,}8\,Z_2 & +3\,Z_3 & +48{,}69\,Z_4 & 0 & +9{,}8\,Z_6 & -2{,}25\,Z_7 + 1{,}48\,Z_8 = -0{,}245 \\
0 & 0 & +3{,}32\,Z_3 & 0 & +12{,}64\,Z_5 & +3\,Z_6 & -2{,}25\,Z_7 + 2{,}25\,Z_8 = 0 \\
0 & 0 & 0 & +9{,}8\,Z_4 & +3\,Z_5 & +29{,}09\,Z_6 & -2{,}25\,Z_7 + 1{,}48\,Z_8 = 0 \\
-2{,}25\,Z_1 & -2{,}25\,Z_2 & -2{,}25\,Z_3 & -2{,}25\,Z_4 & -2{,}25\,Z_5 & -2{,}25\,Z_6 & +3{,}375\,Z_7 - 3{,}375\,Z_8 = 0 \\
-2{,}25\,Z_1 & +1{,}48\,Z_2 & +2{,}25\,Z_3 & +1{,}48\,Z_4 & +2{,}25\,Z_5 & +1{,}48\,Z_6 & +3{,}375\,Z_7 + 4{,}073\,Z_8 = 0
\end{array}
$$

Решая систему уравнений, получим следующие значения неизвестных:

$Z_1 = -0{,}00645$; $Z_2 = -0{,}00835$; $Z_3 = -0{,}00425$; $Z_4 = -0{,}00407$;

$Z_5 = -0{,}00187$; $Z_6 = -0{,}000115$; $Z_7 = -0{,}0309$; $Z_8 = -0{,}014$.

Окончательная эпюра изгибающих моментов приведена на рис. 33, *б*.

Пример 3. В раме (пример 1) с ленточным фундаментом, ширина подошвы которого равна 1 м, определить усилия от кривизны земной поверхности $R=7$ км.

Расчет ведем методом перемещений с использованием табл. 59. Геометрические и жесткостные характеристики рамы представлены на рис. 34, *а*.

Перемещения точек ленточного фундамента

$$y_0 = 0;\quad y_1 = 1{,}4 \cdot 1\ \frac{2^3}{2 \cdot 7000} = 0{,}0004\ \text{м};$$

$$y_2 = 1{,}4 \cdot 1\ \frac{4^3}{2 \cdot 7000} = 0{,}0016\ \text{м};$$

$$y_3 = 1{,}4 \cdot 1\ \frac{6^3}{2 \cdot 7000} = 0{,}0036\ \text{м}.$$

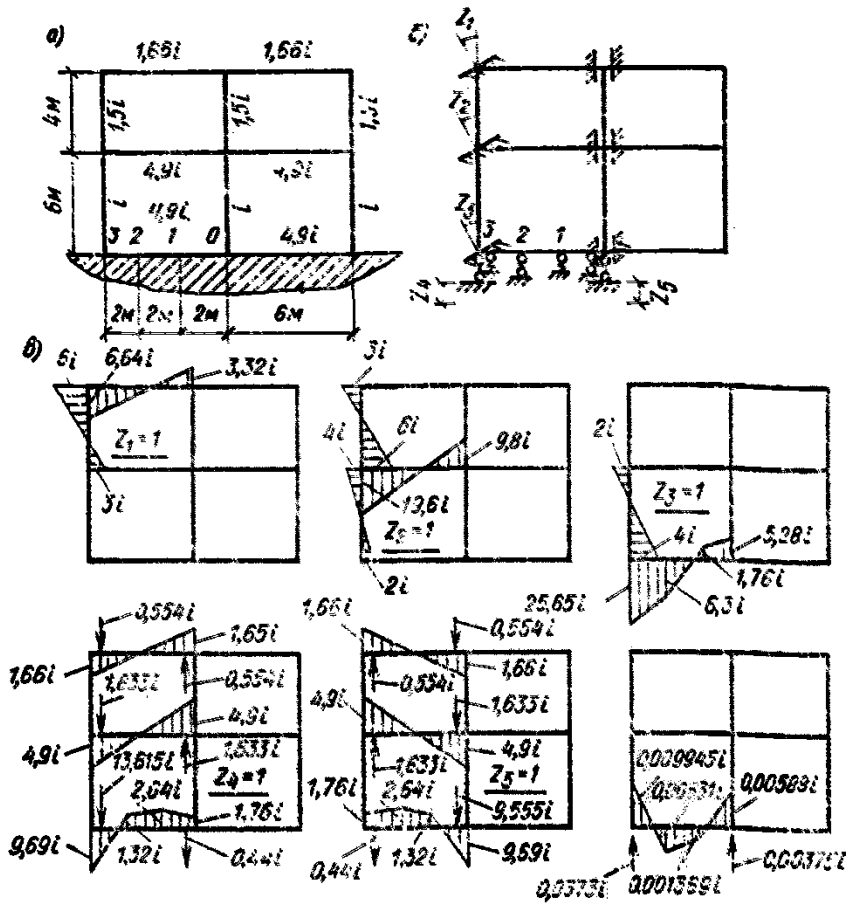
Константы табл. 61

$$l_z = \frac{1{,}22 \cdot 2100 \cdot 1 \cdot 2}{6\ (1 - 0{,}35^2)} = 2280\ \text{т/м};$$

$$P = \frac{3 \cdot 4{,}9 \cdot 281}{2^3 \cdot 2280} = 0{,}453;$$

$$P^2 + 0{,}198\,P + 0{,}00515 = 0{,}3.$$

Основная система и эпюры изгибающих моментов от единичных перемещений и осадок основания приведены на рис. 34, *б, в*. Учитывая симметричность рамы и воздействия, в узлах средней стойки поставлены закрепления, препятствующие поворотам и горизонтальным перемещениям. Расчет выполняется для половины рамы. При построении эпюры от Z_5 учтено, что средняя упругая опора под ленточным фундаментом отне-



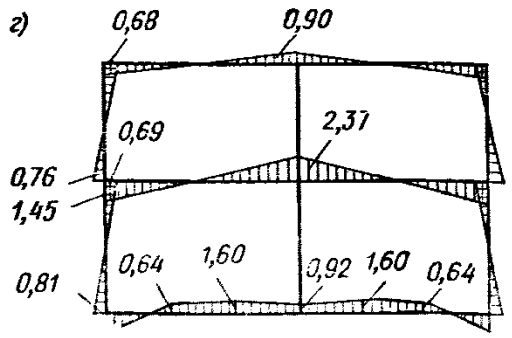


Рис. 34. Примеры расчета многоэтажной рамы с ленточными фундаментами

а — геометрические и жесткостные характеристики рамы; *б* — основная система метода перемещений; *в* — эпюры изгибающих моментов в основной системе; *г* — эпюра изгибающих моментов в заданной системе

сится к двум полурамам, в связи с чем реакция в этой опоре от единичного перемещения, приходящаяся на одну полураму, составит 0,5 i_2 (вместо i_2 в формуле R_A строка 2, табл. 59).

Эпюра от перемещений основания в основной системе построена суммированием эпюр от расчетного перемещения каждой упругой опоры. При этом использовались формулы табл. 59 (строки 3, 4, 5).

Система канонических уравнений метода перемещений имеет вид:

$$\begin{array}{rrrrrr} 12{,}64\,Z_1 & +3\,Z_2 & 0 & +1{,}66\,Z_4 & -1{,}66\,Z_5 & =0 \\ 3\,Z_1 & +29{,}6\,Z_2 & +2\,Z_3 & +4{,}9\,Z_4 & -4{,}9\,Z_5 & =0 \\ 0 & +2\,Z_2 & +29{,}65\,Z_3 & +9{,}69\,Z_4 & -1{,}76\,Z_5 & =0{,}00994 \\ 1{,}66\,Z_1 & +4{,}9\,Z_2 & +9{,}69\,Z_3 & +15{,}802\,Z_4 & -1{,}747\,Z_5 & =0{,}0373 \\ -1{,}66\,Z_1 & -4{,}9\,Z_2 & -1{,}76\,Z_3 & -1{,}74\,Z_4 & +11{,}742\,Z_5 & =0{,}00373 \end{array}$$

Значения неизвестных перемещений, полученные в результате решения системы:

$$Z_1 = -0{,}2348\cdot10^{-3};\quad Z_2 = -0{,}3348\cdot10^{-3};\quad Z_3 = -0{,}5556\cdot10^{-3};$$

$$Z_4 = 2{,}884\cdot10^{-3};\quad Z_5 = 0{,}491\cdot10^{-3}.$$

Окончательная эпюра изгибающих моментов в раме на ленточных фундаментах приведена на рис. 34, *г*.

Следует отметить, что разность осадок земной поверхности под средней и крайней колоннами вследствие искривления составила 3,6 мм. Разность осадок самих колонн 2,884—0,491 = =2,393 мм, т. е. ленточный фундамент в данном случае способствовал выравниванию неравномерных осадок на 1,2 мм, или на 30%.

Пример 4. Необходимо определить усилия в раме железобетонного каркаса (рис. 35, *а*) от горизонтальных деформаций и искривления земной поверхности.

Стойки 30×30 см, бетон марки 300, арматура класса А-II, армирование симметричное, $F_a = F'_a = 0{,}5\%$. Ригели таврового сечения с полкой понизу, высота сечения 45 см, высота полки 25 см, ширина полки 40 см, ширина ребра 20 см. Бетон марки 300, арматура класса А-III одиночная. Для ригеля покрытия $F_a = 1\%$, для ригеля перекрытия $F_a = 2\%$. Нагрузки, фундаменты, грунтовые условия и условия подработки приняты в соответствии с примером 1.

Учитывая, что железобетонные сечения рассчитываются по предельным состояниям, при определении жесткости элементов предполагаем, что усилия в них, в момент подработки, будут предельными.

Жесткости балок

В соответствии с главой СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций

$$B = \frac{h_0\, z_1}{\dfrac{\psi_a}{E_a F_a} + \dfrac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\, b\, h_0\, E_б\, \nu}};$$

$E_б = 315\,000$ кг/см²; $E_a = 2\cdot10^6$ кг/см²; $h_0 = 45 - 3 = 42$ см;

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\dfrac{h'_п}{h_0}\,\gamma' + \xi^2}{2\,(\gamma' + \xi)}\right],$$ принимаем $\xi = 0{,}55$, что соответствует $S_б = 0{,}8\,S_0$. Для сечения в пролете

$$\gamma' = 0,$$

$$z_1 = h_0\,(1 - 0{,}5\,\xi) = 30{,}4 \text{ см}.$$

Для сечения на опоре

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h_п}{b\,h_0} = \frac{(40-20)\,25}{20\cdot42} = 0{,}6;$$

$$z_1 = 42\left[1 - \frac{\dfrac{25}{42}0{,}6 + 0{,}55^2}{2\,(0{,}6 + 0{,}55)}\right] = 30{,}2 \text{ см}.$$

$$\psi = 1{,}3 - S\,\frac{M_{б.т}}{M};$$

$$M_{б.т} = 0{,}8\,\frac{b\,h_0^2}{3{,}5}\,R^н_р;\qquad M = 0{,}4\,b\,h_0^2\,R_и;$$

$$\frac{M_{б.т}}{M} = 0{,}57\,\frac{R^н_р}{R_и} = 0{,}57\,\frac{21}{210} = 0{,}057;\quad S = 0{,}8;\quad \psi_a = 1{,}25$$

Принимаем $\psi_a = 1$.

Балка перекрытия:

$F_a = 0{,}02\cdot20\cdot45 = 18$ см²; $\psi_б = 0{,}9$; $\nu = 0{,}15$.

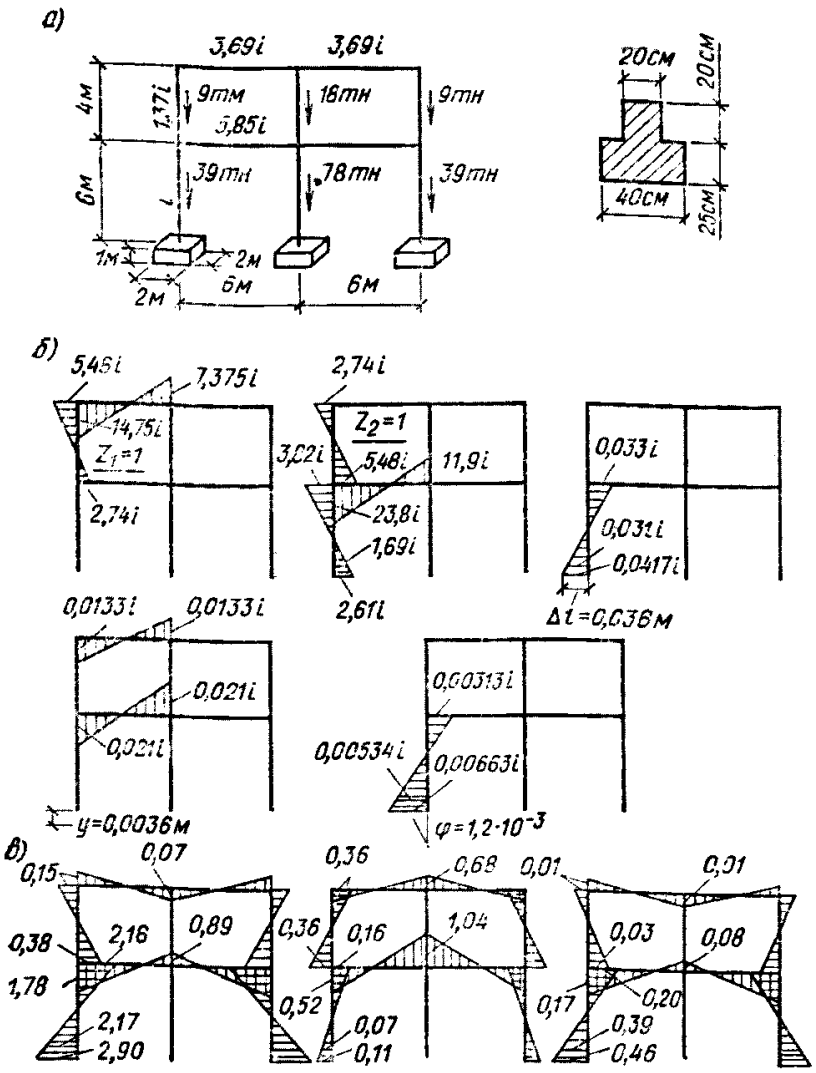


Рис. 35. Пример расчета многоэтажной железобетонной рамы

а — геометрические и жесткостные характеристики рамы; *б* — эпюры изгибающих моментов в основной системе; *в* — эпюры изгибающих моментов в заданной системе от горизонтальных и вертикальных перемещений и поворотов основания

Определяем B. Для сечения в пролете

$$B = \frac{42 \cdot 30}{\frac{1}{2 \cdot 10^6 \cdot 18} + \frac{0{,}9}{0{,}55 \cdot 20 \cdot 42 \cdot 3{,}15 \cdot 10^5 \cdot 0{,}15}} = 1{,}83 \cdot 10^{10} \text{ кг} \cdot \text{см}^2.$$

На опоре

$$B = \frac{42\ 30}{\frac{1}{2 \cdot 10^6 \cdot 18} + \frac{0{,}9}{(0{,}6 + 0{,}55)\ 20 \cdot 42 \cdot 3{,}15 \cdot 10^5 \cdot 0{,}15}} = 2{,}63 \cdot 10^{10} \text{ кг} \cdot \text{см}^2.$$

Балка покрытия $F_a = 0{,}01 \cdot 20 \cdot 45 = 9$ см²;

$$B = \frac{42 \cdot 30}{\frac{1}{2 \cdot 10^6 \cdot 9} + \frac{0{,}9}{(0{,}6 + 0{,}55)\ 20 \cdot 42 \cdot 3{,}15 \cdot 10^5 \cdot 0{,}15}} = 1{,}66 \cdot 10^{10} \text{ кг} \cdot \text{см}^2.$$

Для сравнения определим жесткость балки без трещин

$$n = \frac{E_a}{E_б} = 6{,}4;$$

$$B = 0{,}85\, I_п\, E_б = 0{,}85 \left(\frac{20 \cdot 45^3}{12} + 18 \cdot 22{,}5^2 \cdot 6{,}4 \right) 3{,}15 \cdot 10^5 = 5{,}6 \cdot 10^{10} \text{ кг} \cdot \text{см}^2.$$

Таким образом, жесткость балки с учетом трещин составляет 47% от ее жесткости без учета трещин.

Принимаем: для балок перекрытия $B = 2{,}63 \cdot 10^{10}$ кг·см²;
для балок покрытия $B = 1{,}66 \cdot 10^{10}$ кг·см².

Учитывая, что $\frac{1}{\rho} = \frac{M}{E\,I}$, из главы СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций следует выражение для изгибной жесткости внецентренно сжатого элемента

$$B = \frac{1}{\frac{M_э}{M} \frac{1}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\ b h_0 E_б \nu} \right] - \frac{N_c}{M} \frac{1}{h_0} \cdot \frac{\psi_a}{E_a F_a}}$$

Сжимающие силы в стойках рамы указаны на рис. 35, *а*.

Несущая способность внецентренно-сжатого железобетонного элемента

$$M = 0{,}4\, b\, h_0^2\, R_и + R_{а.с}\, F_a' (h_0' - a) - N_c \cdot 0{,}5\ (h_0 - a') =$$

$$= 0{,}4 \cdot 30 \cdot 28^2 \cdot 210 + 2700 \cdot 4{,}5\ (28 - 2) - 78\,000 \cdot 0{,}5\ (28 - 2) =$$

$$= 1{,}29 \cdot 10^6 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

$$M_{б.т} = 0{,}8\, \frac{30 \cdot 28^2}{3{,}5}\, 21 = 0{,}13 \cdot 10^6; \quad \frac{M_{б.т}}{M} = 0{,}103; \quad S = 0{,}8.$$

Центральная стойка $N = 78\,000$ кг.

$$\frac{N_c}{M} = \frac{78\,000}{1\,290\,000} = 0{,}060; \quad M_э = M + N_c' \cdot 0{,}5\ (h_0 - a');$$

$$M_э = 12{,}9 + 78 \cdot 0{,}5\ (28 - 2) = 23 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$\frac{M_э}{M} = \frac{23}{12{,}9} = 1{,}79; \quad \xi = 0{,}55;$$

$$z_1 = 28\ (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}55) = 20{,}3 \text{ см};$$

$$\gamma' = \frac{\frac{n}{\nu} F_a'}{b h_0} = \frac{\frac{6{,}4}{0{,}15} 4{,}5}{30 \cdot 28} = 0{,}23.$$

Вычисляем B

$$B = \frac{1}{1{,}79 \frac{1}{28 \cdot 20} \left[\frac{1}{2 \cdot 10^6 \cdot 4{,}5} + \frac{0{,}9}{(0{,}23 + 0{,}55)\ 30 \cdot 28 \cdot 3{,}15 \cdot 10^5 \cdot 0{,}15} \right] - 0{,}060 \frac{1}{28} \frac{1}{2 \cdot 10^6 \cdot 4{,}5}} = 0{,}445 \cdot 10^{10} \text{ кг} \cdot \text{см}^2.$$

Соответственно жесткости остальных стоек:

$N = 39$ т $\quad B = 0{,}42 \cdot 10^{10}$ кг·см²;

$N = 18$ т $\quad B = 0{,}41 \cdot 10^{10}$ кг·см²;

$N = 9$ т $\quad B = 0{,}405 \cdot 10^{10}$ кг·см².

Принимаем: для перекрытия второго этажа

$B = 0{,}41 \cdot 10^{10}$ кг·см²;

для перекрытия первого этажа

$B = 0{,}445 \cdot 10^{10}$ кг·см².

Погонные жесткости стержней проставлены на рис. 35, *а*, при этом $i = \frac{445}{6} = 74{,}2$ т·м.

Выражаем i_φ через i:

$$i_\varphi = \frac{3160}{74}\, i = 42{,}5\, i.$$

Дальнейший расчет аналогичен выполненному в примере 1. На рис. 35, *б* приведены единичные и грузовые эпюры.

Система канонических уравнений метода перемещений имеет вид:

$$20{,}23\, Z_1 + 2{,}74\, Z_2 = 0; \quad -0{,}0133; \quad 0$$

$$2{,}74\, Z_1 + 33{,}1\, Z_2 = 0{,}033; \quad -0{,}021; \quad 0{,}00313$$

Значения неизвестных перемещений:

горизонтальные деформации $Z_1 = -0{,}137 \cdot 10^{-3}$;

$Z_2 = 1{,}01 \cdot 10^{-3}$;

вертикальные перемещения $Z_1 = -0{,}577 \cdot 10^{-3}$;

$Z_2 = -0{,}587 \cdot 10^{-3}$;

повороты основания $Z_1 = -0{,}013 \cdot 10^{-3}$;

$Z_2 = -0{,}096 \cdot 10^{-3}$.

Окончательные эпюры изгибающих моментов приведены на рис. 35, *в*.

Упрощенный расчет многоэтажных каркасных зданий

4.72. Упрощенным методом могут рассчитываться рамы с равными пролетами и одинаковыми в пределах каждого этажа погонными жесткостями ригелей и стоек, а также рамы с неравными пролетами или разными погонными жесткостями стоек, если размеры отдельных пролетов отличаются не более чем на 10%, а величины погонных жесткостей стоек одного этажа отличаются не более чем на 50%.

4.73. При суммировании изгибающих моментов от различных компонентов деформаций земной поверхности и эксплуатационных нагрузок следует учитывать знаки изгибающих моментов. Зависимость знаков дополнительных изгибающих моментов от вида деформаций земной поверхности определяется по рис. 36, 37, на которых изгибающие моменты отложены со стороны растянутого волокна.

4.74. Влияние горизонтальных смещений и поворотов фундаментов учитывается в пределах двух первых этажей рамы (рис. 37). Значения изгибающих моментов от этих факторов приведены только для сечений последнего и предпоследнего рядов стоек. Изгибающие моменты для сечений рядов стоек, расположенных между предпоследней стойкой и осью симметрии рамы, определяются умножением соответствующих значений моментов в сечениях предпоследнего ряда стоек на коэффициент, равный отношению расстояния от оси симметрии рамы до рассматриваемого ряда стоек к расстоянию до предпоследнего ряда.

4.75. Изгибающий момент от неравномерных оседаний опор в нижнем опорном сечении стойки рамы любого этажа определяется по формуле

$$M_n^{\text{н}} = 2\, B_n^{\text{пог}}\, k_z\, (2\bar{\varphi}_{j\,(n-1)} + \varphi_{jn})\, \frac{l\, n_k m_k}{R}, \quad (183)$$

где $B_n^{\text{пог}}$ — погонная жесткость стойки n-го этажа относительно оси, перпендикулярной плоскости рассматриваемой рамы, определяется в носительно оси, перпендикулярной плоскости

φ_j — угол поворота опорного сечения j-той стойки, определяемый по табл. 60 в зависимости от геометрических размеров рамы и соотношения погонных жесткостей элементов.

Для стойки первого этажа $\varphi_{j(n-1)} = \varphi_{j0} = 0$;

l — длина ригеля, примыкающего к рассматриваемой стойке;

k_z — коэффициент взаимосвязи между вертикальными перемещениями грунта и фундамента, определяемый в соответствии с п. 4.77.

Изгибающий момент в верхнем опорном сечении стойки определяется по формуле

$$M_n^{\text{в}} = 2\, B_n^{\text{пог}}\, k_z\, (2\varphi_{jn} + \varphi_{j\,(n-1)})\, \frac{l\, n_k m_k}{R}. \quad (184)$$

4.76. Изгибающие моменты в опорных сечениях ригеля любого этажа определяются по формулам:

а) для опорного сечения ригеля, примыкающего к j-той стойке со стороны оси симметрии рамы

$$M_{\text{р}\,n}^{j} = B_{\text{р}\,n}^{\text{пог}}\, k_z \times$$

$$\times \frac{n_k m_k}{R} \left[3\, \frac{x_j^2 - x_{j-1}^2}{l} - 2l\, (2\varphi_{jn} + \varphi_{(j-1)\,n})\right]; \quad (185)$$

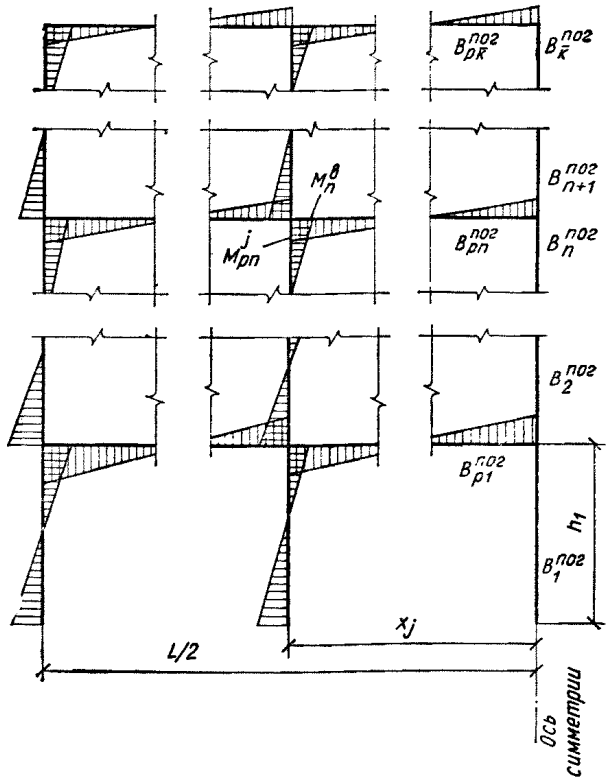


Рис. 36. Эпюра изгибающих моментов от неравномерных оседаний фундаментов при кривизне выпуклости земной поверхности

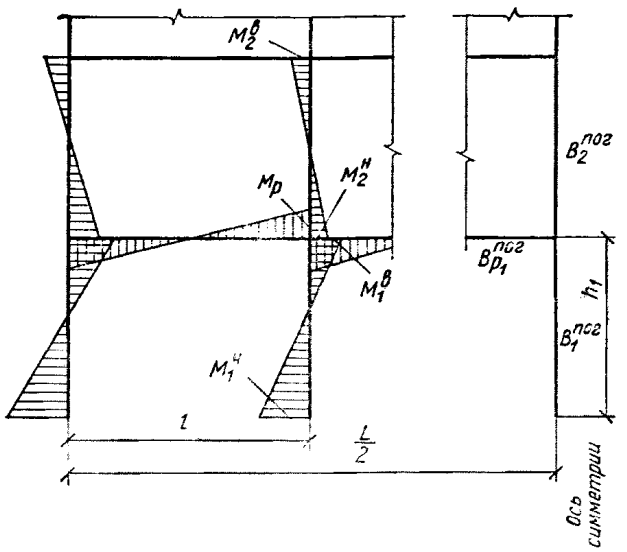


Рис. 37. Эпюры изгибающих моментов от смещений фундаментов, вызываемых относительными горизонтальными деформациями растяжения земной поверхности, и поворотов фундаментов, вызываемых кривизной выпуклости земной поверхности

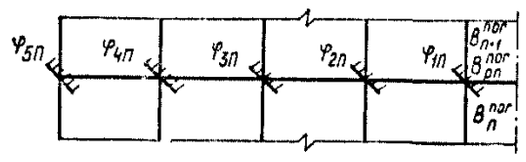
б) для опорного сечения этого же ригеля, примыкающего к j—1 стойке

$$M_{\text{р}\,n}^{j-1} = B_{\text{р}\,n}^{\text{пог}}\, k_z \times$$

$$\times \frac{n_k m_k}{R} \left[3\, \frac{x_j^2 - x_{j-1}^2}{l_j} - 2l\, (\varphi_{jn} + 2\varphi_{(j-1)\,n})\right], \quad (186)$$

Таблица 60

Углы поворота узлов рам при шаге стоек $l=1$ от неравномерных оседаний опор при $R=1$



$$A_1 = 2k_2 - \frac{B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}{2k_1}$$

$$A_2 = 2k_2 - \frac{B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}{2k_2}$$

	При $n=1$	При $1<n<\overline{k}$, где $\overline{k}$ — последний этаж	При $n=\overline{k}$
$k_1=$	$B_1^{\text{пог}}+B_{\text{р}_1}^{\text{пог}}+1{,}5\,B_2^{\text{пог}}$	$1{,}5\,B_{\text{п}}^{\text{пог}}+B_{\text{рп}}^{\text{пог}}+1{,}5\,B_{\text{п}+1}^{\text{пог}}$	$1{,}5\,B_{\overline{k}}^{\text{пог}}+B_{\text{р}\overline{k}}^{\text{пог}}$
$k_2=$	$B_1^{\text{пог}}+2\,B_{\text{р}1}^{\text{пог}}+1{,}5\,B_2^{\text{пог}}$	$1{,}5\,B_{\text{п}}^{\text{пог}}+2\,B_{\text{рп}}^{\text{пог}}+1{,}5\,B_{\text{п}+1}^{\text{пог}}$	$1{,}5\,B_{\overline{k}}^{\text{пог}}+2\,B_{\text{р}\overline{k}}^{\text{пог}}$

Наименование углов поворота	Число пролетов в раме								
	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\varphi_{1\text{п}}$	$0{,}75\,\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_1}$	$\times\frac{3\,B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{2\,k_1-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_1\,(A_1-B_{\text{рп}}^{\text{пог}})}$	$\times\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{\frac{12\,k_1-}{4\,k_1\,k_2-}\frac{-4{,}5\,B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{-B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}}$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_2-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}\times(3-\varphi_{2\text{п}})$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_2}(6-\varphi_{2\text{п}})$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_2-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}(3-\varphi_{2\text{п}})$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_2}(6-\varphi_{2\text{п}})$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_2-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}\times(3-\varphi_{2\text{п}})$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_2}(6-\varphi_{2\text{п}})$
$\varphi_{2\text{п}}$	—	$\times\frac{3\,B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{k_2-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_1\,(A_1-B_{\text{рп}}^{\text{пог}})}$	$\times\frac{3\,B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{3\,k_2-2\,B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{4\,k_1\,k_2-B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}$	$\times\frac{3\,B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{\frac{3-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{A_1-}\times\left(\frac{1}{k_1}+\frac{1}{2\,k_2-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}\right)}{-\frac{B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}{2\,k_2-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}}$	$\times\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{\frac{12-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{2\,k_2-}\times\left(\frac{3{,}75}{k_1}+\frac{3}{k_2}\right)}{-\frac{B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}{2}\left(\frac{1}{k_1}-\frac{1}{k_2}\right)}$	$\frac{3\,B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{\frac{A_1\left(3-\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_2-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}\right)-}{\times A_1\left(2k_2-\frac{B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}{2k_2-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}\right)-}}{-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\left(5-3\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_1}\right)}{-B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{\frac{3\,A_1\left(4-\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_2}\right)-}{\times A_1A_2-}\times\left(18-5{,}25\,\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_1}\right)}{-B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_2}(9-\varphi_{3\text{п}})$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_2}(12-\varphi_{3\text{п}})$
$\varphi_{3\text{п}}$	—	—	—	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_1}(6-\varphi_{2\text{п}})$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_1}(7{,}5-\varphi_{2\text{п}})$	$\frac{3\,B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{\frac{\left(2\,k_2-\frac{B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}{2k_2-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}\right)\times}{A_1\times}\times\left(5-3\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_1}\right)-}{\times\left(2k_2-\frac{B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}{2k_2-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}\right)-}{-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\left(3-\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2k_2-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}\right)}{-B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{A_2\left(18-5{,}25\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_1}\right)-}{\times A_1\,A_2-}{-3B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\left(4-\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_2}\right)}{-B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}$	$\frac{3\,B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{A_1\left(5-1{,}5\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_2}\right)-}{\times A_1\,A_2-}{-2B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\left(3{,}5\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_1}\right)}{-B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{\frac{6\,A_1\left(3-\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_2}\right)-}{\times A_1\,A_2-}}{\times\left(24-6{,}75\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_1}\right)}{-B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}$
$\varphi_{4\text{п}}$	—	—	—	—	—	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_1}(9-\varphi_{3\text{п}})$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_1}(10{,}5-\varphi_{3\text{п}})$	$\frac{3\,B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{2\,A_2\left(3{,}5-\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_1}\right)-}{\times A_1\,A_2-}{-B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{-B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\times}{\times A_2\left(24-6{,}75\times\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_1}\right)-}{\times A_1\,A_2-}{-6B_{\text{рп}}^{\text{пог}}\left(3-\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{k_2}\right)}{-B_{\text{рп}}^{2\text{пог}}}$
$\varphi_{5\text{п}}$	—	—	—	—	—	—	—	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_1}(12-\varphi_{4\text{п}})$	$\frac{B_{\text{рп}}^{\text{пог}}}{2\,k_1}(13{,}5-\varphi_{4\text{п}})$

где $B_{pn}^{пог}$ — погонная жесткость ригеля n-го этажа относительно оси, перпендикулярной плоскости рассматриваемой рамы, определяется в соответствии с п. 4.81;

x_j, x_{j-1} — расстояния опорных сечений от оси симметрии рамы.

4.77. Коэффициент взаимосвязи между вертикальными перемещениями грунта и фундамента k_z определяется по формуле

$$k_z = 1 - \frac{9{,}2}{l^2 E_0 \sqrt{F}} \sum_{n=1}^{\bar{k}} B_{p\,n}^{пог}(2-a_n), \text{ но не менее 0,5,} \quad (187)$$

где E_0 — модуль деформации грунта;

F — площадь подошвы фундамента;

$\bar{k}$ — номер последнего этажа рассматриваемой рамы;

a_n — безразмерный коэффициент, зависящий от соотношений погонных жесткостей элементов рамы рассматриваемого этажа:

при $n=1$ $\quad a_n = \dfrac{3 B_{p\,1}^{пог}}{2 B_1^{пог} + 5 B_{p\,1}^{пог} + 3 B_2^{пог}}$;

при $1<n<\bar{k}$ $\quad a_n = \dfrac{3 B_{pn}^{пог}}{3 B_n^{пог} + 5 B_{p\,n}^{пог} + 3 B_{n+1}^{пог}}$;

при $n=\bar{k}$ $\quad a_n = \dfrac{3 B_{p\,\bar{k}}^{пог}}{3 B_{\bar{k}}^{пог} + 5 B_{p\,\bar{k}}^{пог}}$.

4.78. Изгибающий момент от горизонтальных перемещений фундаментов в нижнем опорном сечении стойки первого этажа последнего ряда, действующий в плоскости рассматриваемой рамы, определяется по формуле

$$M_1^н = 1{,}5\, L\, B_1^{пог} \frac{\varepsilon\, n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, k_x}{h_1}(2-a') - B_1^{пог}\left[\left(4 - B_1^{пог}\gamma\right)\varphi_m + B_{p\,1}^{пог}\gamma\,\varphi_1\right], \quad (188)$$

где L — длина рассматриваемой рамы;

h_1 — расчетная высота первого этажа;

$B_1^{пог}$ — погонная жесткость рассматриваемой стойки первого этажа относительно оси, перпендикулярной плоскости рассматриваемой рамы, определяется в соответствии с п. 4.81;

k_x — коэффициент взаимосвязи между горизонтальными перемещениями грунта и фундамента, определяемый в соответствии с п. 4.82;

a', γ, β — коэффициенты, зависящие от геометрических размеров рамы и соотношений погонных жесткостей ее элементов, определяются по формулам:

$$a' = B_1^{пог}\gamma\left(1 - B_{p\,1}^{пог}\beta\right); \quad (189)$$

$$\gamma = \frac{1}{B_1^{пог} + B_2^{пог} + B_{p\,1}^{пог}}; \quad (190)$$

$$\beta = \frac{\left(1 - B_{p\,1}^{пог}\gamma\right)\left(1 - \dfrac{2l}{L}\right)}{B_{p\,1}^{пог}\left(4 - B_{p\,1}^{пог}\gamma\right) + 2\left(B_1^{пог} + B_2^{пог}\right)}; \quad (191)$$

$B_2^{пог}$ — погонная жесткость стойки второго этажа относительно оси, перпендикулярной плоскости рассматриваемой рамы, определяется в соответствии с п. 4.81;

$B_{p1}^{пог}$ — погонная жесткость ригеля первого этажа крайнего пролета относительно оси, перпендикулярной плоскости рассматриваемой рамы, определяется в соответствии с п. 4.81;

l — длина ригеля;

φ_1 — угол поворота узла пересечения стоек предпоследнего ряда с ригелями первого этажа, определяется по формуле

$$\varphi_1 = B_1^{пог}\frac{\varphi_{m-1} - 0{,}5\, B_{p\,1}^{пог}\gamma\left(\varphi_m + \varphi_{m-2}\right)}{B_{p\,1}^{пог}\left(4 - B_{p\,1}^{пог}\gamma\right) + 2\left(B_1^{пог} + B_2^{пог}\right)}; \quad (192)$$

φ_m — крен фундамента стойки последнего ряда, определяемый по формуле

$$\varphi_m = 12\, L\, B_1^{пог}\,\varepsilon\, n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, k_x\, k_\varphi\, \omega\, \frac{\left(1-\mu_{ср}^2\right)(2-a')}{E_{ср}\, a^3\, h_1}; \quad (193)$$

a — сторона подошвы фундамента в плоскости рассматриваемой рамы;

ω — безразмерный коэффициент, значения которого соответствуют значениям коэффициентов k_l или k_b, определяемым по указаниям главы СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений;

k_φ — коэффициент взаимосвязи между наклоном земной поверхности и креном фундамента, определяемый по формуле

$$k_\varphi = \frac{E_{ср}\, a^3}{E_{ср}\, a^3 + 32\left(1-\mu_{ср}^2\right) B_1^{пог}\,\omega}; \quad (194)$$

φ_{m-1} — крен фундамента стойки предпоследнего ряда, определяемый по формуле

$$\varphi_{m-1} = 24\, L\, B_1^{пог}\,\varepsilon\, n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, k_x\, k_\varphi\,\omega \times \frac{\left(1-\mu_{ср}^2\right)\left(1 - \dfrac{2l}{L} - B_1^{пог}\beta\right)}{E_{ср}\, a^3\, h_1}; \quad (195)$$

φ_{m-2} — крен фундамента стойки третьего от конца ряда, для четырех и более пролетных рам составляет часть крена фундамента стойки предпоследнего ряда φ_{m-1}, пропорциональную отношению расстояний от оси симметрии рамы до соответствующих рядов; для трехпролетных рам $\varphi_{m-2} = -\varphi_{m-1}$, для двухпролетных рам $\varphi_{m-2} = -\varphi_m$.

4.79. Изгибающий момент от горизонтальных перемещений фундаментов в верхнем опорном сечении стойки первого этажа последнего ряда, действующий в плоскости рассматриваемой рамы, определяется по формуле

$$M_1^в = 3LB_1^{пог}\frac{\varepsilon n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, k_x}{h_1}(1-a') - 2\, B_1^{пог}\left[\left(1 - B_1^{пог}\gamma\right)\varphi_m + B_{p\,1}^{пог}\gamma\,\varphi_1\right]. \quad (196)$$

Изгибающие моменты от горизонтальных перемещений фундаментов в опорных сечениях стойки второго этажа последнего ряда, действующие в плоскости рассматриваемой рамы, определяются по формулам:

$$M_2^н = 3\, L\, B_2^{пог}\,\frac{\varepsilon\, n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, k_x}{h_1}\, a' - 2\, B_2^{пог} \times$$

$$\times \gamma \left(B_1^{\text{пог}} \varphi_m - B_{\text{p}1}^{\text{пог}} \varphi_1\right); \quad (197)$$

$$M_2^{\text{в}} = 0{,}5\, M_2^{\text{н}} = 1{,}5\, L\, B_2^{\text{пог}} \frac{\varepsilon\, n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, k_{\text{x}}}{h_1}\, a' -$$

$$- B_2^{\text{пог}} \gamma \left(B_1^{\text{пог}} \varphi_m - B_{\text{p}1}^{\text{пог}} \varphi_1\right). \quad (198)$$

4.80. Изгибающие моменты от горизонтальных перемещений фундаментов в опорных сечениях стойки первого этажа предпоследнего ряда определяются по формулам:

$$M_1^{\text{н}} = 3\, L\, B_1^{\text{пог}} \frac{\varepsilon\, n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, k_{\text{x}}}{h_1} \left(1 - \frac{2\,l}{L} - B_1^{\text{пог}} \beta\right) -$$

$$- 2\, B_1^{\text{пог}} \left(2\, \varphi_{m-1} - \varphi_1\right); \quad (199)$$

$$M_1^{\text{в}} = 3\, L\, B_1^{\text{пог}} \frac{\varepsilon\, n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, k_{\text{x}}}{h_1} \left(1 - \frac{2\,l}{L} - 2\, B_1^{\text{пог}} \beta\right) -$$

$$- 2\, B_1^{\text{пог}} \left(\varphi_{m-1} - 2\, \varphi_1\right). \quad (200)$$

Изгибающие моменты от горизонтальных перемещений фундаментов в опорных сечениях стойки второго этажа предпоследнего ряда определяются по формулам:

$$M_2^{\text{н}} = 6\, L\, B_2^{\text{пог}} \frac{\varepsilon\, n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, k_{\text{x}}}{h_1}\, B_1^{\text{пог}} \beta - 4\, B_2^{\text{пог}} \varphi_1; \quad (201)$$

$$M_2^{\text{в}} = 0{,}5\, M_2^{\text{н}} = 3\, L\, B_2^{\text{пог}} \frac{\varepsilon\, n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, k_{\text{x}}}{h_1}\, B_1^{\text{пог}} \beta -$$

$$- 2\, B_2^{\text{пог}} \varphi_1. \quad (202)$$

Изгибающий момент от горизонтальных перемещений фундаментов в ригеле первого этажа крайнего пролета в месте примыкания его к стойкам предпоследнего ряда определяется по формуле

$$M_{\text{p}} = 1{,}5\, L\, B_{\text{p}1}^{\text{пог}} \frac{\varepsilon\, n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, k_{\text{x}}}{h_1}\, B_1^{\text{пог}} \left[\gamma + (4 - B_{\text{p}1}^{\text{пог}} \times \right.$$

$$\left. \times \gamma)\, \beta\right] - B_{\text{p}1}^{\text{пог}} \left[B_1^{\text{пог}} \gamma\, \varphi_m + (4 - B_{\text{p}1}^{\text{пог}} \gamma)\, \varphi_1\right]. \quad (203)$$

4.81. Погонная жесткость стоек и ригелей рамы определяется по формулам:

для металлических элементов

$$B_n^{\text{пог}} = \frac{E\, I_n}{l_n}, \quad (204)$$

где E — модуль упругости металла;

I_n — момент инерции сечения n-го элемента;

l_n — длина n-го элемента;

для железобетонных элементов

$$B_n^{\text{пог}} = \frac{B_n}{l_n}, \quad (205)$$

где B_n — минимальная изгибная жесткость n-го элемента, определяемая по формулам:

а) для стоек

$$B_n = \alpha\, K_{\text{ж}}\, E_{\text{a}}\, F_{\text{a}}\, Z_{\text{a}}\, h_0, \quad (206)$$

где E_{a} и F_{a} — модуль упругости и площадь поперечного сечения растянутой арматуры, соответственно;

Z_{a} — расстояние между центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры;

h_0 — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до противоположной грани сечения;

$K_{\text{ж}}$ — коэффициент, определяемый по графику (рис. 38) в зависимости от относительной высоты сжатой зоны ξ, равной

$$\xi = \frac{N}{R_{\text{и}}\, h_0\, b},$$

где N — продольное усилие в стойке;

$R_{\text{и}}$ — расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе;

b — ширина колонны.

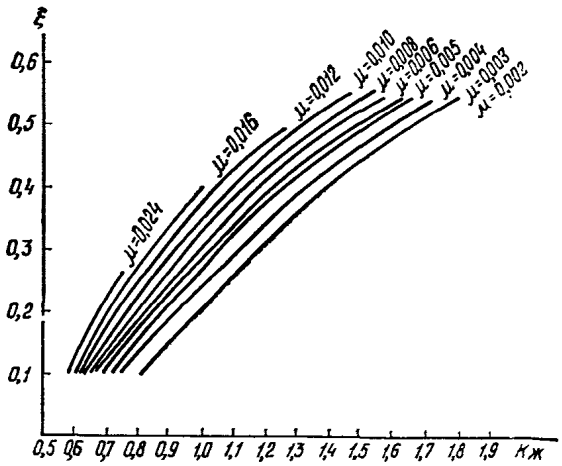


Рис. 38. Зависимость коэффициента $K_{\text{ж}}$ от относительной высоты сжатой зоны ξ

Если относительная высота сжатой зоны ξ превышает значения, для которых на рис. 38 приведены величины $K_{\text{ж}}$, то изгибную жесткость следует вычислять по формуле

$$B_n = \frac{E_{\text{б}}}{1{,}5} \left[I_n + \frac{1}{2}\, F_{\text{a}}\, Z_{\text{a}}^2 \left(\frac{E_{\text{a}}}{E_{\text{б}}} - 1\right)\right],$$

где $E_{\text{б}}$ — начальный модуль упругости бетона;

α — коэффициент, определяемый по графику (рис. 39) в зависимости от коэффициента армирования μ, равного

$$\mu = \frac{F_{\text{a}}}{b\, h_0};$$

б) для ригелей

$$B_{\text{p}\,n} = 1{,}1\, K_{\text{ж}}\, E_{\text{a}}\, F_{\text{a}}\, Z_{\text{a}}\, h_{\text{э}}, \quad (207)$$

где $K_{\text{ж}}$ определяется по графику (рис. 40).

4.82. Коэффициент взаимосвязи между горизонтальными перемещениями грунта и фундамента k_{x} определяется по номограмме (рис. 41) в зависимости от изгибной жесткости стойки первого этажа и ее высоты для четырех групп грунтов, различаемых по модулям деформации E_0 (табл. 61).

Таблица 61

Модуль деформации грунтов, кгс/см²	380—550	210—350	90—210	50—80
Группа грунтов	I	II	III	IV

При определении коэффициента взаимосвязи k_x следует определить жесткость рассматриваемой стойки и полученный результат отложить на левой оси ординат номограммы (см. рис. 41). Из найденной таким образом точки провести горизонтальную прямую до пересечения с одной из четырех кривых, изображающих зависимость коэффициента k_x от жесткости при заданных грунтах (одной из четырех групп). Из полученной точки пересечения опустить перпендикуляр до встречи с горизонтальной прямой, выходящей из точки *3* на правой оси ординат. Из полученной точки встречи провести кривую вдоль ближайшей кривой зависимости коэффициента k_x от высоты колонны до пересечения с горизонтальной прямой, соответствующей заданной высоте колонны. Из найденной точки опустить перпендикуляр на ось абсцисс (порядок определения коэффициента k_x изображен на номограмме пунктирной линией). Номограмма составлена для площади подошвы фундамента 7,5 м². Если площадь подошвы фундамента отличается от 7,5 м², то на каждый «лишний» («недостающий») м² коэффициент k_x, найденный по номограмме, следует увеличивать (уменьшать) на поправку Δk_x, определенную по графику (рис. 42).

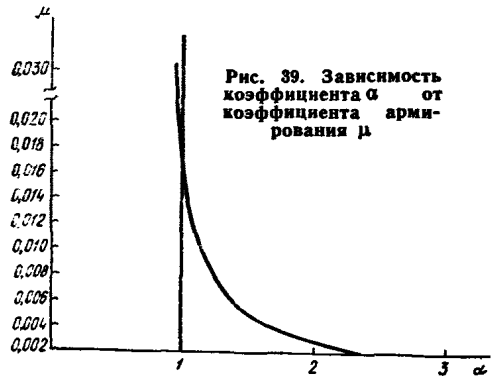


Рис. 39. Зависимость коэффициента α от коэффициента армирования μ



Рис. 40. Зависимость коэффициента $K_ж$ от коэффициента армирования здания μ

4.83. Изгибающий момент от поворотов фундаментов в нижнем опорном сечении стойки первого этажа последнего ряда, действующий в плоскости рассматриваемой рамы, определяется по формуле

$$M_1^н = 0{,}5\, L\, B_1^{пог}\, \frac{n_k m_k k_ф}{R}\, (4 - a'). \qquad (208)$$

Изгибающий момент от поворотов фундаментов в верхнем опорном сечении стойки первого этажа последнего ряда, действующий в плоскости рассматриваемой рамы, определяется по формуле

$$M_1^в = L\, B_1^{пог}\, \frac{n_k m_k k_ф}{R}\, (1 - a'). \qquad (209)$$

Изгибающие моменты от поворотов фундаментов в опорных сечениях стойки второго этажа последнего ряда, действующие в плоскости рассматриваемой рамы, определяются по формулам:

$$M_2^н = L\, B_2^{пог}\, \frac{n_k m_k k_ф}{R}\, a'; \qquad (210)$$

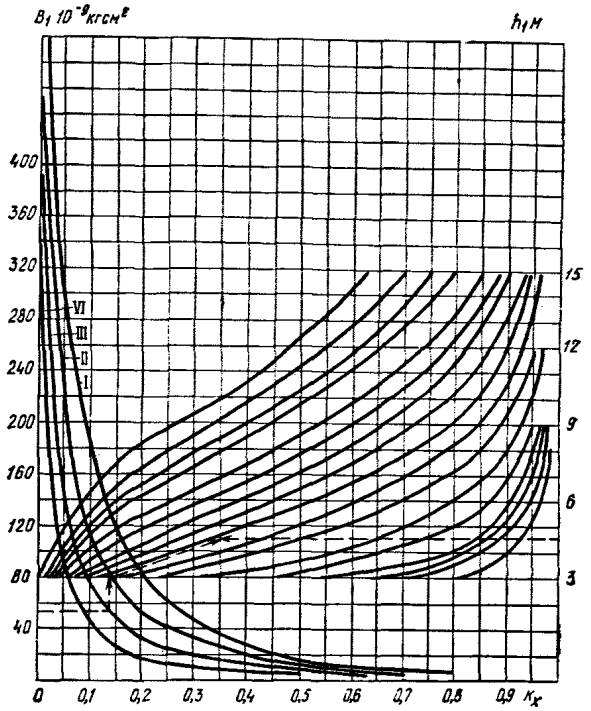


Рис. 41. Номограмма для определения коэффициента взаимосвязи k_x деформаций грунта и фундаментов колонн для каркасного здания с жестким соединением колонн с покрытием (перекрытием)

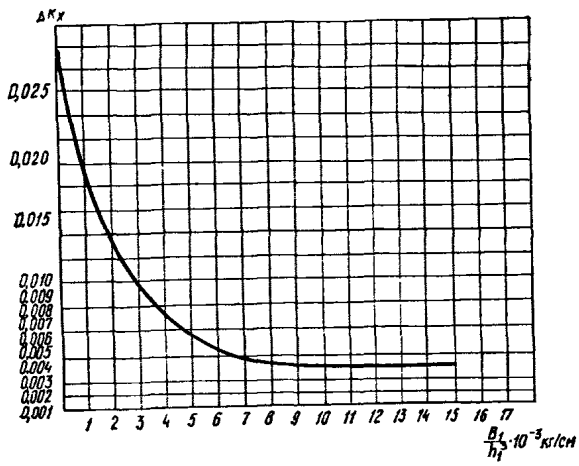


Рис. 42. Поправка к коэффициенту взаимосвязи k_x на 1 м² площади подошвы фундамента

$$M_2^{\text{в}} = 0{,}5\, M_2^{\text{н}} = 0{,}5\, L\, B_2^{\text{пог}}\, \frac{n_k m_k k_\varphi}{R}\, a'. \quad (211)$$

4.84. Изгибающие моменты от поворотов фундаментов в опорных сечениях стойки первого этажа предпоследнего ряда определяются по формулам:

$$M_1^{\text{н}} = L\, B_1^{\text{пог}}\, \frac{n_k m_k k_\varphi}{R} \left(2 - \frac{4l}{L} - B_1^{\text{пог}}\beta\right); \quad (212)$$

$$M_1^{\text{в}} = L\, B_1^{\text{пог}}\, \frac{n_k m_k k_\varphi}{R} \left(1 - \frac{2l}{L} - 2\, B_1^{\text{пог}}\beta\right). \quad (213)$$

Изгибающие моменты от поворотов фундаментов в опорных сечениях стойки второго этажа предпоследнего ряда определяются по формулам:

$$M_2^{\text{н}} = 2\, L\, B_2^{\text{пог}}\, \frac{n_k m_k k_\varphi}{R}\, B_1^{\text{пог}}\beta; \quad (214)$$

$$M_2^{\text{в}} = 0{,}5\, M_2^{\text{н}} = L\, B_2^{\text{пог}}\, \frac{n_k m_k k_\varphi}{R}\, B_1^{\text{пог}}\beta. \quad (215)$$

Изгибающий момент от поворотов фундаментов в ригеле первого этажа крайнего пролета в месте примыкания его к стойкам предпоследнего ряда определяется по формуле

$$M_{\text{р}} = 0{,}5\, L\, B_{\text{р1}}^{\text{пог}}\, \frac{n_k m_k k_\varphi}{R}\, B_1^{\text{пог}}\, [\gamma + (4 - B_{\text{р1}}^{\text{пог}}\gamma)\beta]. \quad (216)$$

4.85. В настоящем Руководстве рассматривается типичный случай образования уступа между фундаментами колонн в любом из пролетов рамы. Усилия определяются только в наиболее напряженных сечениях рамы (рис. 43).

Знаки усилий зависят от характера уступа — будет ли он прямым или обратным. Прямые уступы об-

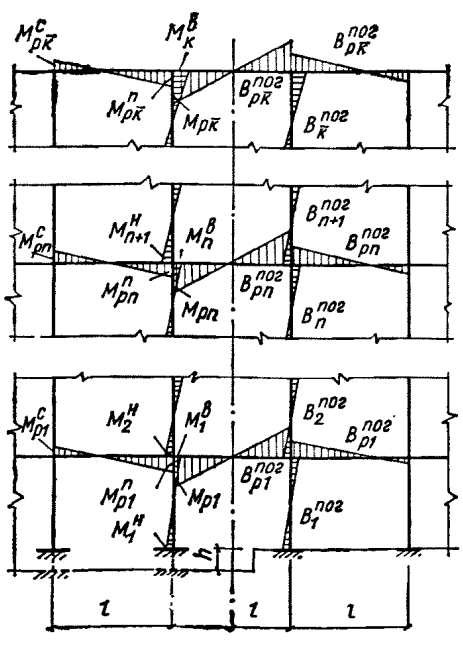


Рис. 43. Эпюра изгибающих моментов от воздействия уступа в основании рамы

разуются в полумульде по восстанию от сдвижений горных пород по контактам напластований. Обратные уступы образуются в полумульде по падению при разработке свиты крутопадающих угольных пластов Донбасса. У прямого уступа край трещины, расположенный ближе к очистным работам (к точке максимального оседания), оседает больше противоположного края ее, у обратного уступа — наоборот.

4.86. Изгибающие моменты в опорных сечениях ближайших к уступу колонн первого этажа определяются в зависимости от высоты уступа $h_{\text{у}}$ по формулам:

$$M_1^{\text{н}} = 2\, B_1^{\text{пог}} \left[h_{\text{у}}\, n_{h\text{у}}\, k_z\, \frac{a_1}{l} - \varphi_h\, (2 - a_\varphi)\right]; \quad (217)$$

$$M_1^{\text{в}} = 2\, B_1^{\text{пог}} \left[2\, h_{\text{у}}\, n_{h\text{у}}\, k_z \frac{a_1}{l} - \varphi_h\, (1 - 2a_\varphi)\right]. \quad (218)$$

Изгибающие моменты в опорных сечениях колонн второго и всех последующих этажей определяются по формулам:

$$M_n^{\text{в}} = 6\, B_n^{\text{пог}} h_{\text{у}} n_{h\text{у}}\, k_z \frac{a_n}{l}; \quad (219)$$

$$M_{n+1}^{\text{н}} = 6\, B_{n+1}^{\text{пог}} h_{\text{у}} n_{h\text{у}} k_z \frac{a_n}{l}. \quad (220)$$

Изгибающие моменты в опорных сечениях ригелей определяются по формулам:

$$M_{\text{р}\,n} = 6\, B_{\text{р}\,n}^{\text{пог}}\, h_{\text{у}} n_{h\text{у}}\, k_z\, \frac{1 - a_n}{l}; \quad (221)$$

$$M_{\text{р}\,n}^{\text{п}} = 4\, B_{\text{р}\,n}^{\text{пог}}\, h_{\text{у}}\, n_{h\text{у}}\, k_z\, \frac{a_n}{l}; \quad (222)$$

$$M_{\text{р}\,n}^{\text{с}} = 2\, B_{\text{р}\,n}^{\text{пог}}\, h_{\text{у}}\, n_{h\text{у}}\, k_z\, \frac{a_n}{l}. \quad (223)$$

В формулах (217)—(223) приняты следующие обозначения:

a_φ — безразмерный коэффициент, зависящий от отношений погонных жесткостей элементов рамы, определяемый по формуле

$$a_\varphi = \frac{B_1^{\text{пог}}}{2\, B_1^{\text{пог}} + 2\, B_2^{\text{пог}} + 5\, B_{\text{р1}}^{\text{пог}}};$$

φ_h — крен фундаментов ближайших к уступу колонн, определяемый по формуле

$$\varphi_h = 16\, B_1^{\text{пог}}\, h_{\text{у}}\, n_{h\text{у}}\, k_z\, k_\varphi\, \omega\, \frac{\left(1 - \mu_{\text{ср}}^2\right) a_1}{E_{\text{ср}}\, a^3\, l}.$$

4.87. Нормальные силы в ближайших к уступу колоннах первого этажа определяются по формуле

$$N = \frac{6\, h_{\text{у}}\, n_{h\text{у}}\, k_z}{l^3} \sum_{n=1}^{\bar{k}} B_{\text{р}\,n}^{\text{пог}}\, (2 - a_n). \quad (224)$$

Примеры упрощенного расчета многоэтажных каркасных зданий

Пример 1. В четырехэтажной восьмипролетной раме определить дополнительные усилия в опорном сечении крайней стойки от подработки, если шаг стоек l=6 м, высота первого этажа рамы h_1=4,8 м. Фундамент квадратной в плане формы с размером стороны подошвы a=3 м. Грунт, залегающий в основании, суглинок с модулем деформации E_0=190 кгс/см². Средние в пределах сжимаемой толщи грунтов основания величины модуля деформации $E_{\text{ср}}$=200 кгс/см² и коэффициента Пуассона $\mu_{\text{ср}}$=0,35. Продольное усилие в стойке N=130 т. Сечение 40×60 см; бетон марки 300; арматура класса А-III, площадь сечения $F_{\text{а}}$=19,63 см². Ожидаемые деформации земной поверхности ε=4·10⁻³; R=10 км. Отношение погонных жесткостей элементов рамы

$$B_{\text{р1}}^{\text{пог}} : B_{\text{р2}}^{\text{пог}} : B_{\text{р3}}^{\text{пог}} : B_{\text{р4}}^{\text{пог}} : B_1^{\text{пог}} : B_2^{\text{пог}} : B_3^{\text{пог}} : B_4^{\text{пог}} = 2:2:2:2:1:1:1:1.$$

а) Определение изгибающего момента от неравномерных оседаний опор

По табл. 60

$$K_1 = B_1^{\text{пог}} + B_{p1}^{\text{пог}} + 1{,}5\,B_2^{\text{пог}} = 1 + 2 + 1{,}5 = 4{,}5;$$

$$K_2 = B_1^{\text{пог}} + 2\,B_{p1}^{\text{пог}} + 1{,}5\,B_2^{\text{пог}} = 1 + 2\cdot 2 + 1{,}5 = 6{,}5;$$

$$A_1 = 2\,K_2 - \frac{B_{p1}^{\text{пог}\,2}}{2\,K_1} = 2\cdot 6{,}5 - \frac{2^2}{2\cdot 4{,}5} = 12{,}56;$$

$$A_2 = 2\,K_2 - \frac{B_{p1}^{\text{пог}\,2}}{2\,K_2} = 2\cdot 6{,}5 - \frac{2^2}{2\cdot 6{,}5} = 12{,}69;$$

$$\varphi_{f\,(n-1)} = \varphi_{40} = 0;$$

$$\varphi_{fn} = \varphi_{41} = \frac{B_{p1}^{\text{пог}}}{2\,K_1}\,(10{,}5 - \varphi_{31});$$

$$\varphi_{31} = B_{p1}^{\text{пог}}\,\frac{A_2\left(18 - 5{,}25\,\dfrac{B_{p1}^{\text{пог}}}{K_1}\right) - 3\,B_{p1}^{\text{пог}}\left(4 - \dfrac{B_{p1}^{\text{пог}}}{K_2}\right)}{A_1 A_2 - B_{p1}^{\text{пог}\,2}} =$$

$$= 2\,\frac{12{,}69\left(18 - 5{,}25\,\dfrac{2}{4{,}5}\right) - 3\cdot 2\left(4 - \dfrac{2}{6{,}5}\right)}{12{,}56\cdot 12{,}69 - 2^2} = 2{,}28;$$

$$\varphi_{41} = \frac{2}{2.4{,}5}\,(10{,}5 - 2{,}28) = 1{,}83.$$

По формуле (187) вычисляем коэффициент взаимосвязи k_z:

$$a_1 = \frac{3\,B_{p1}^{\text{пог}}}{2\,B_1^{\text{пог}} + 5\,B_{p1}^{\text{пог}} + 3\,B_2^{\text{пог}}} = \frac{3\cdot 2}{2 + 5\cdot 2 + 3} = 0{,}4;$$

$$a_2 = \frac{3\,B_{p2}^{\text{пог}}}{3\,B_2^{\text{пог}} + 5\,B_{p2}^{\text{пог}} + 3\,B_{3\,1}^{\text{пог}}} = \frac{3\cdot 2}{3 + 5\cdot 2 + 3} = 0{,}375;$$

$$a_3 = \frac{3\,B_{p3}^{\text{пог}}}{3\,B_3^{\text{пог}} + 5\,B_{p3}^{\text{пог}} + 3\,B_4^{\text{пог}}} = \frac{3\cdot 2}{3 + 5\cdot 2 + 3} = 0{,}375;$$

$$a_4 = \frac{3\,B_{p4}^{\text{пог}}}{3\,B_4^{\text{пог}} + 5\,B_{p4}^{\text{пог}}} = \frac{3\cdot 2}{3 + 5\cdot 2} = 0{,}362.$$

Относительная высота сжатой зоны опорного сечения стойки

$$\xi = \frac{N}{R_и\,b\,h_0} = \frac{130\,000}{160\cdot 40\cdot 56} = 0{,}363.$$

Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{F_a}{b\,h_0} = \frac{19{,}63}{40\cdot 56} = 0{,}00877.$$

По графику на рис. 38 находим $K_ж = 1{,}02$.

По графику на рис. 39 находим $\alpha = 1{,}2$.

Минимальная изгибная жесткость опорного сечения стойки по формуле (206)

$$B_1 = \alpha\,K_ж\,E_a\,F_a\,z_a\,h_0 = 1{,}2\cdot 1{,}02\cdot 2\,000\,000\cdot 19{,}63\cdot 52\cdot 56 =$$

$$= 140\cdot 10^9 \text{ кгс}\cdot\text{см}^2.$$

Погонная жесткость стойки

$$B_1^{\text{пог}} = \frac{B_1}{h_1} = \frac{140\cdot 10^9}{480} = 2920\cdot 10^6 \text{ кгс}\cdot\text{см} = 2920 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

$$\sum_{n=1}^{4} B_{p\,n}^{\text{пог}}\,(2 - a_n) = 2920\cdot 2\,[2\cdot 4 - (0{,}4 + 2\cdot 0{,}375 + 0{,}362)] =$$

$$= 37\,900 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

$$k_z = 1 - \frac{9{,}2\cdot 37\,900}{6^3\cdot 1900\,\sqrt{3\cdot 3}} = -0{,}7 < 0{,}5.$$

Принимаем $k_z = 0{,}5$.

По табл. 3 и 4 главы СНиП на проектирование зданий и сооружений на подрабатываемых территориях находим $n_k = 1{,}8$;

$$m_k = 0{,}55.$$

Тогда по формуле (183)

$$M_1^{\text{н}} = 2\,B_1^{\text{пог}}\,k_z\,\varphi_{41}\,\frac{l\,n_k\,m_k}{R} = 2\cdot 2920\cdot 0{,}5\cdot 1{,}83\,\frac{6\cdot 1{,}8\cdot 0{,}55}{10\,000} =$$

$$= 3{,}17 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

б) Определение изгибающего момента от горизонтальных смещений фундаментов

По номограмме (рис. 41) находим коэффициент $k_x = 0{,}175$. По графику (рис. 42) находим поправку на 1 м² площади фундамента $\Delta k_x = 0{,}017$.

Вычисляем поправку на разность площадей, равную

$$3\cdot 3 - 7{,}5 = 1{,}5 \text{ м}^2;\quad 0{,}017\cdot 1{,}5 = 0{,}0255.$$

Коэффициент взаимосвязи k_x с учетом поправки составит

$$k_x = 0{,}175 + 0{,}0255 \sim 0{,}2.$$

Вычисляем коэффициент взаимосвязи k_φ.

$$k_\varphi = \frac{E_{ср}\,a^3}{E_{ср}\,a^3 + 32\,(1 - \mu_{ср}^2)\,B_1^{\text{пог}}\,\omega}.$$

По табл. 4 прил. 3 главы СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений находим $\omega = 0{,}5$.

$$k_\varphi = \frac{2000\cdot 3^3}{2000\cdot 3^3 + 32\,(1 - 0{,}35^2)\,2920\cdot 0{,}5} = 0{,}57.$$

Вычисляем коэффициенты $\gamma = \dfrac{1}{B_1^{\text{пог}} + B_2^{\text{пог}} + B_{p1}^{\text{пог}}} =$

$$= \frac{1}{1 + 1 + 2} = 0{,}25;$$

$$\beta = \frac{(1 - B_{p1}^{\text{пог}}\,\gamma)\left(1 - \dfrac{2\,l}{L}\right)}{B_{p1}^{\text{пог}}\,(4 - B_{p1}^{\text{пог}}\,\gamma) + 2\,(B_1^{\text{пог}} + B_2^{\text{пог}})} =$$

$$= \frac{(1 - 2\cdot 0{,}25)\left(1 - \dfrac{2\cdot 6}{48}\right)}{2\,(4 - 2\cdot 0{,}25) + 2\,(1 + 1)} = 0{,}01135;$$

$$a' = B_1^{\text{пог}}\,\gamma\,(1 - B_{p1}^{\text{пог}}\,\beta) = 0{,}25\,(1 - 2\cdot 0{,}01135) = 0{,}244.$$

По табл. 3, 4 главы СНиП на проектирование зданий и сооружений на подрабатываемых территориях находим $n_\varepsilon = 1{,}4$; $m_\varepsilon = 0{,}7$.

Крен фундамента стойки последнего ряда

$$\varphi_m = 12\,L\,B_1^{\text{пог}}\,\varepsilon\,n_\varepsilon\,m_\varepsilon\,k_x\,k_\varphi\,\omega\,\frac{(1 - \mu_{ср}^2)\,(2 - a')}{E_{ср}\,a^3\,h_1} =$$

$$= 12\cdot 48\cdot 2920\cdot 4\cdot 10^{-3}\cdot 1{,}4\cdot 0{,}7\cdot 0{,}2\cdot 0{,}57\cdot 0{,}5 \times$$

$$\times\,\frac{(1 - 0{,}35^2)\,(2 - 0{,}244)}{2000\cdot 3^3\cdot 4{,}8} = 2{,}24\cdot 10^{-3}.$$

Крен фундамента стойки предпоследнего ряда

$$\varphi_{m-1} = 24\,L\,B_1^{\text{пог}}\,\varepsilon\,n_\varepsilon\,m_\varepsilon\,k_x k_\varphi \omega\,\frac{(1 - \mu_{ср}^2)\left(1 - \dfrac{2\,l}{L} - B_1^{\text{пог}}\,\beta\right)}{E_{ср}\,a^3\,h_1} =$$

$$= 24\cdot 48\cdot 2920\cdot 4\cdot 10^{-3}\cdot 1{,}4\cdot 0{,}7\cdot 0{,}2\cdot 0{,}57\cdot 0{,}5 \times$$

$$\times\,\frac{(1 - 0{,}35^2)\left(1 - \dfrac{2\cdot 6}{48} - 1\cdot 0{,}01135\right)}{2000\cdot 3^3\cdot 4{,}8} = 1{,}88\cdot 10^{-3}.$$

Крен фундамента стойки третьего от конца ряда

$$\varphi_{m-2} = \varphi_{m-1} \frac{12}{18} = 1{,}88 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}667 = 1{,}25 \cdot 10^{-3}.$$

Угол поворота узла пересечения стоек предпоследнего ряда ригелями первого этажа

$$\varphi_1 = B_1^{\text{пог}} \frac{\varphi_{m-1} - 0{,}5\, B_{p1}^{\text{пог}}\, \gamma\, (\varphi_m + \varphi_{m-2})}{B_{p1}^{\text{пог}}\, (4 - B_{p1}^{\text{пог}}\, \gamma) + 2\, (B_1^{\text{пог}} + B_2^{\text{пог}})} =$$

$$= 1 \frac{1{,}88 \cdot 10^{-3} - 0{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}25\ (2{,}24 + 1{,}25)\ 10^{-3}}{2\ (4 - 2 \cdot 0{,}25) + 2\ (1 + 1)} = 0{,}092 \cdot 10^{-3}.$$

Тогда по формуле (188)

$$M_1^{\text{н}} = 1{,}5\, L\, B_1^{\text{пог}} \frac{\varepsilon\, n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, k_x}{h_1} (2 - a') - B_1^{\text{пог}} \times$$

$$\times [(4 - B_1^{\text{пог}}\, \gamma)\ \varphi_m + B_{p1}^{\text{пог}}\, \gamma\, \varphi_1] = 1{,}5 \cdot 48 \cdot 2920 \times$$

$$\times \frac{4 \cdot 10^{-3} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}2}{4{,}8} (2 - 0{,}244) - 2920 \times$$

$$\times [(4 - 1 \cdot 0{,}25)\ 2{,}24 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}092 \cdot 10^{-3}] =$$

$$= 60{,}3 - 24{,}6 = 35{,}7 \text{ тс·м}.$$

в) Определение изгибающего момента, вызванного поворотами фундаментов от искривления основания

По формуле (208)

$$M_1^{\text{н}} = 0{,}5\, L\, B_1^{\text{пог}} \frac{n_k\, m_k\, k_\varphi}{R} (4 - a') =$$

$$= 0{,}5 \cdot 48 \cdot 2920 \frac{1{,}8 \cdot 0{,}55 \cdot 0{,}57}{10\,000} (4 - 0{,}244) = 14{,}8 \text{ тс·м}.$$

г) Определение дополнительных усилий

Суммарный изгибающий момент от подработки составляет

$$3{,}17 + 35{,}7 + 14{,}8 \approx 53{,}7 \text{ тс·м}.$$

Для определения дополнительной поперечной силы в опорном сечении крайней стойки используем полученные в результате расчета значения изгибающих моментов

$$M_1^{\text{н}} = 53{,}7 \text{ тс·м};\ M_1^{\text{в}} = 54{,}9 \text{ тс·м}.$$

Тогда поперечная сила будет равна:

$$Q = \frac{M_1^{\text{н}} + M_1^{\text{в}}}{h_1} = \frac{53{,}7 + 54{,}9}{4{,}8} = 22{,}6 \text{ тс}.$$

Пример 2. Требуется определить изгибающие моменты в трехэтажной многопролетной раме при образовании в основании уступа высотой (прогнозируемой) $h_y = 4$ см. Шаг колонн рамы $l = 6$ м. Погонная жесткость колонн $B_n^{\text{пог}} = 500$ тс·м, отношение погонных жесткостей колонн и ригелей составляет 1:3. Фундаменты колонн квадратной формы в плане с размерами сторон по подошве $a = 2{,}8$ м. Модуль деформации грунта в основании $E_0 = 180$ кгс/см². В пределах сжимаемой толщи основания модуль деформации плавно увеличивается, при этом средний модуль $E_{cp} = 200$ кгс/см² и коэффициент Пуассона $\mu_{cp} = 0{,}3$.

По формуле (187) вычисляем коэффициент взаимосвязи k_z:

$$a_1 = \frac{3\, B_{p1}^{\text{пог}}}{2\, B_1^{\text{пог}} + 5\, B_{p1}^{\text{пог}} + 3\, B_2^{\text{пог}}} = \frac{3 \cdot 3}{2 \cdot 1 + 5 \cdot 3 + 3 \cdot 1} = 0{,}45;$$

$$a_2 = \frac{3\, B_{p2}^{\text{пог}}}{3\, B_2^{\text{пог}} + 5\, B_{p2}^{\text{пог}} + 3\, B_3^{\text{пог}}} = \frac{3 \cdot 3}{3 \cdot 1 + 5 \cdot 3 + 3 \cdot 1} = 0{,}428;$$

$$a_3 = \frac{3\, B_{p3}^{\text{пог}}}{3\, B_3^{\text{пог}} + 5\, B_{p3}^{\text{пог}}} = \frac{3 \cdot 3}{3 \cdot 1 + 5 \cdot 3} = 0{,}5;$$

$$k_z = 1 - \frac{9{,}2}{l^2\, E_0\, \sqrt{F}} \sum_{n=1}^{3} B_{p\,n}^{\text{пог}}\, (2 - a_n) =$$

$$= 1 - \frac{9{,}2}{6^2 \cdot 1800\, \sqrt{2{,}8 \cdot 2{,}8}}\ 500 \cdot 3\ [2 \cdot 3 - (0{,}45 + 0{,}428 + 0{,}5)] = 0{,}648.$$

По табл. 3 прил. 3 главы СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений находим $\omega = 0{,}5$. Вычисляем коэффициент взаимосвязи k_φ.

$$k_\varphi = \frac{E_{cp}\, a^3}{E_{cp}\, a^3 + 32\, (1 - \mu_{cp}^2)\, B_1^{\text{пог}}\, \omega} =$$

$$= \frac{2000 \cdot 2{,}8^3}{2000 \cdot 2{,}8^3 + 32\ (1 - 0{,}30^2)\ 500 \cdot 0{,}5} = 0{,}857.$$

По табл. 3 главы СНиП на проектирование зданий и сооружений на подрабатываемых территориях находим $nh_y = 1{,}4$.

Определяем крен фундаментов ближайших к уступу колонн.

$$\varphi_h = 16\, B_1^{\text{пог}}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, k_\varphi\, \omega\, \frac{(1 - \mu_{cp}^2)\, a_1}{E_{cp}\, a^3\, l} =$$

$$= 16 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648 \cdot 0{,}857 \cdot 0{,}5\ \frac{(1 - 0{,}30^2)\ 0{,}45}{2000 \cdot 2{,}8^3 \cdot 6} =$$

$$= 0{,}193 \cdot 10^{-3}.$$

Вычисляем коэффициент a_φ.

$$a_\varphi = \frac{B_1^{\text{пог}}}{2\, B_1^{\text{пог}} + 2\, B_2^{\text{пог}} + 5\, B_{p1}^{\text{пог}}} = \frac{1}{2 \cdot 1 + 2 \cdot 1 + 5 \cdot 3} = 0{,}0527.$$

Определяем изгибающие моменты в опорных сечениях ближайших к уступу колонн первого этажа по формулам (217) и (218):

$$M_1^{\text{н}} = 2\, B_1^{\text{пог}} \left[h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{a_1}{l} - \varphi_h\, (2 - a_\varphi)\right] =$$

$$= 2 \cdot 500 \left[4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{0{,}45}{6} - 0{,}193 \cdot 10^{-3}\ (2 - 0{,}0527)\right] =$$

$$= 2{,}72 - 0{,}375 \approx 2{,}3 \text{ тс·м};$$

$$M_1^{\text{в}} = 2\, B_1^{\text{пог}} \left[2\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{a_1}{l} - \varphi_h\, (1 - 2\, a_\varphi)\right] =$$

$$= 2 \cdot 500 \left[2 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{0{,}45}{6} - 0{,}193 \cdot 10^{-3}\ (1 - 2 \cdot 0{,}0527)\right] =$$

$$= 5{,}44 - 0{,}172 \approx 5{,}3 \text{ тс·м}.$$

Вычисляем изгибающие моменты в верхних сечениях колонн второго и третьего этажей по формуле (219):

$$M_2^{\text{в}} = 6\, B_2^{\text{пог}}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{a_2}{l} = 6 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{0{,}428}{6} =$$

$$= 7{,}8 \text{ тс·м};$$

$$M_3^{\text{в}} = 6\, B_3^{\text{пог}}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{a_3}{l} = 6 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{0{,}5}{6} = 9{,}1 \text{ тс·м}.$$

Определим изгибающие моменты в нижних сечениях колонн второго и третьего этажей по формуле (220):

$$M_2^{\text{н}} = 6\, B_2^{\text{пог}}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{a_1}{l} = 6 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{0{,}45}{6} = 8{,}2 \text{ тс·м};$$

$$M_3^{\text{н}} = 6\, B_3^{\text{пог}}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{a_2}{l} = 6 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{0{,}428}{6} = 7{,}8 \text{ тс·м}.$$

Определим изгибающие моменты в опорных сечениях ригелей каждого этажа в пролете над уступом по формуле (221):

$$M_{p1} = 6\, B_{p1}^{\text{пог}}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{1 - a_1}{l} =$$

$$= 6 \cdot 3 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{1 - 0{,}45}{6} = 30 \text{ тс·м};$$

$$M_{p2} = 6\, B_{p2}^{пог}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{1-a_2}{l} =$$

$$= 6 \cdot 3 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{1-0{,}428}{6} = 31{,}2 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{p3} = 6\, B_{p3}^{пог}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{1-a_3}{l} =$$

$$= 6 \cdot 3 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{1-0{,}5}{6} = 27{,}2 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Определяем изгибающие моменты в опорных сечениях ригелей, примыкающих к пролету, в котором образуется уступ, по формулам (222), (223):

для ригелей первого этажа рамы:

$$M_{p1}^{п} = 4\, B_{p1}^{пог}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{a_1}{l} =$$

$$= 4 \cdot 3 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{0{,}45}{6} = 16{,}4 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{p1}^{с} = 2\, B_{p1}^{пог}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{a_1}{l} =$$

$$= 2 \cdot 3 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{0{,}45}{6} = 8{,}2 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

для ригелей второго этажа рамы:

$$M_{p2}^{п} = 4\, B_{p2}^{пог}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{a_2}{l} =$$

$$= 4 \cdot 3 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{0{,}428}{6} = 15{,}6 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{p2}^{с} = 2\, B_{p2}^{пог}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{a_2}{l} =$$

$$= 2 \cdot 3 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{0{,}428}{6} = 7{,}8 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

для ригелей третьего этажа рамы:

$$M_{p3}^{п} = 4\, B_{p3}^{пог}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{a_3}{l} =$$

$$= 4 \cdot 3 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{0{,}5}{6} = 18{,}2 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{p3}^{с} = 2\, B_{p3}^{пог}\, h_y\, n_{h_y}\, k_z\, \frac{a_3}{l} =$$

$$= 2 \cdot 3 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}648\, \frac{0{,}5}{6} = 9{,}1 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

СООРУЖЕНИЯ БАШЕННОГО ТИПА

5.1. Башенные сооружения следует проектировать с учетом кренов, вызванных влиянием горных выработок.

5.2. Возможный крен фундаментов башенного сооружения определяется в зависимости от ожидаемого наклона основания, его деформативных свойств, формы и размеров подошвы фундаментов, величины и характера распределения вертикальных и горизонтальных нормативных нагрузок.

5.3. Величина возможного крена определяется по формуле

$$\Theta = \frac{S n_i m_i i + M}{S - Q h_т}, \qquad (225)$$

где S — жесткостная характеристика основания;
M — величина опрокидывающего момента;
Q — величина равнодействующей всех вертикальных нормативных нагрузок на основание сооружения (рис. 44);

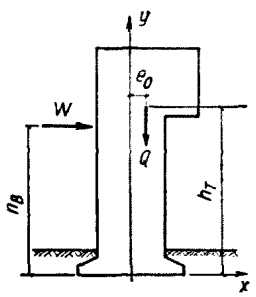


Рис. 44. Схема нагрузок на башенное сооружение

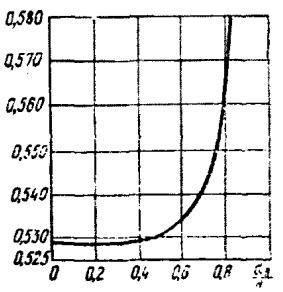


Рис. 45. График для определения коэффициента k'

$h_т$ — расстояние от точки приложения силы Q до подошвы фундамента.

5.4. Жесткостная характеристика основания S определяется в зависимости от формы подошвы фундамента:

при круглой

$$S = \frac{E_{ср} d^3}{6\left(1 - \mu_{ср}^2\right)}; \qquad (226)$$

при прямоугольной

$$S = \frac{E_{ср} d^3}{8\left(1 - \mu_{ср}^2\right) k}; \qquad (227)$$

при кольцевой

$$S = \frac{E_{ср} d^3}{11{,}5\left(1 - \mu_{ср}^2\right) k'}, \qquad (228)$$

где d — диаметр подошвы фундамента;
a — размер подошвы фундамента в направлении крена;
k — безразмерный коэффициент, определяемый по главе СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений в зависимости от направления крена;
k' — коэффициент, определяемый по графику рис. 45 в зависимости от соотношения внутреннего $d_в$ и наружного d диаметров кольцевой подошвы.

5.5. Величина опрокидывающего момента определяется по формуле

$$M = Q e_0 + W h_в, \qquad (229)$$

где W, $h_в$ — равнодействующая нормативной ветровой нагрузки и ордината точки ее приложения;
e_0 — эксцентриситет приложения равнодействующей всех вертикальных нормативных нагрузок.

5.6. Если величина возможного крена сооружения Θ больше величин предельных кренов $[\Theta]_1$ и $[\Theta]_2$, то ее можно уменьшить путем:

а) применения устройств, позволяющих ликвидировать или ограничивать крен сооружения (оттяжки, домкраты и т. д.);

б) уменьшения величин эксцентриситетов приложения эксплуатационных нагрузок;

в) увеличения размеров подошвы фундамента;

г) искусственного увеличения модуля деформации основания.

5.7. Значения предельных кренов сооружения $[\Theta]_1$ с минимальным краевым давлением по подошве фундамента, равным нулю, и $[\Theta]_2$ с максимально допустимым краевым давлением на основание определяются:

при круглой и кольцевой подошве фундамента по формулам:

$$[\Theta]_1 = \frac{1}{S + Q h_т}\left(0{,}333\, d Q - M + S n_i m_i i\right); \qquad (230)$$

$$[\Theta]_2 = \frac{1}{S + Q h_т}\left(0{,}075\, R^н \pi d^3 - 0{,}25\, Q d - M + S n_i m_i i\right); \qquad (231)$$

при прямоугольной подошве фундамента:

$$[\Theta]_1 = \frac{1}{S + Q h_т}\left(\varepsilon_i Q b - M + S n_i m_i i\right); \qquad (232)$$

$$[\Theta]_2 = \frac{1}{S + Q h_т}\left(0{,}4\, R^н a b - 0{,}333\, Q b - M + S n_i m_i i\right), \qquad (233)$$

где a — размер подошвы фундамента по направлению крена;
b — размер подошвы фундамента по направлению нормали к крену;

ε_i — приведенные границы ядра сечения фундамента, определяемые по графикам рис. 46;

$R^н$ — нормативное давление на грунт основания.

Примечание. Величина ε_i в зависимости от отношения длинной стороны к короткой α при определении крена равна ε_1 (в направлении длинной стороны) и ε_2 (в направлении короткой стороны).

5.8. Возможный Θ и предельные $[\Theta]_1$ и $[\Theta]_2$ крены башенного сооружения с прямоугольным фундаментом должны определяться по направлениям поперечной и продольной оси по соответствующим им величинам наклона земной поверхности i и эксцентриситета e_0 равнодействующей вертикальных нагрузок Q.

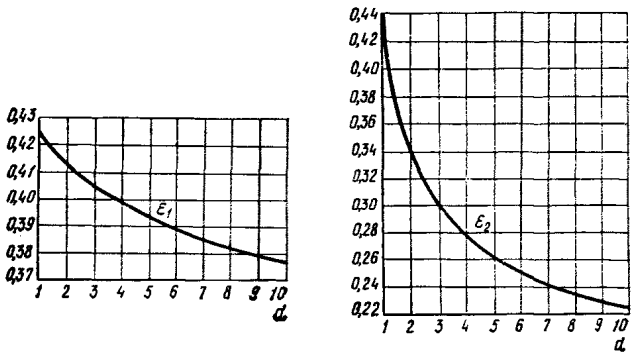


Рис. 46. Графики для определения ε_1 и ε_2

Определение кренов Θ, $[\Theta]_1$ и $[\Theta]_2$ следует производить только один раз — по одной из указанных осей (обычно поперечной), если известно, что наклон в рассматриваемом направлении наиболее опасен.

5.9. Конструкции башенного сооружения должны быть рассчитаны с учетом горизонтальных составляющих вертикальных нагрузок, возникающих в результате крена сооружения.

КОММУНИКАЦИОННЫЕ ТОННЕЛИ

5.10. На территориях, под которыми планируется проведение горных разработок, допускается строительство коммуникационных тоннелей различного технологического назначения. Защите от влияния горных работ подлежат как конструкции тоннелей, так и заключенные в них коммуникации (трубопроводы, кабели, транспортеры и т. п.).

5.11. Коммуникационные тоннели следует проектировать сборными или монолитными железобетонными:

в продольном направлении — по податливым схемам с разрезкой на отдельные отсеки деформационными швами;

в поперечном направлении — по жестким, податливым и комбинированным конструктивным схемам, при этом предпочтение следует отдавать цельнозамкнутым сводчатым или другим распорным системам.

5.12. Длина отсека коммуникационного тоннеля определяется в зависимости от несущей способности поперечного сечения и величины нагрузок, обусловленных воздействием деформаций земной поверхности. При этом необходимо исходить из условия минимума затрат на дополнительные конструктивные мероприятия.

5.13. Отсеки тоннелей в сборном железобетоне могут быть образованы из одного или нескольких блоков. В последнем случае отсеки рекомендуется образовывать при помощи соединительных накладок, устанавливаемых на швах между элементами тоннеля, или посредством постановки на всю длину отсека стяжек внутри, снаружи или в теле конструкций тоннеля. Во избежание провисания стяжки следует напрягать до 3—8% их расчетного сопротивления.

5.14. Деформационные швы между отсеками тоннелей необходимо защищать от проникновения грунтовых и сточных вод с помощью нащельников, компенсационных вставок и т. п. Для гидроизоляции швов рекомендуется применять податливые материалы.

5.15. Нормальная эксплуатация коммуникаций, проложенных в тоннелях, должна быть обеспечена применением специальных податливых опор и компенсирующих устройств.

Габариты сечения тоннеля должны назначаться с учетом возможной рихтовки коммуникаций.

5.16. Расчетные положения настоящего раздела составлены для коммуникационных тоннелей, проектируемых в условиях плавного развития деформаций земной поверхности (без образования уступов). В этом случае необходимо учитывать следующие воздействия на тоннели:

горизонтальные касательные нагрузки в продольном направлении отсека, вызванные сопротивлением сдвигу грунта при горизонтальных деформациях растяжения грунтовой среды;

горизонтальные нагрузки в поперечном направлении тоннеля, вызванные надвигом грунта при горизонтальных деформациях сжатия грунтовой среды.

При расчете тоннелей на расчетное сочетание нагрузок следует учитывать поддерживающее влияние окружающего грунта в соответствии с главой СНиП на проектирование сооружений промышленных предприятий.

Приведенные ниже формулы распространяются на сводчатые и прямоугольные коммуникационные тоннели мелкого заложения открытого способа производства работ, проектируемые в железобетоне по жестким конструктивным схемам в поперечном направлении.

Примечание. При устройстве тоннелей в траншеях ширина пазух должна быть не менее 400 мм при $E_г > E_{г.нр}$ и не менее 100 мм в остальных случаях ($E_г$, $E_{г.нр}$ — модули горизонтальной деформации грунта соответственно ненарушенного сложения и обратной засыпки).

5.17. Полная растягивающая горизонтальная касательная нагрузка T, действующая на отсек тоннеля в продольном направлении, для любого сечения определяется по формуле

$$T = T_п + 2T_б + T_в, \qquad (234)$$

где $T_п$, $T_б$, $T_в$ — продольные растягивающие горизонтальные касательные нагрузки соответственно по подошве, одной из стенок и покрытию (своду) тоннеля в рассматриваемом сечении отсека (рис. 47).

5.18. Нагрузка $T_п$ определяется по формуле

$$T_п = b\tau_п \left[x + 1{,}7 Д_п \lg\left(1 - \frac{1{,}3x}{Д_п + 0{,}65L}\right)\right], \qquad (235)$$

где b — ширина тоннеля;

$$\tau_п = \sigma_п^н \operatorname{tg}\varphi + C; \qquad (236)$$

$\sigma_п^н$ — среднее давление на грунт под подошвой тоннеля от нормативных постоянных и временных длительных нагрузок;

x — расстояние от рассматриваемого сечения до ближайшего торца отсека;

L — длина отсека;

$$Д_п = \frac{\tau_п K_т^п}{\gamma E_{ср} n_\varepsilon m_\varepsilon \varepsilon}; \qquad (237)$$

$K_т^п$ — размерный коэффициент, определяемый по табл. 62 в зависимости от $\mu_{ср}$ и соотношения $\alpha_п$;

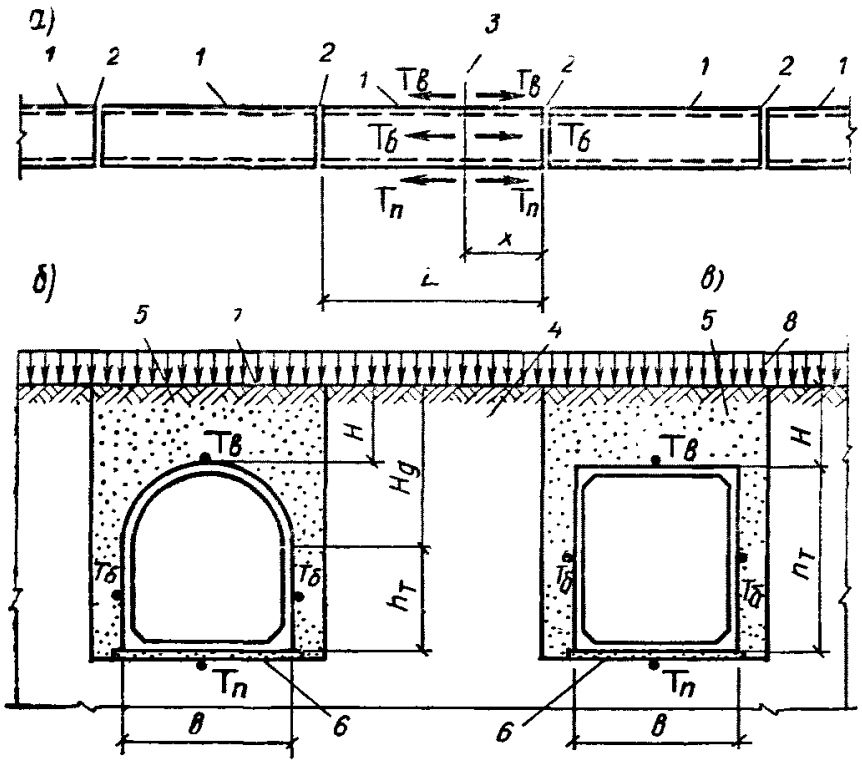


Рис. 47. К расчету коммуникационных тоннелей на воздействие горизонтальных деформаций растяжения грунтовой среды

а — схема членения тоннеля на отсеки; *б*, *в* — поперечные сечения сводчатого и прямоугольного тоннелей; *1* — отсеки тоннеля; *2* — деформационные швы; *3* — рассматриваемое сечение; *4* — грунт ненарушенного сложения; *5* — грунт обратной засыпки; *6* — подготовка; *7* — дневная поверхность; *8* — нагрузка на дневной поверхности

$$\alpha_п = \frac{L}{b}; \qquad (238)$$

ν — константа грунта ненарушенного сложения под подошвой, принимаемая по табл. 63.

Таблица 62

$\mu_{ср}$	Значения коэффициентов $K_т^п$, м, при $\alpha_п$									
	1	2	5	10	15	20	25	30	35	40
0,1	3,12	3,07	2,75	2,40	2,20	2,05	1,91	1,80	1,77	1,68
0,2	3,24	3,20	2,89	2,55	2,34	2,19	2,04	1,93	1,89	1,80
0,3	3,31	3,30	3,03	2,68	2,46	2,30	2,15	2,05	2,00	1,91
0,4	3,35	3,40	3,15	2,81	2,58	2,42	2,27	2,16	2,09	2,01
0,5	3,36	3,44	3,25	2,91	2,68	2,52	2,37	2,26	2,19	2,10

5.19. Нагрузка $T_б$ определяется по формуле

$$T_б = h_т \tau_б \left[x + 1{,}7 Д_б \lg\left(1 - \frac{1{,}3x}{Д_б + 0{,}65L}\right)\right], \qquad (239)$$

где $h_т$ — высота стенки тоннеля;

$$\tau_б = \sigma_б^н \operatorname{tg} \varphi_{нр} + C_{нр}; \qquad (240)$$

$\sigma_б^н$ — активное горизонтальное давление на стенку тоннеля от нормативных постоянных и временных длительных нагрузок по середине высоты $h_т$;

$\varphi_{нр}$, $C_{нр}$ — угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта обратной засыпки;

$$Д_б = \frac{C_{нр} K_т^б}{\nu_{нр} E_{г.нр} n_\varepsilon m_\varepsilon \varepsilon}; \qquad (241)$$

$\nu_{нр}$ — константа грунта обратной засыпки, принимаемая по табл. 63;

$K_т^б$ — размерный коэффициент, определяемый по табл. 62 в зависимости от коэффициента Пуассона $\mu_{нр}$ грунта обратной засыпки и соотношения $\alpha_б$;

$$\alpha_б = \frac{L}{H_а}. \qquad (242)$$

Для сводчатых тоннелей:

при

$$\frac{H_д}{b} \leqslant \frac{\tau_{в.св}}{2\tau_{д.св}} \qquad (243)$$

$$H_а = 2(h_т + H_д); \qquad (244)$$

при

$$\frac{H_д}{b} > \frac{\tau_{в.св}}{2\tau_{д.св}} \qquad (245)$$

$$H_а = 2h_т; \qquad (246)$$

для прямоугольных тоннелей:

при

$$\frac{H}{b} \leqslant \frac{\tau_в}{2\tau_д} \qquad (247)$$

$$H_а = 2(h_т + H); \qquad (248)$$

при

$$\frac{H}{b} > \frac{\tau_в}{2\tau_д} \qquad (249)$$

$$H_а = 2h_т. \qquad (250)$$

Таблица 63

Наименование грунта	Константа	Значения констант грунта ν и $\varkappa$ при коэффициенте пористости грунта		
		0,41—0,60	0,61—0,80	0,81—1,20
Пески крупные и средней крупности	ν	1,60	1,60	—
	$\varkappa$	0,82	0,80	—
Пески мелкие и пылеватые	ν	1,70	1,60	—
	$\varkappa$	0,89	0,87	—
Супеси	ν	2,00	1,70	—
	$\varkappa$	0,89	0,88	—
Суглинки	ν	2,30	2,10	1,90
	$\varkappa$	0,92	0,90	0,87
Глины	ν	2,40	2,20	2,00
	$\varkappa$	0,93	0,92	0,90

В формулах (243)—(250):

$H_д$ — расстояние от уровня дневной поверхности до верха стенки сводчатого тоннеля (пяты свода);

H — расстояние от уровня дневной поверхности до верха покрытия (свода);

$$\tau_{в.св} = [\sigma^н_в (1 + A) + 0{,}3\,\gamma^н_{об.нр}\, b\,(0{,}4 + A)]\ \mathrm{tg}\,\varphi_{нр} + 1{,}6\,C_{нр}; \quad (251)$$

$$\tau_{д.св} = \sigma^н_{д.св}\ \mathrm{tg}\,\varphi_{нр} + C_{нр}; \quad (252)$$

$$\tau_в = \sigma^н_в\ \mathrm{tg}\,\varphi_{нр} + C_{нр}; \quad (253)$$

$$\tau_д = \sigma^н_д\ \mathrm{tg}\,\varphi_{нр} + C_{нр}; \quad (254)$$

$\sigma^н_в$ — вертикальное давление на покрытие (верх свода) от нормативных постоянных и временных длительных нагрузок;

$\sigma^н_{д.св}$ — активное горизонтальное давление на плоскость стенки тоннеля, вычисляемое посередине глубины $H_д$ от нормативных постоянных и временных длительных нагрузок;

$\sigma^н_д$ — то же, посередине глубины H;

$$A = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_{нр}}{2}\right); \quad (255)$$

$\gamma^н_{об.нр}$ — нормативный объемный вес грунта обратной засыпки к моменту начала подработки.

Точку приложения нагрузки $T_б$ допускается принимать посередине высоты $h_т$.

5.20. Нагрузка $T_в$ для сводчатых тоннелей определяется:

при условии (243) по формуле

$$T_в = 2\,H_д\,\tau_{д.св}\left[x + 1{,}7\,Д_б\ \lg\left(1 - \frac{1{,}3\,x}{Д_б + 0{,}65\,L}\right)\right]; \quad (256)$$

при условии (245) по формуле

$$T_в = b\,\tau_{в.св}\left[x + 1{,}7\,Д_{в.св}\ \lg\left(1 - \frac{1{,}3\,x}{Д_{в.св} + 0{,}65\,L}\right)\right], \quad (257)$$

где

$$Д_{в.св} = \frac{\tau_{в.св}\,K^в_т}{\gamma_{нр}\,E_{нр}\,n_ε\,m_ε\,\varepsilon}; \quad (258)$$

$K^в_т$ — размерный коэффициент, определяемый по табл. 62 в зависимости от $\mu_{нр}$ и $\alpha_п$;

$E_{нр}$ — модуль вертикальной деформации грунта обратной засыпки.

5.21. Нагрузка $T_в$ для прямоугольных тоннелей определяется:

при условии (247) по формуле

$$T_в = 2\,H\,\tau_д\left[x + 1{,}7\,Д_б\ \lg\left(1 - \frac{1{,}3\,x}{Д_б + 0{,}65\,L}\right)\right]; \quad (259)$$

при условии (249) по формуле

$$T_в = b\,\tau_в\left[x + 1{,}7\,Д_в\ \lg\left(1 - \frac{1{,}3\,x}{Д_в + 0{,}65\,L}\right)\right], \quad (260)$$

где

$$Д_в = \frac{\tau_в\,K^в_т}{\gamma_{нр}\,E_{нр}\,n_ε\,m_ε\,\varepsilon}. \quad (261)$$

5.22. Стержни продольной рабочей арматуры, соединительные накладки и предварительно напряженные стяжки отсеков следует устанавливать таким образом, чтобы их центр тяжести совпадал с точкой приложения равнодействующей T продольных растягивающих нагрузок.

5.23. Усилия в элементах отсеков, вызываемые горизонтальными растягивающими деформациями грунтовой среды, могут быть уменьшены: выполнением обратной засыпки грунтами, имеющими низкое удельное сцепление; устройством песчаной или железобетонной подготовки; устройством шва скольжения по всей поверхности тоннеля.

Примечания: 1. При устройстве песчаной подготовки в формуле (236) принимаются характеристики песка. Толщина подготовки должна быть не менее 100 мм.

2. Для устройства шва скольжения рекомендуется использовать элементы наружной гидроизоляции.

5.24. Горизонтальные сжимающие сплошные нагрузки Δq, действующие на тоннель в поперечном направлении (рис. 48), для любой точки контура определяются по формуле

$$\Delta q = \frac{m_т\,\Delta q_0}{1 + \dfrac{Б\,\Delta q_0}{K_р}}, \quad (262)$$

где $m_т$ — коэффициент, учитывающий деформативность контура, принимается по табл. 64.

$$\Delta q_0 = q^н_{пас} - q^н_{акт}; \quad (263)$$

$q^н_{пас}$ — нормативное удельное пассивное горизонтальное сопротивление грунта ненарушенного сложения, вычисляемое для плоскости стенки тоннеля в уровне рассматриваемой точки с учетом постоянных и временных длительных нагрузок на дневной поверхности;

$q^н_{акт}$ — активное горизонтальное давление на плоскость стенки тоннеля в уровне рассматриваемой точки от нормативных постоянных и временных длительных нагрузок;

$$Б = \frac{1}{\Delta l} - \frac{1}{\delta_{пр}}; \quad (264)$$

Δl — вычисляется по формуле главы СНиП на проектирование зданий и сооружений на подрабатываемых территориях, в которой принимается $x = \dfrac{b}{2}$;

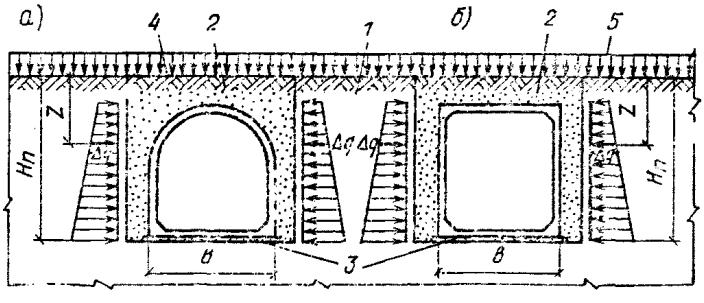
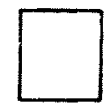
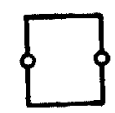
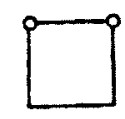


Рис. 48. Схема нагрузок на тоннель при воздействии горизонтальных деформаций сжатия грунтовой среды

а — сводчатый тоннель; *б* — прямоугольный тоннель; *1* — грунт ненарушенного сложения; *2* — грунт обратной засыпки; *3* — подготовка; *4* — дневная поверхность; *5* — нагрузка на дневной поверхности

Таблица 64

Расчетная схема контура					
Значение коэффициента $m_т$	0,75	0,65	0,90	0,80	0,85

$$\delta_{пр} = \frac{N^н_{пас} - N^н_{акт}}{(1-\varkappa)\, E_т H_п \left(\frac{1}{\xi_1} + \frac{H_п}{\xi_2}\right)}; \qquad (265)$$

$H_п$ — расстояние от уровня дневной поверхности до подошвы тоннеля;

$N^н_{пас}$ — нормативное полное пассивное горизонтальное сопротивление грунта ненарушенного сложения, вычисляемое по глубине $H_п$ для плоскости стенки на единицу длины тоннеля с учетом постоянных и временных длительных нагрузок на дневной поверхности;

$N^н_{акт}$ — полное активное горизонтальное давление на плоскость стенки, вычисляемое по глубине $H_п$ на единицу длины тоннеля от нормативных постоянных и временных длительных нагрузок;

$\varkappa$ — константа грунта ненарушенного сложения в пределах высоты $H_п$, принимаемая по табл. 63;

$E_т$ — принимается равной меньшей из величин $E_г$ и $E_{г.нр}$;

ξ_1, ξ_2 — размерные коэффициенты: для сводчатых тоннелей $\xi_1=1$ м, $\xi_2=2$ м², для прямоугольных тоннелей допускается принимать такие же значения;

$$K_р = E_т \left(\frac{1}{\xi_1} + \frac{2z}{\xi_2}\right); \qquad (266)$$

z — расстояние от уровня дневной поверхности до рассматриваемой точки.

При $\Delta l > \delta_{пр}$ в формуле (262) принимается $Б=0$.

5.25. Величины нагрузок Δq должны удовлетворять условию

$$\Delta q_в + \Delta q_н \leqslant 2 q_э, \qquad (267)$$

где $\Delta q_в$, $\Delta q_н$ — нагрузки по (262) в уровне верха и низа тоннеля соответственно;

$q_э$ — горизонтальная сжимающая симметричная равномерно распределенная поперечная нагрузка, при действии которой каждая из стен тоннеля получит прогиб, равный 0,8 Δl.

При несоблюдении условия (267) допустимо принимать

$$\Delta q_в = \Delta q_н = q_э. \qquad (268)$$

5.26. Характеристики грунтов $E_{ср}$, $E_г$, $E_{нр}$, $E_{г.нр}$, $\mu_{ср}$, $\mu_{нр}$, C, $C_{нр}$, φ, $\varphi_{нр}$ рекомендуется определять согласно указаниям раздела 3 настоящего Руководства, при этом значения $E_г$ и $E_{г.нр}$ принимаются для глубины 1,5 м от уровня дневной поверхности.

Пример расчета башенных сооружений

Исходные данные: высота железобетонной дымовой трубы $H=100$ м, диаметр подошвы фундамента $d=15{,}5$ м. Равнодействующая вертикальной нормативной нагрузки $Q=2720$ т приложена на расстоянии $h_т=35$ м от подошвы фундамента по оси трубы ($e_0=0$). Равнодействующая нормативной ветровой нагрузки $W=28$ т приложена на расстоянии $h_в=52$ м от подошвы фундамента. Модуль деформации и коэффициент бокового расширения грунта основания $E_{ср}=1{,}5\cdot10^3$ т/м², $\mu_{ср}=0{,}35$; нормативное давление $R^н=30$ т/м². Расчетный наклон земной поверхности на участке расположения дымовой трубы $i=5{,}2\times10^{-3}$.

Требуется определить возможный и допускаемые керны дымовой трубы.

Жесткостная характеристика основания по формуле (226):

$$S = \frac{1{,}5\cdot10^3\cdot15{,}5^3}{6\,(1-0{,}35^2)} = 1{,}061\cdot10^6 \text{ т·м}.$$

Возможный крен трубы по формулам (229) и (225):

$$\Theta = \frac{1{,}061\cdot10^6\cdot5{,}2\cdot10^{-3} + 28\cdot52}{1{,}061\cdot10^6 - 2720\cdot35} = 7{,}2\cdot10^{-3}.$$

Предельные крены по формулам (230) и (231):

$$[\Theta]_1 = \frac{1}{1{,}061\cdot10^6 + 2720\cdot35} \times$$

$$\times\,(0{,}333\cdot2720\cdot15{,}5 - 28\cdot52 + 1{,}061\cdot10^6\cdot5{,}2\cdot10^{-3}) = 15{,}7\cdot10^{-3};$$

$$[\Theta]_2 = \frac{1}{1{,}061\cdot10^6 + 2720\cdot35}\,(0{,}075\cdot30\cdot3{,}14\cdot15{,}5^3 -$$

$$-\,0{,}25\cdot2720\cdot15{,}5 - 28\cdot52 + 1{,}061\cdot10^6\cdot5{,}2\cdot10^{-3}) = 17{,}2\cdot10^{-3}.$$

Условия $\Theta<[\Theta]_1$ и $\Theta<[\Theta]_2$ соблюдаются.

Проверка прочности горизонтальных сечений ствола трубы с учетом дополнительного момента от крена трубы на угол Θ не представляет затруднений.

Пример расчета коммуникационного тоннеля

Исходные данные: сводчатый бесшарнирный тоннель с циркульным сводом; $b=2{,}3$ м; $h_т=1{,}45$ м; $H=2$ м; $L=20$ м; $\sigma^н_п=8$ т/м²; подготовка бетонная. Грунт ненарушенного сложения (материковый)—суглинок; $E_{ср}=1800$ т/м²; $E_г=1350$ т/м²; $\mu_{ср}=0{,}35$; $C=6{,}6$ т/м²; $\varphi=25°$; $\nu=2{,}1$; $\varkappa=0{,}9$; нормативный объемный вес $\gamma^н_{об}=1{,}95$ т/м³; грунт обратной засыпки — суглинок; $E_{нр}=E_{г.нр}=750$ т/м²; $\mu_{нр}=0{,}35$; $C_{нр}=2{,}07$ т/м²; $\varphi_{нр}=28°$; $\nu_{нр}=1{,}9$; $\gamma^н_{об.нр}=1{,}8$ т/м³. На дневной поверхности имеется временная длительная нагрузка нормативной интенсивностью $p^н=1$ т/м²; $e=3\cdot10^{-3}$, взаиморасположение тоннеля и горных выработок неизвестно.

Требуется определить обусловленные горными разработками воздействия на тоннель.

Определяем полную растягивающую горизонтальную касательную нагрузку T, действующую на отсек в продольном направлении, посередине и на четверти длины отсека.

Посередине отсека ($x=10$ м)

$$H_д = H + \frac{b}{2} = 2 + \frac{2{,}3}{2} = 3{,}15 \text{ м}; \quad n_\varepsilon = 1{,}2; \quad m_\varepsilon = 0{,}85;$$

высота слоя грунта ненарушенного сложения, эквивалентного временной длительной нагрузке:

$$h_э = \frac{p^н}{\gamma^н_{об}} = \frac{1}{1{,}95} = 0{,}51 \text{ м}.$$

По формуле (236)

$$\tau_п = 8 \cdot \operatorname{tg} 25° + 6{,}6 = 10{,}33 \text{ т/м}^2;$$

по табл. 62 при $\alpha_п = \frac{20}{2{,}3} = 8{,}7$ и $\mu_{ср} = 0{,}35$ определяем путем линейной интерполяции $K^п_т = 2{,}83$ м.

Тогда по формуле (237)

$$Д_п = \frac{10{,}33 \cdot 2{,}83}{2{,}1 \cdot 1800 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}85 \cdot 3 \cdot 10^{-3}} = 2{,}53 \text{ м}$$

и по формуле (235)

$$T_п = 2{,}3 \cdot 10{,}33 \left[10 + 1{,}7 \cdot 2{,}53 \lg \left(1 - \frac{1{,}3 \cdot 10}{2{,}53 + 0{,}65 \cdot 20}\right)\right] = 157 \text{ т}.$$

Активное горизонтальное давление на стенку тоннеля посередине высоты $h_т$

$$\sigma^н_б = \gamma^н_{об}\left(h_э + H_д + \frac{h_т}{2}\right) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) =$$

$$= 1{,}95\left(0{,}51 + 3{,}15 + \frac{1{,}45}{2}\right) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{25°}{2}\right) = 3{,}46 \text{ т/м}^2.$$

Активное горизонтальное давление на плоскость стенки тоннеля по середине глубины $H_д$

$$\sigma^н_{д.св} = \gamma^н_{об}\left(h_э + \frac{H_д}{2}\right) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 1{,}95 \times$$

$$\times \left(0{,}51 + \frac{3{,}15}{2}\right) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{25°}{2}\right) = 1{,}64 \text{ т/м}^2.$$

Вертикальное давление на верх свода

$$\sigma^н_в = \gamma^н_{об.нр} H + p^н = 1{,}8 \cdot 2 + 1 = 4{,}6 \text{ т/м}^2.$$

По формуле (240)

$$\tau_б = 3{,}46 \operatorname{tg} 28° + 2{,}07 = 3{,}91 \text{ т/м}^2;$$

по формуле (252)

$$\tau_{д.св} = 1{,}64 \operatorname{tg} 28° + 2{,}07 = 2{,}94 \text{ т/м}^2. \quad A = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{28°}{2}\right) = 0{,}36$$

[см. формулу (255)],

тогда по формуле (251)

$$\tau_{в.св} = [4{,}6\ (1 + 0{,}36) + 0{,}3 \cdot 1{,}8 \cdot 2{,}3\ (0{,}4 + 0{,}36)] \operatorname{tg} 28° + 1{,}6 \cdot 2{,}07 = 7{,}13 \text{ т/м}^2.$$

Так как

$$\frac{H_д}{b} = \frac{3{,}15}{2{,}3} = 1{,}37 > \frac{\tau_{в.св}}{2\tau_{д.св}} = \frac{7{,}13}{2 \cdot 2{,}94} = 1{,}21$$ [условие (245)],

то по формуле (246)

$$H_α = 2 \cdot 1{,}45 = 2{,}9 \text{ м}, \text{ значит } \alpha_б = \frac{20}{2{,}9} = 6{,}9.$$

По табл. 62 при вычисленном $\alpha_б$ и $\mu_{нр} = 0{,}35$ определяем $K^б_т = 2{,}96$ м.

Следовательно, по формуле (241)

$$Д_б = \frac{2{,}07 \cdot 2{,}96}{1{,}9 \cdot 750 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}85 \cdot 3 \cdot 10^{-3}} = 1{,}41 \text{ м}$$

и по формуле (239)

$$T_б = 1{,}45 \cdot 3{,}91 \left[10 + 1{,}7 \cdot 1{,}41 \lg \left(1 - \frac{1{,}3 \cdot 10}{1{,}41 + 0{,}65 \cdot 20}\right)\right] = 43 \text{ т}.$$

Согласно указаниям п. 5.20 $T_в$ необходимо определить по формуле (257), для чего по табл. 62 находим $K^в_т$ при $\alpha_п = 8{,}7$ и $\mu_{нр} = 0{,}35$; $K^в_т = 2{,}83$ м. Далее вычисляем по формуле (258)

$$Д_{в.св} = \frac{7{,}13 \cdot 2{,}83}{1{,}9 \cdot 750 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}85 \cdot 3 \cdot 10^{-3}} = 4{,}63 \text{ м}$$

и определяем

$$T_в = 2{,}3 \cdot 7{,}13 \left[10 + 1{,}7 \cdot 4{,}63 \lg \left(1 - \frac{1{,}3 \cdot 10}{4{,}63 + 0{,}65 \cdot 20}\right)\right] = 89 \text{ т}.$$

Окончательно по формуле (234) получаем

$$T = 157 + 2 \cdot 43 + 89 = 332 \text{ т}.$$

На четверти длины отсека ($x = 5$ м, остальные величины вычислены выше) по формуле (235)

$$T_п = 2{,}3 \cdot 10{,}33 \left[5 + 1{,}7 \cdot 2{,}53 \lg \left(1 - \frac{1{,}3 \cdot 5}{2{,}53 + 0{,}65 \cdot 20}\right)\right] = 95 \text{ т};$$

по формуле (239)

$$T_б = 1{,}45 \cdot 3{,}91 \left[5 + 1{,}7 \cdot 1{,}41 \lg \left(1 - \frac{1{,}3 \cdot 5}{1{,}41 + 0{,}65 \cdot 20}\right)\right] = 25 \text{ т};$$

по формуле (257)

$$T_в = 2{,}3 \cdot 7{,}13 \left[5 + 1{,}7 \cdot 4{,}63 \lg \left(1 - \frac{1{,}3 \cdot 5}{4{,}63 + 0{,}65 \cdot 20}\right)\right] = 56 \text{ т}$$

и по формуле (234)

$$T = 95 + 2 \cdot 25 + 56 = 201 \text{ т}.$$

Определяем горизонтальные сжимающие сплошные нагрузки Δq, действующие на тоннель в поперечном направлении, в трех уровнях — верха свода, середины высоты тоннеля и подошвы.

Вычисляем величины Δl и $\delta_{пр}$.

$$m_в = 1;$$

$$\Delta l = 1{,}2 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 10^{-3} \frac{2{,}3}{2} = 4{,}14 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$H_п = H_д + h_т = 3{,}15 + 1{,}45 = 4{,}6 \text{ м};$$

$$E_т = E_{г.нр} = 750 \text{ т/м}^2;$$

$$N^н_{пас} = \frac{1}{2}\gamma^н_{об} H_п (H_п + 2h_э) \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + 2C H_п \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{2} 1{,}95 \cdot 4{,}6\ (4{,}6 + 2 \cdot 0{,}51) \times$$

$$\times \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{25°}{2}\right) + 2 \cdot 6{,}6 \cdot 4{,}6 \operatorname{tg}\left(45° + \frac{25°}{2}\right) = 157{,}3 \text{ т/м};$$

$$N^н_{акт} = \frac{1}{2}\gamma^н_{об} H_п (H_п + 2h_э) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{2} 1{,}95 \cdot 4{,}6\ (4{,}6 + 2 \cdot 0{,}51) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{25°}{2}\right) = 10{,}2 \text{ т/м}$$

и по формуле (265)

$$\delta_{пр} = \frac{157{,}3 - 10{,}2}{(1 - 0{,}9)\ 750 \cdot 4{,}6\left(\frac{1}{1} + \frac{4{,}6}{2}\right)} = 129{,}2 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Так как $\Delta l < \delta_{пр}$, величину $Б$ определяем по формуле (264)

$$Б = \frac{1}{4{,}14 \cdot 10^{-3}} - \frac{1}{129{,}2 \cdot 10^{-3}} = 234 \text{ т/м}.$$

Уровень верха свода ($z = H = 2$ м).

$$q^н_{пас} = \gamma^н_{об}(H_р + h_э) \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + 2C \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = 1{,}95\ (2 + 0{,}51) \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{25°}{2}\right) + 2 \cdot 6{,}6 \operatorname{tg}\left(45° + \frac{25°}{2}\right) = 32{,}75 \text{ т/м}^2;$$

$$q^{н}_{акт} = \gamma^{н}_{об}\,(H_р + h_э)\ \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) =$$

$$= 1{,}95\ (2 + 0{,}51)\ \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{25°}{2}\right) = 1{,}98\ т/м^2;$$

по формуле (263)

$$\Delta q_0 = 32{,}75 - 1{,}98 = 30{,}77\ т/м^2;$$

по формуле (266)

$$K_р = 750\left(\frac{1}{1} + \frac{2 \cdot 2}{2}\right) = 2250\ т/м^2;$$

по табл. 64 $m_т = 0{,}75$;
по формуле (262)

$$\Delta q = \frac{0{,}75 \cdot 30{,}77}{1 + \frac{234 \cdot 30{,}77}{2250}} = 5{,}5\ т/м^2.$$

Уровень середины высоты тоннеля $\left(z = \frac{H_п + H}{2} = \frac{4{,}6+2}{2} = 3{,}3\ м\right)$.

$$q^{н}_{пас} = 1{,}95\ (3{,}3 + 0{,}51)\ \mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{25°}{2}\right) + 2 \cdot 6{,}6 \times$$

$$\times\ \mathrm{tg}\left(45° + \frac{25°}{2}\right) = 39\ т/м^2;$$

$$q^{н}_{акт} = 1{,}95\ (3{,}3 + 0{,}51)\ \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{25°}{2}\right) = 3\ т/м^2;$$

$$\Delta q_0 = 39 - 3 = 36\ т/м^2;\quad K_р = 750\left(\frac{1}{1} + \frac{2 \cdot 3{,}3}{2}\right) = 3220\ т/м^2;$$

$$\Delta q = \frac{0{,}75 \cdot 36}{1 + \frac{234 \cdot 36}{3220}} = 7{,}75\ т/м^2.$$

Уровень подошвы $(z = H_п = 4{,}6\ м)$.

$$q^{н}_{пас} = 1{,}95\ (4{,}6 + 0{,}51)\ \mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{25°}{2}\right) + 2 \cdot 6{,}6 \times$$

$$\times\ \mathrm{tg}\left(45° + \frac{25°}{2}\right) = 45{,}2\ т/м^2;$$

$$q^{н}_{акт} = 1{,}95\ (4{,}6 + 0{,}51)\ \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{25°}{2}\right) = 4{,}03\ т/м^2;$$

$$\Delta q_0 = 45{,}2 - 4{,}03 = 41{,}17\ т/м^2;\quad K_р = 750\left(\frac{1}{1} + \frac{2 \cdot 4{,}6}{2}\right) =$$

$$= 4200\ т/м^2;$$

$$\Delta q = \frac{0{,}75 \cdot 41{,}17}{1 + \frac{234 \cdot 41{,}17}{4200}} = 9{,}4\ т/м^2.$$

Проверка условия (267) не приведена.

6. ЖИЛЫЕ И ОБЩЕСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ

6.1. Рекомендации настоящего раздела используются при расчете жилых и общественных кирпичных, блочных и крупнопанельных зданий с жесткой конструктивной схемой высотой до 12 этажей на дополнительные воздействия, вызванные деформациями земной поверхности при выемке пологих, наклонных и крутопадающих угольных пластов.

Примечание. К зданиям с жесткой конструктивной схемой относятся все здания независимо от их назначения, несущие конструкции которых образуют пространственно неизменяемую коробку. Пространственная неизменяемость коробки обеспечивается жесткими соединениями (по всей длине сопряжений или в отдельных точках) вертикальных конструкций (продольных и поперечных стен) и горизонтальных конструкций (перекрытий).

6.2. Проектирование каркасных жилых и общественных зданий производится по рекомендациям раздела 4 настоящего Руководства.

6.3. При проектировании зданий по жесткой конструктивной схеме (в вертикальной плоскости) назначаются повышенные давления на основания в зависимости от вида грунта, его пористости, консистенции, ширины и глубины заложения фундамента по формуле

$$R_{\text{п}} = \psi R^{\text{н}}, \qquad (269)$$

где $R^{\text{н}}$ — нормативное давление на основание по главе СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений;

ψ — коэффициент повышения нормативного давления, принимается по главе СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений.

Примечание. Коэффициент ψ разрешается применять в расчетах лишь для отсеков с ленточными фундаментами, имеющими замыкающие стены у деформационных швов и железобетонные или армокаменные поэтажные пояса.

6.4. При проектировании зданий для строительства на подрабатываемых территориях следует учитывать требования ГОСТов и действующих нормативных документов по проектированию аналогичных зданий в обычных условиях, строительных норм и правил, в частности главы СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций и главы СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций.

КОНСТРУКТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ ЗДАНИЙ

6.5. На территориях, под которыми предусматриваются подземные горные разработки, могут возводиться жилые и общественные здания каркасного типа, бескаркасные (кирпичные, крупноблочные, крупнопанельные), а также из монолитного железобетона.

6.6. Бескаркасные жилые и общественные здания рекомендуется проектировать на основе следующих конструктивных схем:

а) с несущими наружными и внутренними поперечными и продольными стенами при опирании перекрытий размером на комнату по контуру. Такие здания, как правило, проектируются крупнопанельными (рис. 49);

б) с несущими продольными наружными и внутренними стенами при опирании перекрытий по двум сторонам. По такой конструктивной схеме проектируются крупнопанельные, крупноблочные и кирпичные здания;

в) с несущими поперечными и продольными внутренними и навесными наружными стенами при опирании перекрытий по трем или двум сторонам. Наружные стены при этом могут иметь двухрядную разрезку (рис. 50). Наружные стеновые панели должны быть исключены из работы при неравномерных осадках здания соответствующим конструированием стыков.

6.7. Фундаменты жилых и общественных зданий могут проектироваться ленточными (жесткой или податливой конструкции), в виде сплошной плиты и отдельно стоящими (рис. 51).

6.8. Здания, проектируемые по схеме п. 6.6, а при расчете приводятся к одномерной балке с жесткостными характеристиками изгиба (EI) и сдвига (GF). Предполагается, что осадки продольных стен в данном поперечном сечении здания равны. В зданиях, проектируемых по схеме п. 6.6,б, продольные стены рассматриваются как независимо деформирующиеся балочные системы и рассчитываются отдельно, соответственно определяются и жесткостные характеристики.

Жесткостные характеристики железобетонных и армокаменных (комплексных) конструкций при растяжении определяются, как правило, в стадии образования в них трещин согласно главе СНиП на проектирование бетонных, железобетонных, каменных и армокаменных конструкций.

При проектировании зданий из местных материалов, в которых по условиям эксплуатации образование трещин не допускается (операционные отделения больниц и др.), жесткостные характеристики определяются по сечению кладки с учетом арматуры.

6.9. Здания, проектируемые по схемам п. 6.6 с жесткими или податливыми фундаментами (рис. 51, *а, б*), рассчитываются на воздействие кривизны (по радиусу R) и относительных горизонтальных деформаций совместно по расчетной схеме рис. 52. Нагрузки от горизонтальных деформаций основания определяются по рекомендациям настоящего раздела.

В качестве расчетных исходных данных принимаются:

при известном взаиморасположении объекта и горных выработок — деформации в районе расположения объекта;

при неизвестном расположении объекта и горных выработок — возможные на площадке максимальная кривизна и максимальные горизонтальные деформации.

6.10. Здания, проектируемые по схемам п. 6.6 с плитными фундаментами (рис. 51, *в*), а также в случаях, когда первый этаж выполняется каркасным (смешанная конструктивная схема рис. 53), рассчитываются на кривизну по расчетной схеме рис. 52,*б*.

Фундаментные плиты и связи-распорки рассчиты-

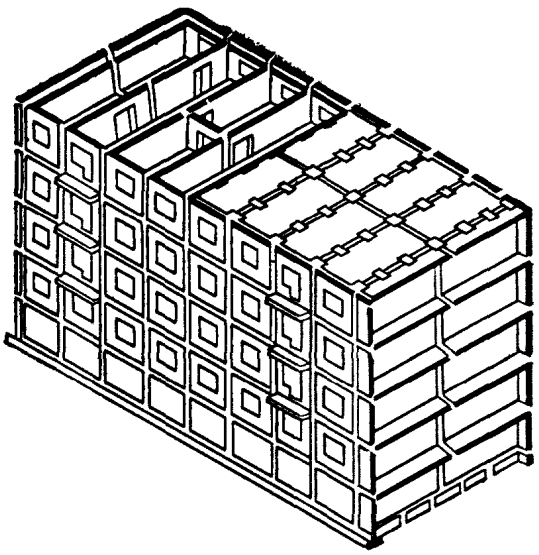


Рис. 49. Конструктивная схема здания с поперечными и продольными наружными несущими стенами (сплошная внутренняя продольная стена отсутствует)

ваются на нагрузки, вызванные горизонтальными перемещениями грунта основания. Каркасная часть при этом рассчитывается на воздействие искривления земной поверхности.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК НА ФУНДАМЕНТНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ОТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЯ

6.11. Горизонтальные касательные нагрузки по контакту заглубленного в грунт ленточного фундамента жесткой конструкции обусловлены:

а) силами трения сдвигающегося грунта по подошве рассчитываемого фундамента и фундаментов примыкающих стен;

б) нормальным давлением сдвигающегося грунта на боковые поверхности фундаментов;

в) силами трения грунта по боковым поверхностям фундамента.

6.12. Суммарные касательные нагрузки, вызванные горизонтальными деформациями грунта, определяются по формуле

$$N = 0{,}8\ (N_т + N_б + N_{т.п} + N_д), \qquad (270)$$

где $N_т$ и $N_{т.п}$ — соответственно нагрузки, вызванные силами трения сдвигающегося грунта в продольном направлении по подошве рассчитываемого фундамента ($N_т$) и по подошве фундаментов, примыкающих к расчетному, и передающиеся на расчетный фундамент ($N_{т.п}$);

$N_б$ — нагрузки, вызванные силами трения грунта по боковым поверхностям контакта рассчитываемого фундамента с грунтом;

$N_д$ — нагрузки, вызванные нормальным давлением сдвигающегося грунта на фундаменты, примыкающие к расчетному;

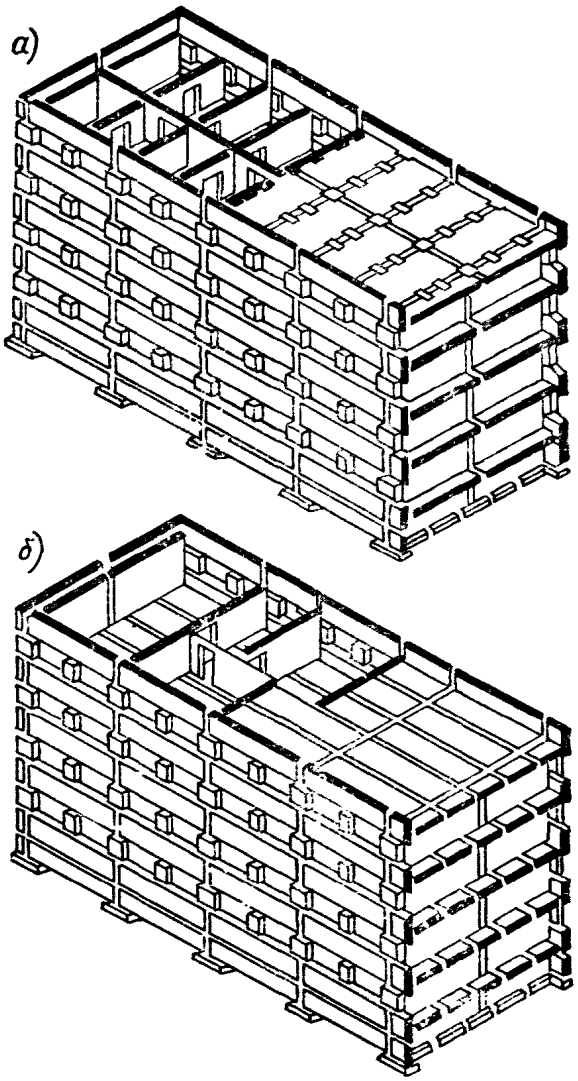


Рис. 50. Конструктивная схема здания с поперечными несущими стенами при двухрядной разрезке наружных продольных стен
а — со сплошной внутренней продольной стеной; *б* — без сплошной внутренней продольной стены

0,8 — коэффициент, учитывающий особое сочетание нагрузок (согласно СНиП).

6.13. Нагрузки $N_т$ по подошве ленточных фундаментов в направлении их продольной оси определяются в зависимости от величин предельного сдвига грунта Δ в м и соответствующего ему расстояния x_0 в м от оси отсека, при котором прекращается нарастание сопротивления грунта сдвигу:

$$\Delta = (20 + 1{,}5q)\ 10^{-3}; \qquad (271)$$

$$x_0 = \frac{\Delta}{n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, \varepsilon_o - \varepsilon_к}, \qquad (272)$$

где q — нормативная погонная нагрузка на подошву рассчитываемого фундамента, т/пог.м;

ε_o — относительная горизонтальная деформация основания (растяжения или сжатия) по маркшейдерскому расчету;

$\varepsilon_к$ — собственные деформации конструкций фундаментов (поясов) под воздействием возникаю-

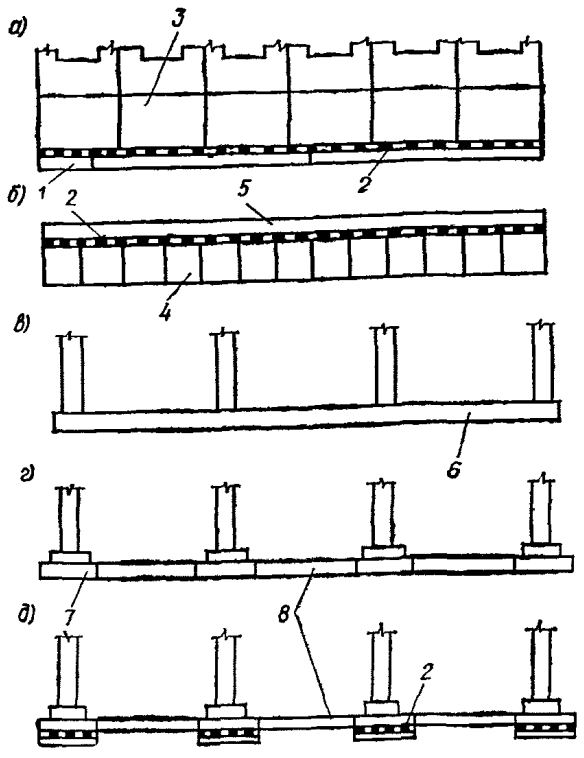


Рис. 51. Конструктивные схемы фундаментов

а — жесткой конструкции; *б* — податливой конструкции; *в* — плитный фундамент; *г* — отдельно стоящие фундаменты; *д* — отдельно стоящие фундаменты со швом скольжения; *1* — фундаментные подушки; *2* — шов скольжения; *3* — фундаментные панели; *4* — фундаментные блоки; *5* — железобетонный пояс; *6* — фундаментная плита; *7* — фундамент; *8* — связь-распорка

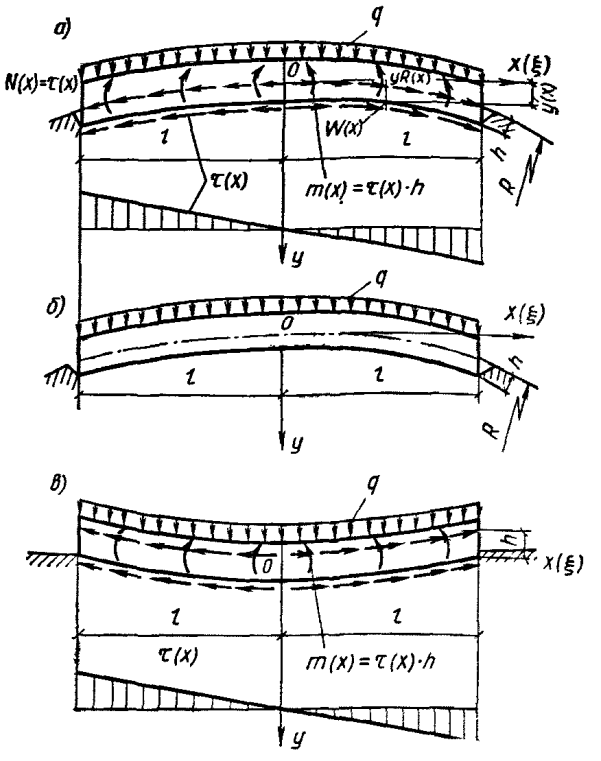


Рис. 52. Расчетные схемы зданий

а — при совместном воздействии кривизны и горизонтальных деформаций; *б* — при воздействии кривизны основания; *в* — при воздействии касательных нагрузок

щих в них напряжений; принимаются в зоне растяжения $E_к = 1 \cdot 10^{-3}$, в зоне сжатия $E_к = 0$;

20 и 1,5 — эмпирические коэффициенты, имеющие соответственно размерность м и м²/т.

На участке от оси отсека до x_0 сдвигающая погонная нагрузка по подошве фундаментов пропорционально увеличивается от нуля до предельного значения сопротивления грунта на сдвиг, равного $t_т$ (в т/м), а далее считается постоянной, равной предельному значению (рис. 54):

$$t_т = cb + q \operatorname{tg} \varphi, \qquad (273)$$

где b — ширина подошвы фундаментов, м.

При $0 \leqslant x \leqslant x_0$ ордината сопротивления грунта сдвигу определяется по формуле

$$t_{т\,x} = \frac{x}{x_0} t_т, \qquad (274)$$

где x — ордината сечения;

x_0 — принимается по формуле (272);

$t_т$ — принимается по формуле (273).

В зависимости от соотношения x_0 и l (где l — полудлина отсека) нагрузку $N_т$ следует определять по следующим формулам:

а) для случая рис. 54 при $x_0 > l$ на участке $l \geqslant x \geqslant 0$

$$N_т = \frac{t_l + t_x}{2} (l - x). \qquad (275)$$

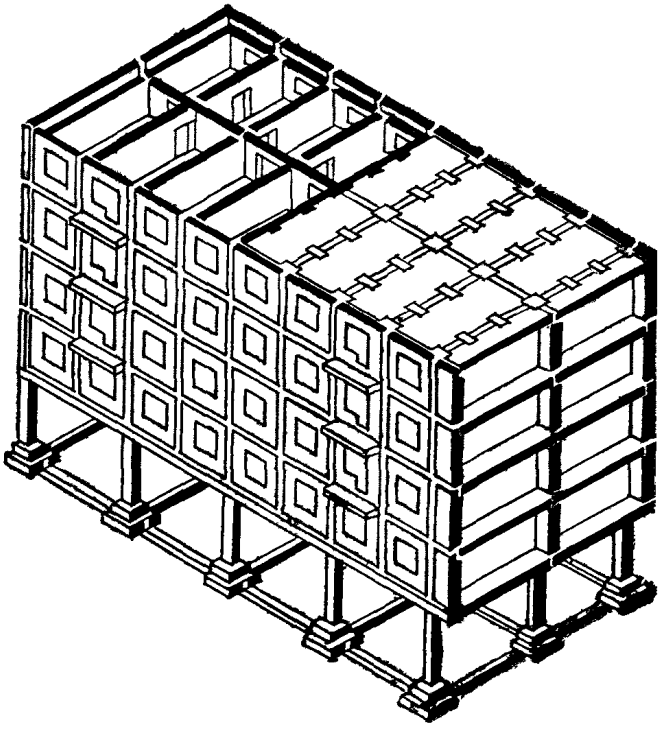


Рис. 53. Смешанная конструктивная схема зданий

Максимальная касательная нагрузка возникает в сечении $x=0$ и равна:

$$N_{\text{т}}^{\max} = 0{,}5\,\frac{l^2}{x_0}\,t_{\text{т}}; \qquad (276)$$

б) для случая рис. 54 при $x_0<l$:
на участке $l\geqslant x_1\geqslant x_0$

$$N_{\text{т}} = (l-x_1)\,t_{\text{т}}; \qquad (277$$

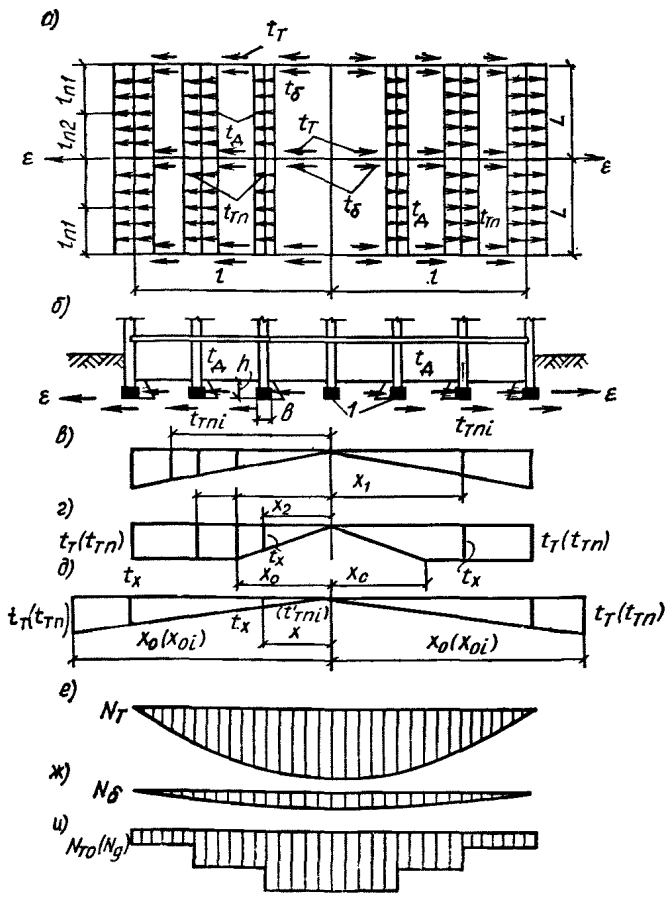


Рис. 54. Нагрузки на заглубленную часть жесткого фундамента от воздействия деформаций в зоне растяжения

а — план фундаментов с эпюрами нагрузок; *б* — разрез; *в* — эпюра перемещений грунта; *г* и *д* — эпюры сдвигающих сил по подошве фундаментов; *е*, *ж*, *и* — эпюры нагрузок $N_{\text{т}}$, $N_{\text{б}}$, $N_{\text{т.п}}$ и $N_{\text{р}}$; *l* — фундаментный пояс

на участке $x_0\geqslant x_2\geqslant 0$

$$N_{\text{т}} = (l-x_0)\,t_{\text{т}} + \frac{x_0^2-x_2^2}{2\,x_0}\,t_{\text{т}}. \qquad (278)$$

Максимальная нагрузка в сечении $x=0$ равна:

$$N_{\text{т}}^{\max} = \frac{2\,l-x_0}{2}\,t_{\text{т}}. \qquad (279)$$

Общий вид эпюры $N_{\text{т}}$ представлен на рис. 54.

6.14. Нагрузки $N_{\text{б}}$ от трения по боковым поверхностям контакта рассчитываемого фундамента с грунтом определяются аналогично расчету усилий $N_{\text{т}}$ при значении x_0, принятому по формуле (272). Предельная погонная сдвигающая нагрузка по двум боковым поверхностям контакта в продольном направлении рассчитываемого фундамента определяется по формуле

$$t_{\text{б}} = 2\,C_{\text{б}}\,h_{\text{ср}} + h_{\text{ср}}^2\,K_{\text{б}}, \qquad (280)$$

где $C_{\text{б}}$ — удельное сцепление засыпки, т/м², принимаемое по табл. 65;

Таблица 65

Плотность засыпки	Материал засыпки	Значения удельного сцепления и коэффициента засыпок	
		$C_{\text{б}}$, т/м²	$K_{\text{б}}$, т/м³
Рыхлая	Песок	0,1—0,2	0,2—0,4
	Суглинок	0,2—0,3	0,15—0,2
Плотная	Песок	0,3—0,5	0,6—0,7
	Супесь	0,6—0,8	0,4—0,5
	Суглинок	0,9—1,1	0,3—0,4

$K_{\text{б}}$ — влияние трения от активного давления грунта засыпки в т/м³, принимаемое по табл. 65 или определяемое по формуле

$$K_{\text{б}} = \gamma\,t\,q^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)t\,q\,\varphi; \qquad (281)$$

γ — объемный вес грунта засыпки в т/м³ к моменту подработки здания;

$h_{\text{ср}}$ — среднеарифметическая величина заглубления стен фундамента с двух сторон контакта с грунтом, м.

При $0\leqslant x\leqslant x_0$ ордината эпюры сопротивления грунта сдвигу грунта определяется по формуле

$$t_{\delta\,x} = \frac{x}{x_0}\,t_{\text{б}}. \qquad (282)$$

При $x_0>l$ для сечений $l\geqslant x\geqslant 0$:

$$N_{\text{б}} = \frac{l^2-x^2}{2\,x_0}\,t_{\text{б}}; \qquad (283)$$

$$N_{\text{б}}^{\max} = 0{,}5\,\frac{l^2}{x_0}\,t_{\text{б}}. \qquad (284)$$

При $x_0<l$:
на участке $l\geqslant x_1\geqslant x_0$

$$N_{\text{б}} = (l-x_1)\,t_{\text{б}}; \qquad (285)$$

на участке $x_0\geqslant x_2\geqslant 0$

$$N_{\text{б}} = (l-x_0)\,t_{\text{б}} + \frac{x_0^2-x_2^2}{2\,x_0}\,t_{\text{б}}; \qquad (286)$$

$$N_{\text{б}}^{\max} = \frac{2\,l-x_0}{2}\,t_{\text{б}}. \qquad (287)$$

6.15. В любом сечении x суммарная нагрузка $N_{\text{т.п}}$, передаваемая от фундаментов примыкающих стен на пояс под продольной стеной, определяется по формуле

$$N_{\text{т.п}} = \sum_{i=1}^{n} N_{\text{т.п}\,i}, \qquad (288)$$

где $N_{\text{т.п}\,i}$ — нагрузка от фундамента *i*-й примыкающей стены, расположенной на участке от x до l (рис. 54), равная опорной реакции, определяется по формуле (289);

n — количество стен, примыкающих к расчетной, на участке от x до l.

Нагрузки $N_{т.пi}$ определяются аналогично $N_т$ в зависимости от величины x_{0i} и расстояния от оси отсека до i-й примыкающей стены

$$N_{т.п\,i} = l_п \frac{x_i}{x_{0\,i}} t_{т.п\,i}, \qquad (289)$$

где $l_п$ — длина в м тяготеющего участка примыкающей стены (рис. 54,а). Для наружных стен $l_п = \frac{L}{2}$; для внутренних стен при равных пролетах $l_п = L$; при разных пролетах $l_п = \frac{L_л + L_{пр}}{2}$ ($L_л$ и $L_{пр}$ — длины пролетов слева и справа от этой стены);

$t_{т.пi}$ — погонная поперечная нагрузка на фундамент i-й примыкающей стены, расположенной на участке от x до l (рис. 54, $г, д$), определяется по формуле

$$t_{т,п\,i} = c\,b_i + q_i\,tg\,\varphi, \qquad (290)$$

где b_i, q_i — соответственно ширина фундамента в м и нормативная погонная вертикальная нагрузка на фундамент в т/пог. м под i-й стеной;

x_i — расстояние от оси отсека до i-й стены, м;

x_{0i} — расстояние от оси отсека до точки с предельным сдвигом для i-го фундамента, м

$$x_{0\,i} = \frac{\Delta_i}{n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, \varepsilon_0 - \varepsilon_к}; \qquad (291)$$

$$\Delta_i = (20 + 1{,}5\,q_i)\ 10^{-3}; \qquad (292)$$

$\varepsilon_к$, ε_0 — по формуле (272), в данном случае принимается в зоне растяжения $\varepsilon_к = 1{,}5 \cdot 10^{-3}$, в зоне сжатия $\varepsilon_к = 0{,}5 \cdot 10^{-3}$;

20 и 1,5 — эмпирические коэффициенты по формуле (272).

Характер суммарной эпюры $N_{т.п}$ представлен на рис. 54.

6.16. В любом сечении x суммарная нагрузка $N_д$, вызванная нормальным давлением сдвигающегося грунта на фундаменты, примыкающие к расчетному, и передаваемая на фундаменты под продольной стеной, определяется по формуле

$$N_д = \sum_{i=1}^{n} N_{дi} = l_п \sum_{i}^{n} t_{дi}, \qquad (293)$$

где $N_{дi}$ — нагрузка (опорная реакция) от фундамента i-й примыкающей стены;

$t_{дi}$ — погонная поперечная нагрузка на фундаменты i-й примыкающей стены, расположенной на участке от x до l; вычисляется по формулам (294) и (295) и принимается меньше из полученных значений;

$l_п$, n — то же, что в формулах (288) и (289).

Погонные нагрузки $t_{дi}$ определяются по формулам (294), (295) с учетом засыпки пазух:

а) из условия возникновения пассивного давления грунта

$$t'_{дi} = \xi_i\,(0{,}5\,\gamma\,h_i^2\,D^2 + 2\,C\,h_i\,D); \qquad (294)$$

б) из условия возникновения бокового давления за счет упругого обжатия грунта

$$t''_{дi} = \xi_i \frac{\Delta\, l_i\, h_i}{\frac{h_i D}{E_г} + \frac{a_i}{E_з}} = \frac{(n_\varepsilon\, m_\varepsilon\, \varepsilon_0 - \varepsilon_к)\ \xi_i\, x_i\, h_i}{\frac{h_i D}{E_г} + \frac{a_i}{E_з}}. \qquad (295)$$

В формулах (294)—(295):

ξ_i — понижающий коэффициент, равный отношению расстояния $\bar{L}_i$ в свету от i-го примыкающего фундамента со стороны подвигающегося грунта к длине призмы выпирания $h_i D$;

$$\xi_i = \frac{\bar{L}_i}{h_i D} \leqslant 1; \qquad (296)$$

при $\xi_i > 1$ принимается $\xi_i = 1$

$$D = tg\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (297)$$

где h_i — заглубление фундамента со стороны надвигающегося на него грунта, м;

a_i — средняя ширина пазухи засыпанного грунта, м;

x_i — расстояние в м от оси отсека до фундамента под i-й стеной, м;

γ — объемный вес грунта засыпки с учетом его естественного уплотнения к моменту подработки здания, т/м^3;

$E_{гi}$, $E_з$ — боковые модули деформации соответственно для грунта с ненарушенной структурой ($E_г = 0{,}5\,E_{гр}$) и грунта засыпки ($E_з$), принимаемые в зависимости от возраста засыпки к моменту подработки;

E_0, $E_к$ — то же, что и в формуле (272); $E_к$ принимается в зоне сжатия равным $0{,}5 \cdot 10^{-3}$; в зоне растяжения $E_к = 1{,}5 \cdot 10^{-3}$

$$N_{дi} = l_n\, t_{дi}. \qquad (298)$$

Примечания: 1. В формулах (294), (295) величина D принимается для грунта ненарушенной структуры.

2. При устройстве фундаментов враспор со стенками траншеи физические характеристики грунта γ; C и φ следует принимать для грунта ненарушенной структуры. При этом в формуле (295) принимается $a_i = 0$.

3. Если по условию производства работ по закладке фундаментов в проекте нет специальных оговорок, то для расчетов размер пазухи засыпки допускается принимать равным 0,4 м.

6.17. Стены подвала (фундаментные стены) должны дополнительно проверяться на боковое нормальное давление грунта $t_{дi}$ и на внецентренное сжатие с учетом вертикальных нагрузок. При этом стену можно рассматривать как простую балку, опорами для которой являются: внизу — железобетонный фундаментный пояс и вверху — цокольный пояс или перекрытие под подвалом. Такая проверка должна обязательно выполняться для наружных стен при воздействии деформаций сжатия.

6.18. Податливая конструктивная схема фундаментов обеспечивается применением шва скольжения, отделяющего податливые конструкции, имеющие контакт с грунтом, от вышерасположенных.

6.19. Податливые фундаменты по характеру их взаимодействия с основанием работают по двум схемам деформаций:

первая — элементы податливых фундаментов сдвигаются вдоль стен по шву скольжения (рис. 55,$а$);

вторая — элементы податливых фундаментов наклоняются из плоскости стен (рис. 55,$б$).

6.20. Нагрузки по шву скольжения при податливых фундаментах обуславливаются:

силами трения от сдвига фундаментов по шву скольжения;

наклоном фундаментов из плоскости стен.

6.21. При устройстве шва скольжения ниже планировочной отметки (например, над фундаментными подушками) конструкции фундаментов ниже шва работают по податливой схеме, а выше — по жесткой (комбинированная конструктивная схема фундаментов): при этом нагрузки от сдвигающих сил по боковым поверхностям и от нормального давления грунта учитываются по жесткой схеме на высоте от планировочных отметок (или пола подвала) до отметки шва скольжения, а ниже шва скольжения — по податливой.

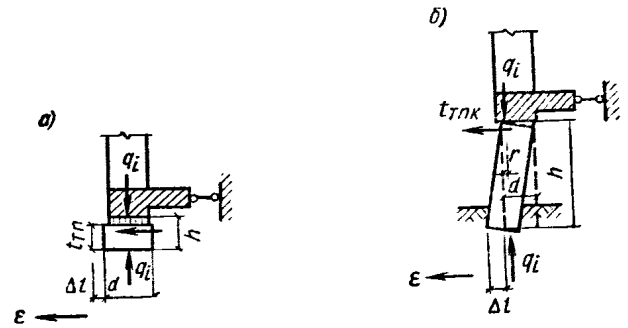


Рис. 55. Схемы податливых фундаментов при воздействии горизонтальных деформаций земной поверхности
а — фундамент, сдвигающийся по шву скольжения; *б* — фундамент, наклоняющийся из своей плоскости (плоскости стены)

6.22. Коэффициенты трения по шву скольжения принимаются по табл. 66.

Таблица 66

Материал заполнения шва скольжения	Расход материала, кг/м²	Коэффициент трения
Два слоя пергамина с прослойкой:		
молотого графита	0,25	0,2
щипаной слюды	1,0	0,3
инертной пыли	1,0	0,4

6.23. Граница между первой и второй схемами деформаций податливых фундаментов ориентировочно определяется по формуле

$$\frac{d}{h} = 2f, \qquad (299)$$

где d и h — толщина и высота фундаментной стены или фундаментного блока от уровня шва скольжения до фундаментной подушки, а при ее отсутствии — до подошвы фундаментов;
f — коэффициент трения по шву скольжения, принимаемый по табл. 66.

Если левая часть неравенства (299) больше правой, то конструкция будет работать по первой схеме, а если меньше правой — по второй схеме деформации.

В случае применения блоков со скосами в формуле (299) следует принимать размер горизонтальной площадки d', который должен быть не менее 10 см.

6.24. Суммарные продольные нагрузки растяжения или сжатия по шву скольжения по первой схеме деформаций фундаментов определяются по формуле

$$N^{\text{п}} = 0{,}8\left(N^{\text{п}}_{\text{т}} + N^{\text{п}}_{\text{т.п}}\right), \qquad (300)$$

где $N^{\text{п}}_{\text{т}}$ — нагрузка, вызванная силами трения по шву скольжения при сдвиге фундаментов вдоль пояса рассчитываемой стены, определяется по формуле (301);
$N^{\text{п}}_{\text{т.п}}$ — нагрузка, вызванная силами трения при сдвиге фундаментов по шву скольжения под примыкающими стенами и передающаяся на железобетонный пояс под рассчитываемой стеной, определяется по формуле (302).

6.25. Нагрузка $N^{\text{п}}_{\text{т}}$ в любом сечении x определяется по формуле

$$N^{\text{п}}_{\text{т}} = m_1 (l - x)\, q\, f, \qquad (301)$$

где l — полудлина рассчитываемой стены, м;
x — расстояние в м от оси отсека до рассматриваемого сечения ($0 \leqslant x \leqslant l$);
q — вертикальная нормативная погонная нагрузка под рассчитываемой стеной в уровне шва скольжения, т/пог. м;
f — коэффициент трения по шву скольжения, принимаемый по табл. 66;
m_1 — коэффициент условий работы, учитывающий неполное развитие силы трения по шву скольжения; принимается по графику рис. 56 в зависимости от длины отсека.

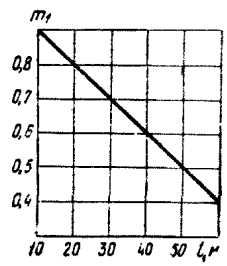


Рис. 56. График коэффициента m_1

6.26. Нагрузка $N^{\text{п}}_{\text{т.п}}$ в любом сечении x рассматриваемого пояса от сдвига фундаментов под примыкающими стенами определяется по формуле

$$N^{\text{п}}_{\text{т.п}} = m'_1 l_{\text{п}} \sum_{i=1}^{n} t^{\text{п}}_{\text{т.п}\,i}, \qquad (302)$$

где m'_1 — коэффициент условий работы, учитывающий неполное развитие силы трения по шву скольжения; принимается по табл. 67 в зависимости от количества примыкающих стен на участке $l - x$;
$l_{\text{п}}$ — тяготеющая длина стен, примыкающих к рассчитываемой, м;
$t^{\text{п}}_{\text{т.п}\,i}$ — максимальная сила трения по шву скольжения в т/пог. м под i-й примыкающей стеной, приложенная перпендикулярно поясу и определяемая по формуле (303);
n — число примыкающих стен на участке $l - x$.

$$t^{\text{п}}_{\text{т.п}\,i} = f q_i, \qquad (303)$$

где q_i — вертикальная нормативная погонная нагрузка в уровне шва скольжения под i-й примыкающей стеной, т/п.м;
f — коэффициент трения по шву скольжения, принимаемый по табл. 66.

Примечание. При расчете i-го пояса на поперечную силу в формуле (303) должен учитываться коэффициент m'_1, принимаемый по табл. 67 при $n = i$.

6.27. Суммарная продольная нагрузка растяжения или сжатия в любом сечении по второй схеме деформаций фундаментов под примыкающими стенами определяется по формуле

Таблица 67

Количество учитываемых стен на участке l—x,	Коэффициент условий работы m_1'
1	1,0
2	0,85
3	0,70
4	0,60
5	0,50
⩾ 6	0,40

$$N^{\text{п}} = 0{,}8\left(N_{\text{т}}^{\text{п}} + N_{\text{т.п.н}}^{\text{п}} + N_{\text{д.н}}^{\text{п}}\right), \qquad (304)$$

где $N_{\text{т}}^{\text{п}}$ — нагрузка, вызванная силами трения по шву скольжения при сдвиге фундаментов вдоль пояса рассчитываемой стены, определяемая по формуле (301) по первой схеме деформаций фундаментов;

$N_{\text{т.п.н}}^{\text{п}}$ — нагрузка, вызванная наклоном фундаментов примыкающих стен и передающаяся на поясе под рассчитываемой стеной, определяется по формуле (305);

$N_{\text{д.н}}^{\text{п}}$ — нагрузка, вызванная нормальным давлением сдвигающегося грунта на наклоняющиеся фундаменты примыкающих стен, определяется по формуле (314).

6.28. Нагрузка $N_{\text{т.п.н}}^{\text{п}}$ в любом сечении x определяется по формуле

$$N_{\text{т.п.н}}^{\text{п}} = l_{\text{п}} \sum_{i=1}^{n} t_{\text{т.п.н}\,i}^{\text{п}} = l_{\text{п}} \sum_{i=1}^{n} \frac{q_i}{h_i} r_i, \qquad (305)$$

где h_i — высота в м наклоняющихся фундаментов (рис. 57);

r_i — плечо вертикальных сил, определяемое по формуле (306);

$l_{\text{п}}$; q_i; n — то же, что и в формулах (302) и (303).

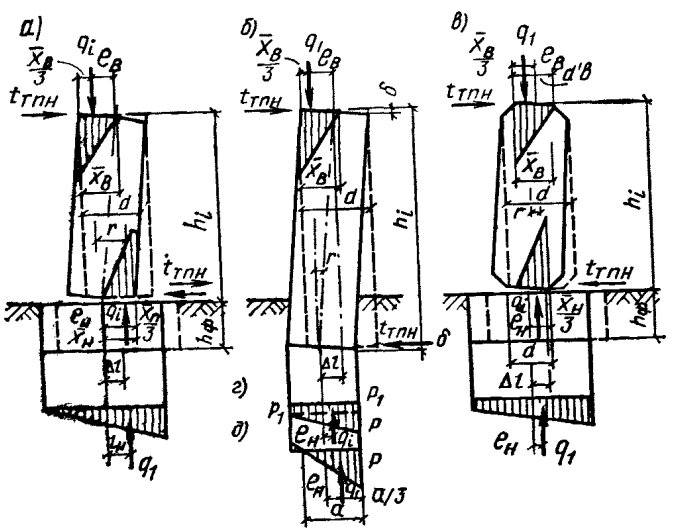


Рис. 57. Схемы эпюр напряжений, возникающих в фундаментах при их наклонах

а — при наличии фундаментной подушки; *б* — при отсутствии фундаментной подушки; *в* — при наличии скосов; *г* и *д* — трапециевидная и треугольная эпюры отпора грунта

Примечание. Если собственный вес наклоняющейся фундаментной стены не более 0,1 q_i, то при определении усилий $t_{\text{т.п.н}\,i}^{\text{п}}$ он может не учитываться. Если собственный вес фундаментной стены больше 0,1 q_i, то половина его должна приплюсовываться к q_i.

6.29. Плечо вертикальных сил (рис. 57) определяется по формуле

$$r_i = e_{\text{в}} + e_{\text{н}} - \Delta l_i, \qquad (306)$$

где $e_{\text{в}}$ и $e_{\text{н}}$ — соответственно эксцентриситеты вертикальных нагрузок вверху и внизу фундаментов относительно оси наклонившегося фундамента, определяемые по формулам (307), (311) и (312);

а) при наличии фундаментной подушки (рис. 57, *а*)

$$e_{\text{в (н)}} = \frac{d}{2} - \frac{\bar{x}_{\text{в (н)}}}{3}, \qquad (307)$$

где d — ширина наклоняющегося фундамента (при наличии скосов принимается d'), м;

$\bar{x}_{\text{в(н)}}$ — длина основания треугольной эпюры напряжения вверху и внизу фундаментов

$$\bar{x}_{\text{в (н)}} = h_i \sqrt{\frac{q_i}{E_{\text{в (н)}}} \frac{1}{\Delta l_i}}; \qquad (308)$$

Δl_i — горизонтальная подвижка фундаментов, определяемая по формуле

$$\Delta l_i = n_{\text{в}}\, m_{\text{в}}\, \varepsilon_0\, x_i; \qquad (309)$$

$E_{\text{в(н)}}$ — модуль деформации фундаментов стены в уровне шва скольжения (*б*) и фундаментной подушки (н), определяется по формуле

$$E_{\text{в (н)}} = K_1 K_2 K_3 E_{\text{б}}; \qquad (310)$$

K_1 — коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки,

$$K_1 = 0{,}5;$$

K_2 — коэффициент, учитывающий снижение модулей упругости за счет концентрации краевых напряжений в бетоне (кладке),

$$K_2 = 0{,}6;$$

K_3 — коэффициент, учитывающий снижение модуля упругости за счет пластической прокладки в шве скольжения; рекомендуется принимать K_3=0,65 (в уровне фундаментной подушки при отсутствии пластической прокладки K_3=1);

$E_{\text{б}}$ — начальный модуль упругости бетона цокольного пояса или кладки наклоняющегося фундамента (принимается меньшая величина);

E_0 — ожидаемая величина относительных горизонтальных деформаций;

x_i — расстояние от оси отсека до i-й примыкающей стены, м;

б) при отсутствии фундаментной подушки (рис. 57, *б*) $e_{\text{в}}$ определяется по формуле (307), а $e_{\text{н}}$ в зависимости от вида эпюры отпора грунта:

при трапециевидной эпюре отпора (рис. 57, *г*), когда $P < \frac{2q_i}{d}$:

$$e_{\text{н}} = \frac{1}{12} \times \frac{P}{q_i} d^2 = \frac{1}{12} K \Delta l_i \frac{d^2}{q_i h_i}; \qquad (311)$$

при треугольной эпюре отпора грунта (рис. 57,*д*), когда $P > \frac{2q_i}{d}$,

$$e_н = \frac{d}{2} - \frac{a}{3}, \qquad (312)$$

где P — максимальное добавочное краевое напряжение по подошве фундаментов, т/м²

$$P = K\delta = K\Delta l_i \frac{d}{h_i}; \qquad (313)$$

K — коэффициент жесткости основания в т/м³ для данного фундамента, определяемый по формуле (365) настоящего Руководства;

δ — врезание угла фундамента в основание при его наклоне;

a — длина треугольной эпюры отпора грунта, $a = \frac{2q_i}{p}$;

d и h — ширина и высота наклоняющихся фундаментов;

Δl_i — по формуле (309); q_i — то же, что в формуле (303).

6.30. Нагрузка $N^{п}_{д.н}$, вызванная нормальным давлением сдвигающегося грунта при наклоне фундаментов примыкающих стен на величину Δl (рис. 58), определяется по формуле

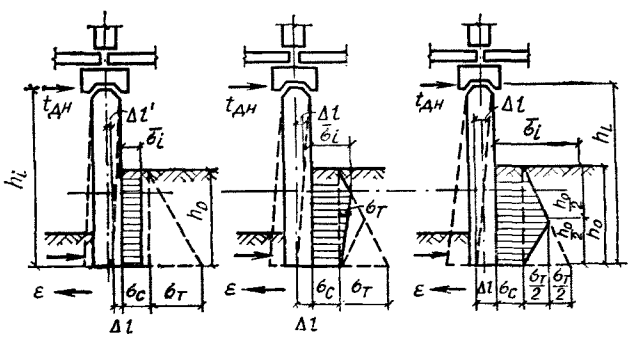


Рис. 58. Схемы эпюр бокового давления, вызванного смятием грунта при наклоне фундаментов

$$N^{п}_{д.н} = l_п \sum_{i=1}^{n} t^{п}_{д.н\,i}, \qquad (314)$$

где $l_п$ — тяготеющая длина примыкающих стен, м;

$t^{п}_{д.н\,i}$ — погонная горизонтальная нагрузка на пояс примыкающей стены, равная опорной реакции от нормального давления; определяется по формулам (315) — (317) в зависимости от вида эпюры нормального давления грунта:

а) если $\bar{\sigma}_i \leqslant \sigma_c$,

$$t^{п}_{д.н\,i} = \bar{\sigma}_i \frac{h_1^2}{2h_i}; \qquad (315)$$

б) если

$$\sigma_c < \bar{\sigma}_i < \left(\sigma_c + \frac{\sigma_т}{2}\right),$$

$$t^{п}_{д.н\,i} = \frac{\sigma_c + \bar{\sigma}_i}{2} \frac{h_1^2}{2h_i}; \qquad (316)$$

в) если

$$\bar{\sigma}_i \geqslant \left(\sigma_c + \frac{\sigma_т}{2}\right),$$

$$t^{п}_{д.н\,i} = \left(\sigma_c + \frac{\sigma_т}{4}\right) \frac{h_1^2}{2h_i}, \qquad (317)$$

где $\bar{\sigma}_i$ — напряжения в т/м², вызываемые обмятием грунта, определяются по формуле

$$\bar{\sigma}_i = \frac{\Delta l'}{h_1 \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)} E_г = \frac{\Delta l_i}{h_i \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)} E_г; \qquad (318)$$

σ_c и $\sigma_т$ — компоненты напряжений при пассивном давлении грунта, учитывающие сцепление и трение грунта, определяются по формулам:

$$\sigma_c = 2c \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right); \qquad (319)$$

$$\sigma_т = \gamma h_1 \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (320)$$

Здесь h_i и h_1 — высота наклоняющегося фундамента и его заглубление со стороны надвигающегося грунта, м;

$\Delta l'$ — величина обмятия грунта

$$\Delta l' = \Delta l_i \frac{h_1}{h_i}; \qquad (321)$$

Δl_i — по формуле (309);

$E_г$ — модуль горизонтальной деформации грунта с учетом засыпки пазух, рекомендуется определять по формуле

$$E_г = (0{,}15 + 0{,}015T) E_в \leqslant 0{,}3 E_в; \qquad (322)$$

T — возраст здания в годах к моменту его подработки;

$E_в$ — модуль вертикальной деформации грунта на уровне $\frac{h_1}{2}$;

γ — объемный вес грунта засыпки в т/м³ с учетом его естественного уплотнения к моменту подработки здания.

Примечания: 1. При устройстве фундаментов враспор со стенками траншей физические характеристики грунта γ, c и φ следует принимать для грунта ненарушенной структуры.

2. Если заглубление фундаментов под внутренние стены $h_1 < 0{,}25$ м, то при отношении $h_1 : h_i < 0{,}25$ нагрузки $t^{п}_{д.н\,i}$ могут не учитываться.

6.31. Наклоняющиеся фундаменты следует рассчитывать на внецентренное сжатие. Опорные изгибающие моменты вверху ($M_в$) и внизу ($M_н$) определяются по формулам:

$$M_в = q_i e_в; \qquad (323)$$

$$M_н = q'_i e_н, \qquad (324)$$

где $e_н$, $e_в$ — эксцентриситеты вертикальных нагрузок вверху и внизу наклоняющегося фундамента, определяемые по формулам (307), (311) или (312);

q_i, q'_i — вертикальные нормативные погонные нагрузки на наклоняющийся фундамент в уровне шва скольжения (вверху) и уровне верха фундаментной подушки.

Кроме того, наклоняющийся фундамент должен быть рассчитан на изгибающий момент от бокового давления грунта в соответствии с эпюрами нагрузок по рис. 58, отнесенные к 1 п. м длины фундаментов.

Примечания: 1. Устройство скосов в верхней и нижней плоскостях фундаментных блоков, помимо снижения усилий в них и в поясе, целесообразно также по условиям их расчета на внецентренное сжатие с учетом опорных изгибающих моментов $M_в$ и $M_н$.

Применение скосов наиболее целесообразно для зданий с поперечными несущими стенами при наличии подвала или технического подполья.

2. Если плечо вертикальных сил, определяемое по формуле (306), получается отрицательным (при $e_в + e_н < \Delta l_i$), то усилие $N^п_{т.п.н}$ в поясе будет также отрицательным (его знак будет противоположным знаку относительной деформации грунта). При этом суммарная величина усилия $N^п$, определяемая по формуле (304), уменьшается.

6.32. При комбинированной схеме фундаментов, когда шов скольжения устраивается ниже уровня грунта (например, над фундаментными подушками), продольная нагрузка по шву скольжения в любом сечении определяется по формуле

$$N^п = 0{,}8\left(N^п_т + N^п_{т.п} + N_б + N_д\right), \qquad (325)$$

где $N^п_т$ и $N^п_{т.п}$ — значения те же, что и в формуле (300);

$N_б$ — нагрузка, вызванная силами трения грунта по боковым поверхностям контакта, определяемая по формулам (283) — (287), при среднеарифметическом заглублении стен фундамента $h_{ср}$ до уровня шва скольжения;

$N_д$ — нагрузка, вызванная нормальным давлением сдвигающегося грунта на фундаменты стен, примыкающих к рассчитываемой; определяется по формуле (293) при заглублении фундаментов от поверхности грунта (пола подвала) до отметки шва скольжения.

6.33. Несущие жесткие фундаментные плиты рассчитываются на растяжение под воздействием горизонтальных деформаций земной поверхности в продольном и поперечном направлениях здания.

6.34. Толщина плиты принимается по расчету на вертикальные нагрузки.

6.35. Несущие фундаментные плиты рассчитываются на нагрузки от трения грунта по подошве фундаментов. Силы трения по боковым поверхностям наружных фундаментных стен учитываются отдельно (см. п. 6.39).

6.36. Суммарные продольные нагрузки в любом сечении плиты определяются по формуле

$$N = 0{,}8\,N_т, \qquad (326)$$

где $N_т$ — нагрузки от сил трения сдвигающегося грунта по подошве фундаментов, определяемые по формулам (275)—(279).

6.37. Предельное сопротивление грунта сдвигу $t_т$ и предельный сдвиг грунта Δ под плитой следует определять соответственно по формулам (273) и (271) настоящего раздела при погонной нагрузке q на всю ширину плиты. При этом кратковременные нагрузки (ветровая и др.) не учитываются.

Расстояние x_0 от оси отсека до точки, соответствующей предельному сдвигу, определяется по формуле (272).

6.38. Нагрузки $N_б$ определяются по формулам (283)—(287) в зависимости от погонной нагрузки, определяемой по формуле (280). Полученные нагрузки $N_б$ распределяются между плитой и стеной по закону треугольника.

Примечание. При заглублении плиты менее 1,5 м допускается нагрузку $N_б$ не учитывать.

6.39. Наружные фундаментные стены должны проверяться на боковое нормальное давление грунта $t_д$, при воздействии деформаций сжатия в соответствии с рекомендациями п. 6.17.

6.40. Гибкие железобетонные плиты, устраиваемые в уровне пола подвала, рассчитываются на растяжение и сжатие от воздействия горизонтальных деформаций земной поверхности в продольном и поперечном направлениях здания.

6.41. Плита делится на расчетные участки по направлению действия горизонтальных деформаций. Такими расчетными участками следует считать:

а) зоны плиты, примыкающие к продольным стенам (участки I и II, рис. 59). Расчетная ширина плиты принимается:

при устройстве плиты по схеме рис. 59,*а*

$$b_{пл} = b_ф + 2\,h_{пл}; \qquad (327)$$

при устройстве плиты по схеме рис. 59,*б*

$$b_{пл} = b + h_{пл_1}, \qquad (328)$$

где $b_ф$ и b — ширина фундаментной стены и фундаментной подушки, м;

$h_{пл}$ — толщина плиты, м;

б) средние зоны плиты (участок *III*, рис. 59,*а*, *б*).

6.42. Фундаментные плиты рассчитываются на горизонтальные нагрузки от сил трения по подошве фундаментов и боковым поверхностям (участок *I*), а также от сил нормального давления на наружные стены.

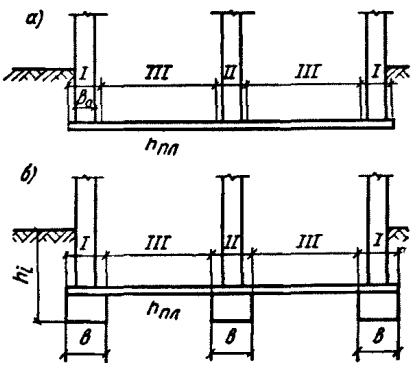


Рис. 59. Схемы гибких фундаментных плит

а — плита без фундаментных подушек; *б* — плита с фундаментными подушками

6.43. Суммарные продольные нагрузки (т) в любом сечении плиты определяются по формулам:

а) для зон плиты, примыкающих к продольным стенам,

$$N = 0{,}8\,(N_т + N_б); \qquad (329)$$

для средних зон плиты

$$N = 0{,}8\,(N_т + N_{т.п} + N_д); \qquad (330)$$

Нагрузки $N_т$ определяются по формулам (275)—(278) в зависимости от погонной нагрузки на пояс $t_т$, определяемой по формуле (273), в которой $b = b_{пл}$, а q принимается равной погонной нагрузке на основание от стены для I и II зон и полезной длительной нагрузке на плиту с учетом собственного веса плиты — для III зоны.

Нагрузки $N_б$ — определяются по формулам (283)—(287) в зависимости от погонной нагрузки, определяемой по формуле

$$t_б = C_б h + h^2 K_б \cdot 0{,}5, \qquad (331)$$

где h — заглубление фундамента до подошвы плиты, м;

$C_б$ и $K_б$ — по формуле (280).

Нагрузки $N_{т.п}$ определяются по формуле (288) с учетом нагрузок q_i на основание от примыкающих поперечных стен.

Нагрузки $N_д$ определяются по формуле (293) от воздействия нормального давления грунта только на торцевые наружные стены (от воздействия деформаций сжатия).

6.44. Наружные фундаментные стены должны проверяться на боковое нормальное давление грунта $t_{дi}$ при воздействии деформаций сжатия в соответствии с рекомендациями п. 6.17.

6.45. Дополнительные нагрузки на плиты, отделенные от бетонной подготовки швом скольжения, от воздействия горизонтальных деформаций земной поверхности определяются в зависимости от типа плиты — жесткой или гибкой по вертикали.

6.46. При жесткой плите суммарная продольная нагрузка $N^п$ в любом ее сечении по длине (или ширине) определяется по формуле

$$N^п = 0{,}8\, N^п_т, \qquad (332)$$

где $N^п_т$ — нагрузка, вызванная силами трения или сдвигающими силами по шву скольжения, определяемая по формуле (301).

В формуле (301) q принимается для всей ширины плиты. Расчет допускается вести также при нагрузке q на 1 п. м плиты шириной $b = 1$ м.

6.47. При определении нагрузок на гибкие железобетонные плиты, последние делятся на расчетные участки в соответствии с п. 6.41.

Суммарные продольные нагрузки $N^п$ (т) в любом сечении плиты определяются по формулам:

а) для I зоны плиты (рис. 59)

$$N^п_I = 0{,}8\left(N^п_{т\,I} + N_б\right); \qquad (333)$$

б) для III зоны плиты

$$N^п_{III} = 0{,}8\left(N^п_{т\,III} + N^п_{т.п} + N_д\right), \qquad (334)$$

где $N^п_{т\,I}$ — нагрузки, вызываемые силами трения или сдвигающими силами по шву скольжения; определяются по формуле (301) (расчет ведется для плиты шириной $b_{пл}$, определяемой в соответствии с п. 6.41); $N^п_{т\,III}$ — нагрузки, определяемые аналогично нагрузке $N^п_I$ для плиты шириной $b = 1$ м при нагрузке, равной полезной длительной нагрузке на плиту с учетом ее собственного веса;

$N^п_{т.п}$ — нагрузки, вызываемые силами трения или сдвигающими силами по шву скольжения под примыкающими стенами; определяются по формуле (302);

$N_б$ — нагрузки, вызываемые силами трения по боковой поверхности; определяются по формулам (283)—(287) в зависимости от погонной нагрузки $t_б$, принимаемой по формуле (331) при заглублении фундаментов до отметки шва скольжения;

$N_д$ — нагрузки, вызываемые нормальным давлением на торцевые стены; определяются по формуле (293) при проверке плиты на деформации сжатия.

Примечания: 1. Для II зоны усилия $N^п$ определяются по формуле (333) без учета $N_б$.

2. Для гибких фундаментных плит применение для шва скольжения рубероида не рекомендуется, за исключением случаев, когда он одновременно выполняет функции гидроизоляции плиты.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЖЕСТКОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ЗДАНИЯ

6.48. Жесткостные характеристики здания с поперечными и продольными несущими стенами (см. рис. 49), в которых панели перекрытий размером на комнату опираются по всему контуру или трем сторонам и связаны между собой расчетными связями, определяются для здания в целом, считая, что осадки продольных стен в каждом поперечном сечении одинаковы.

6.49. В зданиях с продольными несущими стенами расчет каждой стены производится отдельно, соответственно определяются и жесткостные характеристики.

6.50. Жесткостные характеристики зданий (стен) определяются с учетом надземной и подземной (фундаментно-подвальной) частей.

Если фундаментно-подвальная часть и стены соединены между собой жестко, то при определении жесткостных характеристик они рассматриваются как единое целое.

Если подземная (фундаментно-подвальная) часть представляет собой жесткую конструкцию, отделенную от надземной части швом скольжения, то жесткостные характеристики всего здания (стены) определяются как сумма жесткостных характеристик надземной и подземной частей здания.

Если подземная часть здания (стены) представляет собой податливую конструкцию, отделенную от надземной части швом скольжения, то при определении жесткостных характеристик она в расчет не принимается.

6.51. При вычислении жесткостных характеристик элементов зданий (панелей, перемычек, железобетонных поясов, узловых соединений и т. п.) следует учитывать ползучесть бетона (кладки) при длительном действии нагрузки, микротрещинообразование и податливость стыковых соединений:

а) снижение жесткости сжатых и изгибаемых элементов (при отсутствии в них трещин) при длительном действии нагрузки допускается производить путем снижения начальных модулей упругости материала панелей (E_0 и $G_0 = 0{,}4\ E_0$), соответствующие коэффициенты для определения расчетных модулей равны: для тяжелого и легкого бетона — 0,5; для ячеистых бетонов — 0,4;

б) изгибная жесткость B элементов конструкций (перемычек, простенков, цоколя), в которых возможно микротрещинообразование, определяется по рекомендациям главы СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций и других нормативных документов в зависимости от материала стены;

в) жесткость растянутых элементов следует определять с учетом ползучести бетона при длительном действии нагрузки, микротрещинообразования и податливости стыковых соединений по указаниям п. 6.58 настоящего Руководства.

Определение сдвиговой жесткости

6.52. Приведенная сдвиговая жесткость (GF) коробки здания в целом вычисляется как сумма приведенных сдвиговых жесткостей наружных и внутренних стен.

Приведенные сдвиговые жесткости стен определяются как сопротивление единичному перекосу участков, равных половине расчетной длины здания.

6.53. Приведенная сдвиговая жесткость (GF) внутренней продольной стены (рис. 60), ослабленной вертикальными рядами дверных проемов кирпичных, блочных, панельных зданий, вычисляется по формуле

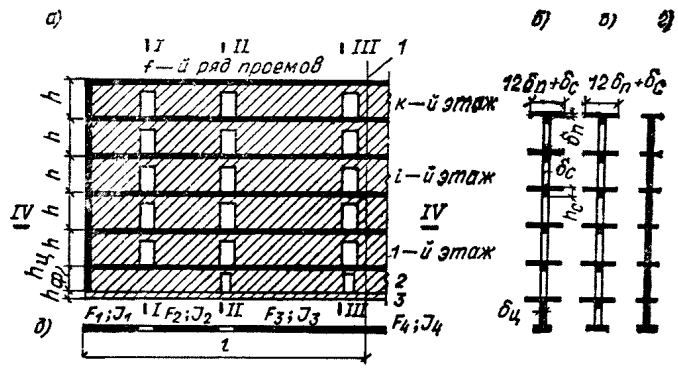


Рис. 60. Схема внутренней продольной стены

а — развертка стены; *б* — сечение *I — I*; *в* — сечение *II — II*; *г* — сечение *III — III*; *д* — сечение *IV — IV*; *1* — ось симметрии; *2* — цоколь; *3* — фундамент

$$\frac{l}{[GF]_{вн}} = \sum_{f=1}^{g} \frac{l_f}{[GF]_f} + \frac{l - \sum_{1}^{g} l_f}{G_{вн} F_{ст}}, \qquad (335)$$

где g — число участков, ослабленных проемами, на половине расчетной длины здания;

l — половина расчетной длины здания;

l_f — ширина проемов f-го вертикального ряда дверных проемов в надземной части стены;

$F_{ст}$ — приведенная площадь вертикального сечения сплошного участка стены (приведенная к модулю упругости материала надземной части стены);

$G_{вн}$ — модуль сдвига материала надземной части стены;

$[GF]_f$ — приведенная сдвиговая жесткость f-го участка стены, ослабленного проемами только в надземной части, определяемая по формуле

$$[GF]_f = K \frac{12 B_f}{l_f^2} + G_ц F_ц. \qquad (336)$$

В случае наличия проема шириной $l_{цf}$ также и в цокольной части f-го участка стены второе слагаемое формулы (336) принимается равным

$$\frac{12 B_{ц\,f} l_f}{l_{ц\,f}^3}. \qquad (337)$$

В формулах (336) и (337):

K — количество этажей;

B_f; $B_{цf}$ — изгибные жесткости перемычек соответственно в надземной и цокольной частях стены;

$G_ц$; $F_ц$ — соответственно модуль сдвига и площадь поперечного сечения цокольной части стены.

В случае платформенного стыка панелей перекрытий к изгибной жесткости перемычек (B_f) следует добавлять изгибную жесткость прилегающих участков перекрытий. Ширину прилегающих участков перекрытий допускается принимать равной шести толщинам перекрытий (с каждой стороны).

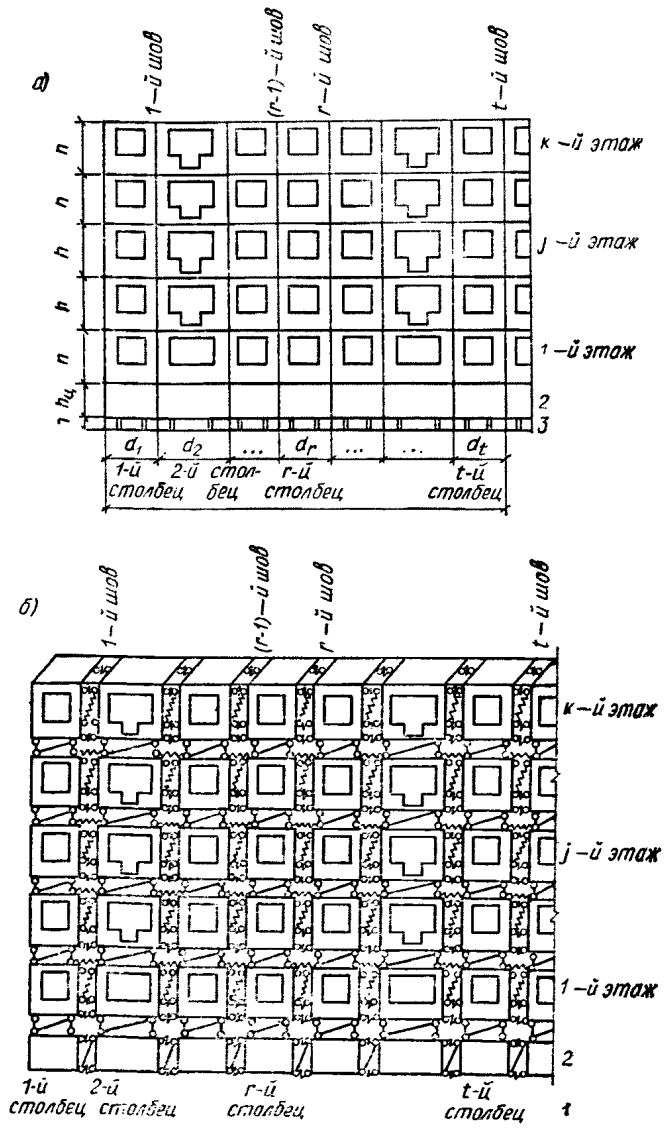


Рис. 61. Схема наружной продольной стены

а — развертка стены; *б* — расчетная схема; *1* — ось симметрии (совпадает с *t*-м швом); *2* — цоколь; *3* — фундамент

6.54. Приведенная сдвиговая жесткость наружной продольной стены панельного здания (рис. 61, *а*, *б*) определяется по формуле

$$[GF]_н = \frac{l}{\sum_{r=1}^{t} \frac{d_r}{[GF]_r}}, \qquad (338)$$

где t — число вертикальных столбцов панелей на половине расчетной длины здания;

d_r — ширина панелей r-го вертикального столб-

ца (расстояние между вертикальными стыками);

$[GF]_r$ — приведенная сдвиговая жесткость r-го вертикального столбца панелей, равная

$$[GF]_r = \sum_{j=1}^{k} \frac{h\,\eta_{jr}}{d_r} + [GF]_{\text{ц}}. \qquad (339)$$

Здесь h — высота этажа;

$[GF]_{\text{ц}}$ — приведенная сдвиговая жесткость цокольной части стены, определяемая по формуле

$$[GF]_{\text{ц}} = \frac{1}{\dfrac{1}{G_{\text{ц}} F_{\text{ц.н}}} + \dfrac{d_r^2}{12\,B_{\text{ц.н}}}}, \qquad (340)$$

где $B_{\text{ц.н}}$ и $F_{\text{ц.н}}$ — соответственно изгибная жесткость и площадь поперечного сечения цокольной части стены;

η_{jr} — жесткостная характеристика панели j-го этажа r-го вертикального столбца.

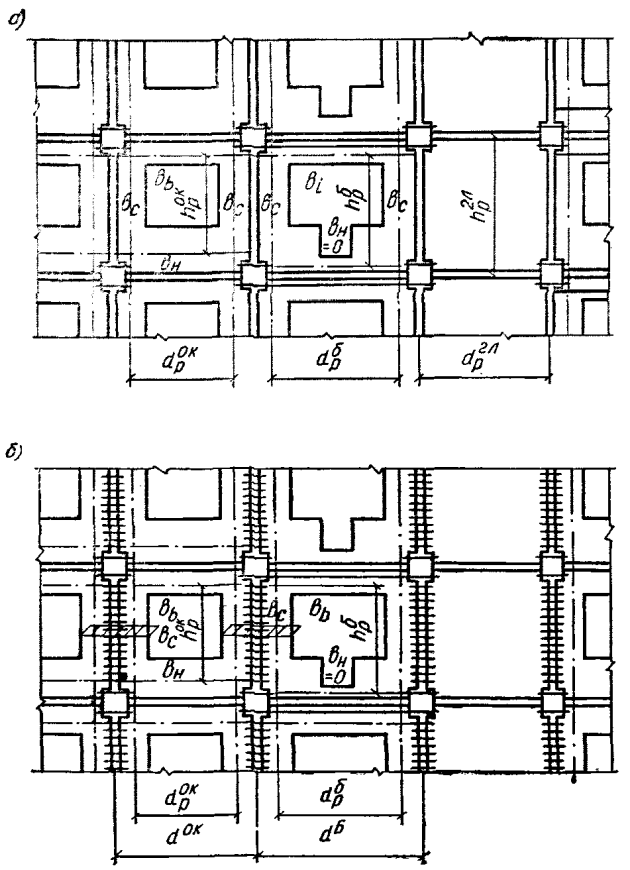


Рис. 62. К определению жесткостной характеристики панели при перекосе

а — соединение панелей только в углах; *б* — соединение панелей в вертикальных стыках рассредоточенными связями

Для глухих (без проемов) панелей (рис. 62,*а*)

$$\eta_{\text{гл}} = G\delta\, d_{\text{р}}^{\text{гл}}, \qquad (341)$$

где δ — суммарная толщина несущих слоев стеновой панели.

Характеристику $\eta_{\text{ок}}$ для панелей с оконными проемами допускается определять как для рамных конструкций.

Для панелей с одним оконным проемом при соединении панелей между собой только в углах (рис. 62,*а*)

$$\eta_{\text{ок}} = \frac{12}{h_{\text{р}}\, n}, \qquad (342)$$

где $n = i_{\text{в}} m^2 + i_{\text{н}} (1-m)^2 + 2 i_{\text{с}} (1 - 3m + 3m^2)$;

$$m = \frac{3 i_{\text{с}} + i_{\text{н}}}{6 i_{\text{с}} + i_{\text{н}} + i_{\text{в}}};$$

$$i_{\text{в}} = \frac{d_{\text{р}}}{B_{\text{в}}};\quad i_{\text{н}} = \frac{d_{\text{р}}}{B_{\text{н}}};\quad i_{\text{с}} = \frac{h_{\text{р}}}{B_{\text{с}}}.$$

Для балконной панели с дверными проемами (рис. 62,*а*)

$$m = 0{,}5;\quad n = 0{,}25\, i_{\text{в}} + 0{,}5\, i_{\text{с}}.$$

В этих формулах:

$h_{\text{р}}$ — расстояние между осями надоконной и подоконной перемычек;

$d_{\text{р}}$ — расстояние между осями простенков;

$B_{\text{в}}$, $B_{\text{н}}$ и $B_{\text{с}}$ — соответственно изгибные жесткости верхней и нижней перемычек и простенков панели.

При опирании перекрытий на наружные стены к изгибной жесткости верхней перемычки следует добавлять изгибную жесткость прилегающего участка перекрытия шириной, равной шести толщинам перекрытий, если последние соединены между собой расчетными жесткими связями. При отсутствии жестких связей перекрытия в расчет не принимаются.

При наличии рассредоточенных связей сдвига между перекрытием и верхней перемычкой допускается рассматривать их как работающие совместно.

Для панелей с одним проемом при соединении их между собой в вертикальных стыках с рассредоточенными по высоте замоноличенными связями (рис. 62,*б*)

$$\eta_{\text{ок}} = \frac{12}{h_{\text{р}}\, \bar{n}} \left(\frac{d}{d_{\text{р}}}\right)^2, \qquad (343)$$

где $\bar{n} = i_{\text{в}} \bar{m}^2 + i_{\text{н}} (1-\bar{m})^2 + 4\,\bar{i}_{\text{с}} \left(\dfrac{d}{d_{\text{р}}}\right)^2 \times$

$$\times (1 - 3\bar{m} + 3\bar{m}^2);$$

$$\bar{m} = \frac{6\,\bar{i}_{\text{с}} \left(\dfrac{d}{d_{\text{р}}}\right)^2 + i_{\text{н}}}{12\,\bar{i}_{\text{с}} \left(\dfrac{d}{d_{\text{р}}}\right)^2 + i_{\text{н}} + i_{\text{в}}};$$

$$i_{\text{в}} = \frac{d_{\text{р}}}{B_{\text{в}}};\quad i_{\text{н}} = \frac{d_{\text{р}}}{B_{\text{н}}};\quad \bar{i}_{\text{с}} = \frac{h_{\text{р}}}{\bar{B}_{\text{с}}}.$$

Для балконной панели с дверным проемом (рис. 62,*б*)

$$\bar{m} = 0{,}5;\quad \bar{n} = 0{,}25\, i_{\text{в}} + \bar{i}_{\text{с}} \left(\frac{d}{d_{\text{р}}}\right)^2.$$

В этих формулах

$\bar{B}_{\text{с}}$ — изгибная жесткость сечения, образованного простенками смежных панелей;

d — ширина панелей (расстояние между вертикальными стыками).

Жесткостную характеристику спаренной панели допускается определять как сумму жесткостных характеристик, определенных отдельно для каждой из составляющих ее панелей.

6.55. Сдвиговая жесткость наружной стены кирпичных и крупноблочных зданий определяется по формуле

$$[GF]_{н} = \frac{l}{\sum_{r=1}^{t} \frac{d_r}{[GF]_r}}, \qquad (344)$$

где l — полудлина здания, см;

t — количество шагов по осям простенков;

d_r — шаг по осям простенков, см;

$[GF]_r$ — сдвиговая жесткость в пределах одного шага

$$[GF]_r = \sum_{j=1}^{k} [GF]_{jп} + [GF]_{ц}, \qquad (345)$$

где $[GF]_{jп}$ — приведенная сдвиговая жесткость поперечного сечения пояса j-го этажа, определяемая по формуле

$$[GF]_{jп} \frac{1}{\frac{1}{G_{jп}F_{jп}} + \frac{d_z d_f}{12 B_{jп}}}, \qquad (346)$$

где $G_{jп}$ $F_{jп}$ $B_{jп}$ — соответственно модуль сдвига, площадь поперечного сечения и изгибная жесткость пояса;

d_f — ширина оконного проема;

$[GF]_{ц}$ — приведенная сдвиговая жесткость цокольной (фундаментной) части стены, определяемая по формуле (340).

Определение изгибной жесткости

6.56. Приведенная изгибная жесткость коробки здания определяется с учетом совместной работы продольных стен (включая подземную часть) и перекрытий (рис. 63).

В состав расчетного сечения вводятся:

в растянутой зоне — сквозные арматурные пояса панелей продольных стен и перекрытий, которые условно сосредотачиваются в уровне перекрытия;

в сжатой зоне — надпроемные и подпроемные участки продольных стен и перекрытий.

Площади сечения рабочей продольной арматуры растянутых и сжатых перекрытий учитываются на участках, примыкающих к расчетным связям. Ширина этих участков принимается равной трем толщинам перекрытия.

6.57. Приведенная изгибная жесткость коробки здания (или отдельной стены) при расчете на изгиб (при кривизне земной поверхности) — расчетная схема (рис. 64,*а*), определяется по формуле

$$[EI] = \sum_{i=1}^{m} [B]_{ц\,i} + y_0^2 \sum_{i=1}^{m} [EF]_{ц\,i} + \sum_{j=1}^{k} \frac{(y_j - y_0)^2}{\mu_j}, \qquad (347)$$

где m — количество продольных стен в поперечном сечении коробки здания;

y_j — расстояние от центра тяжести цокольной части здания до верхней грани перекрытия j-го этажа;

y_0 — расстояние от центра тяжести цокольной части здания (или нижнего расчетного пояса при отсутствии цоколя) до условной нейтральной оси вертикального сечения здания (или стены), определяемое по формуле

$$y_0 = \frac{\sum_{j=1}^{k} \frac{y_j}{\mu_j}}{\sum_{i=1}^{m} [EF]_{ц\,i} + \sum_{j=1}^{k} \frac{1}{\mu_j}}, \qquad (348)$$

где μ_j — приведенная податливость поясов j-го этажа, включая фундаментную часть, определяется по формуле

$$\mu_j = \frac{1}{[EF]_j} + \varkappa_j. \qquad (349)$$

В формуле (349)

$[EF]_j$ — жесткость всех поясов (перекрытий и продольных стен) j-го этажа поперечного сечения всей коробки здания или про-

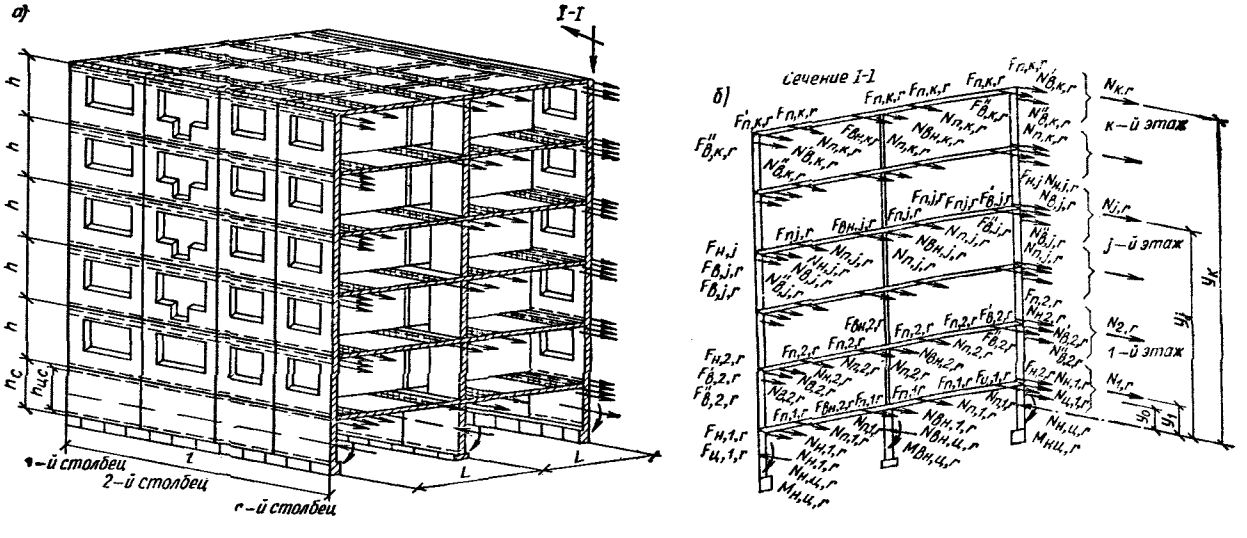


Рис. 63. К определению приведенной изгибной жесткости коробки здания
а — коробка здания; *б* — схема усилий в сечении *I—I* коробки здания

дольной стены, условно располагаемых при расчете в уровне перекрытия над j-м этажом;

$\varkappa_j$ — характеристика, учитывающая отклонение от закона плоских сечений при изгибе стены, определяемая по формуле

$$\varkappa_j = \frac{y_j}{d_{ср}\,[GF]_{j\,лев}} + \frac{y_j}{d_{ср}\,[GF]_{j\,пр}}, \qquad (350)$$

где $d_{ср} = \frac{l}{t}$ — усредненное расстояние между вертикальными стыками панелей наружных стен;

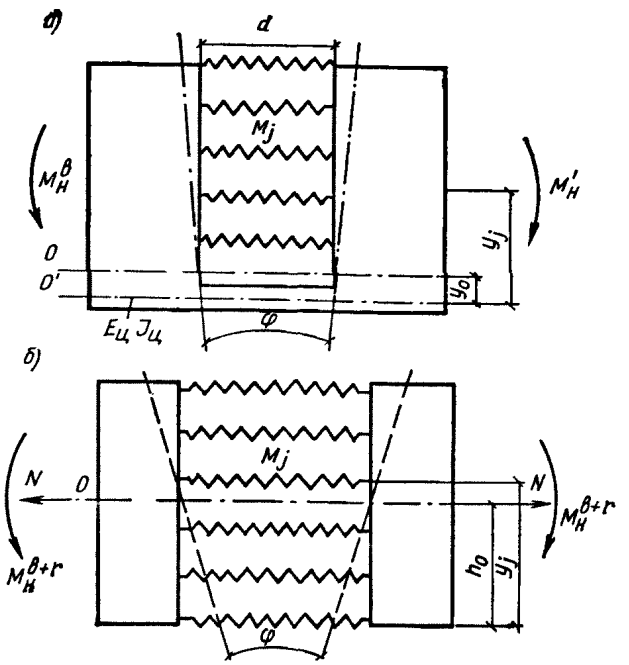


Рис. 64. Расчетные схемы зданий

а — расчетная схема здания при расчете на изгиб; *б* — расчетная схема здания при расчете на изгибе с растяжением

$[GF]_{j\,лев(пр)}$ — приведенные сдвиговые жесткости левой и правой (от рассматриваемого r-го сечения) частей коробки здания, определяемые по формулам:

$$[GF]_{j\,лев} = [GF]^{вн}_{j\,лев} + 2\sum_{i=1}^{r}\eta_{ji};$$

$$[GF]_{j\,пр} = [GF]^{вн}_{j\,пр} + 2\sum_{i=r+1}^{s}\eta_{ji}. \qquad (351)$$

Здесь $[GF]^{вн}_{j\,лев(пр)}$; $2\sum_{i=1}^{n}\eta_{ji}$ — приведенная горизонтальная сдвиговая жесткость соответственно внутренних и наружных продольных стен, расположенных слева (справа) от рассматриваемого r-го сечения $[GF]^{вн}_{j\,лев(пр)}$; определяется по формуле

$$[GF]^{вн}_{j\,лев(пр)} = G\Sigma F_{лев(пр)}. \qquad (352)$$

В этой формуле $\Sigma F_{лев(пр)}$ — суммарная площадь горизонтального сечения (в уровне проемов) участков внутренних продольных стен, расположенных слева (справа) от рассматриваемого r-го сечения.

При расчете отдельной стены формулы (351) приобретают вид:

при расчете наружной стены

$$[GF]_{j\,лев} = \sum_{i=1}^{r}\eta_{ji};\quad [GF]_{j\,пр} = \sum_{i=r+1}^{s}\eta_{ji}; \qquad (353)$$

при расчете внутренней стены

$$[GF]_{j\,лев(пр)} = [GF]^{вн}_{j\,лев(пр)}. \qquad (354)$$

В формулах (347) и (348)

$\sum_{i=1}^{m}[EF]_{цi}$ — жесткость подземной части здания в целом при растяжении или сжатии, равная сумме приведенных жесткостей подземных частей наружных и внутренних продольных стен и определяемая по аналогии с $[EF]i$;

$\sum_{i=1}^{m}[B]_{цi}$ — изгибная жесткость подземной части здания, равная сумме приведенных изгибных жесткостей подземных частей наружных и внутренних стен при расчете здания в целом, каждая из которых определяется по формуле

$$[B]_ц = \frac{1}{\frac{1}{B_{ц.б}} + \frac{2\lambda}{d_{ср.ц}\,h^2_{ц.с}}}, \qquad (355)$$

где $B_{ц.б}$ — изгибная жесткость цоколя, определяемая по формуле (170) главы СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций без учета возможного трещинообразования в теле цокольной панели;

$d_{ср.ц}$ — усредненное расстояние между вертикальными стыками цокольных панелей;

$h_{ц.с}$ — расстояние между арматурными поясами, расположенными у верхней и нижней граней подземной части здания;

λ — податливость стыкового соединения цокольных панелей, определяемая экспериментальным путем и зависящая от конструктивного решения стыка; для некоторых типов стыковых соединений значения λ при растяжении ($\lambda_р$) приведены в табл. 68, при отсутствии экспериментальных данных допускается принимать $\lambda=0$.

6.58. Жесткость армированного элемента при растяжении с учетом трещинообразования и податливости стыковых соединений определяется по формуле

$$[EF]_р = \frac{1}{\frac{\lambda_р}{d_{ср}} + \frac{\psi}{E_a F_{a\,j}}}, \qquad (356)$$

где $\lambda_р$ — податливость стыкового соединения, определяемая в зависимости от конструктивного решения стыка (см. п. 6.57);

ψ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участках между трещинами; для железобетонных растянутых элементов с учетом длительного действия нагрузки при

Таблица 68

Тип стыка	Характеристика и конструктивная схема стыка	Диаметр стержня, мм	Марка бетона панели	Марка бетона замоноличивания	Предельно допустимые растягивающие усилия в связях замоноличенных стыков между панелями фасадной наружной стены и коэффициенты податливости (на одну связь) при ширине раскрытия одной трещины в стыках			
					1 мм		0,3 мм	
					коэффициент податливости 10^{-5} см/кг	предельно допустимые усилия, кг	коэффициент податливости 10^{-5} см/кг	предельно допустимые усилия, кг
I	Замоноличенные стыки со сваркой выпусков	12	200 и выше	Тяжелый бетон марки 200	4,0	2500	1,7	1800
		12	150 и ниже		4,5	2200	1,9	1600
		10	200 и выше		5,0	2000	2,0	1500
		10	150 и ниже		5,0	1800	2,3	1300
II	Замоноличенные стыки с соединением петлевых выпусков неприваренными скобами	12	200 и выше		5,0	2000	2,3	1300
		12	150 и ниже		5,5	1800	2,5	1200
		10	200 и выше		6,0	1600	2,7	1100
		10	150 и ниже		6,5	1500	3,0	1100

Примечание. При плотном примыкании отгибов скоб к петлевым выпускам предельно допустимое усилие на одну связь повышается на 10%, а коэффициент податливости уменьшается на 10% по сравнению с характеристиками стыков типа II.

определении жесткостных характеристик здания коэффициент ψ допускается принимать равным 0,7.

Жесткость армированного элемента при сжатии определяется по формуле

$$[EF]_c = E_б F_{бj} + E_a F_{aj}, \qquad (357)$$

где $F_{бj}$ — площадь бетонного сечения рассматриваемого элемента;

F_{aj} — суммарная площадь арматуры в элементе.

При расчете кирпичных зданий с железобетонными поясами в стадии до образования трещин учитывается совместная работа кладки и пояса (как комплексной конструкции). В этом случае в формуле (356) вместо $E_a F_{aj}$ принимается $E_к F_{кj} + E_a F_{aj} \frac{600}{R_a}$,

где $E_к$ — модуль деформации кладки, определяемый по главе СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций;

$F_{кj}$ — площадь кирпичного сечения рассматриваемого элемента.

6.59. Приведенная изгибная жесткость здания при расчете на изгиб с растяжением и на изгиб со сжатием (при совместном действии вертикальных и горизонтальных деформаций) — расчетная схема рис. 64,*б*, определяется по формуле

$$[EI] = \sum_{j=1}^{k} \frac{1}{\mu_j} (y_j - y_0)^2, \qquad (358)$$

где y_0 — расстояние от низа цокольной части здания (или нижнего расчетного пояса при отсутствии цоколя) до условной нейтральной оси вертикального сечения здания.

Расстояние y_0 определяется по формуле

$$y_0 = \frac{\sum_{j=1}^{k} \frac{y_j}{\mu_j}}{\sum_{j=1}^{k} \frac{1}{\mu_j}}, \qquad (359)$$

где y_j — расстояние от низа цокольной части здания до верхней грани перекрытия j-го этажа.

Приведенная податливость поясов μ_j j-го этажа определяется по формуле (349).

Жесткость поясов $[EF]_j$ при расчете на изгиб с растяжением определяется по формуле (356), а при расчете на изгиб — со сжатием по формуле (357).

6.60. В случае, когда наружные продольные стены имеют двухрядную поясную разрезку (см. рис. 50), допускается учитывать при определении жесткостных характеристик здания пояса, образованные панелями, соединенными между собой расчетными связями.

Сдвиговая жесткость наружной стены определяется по формуле

$$[GF]_н = \sum_{j=1}^{k} [GF]_{jn} + [GF]_ц, \qquad (360)$$

где $[GF]_{jn}$ — приведенная сдвиговая жесткость поперечного сечения пояса j-го этажа определяется по формуле (340), так же как и $(GF)_ц$.

Изгибная жесткость всего здания определяется по формулам (347) или (358) с добавлением слагаемого $\sum_{j=1}^{k} [B]_j$, представляющего собой сумму приведенных изгибных жесткостей поясов, каждая из которых определяется по формуле (355). Одновременно с этим при вычислении μ_j в формулах (351) и (353) следует принимать $\eta_{ji}=0$, а в $(EF)_j$ площадь сечения поясов наружных стен не учитывать.

При наличии балконных проемов (более одного на каждую стену секции здания) собственную сдвиговую и изгибную жесткость поясов при подсчете жесткостных характеристик здания можно не учитывать (принимать их равными нулю).

6.61. Жесткостные характеристики зданий, у которых отсутствует сплошная внутренняя продольная стена и имеются только отдельные не связанные друг с другом участки стены (например, в местах расположе-

ния лестничных клеток), определяются для здания в целом по приведенным рекомендациям, если соблюдаются конструктивные условия, указанные в п. 6.48. При этом $[GF]_{вн}$ и $[GF]^{вн}_{j\,лев}$, $[GF]^{вн}_{j\,пр}$, определяемые соответственно по формулам (335) и (352), принимаются равными нулю.

6.62. Жесткостные характеристики зданий того же типа, что описаны в п. 6.49, но с ненесущими (навесными и т. п.) панелями надземной части наружных продольных стен определяются для здания в целом. При этом $[GF]_{н}$ принимается равной $[GF]_{ц}$, а η_{ji} в формуле (351) и (353) принимается равной нулю.

Примечание. При этом соответствующим конструированием стыков и т. п. необходимо исключить из работы панели надземной части наружных продольных стен.

6.63. Приведенная изгибная жесткость кирпичных и крупноблочных зданий определяется также по формулам (347)—(359). При этом в формуле (349) при вычислении $[EF]_j$ в состав расчетного сечения вводится: в кирпичных зданиях — сквозная арматура железобетонных поясов; в крупноблочных зданиях — сквозная арматура перемычных блоков.

В формулах (351), (353) η_{jr} сдвиговая жесткость простенка одного столбца определяется по формуле

$$\eta_{jr} = \frac{3 E_{cr} I_{cr}}{y_j^2}, \qquad (361)$$

где E_{cr} — расчетный модуль упругости материала простенков стены каменных зданий;

I_{cr} — момент инерции стоек, образовывающих простенки.

Характеристику $\varkappa_j$ в случае одинаковых простенков, кроме формулы (350), можно определять также по формуле

$$\varkappa_j = \frac{y_j}{\eta_{jr} r \left(1 - \frac{r}{s}\right) d_{ср}}, \qquad (362)$$

где s — общее число стоек стены здания;

r — число стоек до ближайшего торца рассматриваемого сечения;

$d_{ср}$ — расстояние между осями простенков.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБОБЩЕННЫХ УСИЛИЙ

6.64. Жесткостная характеристика основания под зданием определяется в зависимости от конструктивного решения фундамента. Погонный коэффициент жесткости основания находится по формуле

$$K_п = [b] K, \qquad (363)$$

где $[b]$ — приведенная ширина опирания расчетной модели здания.

Для зданий с ленточными фундаментами

$$[b] = \frac{\sum_{i=1}^{n} F_ф}{2l}; \qquad (364)$$

$\sum_{i=1}^{n} F_ф$ — общая площадь опирания фундаментов здания, м²;

n — общее число стен в отсеке;

K — среднее значение коэффициента жесткости, т/м³

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n} F_i K_i}{\sum_{i=1}^{n} F_i}, \qquad (365)$$

F_i — площадь подошвы фундамента под i-й продольной или поперечной стеной отсека, м²;

K_i — коэффициент жесткости основания под i-й стеной, т/м³, определяемый по формуле

$$K_i = 0{,}8 \frac{E}{b_i l g \cdot 4 \alpha_i}, \qquad (366)$$

E — модуль деформации грунта, т/м²;

b_i — ширина подошвы фундамента под i-й стеной, м;

α_i — отношение длины подошвы ленточного фундамента под i-й стеной к его ширине $\left(\frac{l_i}{b_i}\right)$.

Примечание. При определении жесткостной характеристики основания под отдельной продольной стеной (для схем с продольными несущими стенами) в расчет, кроме рассматриваемой стены, включаются тяготеющие участки примыкающих стен [см. разъяснения к формуле (289)].

Для зданий с фундаментами в виде плиты прямоугольной формы в плане:

$[b] = b$ — ширина плиты, м;

K — коэффициент жесткости основания, т/м³, определяемый по формуле

$$K = \frac{1{,}3\, m E}{\sqrt{F}}, \qquad (367)$$

где F — площадь фундамента, м².

В случае, когда $F > 100$ м², принимается $F = 100$ м²;

m — коэффициент, зависящий от площади фундамента:

при $\sqrt{F} \leqslant 5$ м $m = 1$.

при $\sqrt{F} \geqslant 10$ м $m = 2$.

Для промежуточных значений $\sqrt{F}$—m принимается по линейной интерполяции.

Погонный коэффициент жесткости основания можно также определить по осадкам фундамента

$$K_п = [q] \frac{\sum_{i=1}^{n} F_i}{\sum_{i=1}^{n} S_i F_i}, \qquad (368)$$

где $[q]$ — приведенная погонная нагрузка на балку, т/м;

S_i — осадка i-го фундамента от приходящейся на него нагрузки, м, определяемая по формуле

$$S_i = 0{,}8 \frac{K_0 K_1 Q_i}{E \sqrt{F_i}}; \qquad (369)$$

Q_i — суммарная нагрузка на фундамент i-й стены, вызывающая его осадку, т;

E — модуль деформации грунта, т/м²;

F_i — площадь фундамента i-й стены, вычисляемая без учета разрывов между опорными подушками, м²;

K_0 — коэффициент, зависящий от формы фундамента, численно равный:

α_1 — отношение длины фундамента (без учета разрывов между опорными подушками) к его ширине;

Таблица 69

	$\Phi_1(\xi)$	$\Phi_2(\xi)$	$\Phi_1(0)$	$\Phi_2(0)$	$\Phi_1(1)$	$\Phi_2(1)$	$\Phi_1'(\xi)$	$\Phi_2'(\xi)$	$\Phi_1'(0)$	$\Phi_2'(0)$	$\Phi_1'(1)$	$\Phi_2'(1)$
$r>s$	$\operatorname{ch}\lambda_1\xi$	$\operatorname{ch}\lambda_2\xi$	1	1	$\operatorname{ch}\lambda_1$	$\operatorname{ch}\lambda_2$	$\lambda_1\operatorname{sh}\lambda_1\xi$	$\lambda_2\operatorname{sh}\lambda_2\xi$	0	0	$\lambda_1\operatorname{sh}\lambda_1$	$\lambda_2\operatorname{sh}\lambda_2$
$r=s$	$\operatorname{ch} r\xi$	$\xi\operatorname{ch} r\xi$	1	0	$\operatorname{ch} r$	$\operatorname{ch} r$	$r\operatorname{sh} r\xi$	$\operatorname{ch} r\xi+\frac{r\xi\operatorname{sh}}{r\xi}$	0	1	$r\operatorname{sh} r$	$\operatorname{ch} r+r\operatorname{sh} r$
$r<s$	$\operatorname{ch}\alpha\xi\cos\beta\xi$	$\operatorname{sh}\alpha\xi\sin\beta\xi$	1	0	$\operatorname{ch}\alpha\cos\beta$	$\operatorname{sh}\alpha\sin\beta$	$\alpha\operatorname{sh}\alpha\xi\cos\beta-$ $-\beta\operatorname{ch}\alpha\xi\cos\beta\xi$	$\alpha\operatorname{ch}\alpha\xi\times$ $\times\sin\beta\xi+$ $+\beta\operatorname{sh}\alpha\xi\cos\beta\xi$	0	0	$\alpha\operatorname{sh}\alpha\cos\beta-$ $-\beta\operatorname{ch}\alpha\sin\beta$	$\alpha\operatorname{ch}\alpha\sin\beta+$ $+\beta\operatorname{sh}\alpha\cos\beta$
	$\Phi_1''(\xi)$	$\Phi_2''(\xi)$	$\Phi_1''(0)$	$\Phi_2''(0)$	$\Phi_1''(1)$	$\Phi_1''(1)$	$\Phi_1'''(\xi)$	$\Phi_2'''(\xi)$	$\Phi_1'''(0)$	$\Phi_2'''(0)$	$\Phi_1'''(1)$	$\Phi_2'''(1)$
$r>s$	$\lambda_1\operatorname{ch}\lambda_1\xi$	$\lambda_2^2\operatorname{ch}\lambda_2\xi$	λ_1^2	λ_2^2	$\lambda_1^2\operatorname{ch}\lambda_1$	$\lambda_2^2\operatorname{ch}\lambda_2$	$\lambda_1^3\operatorname{sh}\lambda_1\xi$	$\lambda_2^3\operatorname{sh}\lambda_2\xi$	0	0	$\lambda_1^3\operatorname{sh}\lambda_1$	$\lambda_2^3\operatorname{sh}\lambda_2$
$r=s$	$r^2\operatorname{ch} r\xi$	$r(2\operatorname{sh} r\xi+$ $+r\xi\operatorname{ch} r\xi)$	r^2	0	$r^2\operatorname{ch} r$	$r(2\operatorname{sh} r+$ $+r\operatorname{ch} r)$	$r^3\operatorname{sh} r\xi$	$r^2(3\operatorname{ch} r\xi+$ $+r\xi\operatorname{sh} r\xi)$	0	$3r^2$	$r^2\operatorname{sh} r$	$r^2(3\operatorname{ch} r+r\operatorname{sh} r)$
$r<s$	$(\alpha^2-\beta^2)\times$ $\times\operatorname{ch}\alpha\xi$ $\cos\beta\xi-$ $-2\alpha\beta$ $\operatorname{ch}\alpha\xi\sin\beta\xi$	$(\alpha^2-\beta^2)\times$ $\times\operatorname{sh}\alpha\xi$ $\sin\beta\xi+$ $+2\alpha\beta$ $\operatorname{ch}\alpha\xi\cos\beta\xi$	$\alpha^2-\beta^2$	$2\alpha\beta$	$(\alpha^2-\beta^2)\times$ $\times\operatorname{ch}\alpha\cos\beta-$ $-2\alpha\beta\operatorname{ch}\alpha\times$ $\times\sin\beta$	$(\alpha^2-\beta^2)\times$ $\times\operatorname{ch}\alpha\sin\beta+$ $+2\alpha\beta\operatorname{sh}\alpha\times$ $\times\cos\beta$	$\alpha(\alpha^2-3\beta^2)\times$ $\times\operatorname{sh}\alpha\xi$ $\cos\beta\xi+\beta(\beta^2-$ $-3\alpha^2)\operatorname{ch}\alpha\xi\times$ $\times\sin\beta\xi$	$\alpha(\alpha^2-3\beta^2)\operatorname{ch}\alpha$ $\xi\sin\beta\xi-\beta$ $(\beta^2-3\alpha^2)\operatorname{sh}\alpha$ $\xi\cos\beta\xi$	0	0	$\alpha(\alpha^2-3\beta^2)\operatorname{sh}\alpha$ $\cos\beta+\beta\times$ $\times(\beta^2-3\alpha^2)$ $\operatorname{ch}\alpha\sin\beta$	$\alpha(\alpha^2-3\beta^2)\operatorname{ch}\alpha$ $\sin\beta-\beta\times$ $\times(\beta^2-3\alpha^2)$ $\operatorname{sh}\alpha\cos\beta$

Примечания: 1. $\lambda_{1,2}=\sqrt{r^2\pm\sqrt{r^4-s^4}}$; $\alpha=\sqrt{\frac{s^2+r^2}{2}}$; $\beta=\sqrt{\frac{s^2-r^2}{2}}$

2. Значения углов в тригонометрических функциях принимаются в радианах.

α_1	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	7,0	10,0	20,0	50,0	100,0
K_0	0,88	0,87	0,86	0,83	0,80	0,77	0,73	0,67	0,58	0,45	0,36

K_1 — коэффициент, учитывающий наличие разрывов между опорными подушками, равный:
$K_1=1$ — при величине разрыва до 10 см;
$K_1=1{,}3$ — при величине разрыва, равной ширине фундамента, при промежуточной величине разрыва коэффициент K_1 определяется интерполяцией.

6.65. Величины врезания $W(\xi)$, прогиба здания $y(\xi)$, отпора грунта $P(\xi)$, изгибающего момента $M(\xi)$ и поперечной силы $Q(\xi)$ при расчете на совместное воздействие кривизны и горизонтальных деформаций (расчетная схема рис. 52,*а*) определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned}
W(\xi) &= \sum_{i=1}^{2} C_i \Phi_i(\xi) + \frac{F}{S^4};\\
y(\xi) &= W(\xi) \pm \frac{l^2\xi^2}{2R} = \sum_{i=1}^{2} C_i \Phi_i(\xi) + \\
&\quad + \frac{F}{S^4} \pm \frac{l^2\xi^2}{2R};\\
P(\xi) &= K_{\text{п}} W(\xi);\\
M(\xi) &= [EI] \times \\
&\times \left[\sum_{i=1}^{2} C_i \left(\frac{K_{\text{п}}\Phi_i(\xi)}{[GF]} - \frac{\Phi_i''(\xi)}{l^2}\right) \pm \frac{1}{R}\right];\\
Q(\xi) &= [EI] \sum_{i=1}^{2} C_i \times \\
&\times \left(\frac{K_{\text{п}}\Phi_i'(\xi)}{l\,[GF]} - \frac{\Phi_i'''(\xi)}{l^3}\right) \pm \frac{2Ny_0}{l}\xi,
\end{aligned}\right\} \quad (370)$$

где $F = \dfrac{l^4([q] \pm t y_0)}{[EI]}$; $t = \dfrac{2N}{l^2}$; $\xi = \dfrac{x}{l}$;

$$p = \frac{K_{\text{п}} l^2}{2\,[GF]}; \quad S^4 = \frac{K_{\text{п}} l^4}{[EI]};$$

$[EI]$ — приведенная изгибная жесткость;
$[GF]$ — приведенная сдвиговая жесткость;
$[q]$ — приведенная погонная нагрузка на балку

$$[q] = \frac{G}{2l};$$

G — общий вес здания;
l — полудлина здания;
y_0 — расстояние от низа цокольной части здания (или фундамента) до условной нейтральной оси вертикального сечения;
N — равнодействующая касательных нагрузок от горизонтальных деформаций основания (определяется расчетом по настоящему руководству);
x — расстояние от оси симметрии отсека до рассматриваемого сечения.

Функции $\Phi_i(i=1,2)$, их производные до третьего порядка и их значения при $\xi=0{,}1$ в зависимости от соотношения r и S приведены в табл. 69.

Неизвестные постоянные C_i $(i=1; 2)$ определяются решением системы алгебраических уравнений, составленной при следующих граничных условиях: $M=0$ (при $\xi=1$) и $Q=0$ (при $\xi=1$), которые в развернутом виде будут:

$$\left.\begin{aligned}
&\sum_{i=1}^{2} C_i \left(\frac{K_{\text{п}}\Phi_i(1)}{[GF]} - \frac{\Phi_i''(1)}{l^2}\right) = \pm\frac{1}{R};\\
&[EI] \sum_{i=1}^{2} C_i \left(\frac{K_{\text{п}}\Phi_i'(1)}{[GF]} - \frac{\Phi_i'''(1)}{l^2}\right) = \pm 2Ny_0.
\end{aligned}\right\} \quad (371)$$

Примечание. В формулах верхний знак принимается при расчете здания на выпуклость при горизонтальных деформациях растяжения; нижний знак — на вогнутость при горизонтальных деформациях сжатия.

6.66. Величины $W(\xi)$; $y(\xi)$; $P(\xi)$; $M(\xi)$ и $Q(\xi)$ при расчете на кривизну по радиусу R (расчетная схема рис. 52,*б*) определяются по формулам п. 6.65 при $N=0$.

6.67. Величины $W(\xi)$; $y(\xi)$; $P(\xi)$; $M(\xi)$ и $Q(\xi)$ при расчете на горизонтальные касательные нагрузки (расчетная схема рис. 52,*в*) определяются также по формулам п. 6.65 при $R=\infty$.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ

6.68. Расчетные усилия в конструкциях и их соединениях панельных зданий, в поясах и перемычках кирпичных и блочных зданий определяются по величинам обобщенных изгибающих моментов (M) и поперечных сил (Q), возникающих в поперечных сечениях коробки здания при горных подработках.

Если конструктивная схема здания не позволяет полностью учитывать пространственную работу всей коробки (см. п. 6.49), определение расчетных усилий в конструкциях производится по тем же формулам, но с учетом жесткостных характеристик рассматриваемых плоских элементов (стен) и по величинам изгибающих моментов и поперечных сил, действующих в этих элементах.

6.69. Продольное усилие от изгибающего момента (M) в расчетном поясе j-го этажа (включая цоколь и фундамент) r-го вертикального стыка при расчете на изгиб с растяжением (совместный учет кривизны и горизонтальных деформаций) определяется по формуле

$$N_{jr}^{M} = \frac{M_r}{[EI]_r} \frac{y_j - y_{0r}}{\mu_{jr}}, \quad (372)$$

где M_r — изгибающий момент в r-м сечении коробки здания;
$[EI]_r$; y_{0r}; μ_{jr} — характеристики, определяемые по формулам п. 6.57 и п. 6.63 для r-го сечения коробки зданий.

Продольное усилие в этом же расчетном поясе и сечении от перенесенной на ось касательной нагрузки (N) определяется по формуле

$$N_{jr}^{N} = \frac{N_r \dfrac{1}{\mu_{jr}}}{\sum\limits_{j=1}^{k} \dfrac{1}{\mu_{jr}}}, \quad (373)$$

где N_r — касательная нагрузка в r-м сечении коробки здания.

Суммарное продольное усилие в расчетном поясе j-го этажа r-го вертикального стыка определяется как

сумма продольных усилий от изгибающего момента и касательной нагрузки

$$\Sigma N_{jr}=N_{jr}^{M}+N_{jr}^{N}. \qquad (374)$$

Суммарное усилие N_{jr} распределяется между отдельными элементами расчетного пояса (связями панелей, перекрытий, поясов и т. д.) пропорционально их расчетным жесткостям $[EF]_j$.

6.70. Продольное усилие при расчете только на изгиб (кривизну) в расчетном поясе j-го этажа r-го сечения определяется по формуле (372).

Продольное усилие в цокольной части каждой стены здания определяется по формуле

$$N_{\text{ц}\,r}=\frac{M_r}{[EI]_r}\,[EF]_{\text{ц}}\,y_{0\,r}. \qquad (375)$$

$$S_{jr}^{\text{перекр}}=\left(N_{jr+1}^{\text{перекр}}-N_{jr}^{\text{перекр}}\right)\frac{\sum_{1\,(r)}^{r\,(S)}\eta_i}{[GF]_{\text{л (пр)}}}. \qquad (377)$$

Сдвиговые жесткости, указанные в формуле (377), подсчитываются по формулам (341)—(343), (351)—(353) для той части здания (левой или правой), у которой меньше длина, и относительно того сечения, в котором усилия в соединениях перекрытий больше (для сечения $r+1$ при $N_{jr+1}^{\text{пер}}>N_{jr}^{\text{пер}}$).

Сдвигающее усилие в горизонтальном стыке панелей, панельной и горизонтальном сечении кирпичной и крупноблочной продольной наружной стены в уровне перекрытия над j-м этажом r-го столбца (рис. 65) определяется с учетом всех продольных внутренних сил (включая

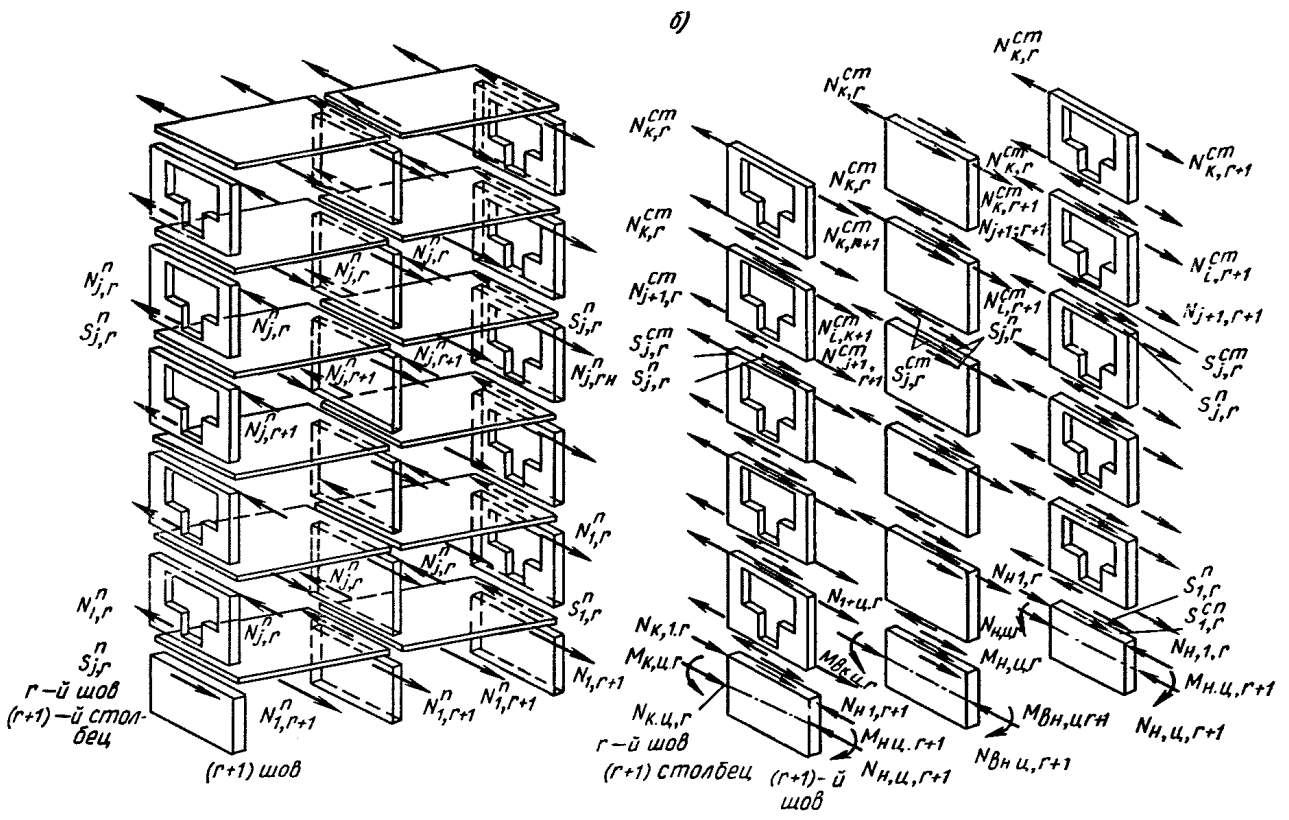


Рис. 65. Схемы усилий взаимодействия

а — между панелями перекрытий и продольных стен; *б* — между панелями продольных стен

6.71. Изгибающий момент в цокольной части каждой стены здания (при расчете на изгиб) определяется по формуле

$$M_{\text{ц}\,r}=\frac{M_r}{[EI]_r}\,[B]_{\text{ц}}. \qquad (376)$$

6.72. Сдвигающие усилия $S_{jr}^{\text{перекр}}$ в стыке между плитами перекрытия (если они соединены расчетными связями) и продольной наружной стеной r-го столбца j-го этажа (рис. 65) определяются по разности продольных усилий во всех поясах плит перекрытий $N_{jr+1}^{\text{перекр}}$—$-N_{jr}^{\text{перекр}}$ рассматриваемого этажа по формуле

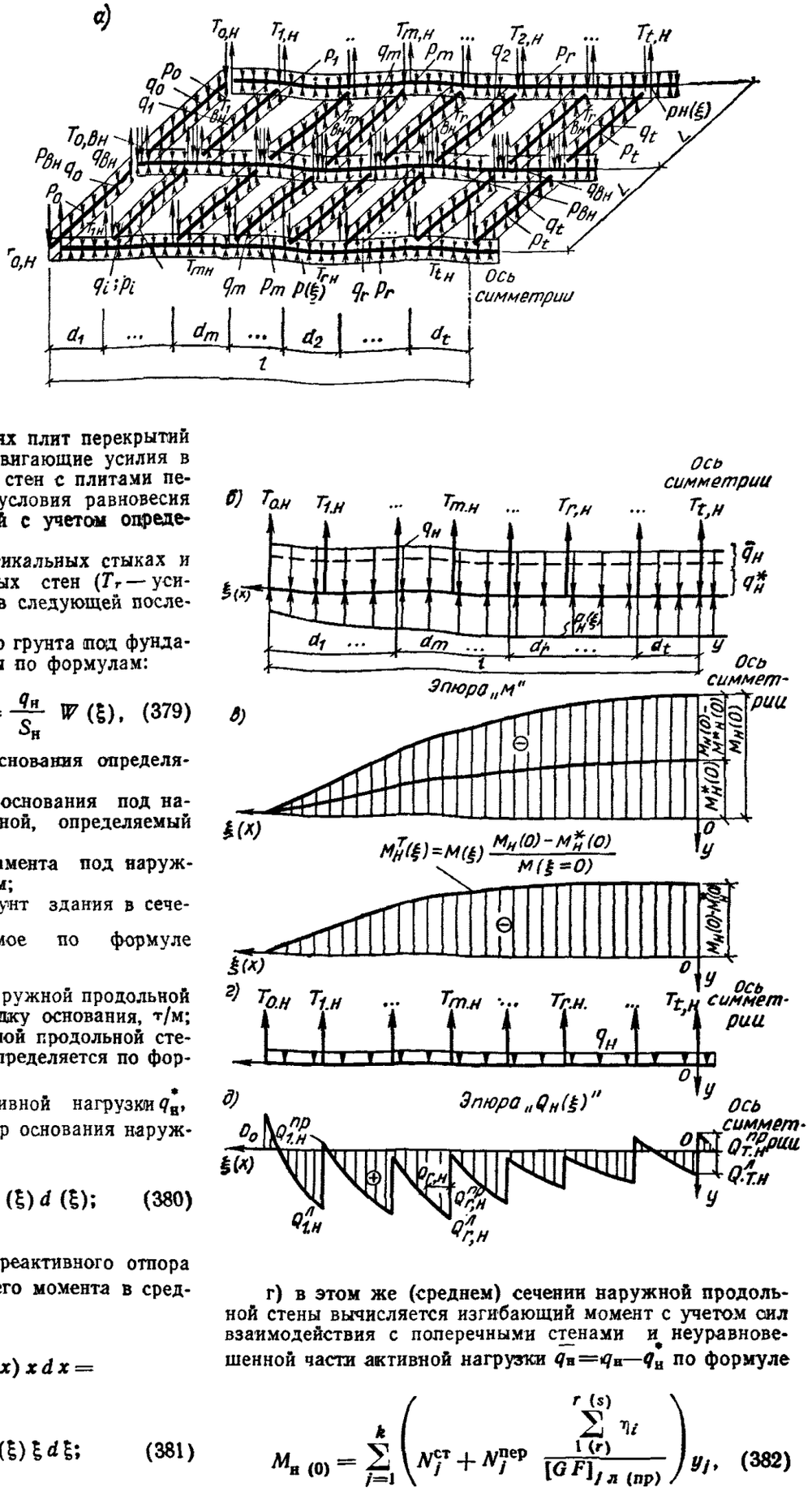
$S_{ir}^{\text{пер}}$), приложенных к рассматриваемому вертикальному столбцу (выделенному из стены двумя соседними сечениями) выше j-го горизонтального сечения, по формуле

$$S_{jr}^{\text{ст}}=\sum_{i=j+1}^{k}\left(N_{jr+1}^{\text{ст}}-N_{ir}^{\text{ст}}\right)+\sum_{i=j+1}^{k}S_{ir}^{\text{пер}}, \qquad (378)$$

где $N_{i,r+1}^{\text{ст}}$ и $N_{ir}^{\text{ст}}$ — продольные усилия в i-м арматурном поясе ($i>j$) стеновой панели в панельном здании, в i-ом арматурном поясе в блочном здании, в i-м железобетонном поясе кирпичного здания.

Рис. 66. К определению усилий взаимодействия между продольными и поперечными стенами

а — схема усилий взаимодействия; *б* — схема внешних нагрузок на наружную продольную стену; *в* — эпюра изгибающих моментов в наружной продольной стене; *г* — схема приведенных нагрузок на наружную продольную стену; *д* — эпюра перерезывающих сил $Q(\xi)$ в наружной продольной стене



Усилия в поперечных соединениях плит перекрытий j-го этажа r-го столбца, а также сдвигающие усилия в горизонтальных стыках внутренних стен с плитами перекрытий определяются исходя из условия равновесия рассматриваемых фрагментов зданий с учетом определенных по формуле (377) усилий.

6.73. Сдвигающие усилия в вертикальных стыках и соединениях поперечных и продольных стен (T_r — усилия взаимодействия) определяются в следующей последовательности (рис. 66):

а) вычисляется реактивный отпор грунта под фундаментами наружной продольной стены по формулам:

$$P_н(\xi)=K_н b_н W(\xi), \text{ или } P_н(\xi)=\frac{q_н}{S_н} W(\xi), \quad (379)$$

если жесткостная характеристика основания определялась через осадку.

Здесь $K_н$ — коэффициент жесткости основания под наружной продольной стеной, определяемый по формуле (366), т/м³;

$b_н$ — ширина подошвы фундамента под наружной продольной стеной, м;

$W(\xi)$ — расчетное врезание в грунт здания в сечении $\xi=\frac{x}{l}$, определяемое по формуле (370), м;

$q_н$ — погонная нагрузка от наружной продольной стены, вызывающая осадку основания, т/м;

$S_н$ — условная осадка наружной продольной стены от нагрузки $q_н$, м; определяется по формуле (369):

б) определяется величина активной нагрузки $q^*_н$, уравновешивающей реактивный отпор основания наружной продольной стены, по формуле

$$q^*_н=\frac{1}{l}\int_0^l P_н(x)\,dx=\int_0^1 P_н(\xi)\,d(\xi); \quad (380)$$

в) от активной нагрузки $q^*_н$ и реактивного отпора $P_н$ вычисляется величина изгибающего момента в среднем сечении стены по формуле

$$M^*_{н\,(0)}=\frac{-q^*_н l^2}{2}+\int_0^l P_н(x)\,x\,dx=$$

$$=-\frac{q^*_н l^2}{2}+l^2\int_0^1 P_н(\xi)\,\xi\,d\xi; \quad (381)$$

г) в этом же (среднем) сечении наружной продольной стены вычисляется изгибающий момент с учетом сил взаимодействия с поперечными стенами и неуравновешенной части активной нагрузки $q_н=q_н-q^*_н$ по формуле

$$M_{н\,(0)}=\sum_{j=1}^{k}\left(N^{ст}_j+N^{пер}_j\frac{\sum_{1\,(r)}^{r\,(s)}\eta_i}{[GF]_{j\,л\,(пр)}}\right)y_j, \quad (382)$$

где $N_j^{ст}$; $N_j^{пер}$ — суммарные продольные усилия в поясах, расположенных соответственно в наружной продольной стене и в перекрытиях по всей ширине сечения (в уровне перекрытия над j-м этажом) по середине длины здания;

д) вычисляются величины изгибающих моментов в наружной продольной стене, вызванных только силами взаимодействия продольной стены с поперечными $T_{гн}$ и неуравновешенной частью активной нагрузки, по формуле

$$M_н^т(\xi) = M(\xi)\,\frac{M_{н\,(0)} - M^*_{н\,(0)}}{M_{макс}}, \qquad (383)$$

где $M(\xi)$ — расчетный изгибающий момент в сечении здания $\xi = \frac{x}{l}$;

$M_{макс}$ — максимальный расчетный изгибающий момент;

е) по эпюре моментов (383) и с учетом неуравновешенной части активной нагрузки $q_н = q_н - q^*_н$ последовательно, начиная с $T_{0н}$, вычисляются силы взаимодействия наружной продольной стены с поперечными стенами по формуле

$$T_{(r-1)\,н} = \frac{1}{d_r}\left[M_н^т\left(x = l - \sum_{m=1}^{r} d_m\right) - \right.$$

$$\left. - \sum_{m=1}^{r-1} T_{m-1}(d_m + \ldots + d_r) + \frac{\overline{q_н}}{2}\left(\sum_{m=1}^{r} d_m\right)^2\right]. \qquad (384)$$

Примечание. При определении силы T_0 второе слагаемое в правой части формулы (384) принимается равным нулю, а выражение $\sum_{m=1}^{r} d_m$ в процессе всех вычислений принимается равным d_m;

ж) вычисляются силы взаимодействия внутренней продольной стены с поперечными стенами $T_{г.вн}$ по формуле

$$T_{r\,вн} = T_{r\,н} + Q_r - K_r F_r W_r,$$

или

$$T_{r\,вн} = T_{r\,н} + Q_r\left(1 - \frac{W_r}{S_r}\right), \qquad (385)$$

если жесткостная характеристика основания вычисляется через осадку.

Здесь Q_r — суммарная нагрузка от r-й поперечной стены, вызывающая осадку основания, т;

K_r — коэффициент жесткости основания под r-й поперечной стеной, определяемый по формуле (366), т/м³;

F_r — площадь подошвы фундамента под r-й поперечной стеной, м²;

S_r — осадка r-й стены от нагрузки, вычисляемая по формуле (369), м;

W_r — врезание в грунт r-й поперечной стены при осадке всего здания в целом, определяется по формуле (370).

Полное усилие взаимодействия между поперечной и внутренней продольной стеной равно удвоенной силе $T_{r,вн}$ (два стыка примыкания).

6.74. Усилия взаимодействия $T_{гн}$ и $T_{гвн}$ распределяются на высоте поперечных и продольных стен пропорционально сдвиговой жесткости соединения.

При отсутствии экспериментальных данных о жесткостных характеристиках стыковых соединений рекомендуется распределять сдвигающие усилия пропорционально площади сечения шпонок и других соединений (по всей высоте стены, включая подземную часть здания), препятствующих взаимным сдвигам стен.

При наличии дверных проемов в надземной части поперечной стены в месте примыкания ее к продольной или при наличии гибких связей между стенами усилия взаимодействия следует передавать целиком на подземную часть здания.

6.75. Перерезывающая сила в r-м вертикальном шве наружной панельной продольной стены, к которому примыкает поперечная стена, вычисляется по формуле

$$Q_{r\,н} = \frac{1}{2}\left(Q^{л}_{r\,н} + Q^{пр}_{r\,н}\right), \qquad (386)$$

где $Q^{л}_{r\,н}$; $Q^{пр}_{r\,н}$ — перерезывающие силы слева и справа от z-го вертикального шва наружной продольной стены; принимаются по эпюре перерезывающих сил $Q_в(\xi)$, построенной для наружной продольной стены от действия на нее активной и реактивной нагрузок и сил взаимодействия с поперечными стенами (рис. 66,*б*, *д*).

Перерезывающая сила в r-м вертикальном шве наружной панельной стены, к которому поперечная стена не примыкает, принимается непосредственно по эпюре $Q_в(\xi)$ для рассматриваемого шва.

Аналогичным путем следует определять перерезывающую силу в вертикальных швах внутренней продольной стены.

Перерезывающие силы в наружных и внутренних продольных панельных стенах следует распределять по высоте вертикальных стыков так же, как это рекомендуется делать с силами взаимодействия в п. 6.74.

В кирпичных и крупноблочных зданиях перерезывающие силы в наружных стенах следует распределять по высоте вертикальных сечений пропорционально сдвиговой жесткости поясов по формуле

$$T_{jr} = Q_{r\,н}\,\frac{[GF]_{jп}}{[GF]_н}, \qquad (387)$$

где $Q_{гн}$ — принимается по эпюре $Q_в(\xi)$ (так же, как и в панельных зданиях);

$[GF]_н$ — сдвиговая жесткость наружной стены r-го сечения;

$[GF]_{jп}$ — сдвиговая жесткость j-го пояса.

6.76. Сжимающие усилия в простенках панелей нижних этажей A_{jr} (в панельных зданиях) с учетом перегруза, возникающего при неравномерных осадках здания, определяются из условия равновесия панели при действии сил N_{jr}, $S^{пер}_{jr}$, $S^{ст}_{jr}$, $T^{эт}_r$, $\overline{T}^{эт}_r$ (рис. 67) и вышележащей основной нагрузки (постоянной и временной).

6.77. После сбора на одну панель всех активных и реактивных нагрузок она может рассчитываться как рама или пластинка по правилам строительной механики и в соответствии с главой СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций.

Расчетом проверяется панель первого этажа второго с краю столбца, которая претерпевает максимальный перекос.

6.78. Перемычки — пояса наружных стен кирпичных и крупноблочных зданий рассчитываются на растягивающее (сжимающее) усилие N и на местный изгиб от перекосов, вызываемых действием распределенной по перемычкам обобщенной перерезывающей силы (Q). Изгибающий момент, действующий в перемычке на грани проема, равен

$$M_{пер} = T_{jr}\,\frac{d_f}{2}.$$

Расчет арматуры производится согласно главе СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций [формулы (37), (49)].

Прочность простенков проверяется на внецентренное сжатие от вертикальной нагрузки с изгибом в плоскости стены от разности усилий в примыкающих к простенкам перемычках — поясах в сечении стены, где перерезывающая сила достигает максимума.

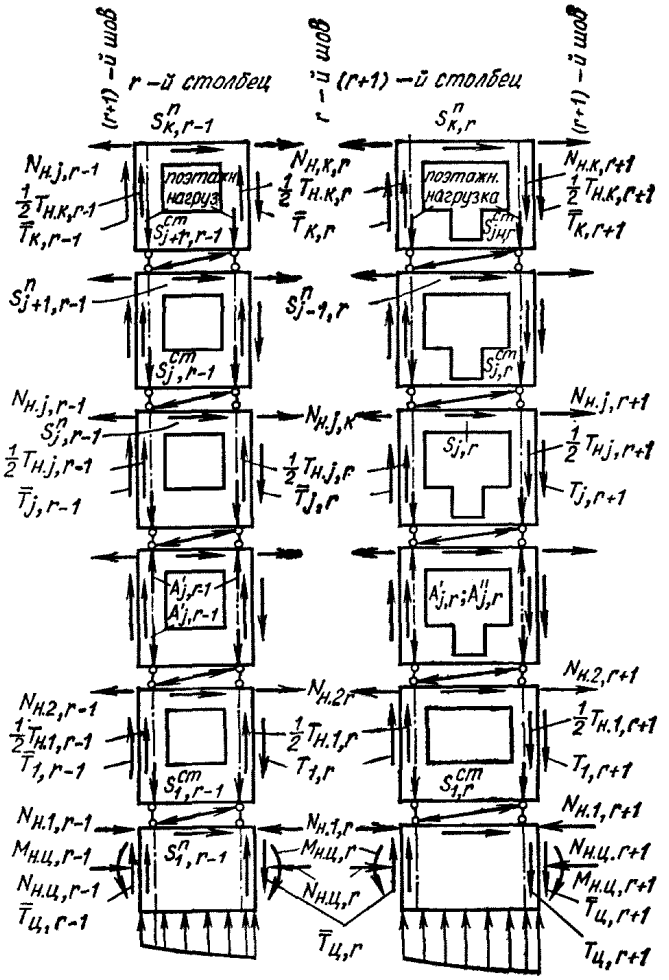


Рис. 67. Напряженное состояние панелей наружных стен

Расчет внецентренно сжатых кирпичных простенков производится по формуле (9) главы СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций. Расчет внецентренно сжатых бетонных простенков производится по формулам (19), (25) главы СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций.

Кроме того, простенки должны быть проверены на сдвигающие усилия S, определяемые по формуле (374) в горизонтальном сечении в уровне перекрытия над j-м этажом по формуле (14) главы СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций. Расчетом проверяются крайние простенки первого этажа, где сдвигающие и сжимающие усилия максимальны.

6.79. Поперечные стены здания должны быть рассчитаны на усилия, возникающие в них в результате взаимодействия с продольными стенами, и активную и реактивную нагрузки (рис. 68).

Усилия в элементах поперечных стен и прилегающих участках перекрытий определяются по аналогии с расчетом продольных стен. При этом перекрытия рассматриваются как упругие связи между сплошными участками поперечных стен.

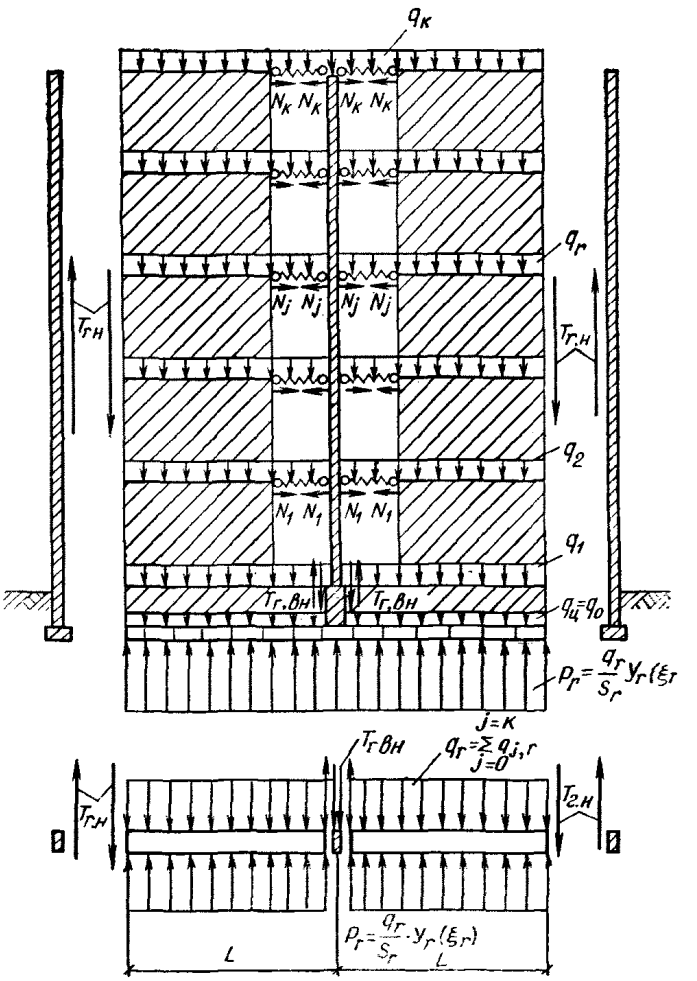


Рис. 68. Схема усилий в поперечной стене здания

РАСЧЕТ ЗДАНИЙ НА КРУЧЕНИЕ

6.80. В качестве расчетной на кручение принята схема, в которой здание располагается под углом (α) к образующей цилиндрической поверхности искривленного основания. При этом радиус изгиба основания в продольном направлении здания при $\alpha=45°$ составляет

$$R = 2R_{\text{мин}}, \qquad (388)$$

где $R_{\text{мин}}$ — минимальный радиус искривления земной поверхности.

6.81. При расчете на кручение изменение наклона земной поверхности по длине здания принимается по закону

$$\varphi(x) = \frac{x}{2R_{\text{мин}}}. \qquad (389)$$

Начало отсчета принимается по середине здания (рис. 69).

6.82. Нагрузки, вызывающие кручение здания с жесткой конструктивной схемой, определяются по формуле

$$q_{\text{к.с}}(x_1 z) = K_{\text{п}\,r} z \varphi(x) = \frac{K_{\text{пр}} x z}{2R_{\text{мин}}}, \qquad (390)$$

где z — аппликата рассматриваемого участка фундамента, отсчитываемая по продольной оси здания (для наружных стен $z=\pm L$);

$K_{пr}$ — погонный коэффициент жесткости основания r-й стены, т/м², определяется по формуле

$$K_{пr} = K_r b_r;$$

K_r — коэффициент жесткости основания, определяется по формуле (366);

b_r — ширина подошвы фундамента r-й стены.

Примерная схема нагрузки приведена на рис. 69.

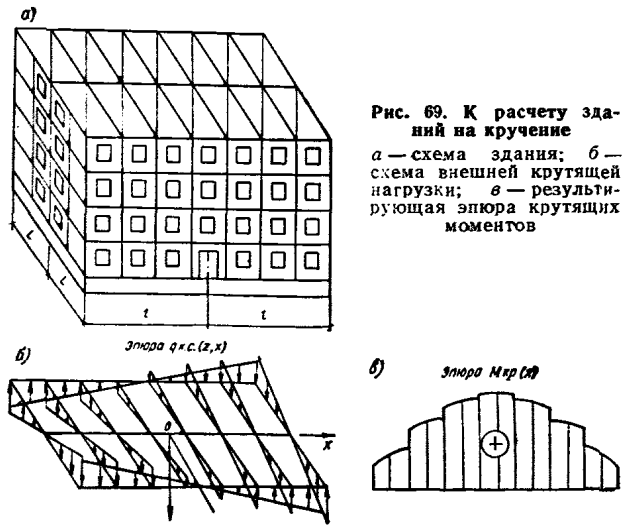


Рис. 69. К расчету зданий на кручение

а — схема здания; *б* — схема внешней крутящей нагрузки; *в* — результирующая эпюра крутящих моментов

6.83. Внешний погонный крутящий момент от кососимметричной нагрузки на наружные стены определяется по формуле

$$m_{кр} = \frac{K_{п.н} L^2}{R_{мин}} x, \qquad (391)$$

где $K_{пн}$ — погонный коэффициент жесткости основания наружной продольной стены

$$K_{п.н} = K_н b_н;$$

$K_н$ — коэффициент жесткости основания под наружной стеной определяется по формуле (366).

Внешний крутящийся момент от кососимметричной нагрузки на поперечные стены определяется по формуле

$$M^н_{кр} = \frac{K_{пr} L^3}{3 R_{мин}} x_r, \qquad (392)$$

где x_r — абсцисса r-й поперечной стены — расстояние от начала отсчета (середины здания) с соответствующим знаком;

$K_{пr}$ — погонный коэффициент жесткости основания r-й поперечной стены.

Примерный характер результирующей эпюры крутящих моментов $M_{кр}(x)$ по длине здания приведен на рис. 69.

6.84. Приведенная к одномерной системе для определения поперечных бимоментов расчетная схема здания изображена на рис. 70.

Секториальная жесткость системы определяется по формуле

$$[E_a] = 2L^2 [EI]_н, \qquad (393)$$

где $[EI]_н$ — изгибная жесткость продольной наружной стены, определяемая по формулам настоящего раздела (в расчет вводятся конструкции лишь наружной стены).

Жесткость упругооседающих опор в расчетной схеме равна жесткостным сопротивлениям поперечных стен перекосам $\eta_{п.с}$, определяемым в зависимости от конструкции поперечных стен.

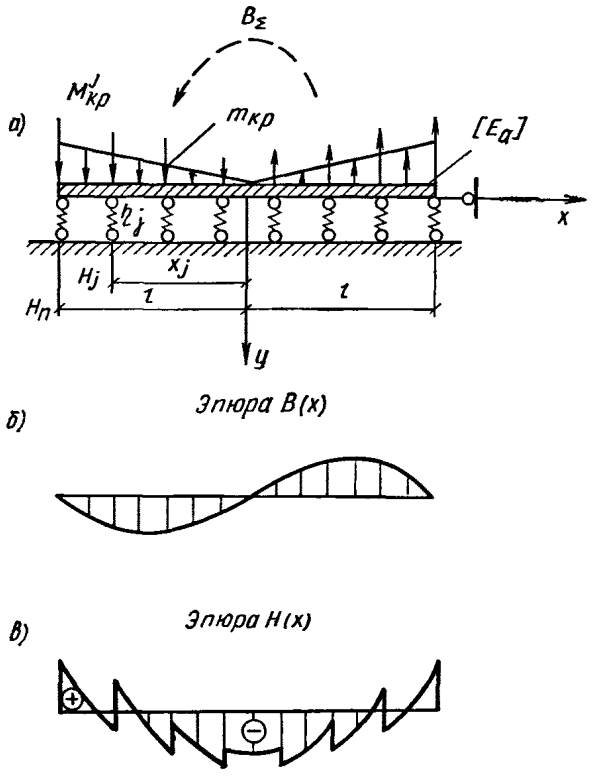


Рис. 70. К расчету зданий на кручение способом аналогии

а — расчетная схема здания; *б* — эпюра изгибающих моментов; *в* — эпюра поперечных бимоментов

Для стен, которым соответствует расчетная схема, приведенная на рис. 71,*а*

$$\eta_{п.с} = \frac{6\ (L+b)^2\ [B]_ц}{b^3}, \qquad (394)$$

где $[B]_ц$ — изгибная жесткость подземной части стены, определяемая по формуле (355).

Для стен, которым соответствует расчетная схема, приведенная на рис. 71,*б*,

$$\eta_{п.с} = \frac{8 L^2\ [GF[_{п.с}}{d}, \qquad (395)$$

где $[GF]_{п.с}$ — вертикальная сдвиговая жесткость участка поперечной стены, ослабленного проемами, определяемая по формуле (338).

Для стен, которым соответствует расчетная схема, приведенная на рис. 71,*в*,

$$\eta_{п.с} = 8 L\ [GF]_{п.с}. \qquad (396)$$

Реакции упругих опор в расчетной схеме равны искомым поперечным бимоментам H_r, перекашивающим поперечные стены при кручении. Эпюра перерезывающих сил в расчетной схеме соответствует эпюре поперечных бимоментов $H(x)$ (рис. 70,*в*). Эпюра изгибающих мо-

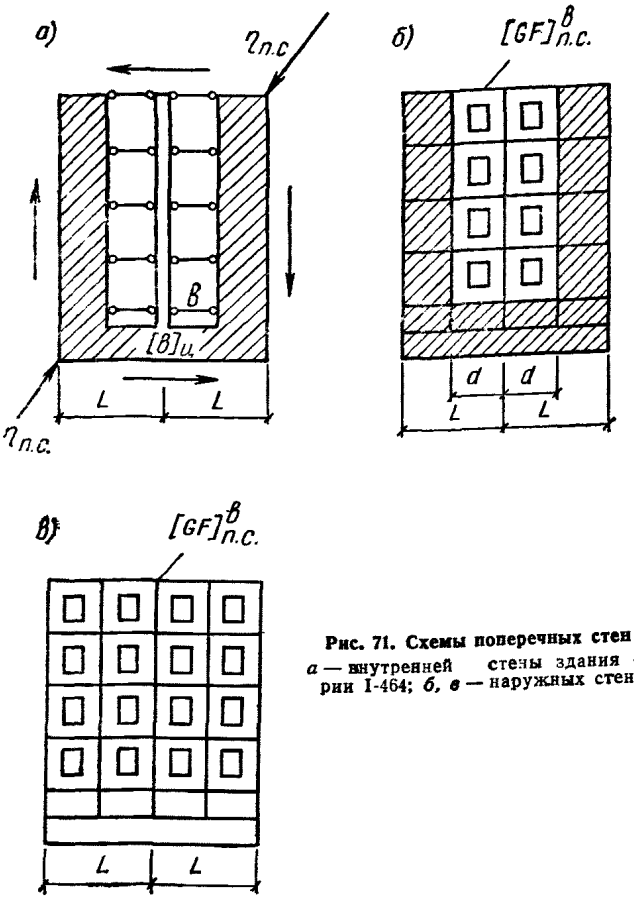


Рис. 71. Схемы поперечных стен
а — внутренней стены здания серии I-464; *б, в* — наружных стен

ментов $B_{кр}(x)$ в расчетной схеме (рис. 70,*б*) с масштабом $\frac{1}{2L}$ идентична эпюре изгибающих моментов, возникающих в наружных стенах при стесненном кручении

$$M_н(x) = \pm \frac{1}{2L} B_{кр}(x). \qquad (397)$$

6.85. Допускается на стадии определения реакций упругих опор H_r и построения эпюр $B_{кр}(x)$ и $H(x)$ приближенно принимать в расчетной схеме (согласно рис. 70,*а*) секториальную жесткость $[E_a]$ (изгибную жесткость фиктивной балки), равной бесконечности.

В этом случае реакция r-й упругой опоры в кососимметричной системе определяется по формуле

$$H_r = \frac{x_r \eta_r B_\Sigma}{2 \sum_{j=1}^{n} \eta_j x_j^2}, \qquad (398)$$

где B_Σ — суммарный момент от приведенной внешней крутящей нагрузки $m_{кр}$ и $M^r_{кр}$, вращающий фиктивную балку (рис. 70,*а*);

n — предел суммирования — количество участвующих в сопротивлении перекосам поперечных стен на половине длины здания.

6.86. Ординаты эпюр перерезывающих сил, возникающих в продольных наружных стенах при кручении, определяются по формуле

$$Q_н(x) = \frac{H(x)}{2L}, \qquad (399)$$

где $H(x)$ — ордината эпюры поперечных бимоментов (рис. 70,*в*).

6.87. Ординаты эпюры крутящего момента, воспринимаемого перекрытиями, определяются по формуле

$$M^{пер}_{кр}(x_r) = \frac{1}{2}[M_{кр}(x) + H(x)]. \qquad (400)$$

6.88. Сдвигающие усилия от $M^{пер}_{кр}$ в сечении распределяются между перекрытиями по формуле

$$T_j = \frac{M^{пер}_{кр}(x_r y_j)}{\sum_{j=1}^{m} y_j^2}, \qquad (401)$$

где y_j — расстояние от центра кручения (центра симметрии перекрытий на оси y) до j-го перекрытия (рис. 72);

m — предел суммирования — количество перекрытий в поперечном сечении.

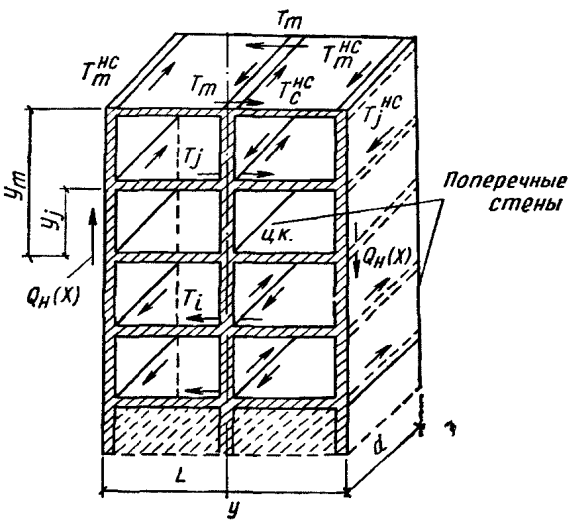


Рис. 72. Сдвигающие усилия, возникающие при кручении на отсеке здания, ограниченном смежными поперечными стенами

На это же усилие проверяются взаимные прикрепления смежных плит перекрытий (в поперечных швах). Прикрепление плит перекрытий к поперечным стенам проверяется на разность сдвигающих усилий в смежных пролетах плит перекрытий

$$T_{j,i} - T_{j,i-1}.$$

6.89. Прочность соединений перекрытия с наружной продольной стеной в пределах пролета между поперечными стенами проверяется на усилие

$$T^{н.с}_j = \frac{d}{2L} T_j, \qquad (402)$$

где L — расстояние между поперечными стенами, ограничивающими рассматриваемое перекрытие (рис. 72).

На это же усилие рассматриваются соединения плит перекрытий, расположенных в одном пролете здания.

6.90. Проверка поперечных стен на перекос производится на усилия $T_{j,i}—T_{j,i-1}$, прикладываемые в уровнях перекрытий (рис. 73,*а*), что эквивалентно по величи-

не перекашивающему усилию H_r, подсчитанному по указаниям п. 6.85.

Примерная эпюра изгибающих моментов в конструкциях поперечной стены приведена на рис. 73,*б*.

6.91. Последовательность расчета зданий с неполной жесткой конструктивной схемой при податливых соединениях стен или плит перекрытия друг с другом или со стенами следующая:

а) производится расчет здания на изгиб согласно указаниям пп. 6.65—6.67;

б) определяется угол наклона земной поверхности под торцевыми поперечными стенами зданий по формуле (389) при $x=l$;

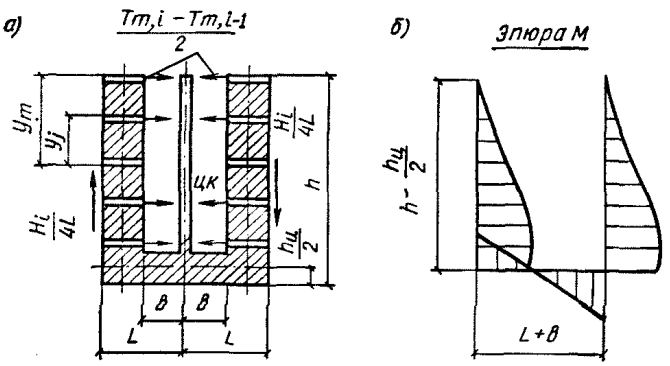


Рис. 73. К расчету поперечных стен на перекос

а — расчетная схема поперечной стены здания; *б* — примерная эпюра изгибающих моментов в конструкциях поперечной стены

в) определяются касательные напряжения во всех продольных стенах и перекрытиях, так же как в отдельных пластинках при закручивании каждой из них на угол $\varphi(l)$. Пролет пластинок при этом принимается равным половине длины здания l. Аналогично проверяется прочность торцевых и промежуточных поперечных стен при закручивании на угол, определяемый по формуле

$$\varphi_{п.с} = \frac{L}{l}\,\varphi\,(l). \qquad (403)$$

Длина закручиваемого участка поперечной стены равна половине ее длины, т. е. L.

Максимальные касательные напряжения в продольной стене

$$\tau_{макс} = \frac{G\delta}{l}\,\varphi\,(l), \qquad (404)$$

где G — модуль упругости второго рода;

δ — расчетная толщина стены.

РАСЧЕТ ЗДАНИЙ ПОВЫШЕННОЙ ЭТАЖНОСТИ НА ВЛИЯНИЕ НАКЛОНА ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

6.92. При проектировании зданий повышенной этажности должны учитываться в несущих конструкциях и в основании зданий дополнительные усилия от наклонов земной поверхности с учетом кренов от ветровой нагрузки.

6.93. Расчетный крен здания повышенной этажности от наклона земной поверхности, вызываемого горными подработками, и от воздействия ветровой нагрузки определяется по формуле

$$i_р = 0{,}8\,(i_н + i_в + \Delta_i), \qquad (405)$$

где $i_н$ — ожидаемый максимальный наклон земной поверхности, определяемый по маркшейдерскому расчету;

$i_в$ — крен здания от ветровой нагрузки;

Δ_i — дополнительный крен здания от воздействия опрокидывающего момента, вызванного наклоном земной поверхности под влиянием горных выработок при одновременном действии ветровой нагрузки;

0,8 — коэффициент, учитывающий вероятность совпадения максимума наклона здания от ветровой нагрузки и наклона земной поверхности от горных выработок как по времени, так и по направлению действия.

Примечание. Если по грунтовым условиям ожидается крен здания вследствие неоднородности грунта, то он должен учитываться в формулах (405) и (407) путем введения (в скобках) дополнительного слагаемого i_0.

6.94. Предельный расчетный крен для зданий повышенной этажности не должен превышать $8\cdot10^{-3}$.

6.95. Крен здания от воздействия ветровой нагрузки определяется по формуле

$$i_в = \frac{M_в}{K\,J}, \qquad (406)$$

где $M_в$ — опрокидывающий момент от воздействия ветровой нагрузки относительно отметки подошвы фундаментов, тм;

K — коэффициент жесткости основания, определяемый по формуле (365), т/м³;

J — момент инерции суммарной площади подошвы фундаментов отсека, м⁴.

6.96. Дополнительный крен здания от воздействия опрокидывающего момента, вызванного наклоном земной поверхности под влиянием горных выработок, с учетом момента от наклона здания, вызванного ветровой нагрузкой, определяется приближенно по формуле

$$\Delta_i = (i_н + i_в)\,\frac{G\,h}{K\,J}, \qquad (407)$$

где G — вес отсека здания или сооружения, т;

h — расстояние от подошвы фундаментов до центра тяжести отсека, м.

Остальные обозначения по формулам (405) и (406).

6.97. При расчете конструкций надземной части зданий на прочность в несущих элементах должны учитываться дополнительные усилия: опрокидывающий момент M_x и поперечная сила Q_x, действующие в расчетном уровне x и определяемые по формулам:

$$M_x = M_{в\,x} + 0{,}8\,(i_н + i_в + \Delta_i)\,G_x\,h_x; \qquad (408)$$

$$Q_x = Q_{в\,x} + Q_{к\,x}, \qquad (409)$$

где $M_{вx}$ — момент от ветровой нагрузки в сечении (по высоте здания), т·м;

G_x — вес здания (отсека) выше сечения x, т;

h_x — расстояние от сечения x до центра тяжести веса G, м;

$Q_{вx}$ — поперечная сила в сечении x от ветровой нагрузки, т, определяемая по формуле (410);

$Q_{кx}$ — поперечная сила в сечении x от крена здания или сооружения, т, определяемая по формуле (411):

$$Q_{в\,x} = \sum_{j=1}^{r} q_{в\,j}\,h_i; \qquad (410)$$

$$Q_{к\,x} = 0{,}8\,G_x\,(i_н + i_в + \Delta_i). \qquad (411)$$

Здесь $q_{вj}$ — погонная ветровая нагрузка на здание или сооружение, т/пог. м;

h_i — высота здания, м, выше сечения x, в преде-

лах которой действует ветровая нагрузка;
r — количество ступеней изменения ветровой нагрузки выше сечения x;
0,8; $i_н$; $i_в$; Δ_i — по формуле (405).

6.98. На дополнительные усилия M_x и Q_x должны проверяться ослабленные сечения (например, проемами) конструкций зданий и сооружений, а также сечение сопряжения несущей конструкции с фундаментами и основание.

6.99. Основания зданий повышенной этажности должны проверяться на краевые напряжения по формуле

$$\sigma_{\substack{\text{макс}\\\text{мин}}} = \frac{\sigma}{F} \pm \frac{M_в}{J} Z, \qquad (412)$$

где σ — общий вес здания или сооружения (отсека), включая фундаменты, т;
F — площадь подошвы фундамента, м²;
$M_в$ — опрокидывающий момент, т·м, относительно подошвы фундаментов, определяемый по формуле (408);
Z — расстояние от нейтральной оси до наиболее удаленной части фундамента, м, в плоскости действия $M_в$;
J — момент инерции подошвы фундаментов в плоскости действия $M_в$.

Должны выполняться условия:

$$\sigma_{макс} \leqslant 1{,}4\, R^н; \qquad (413)$$

$$\sigma_{мин} \geqslant 0, \qquad (414)$$

где $R^н$ — нормативное давление на основание, т/м².

Примечание. Условие (413) проверяется по расчетной максимальной нагрузке G, условие (414) — по возможной минимальной нагрузке G.

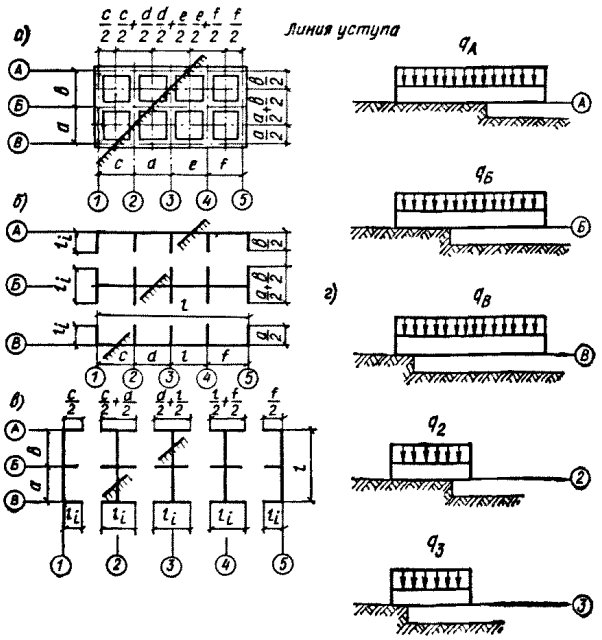


Рис. 74. Здание на ступенчато-оседающем основании

а — план здания; *б* — условная продольная разрезка коробки; *в* — условная поперечная разрезка коробки; *г* — расчетные схемы стен, пересекающих линию уступа

РАСЧЕТ БЕСКАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ НА СТУПЕНЧАТОЕ ОСЕДАНИЕ ОСНОВАНИЙ ОТ ВЛИЯНИЯ ВЫЕМКИ КРУТОПАДАЮЩИХ УГОЛЬНЫХ ПЛАСТОВ

6.100. При определении усилий, возникающих в стенах зданий от ступенчатого оседания основания, пространственная работа коробки здания не учитывается. Стены *А*, *В*, *Б*, *2* и *3* (рис. 74), пересекающие линию уступа, рассматриваются как отдельные балки на упругом ступенчатом основании (рис. 75).

Активная нагрузка q на балку принимается равномерно распределенной и равной:

$$q = g\,b + \frac{\sum_{i=1}^{n} g_i F_i}{l}, \qquad (415)$$

где g и g_i — удельные расчетные давления по подошве рассматриваемой и примыкающей i-й стен;
l и b — длина и ширина подошвы рассматриваемой стены;
F_i — площадь подошвы частей фундамента i-й стены, примыкающей к рассматриваемой стене;
n — число стен, примыкающих к рассматриваемой стене.

6.101. В первом приближении балку (расчетную модель стены) можно принимать бесконечно жесткой. Ее стабилизированные осадки зависят от сочетания значений двух безразмерных параметров — δ и λ_y, которые определяются по формулам:

$$\delta = \frac{kh}{q}; \qquad (416)$$

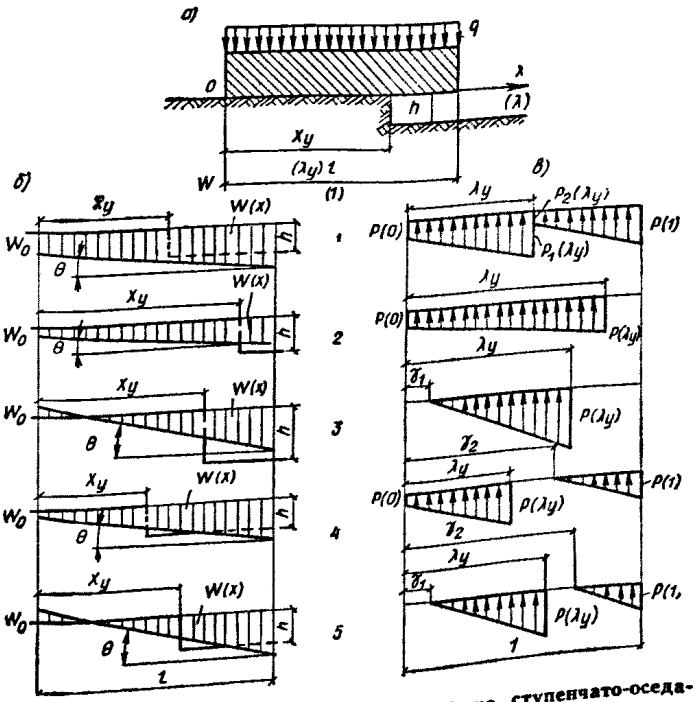


Рис. 75. Балка (расчетная модель стены) на ступенчато-оседающем основании

а — расчетная схема; *б* — эпюры осадок балки; *в* — эпюры отпора основания; *1* — ненарушенный контакт; *2* — односторонний отрыв; *3* — двусторонний отрыв; *4* — отрыв средней части; *5* — отрыв средней и крайней частей балки от основания

$$\lambda_y = \frac{x_y}{l}, \qquad (417)$$

где k — среднее значение погонного коэффициента жесткости упругого основания;

h — расчетная высота уступа;

x_y — расстояние уступа от торца балки.

Возможны пять качественно различных случаев стабилизированного опирания балки на ступенчатое основание (рис. 76):

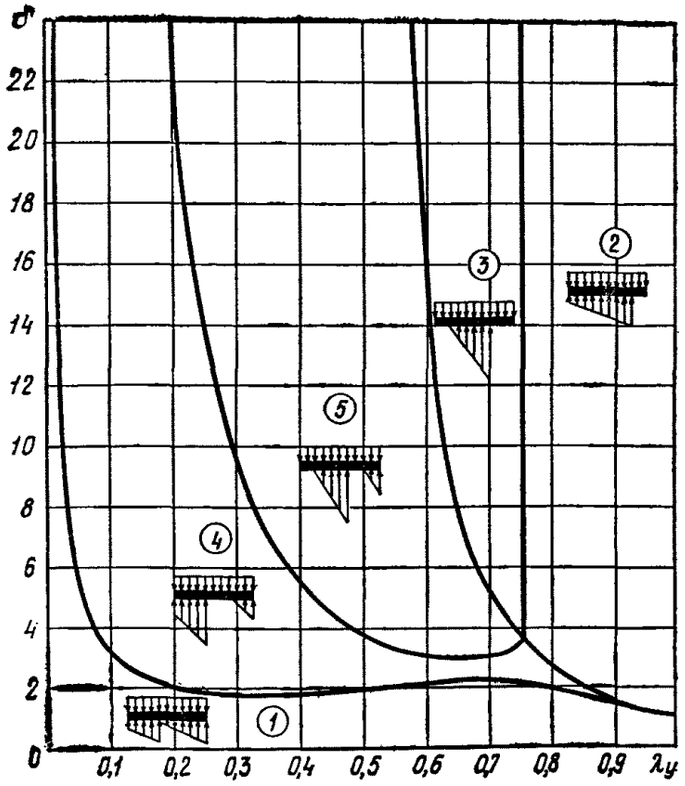


Рис. 76. Области существования пяти возможных случаев стабилизированного опирания балки на основание

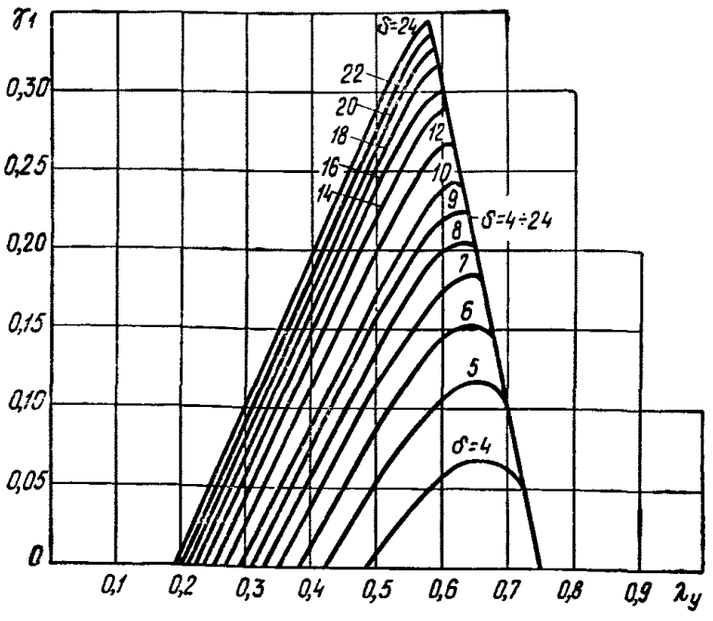


Рис. 77. Зависимость от параметров δ и λ_y приведенной длины λ_1 участка отрыва балки от основания

ненарушенный контакт;

односторонний отрыв $l(1-\lambda_y)$;

двухсторонний отрыв $l\lambda_1$ и $l(1-\lambda_y)$;

отрыв средней части $l(\lambda_2-\lambda_y)$;

отрыв крайней и средней частей балки от основания $l\lambda_1$ и $l(\lambda_2-\lambda_y)$.

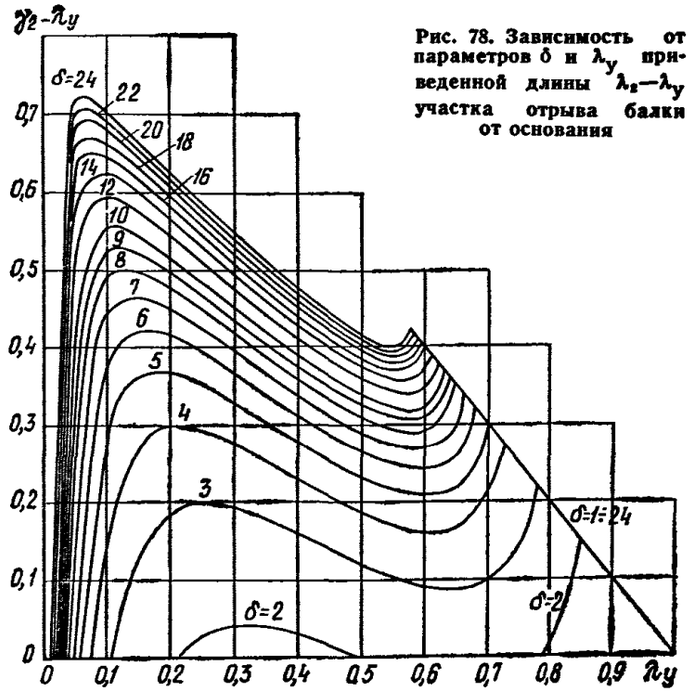


Рис. 78. Зависимость от параметров δ и λ_y приведенной длины $\lambda_2-\lambda_y$ участка отрыва балки от основания

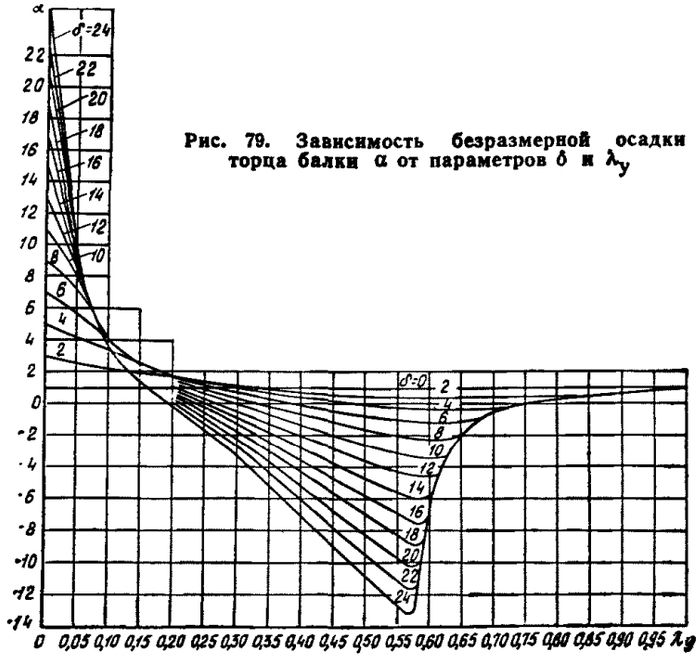


Рис. 79. Зависимость безразмерной осадки торца балки α от параметров δ и λ_y

Области существования каждого из этих пяти случаев и безразмерные длины участков отрыва балки от основания λ_1 и $\lambda_2-\lambda_y$ определяются по графикам (рис. 77—79).

6.102. Стабилизированные осадки балки w и отпор основания p (рис. 76) определяются по формулам:

$$w(\lambda) = \frac{q}{k}(\alpha + \beta\lambda); \qquad (418)$$

$$p_1(\lambda) = q(\alpha + \beta\lambda) \text{ при } \lambda \leqslant \lambda_y; \quad (419)$$

$$p_2(\lambda) = q(\alpha + \beta\lambda - \delta) \text{ при } \lambda \geqslant \lambda_y, \quad (420)$$

где $\lambda = \frac{x}{l}$ — безразмерное расстояние рассматриваемого сечения от торца балки;

α и β — безразмерная осадка торца балки и ее приведенный крен, определяемые по графикам (рис. 79 и 80).

Расчетную величину крена балки θ и интенсивности отпора основания $p_1(0) = p_0$, $p_1(\lambda_y) = p_{1y}$, $p_2(\lambda_y) = p_{2y}$ и $p_2(1) = p_2$ в наиболее характерных сечениях — у торца

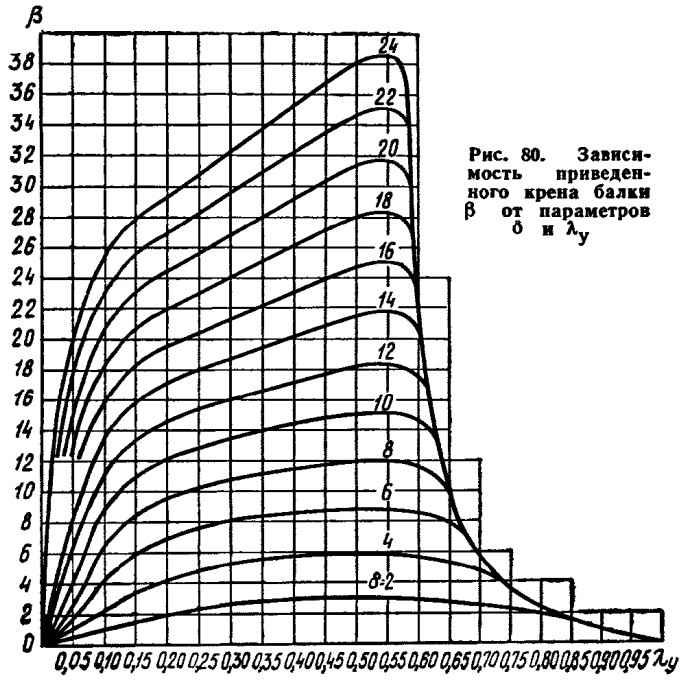


Рис. 80. Зависимость приведенного крена балки β от параметров δ и λ_y

балки ($x=0$), вблизи уступа ($x=x_y$) и у конца балки ($x=l$) — можно определить по формулам:

$$\theta = \frac{q\beta}{kl}; \quad (421)$$

$$p_0 = q\alpha; \quad (422)$$

$$p_{1y} = q p_y; \quad (423)$$

$$p_{2y} = q(p_y - \delta); \quad (424)$$

$$p_l = q p_l, \quad (425)$$

где p_y и p_l — безразмерные интенсивности отпора основания вблизи уступа и у конца балки, определяемые по графикам (рис. 81, 82); отрицательным значениям α и $p_y - \delta$ соответствуют значения $p_0 = p_{2y} = 0_0$.

6.103. Экстремальные значения изгибающих моментов M и поперечных сил Q в стене равны:

$$M(\lambda_M) = [q] l^2 \overline{M}; \quad (426)$$

$$Q(\lambda_Q) = [q] l \overline{Q}, \quad (427)$$

где $\lambda_M = \frac{x_M}{l}$ и $\lambda_Q = \frac{x_Q}{l}$ — безразмерные абсциссы экстремальных значений изгибающих моментов M и поперечных сил Q, определяемые по графикам (рис. 83 и 84);

$\overline{M}$ и $\overline{Q}$ — безразмерные экстремальные ординаты эпюр изгибающих моментов и поперечных сил, определяемые по графикам (рис. 85 и 86).

Для построения приближенных эпюр $M(\lambda)$ и $Q(\lambda)$ экстремальные ординаты следует соединить прямыми линиями и нулевыми ординатами в сечениях $\lambda=0$ и $\lambda=1$. Более точно эпюры усилий в стене определяются как для статически определимой балки, находящейся в равновесии под действием активной нагрузки q и реактивных давлений основания — $p(\lambda)$.

6.104. Значение погонного коэффициента жесткости основания k рекомендуется определять методом последовательных приближений с учетом влияния нелинейной деформируемости грунта.

В первом приближении

$$k^{\text{н}} = \frac{q}{w^{\text{н}}}, \quad (428)$$

где $w^{\text{н}}$ — осадка балки (расчетной модели стены), определяемая согласно указаниям норм по проектированию оснований.

По формулам (416), (423) и графику рис. 81 определяются значения δ p_y и p_{1y}. Если значение p_{1y} отвечает условию

$$p_{1y} \leqslant 1{,}2 R^{\text{н}} b, \quad (429)$$

то в расчет следует вводить значение $k = k^{\text{н}}$, определенное в первом приближении.

Если условие (429) не удовлетворяется, то выполняются второе или последующие приближения. В расчет вводится значение k, отличающееся от определенного в предыдущем приближении не более чем на 20%. В каждом из этих приближений

$$k = k^{\text{н}}\left[1 - \frac{q}{p_{\text{пр}}}(p_y - 1)\right], \quad (430)$$

где p_y — значение безразмерной интенсивности отпора основания, определенное в предыдущем приближении;

$p_{\text{пр}} = (A\gamma b + Bq_6 + Dc)b$ — предельная нагрузка на уровне подошвы фундамента здания;

A, B, D — коэффициенты, определяемые по табл. 70 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ;

q_6 — природное (бытовое) давление на уровне подошвы фундамента;

γ — объемный вес грунта.

Примечание. Если значение p_{1y} превышает $1{,}2 R^{\text{н}} b$ более чем на 30%, то контакт между фундаментом и грунтом не нарушится. В этом случае p_y следует определять по наибольшему значению δ для заданного λ_y, при котором возможна первая схема опирания балки на ступенчатое основание.

6.105. Если основание здания ранее не подрабатывалось и возможное положение уступа неизвестно, то следует принимать, что он может образовываться в наиболее неблагоприятных местах. Неблагоприятные значения координат уступа $x_{y M}$, $x_{y Q}$ и $x_{y\theta}$, которые соответствуют возникновению в стенах наибольших экстремальных усилий M, Q и наибольшим кренам здания θ, определяются по графикам (рис. 87) в зависимости от величины параметра δ. Наибольшие экстремальные величины безразмерных усилий M, Q и наибольший приведенный

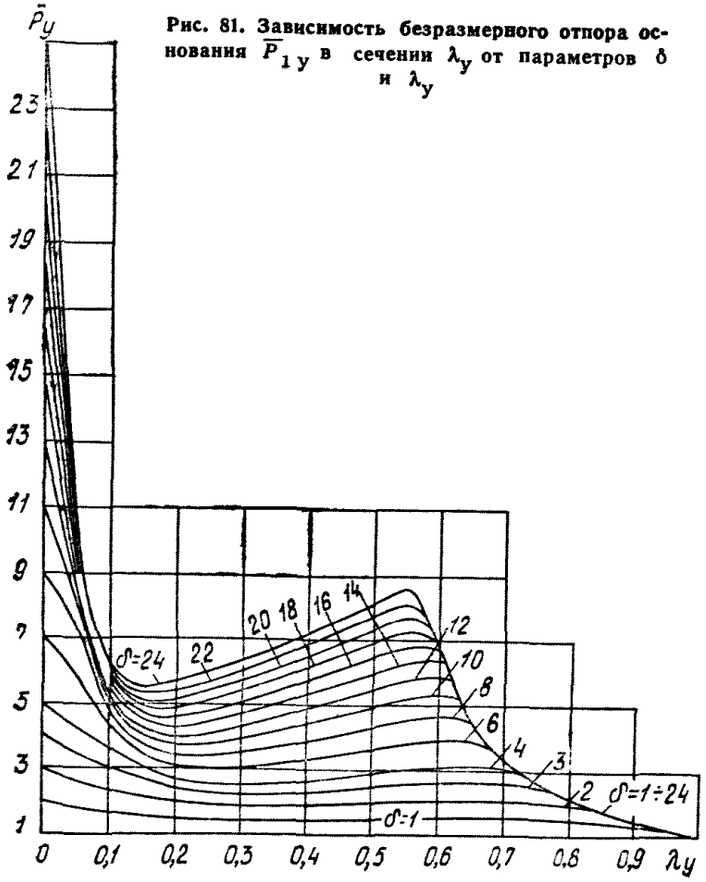


Рис. 81. Зависимость безразмерного отпора основания $\bar{P}_{1y}$ в сечении λ_y от параметров δ и λ_y

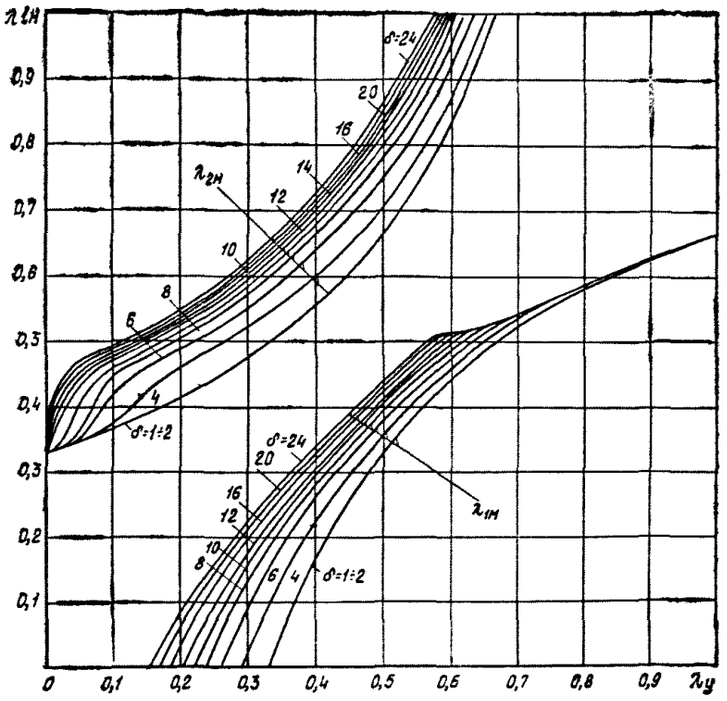


Рис. 83. Зависимость безразмерных координат λ_{M_1} и λ_{M_2} экстремальных изгибающих моментов M_1 и M_2 от параметров δ и λ_y

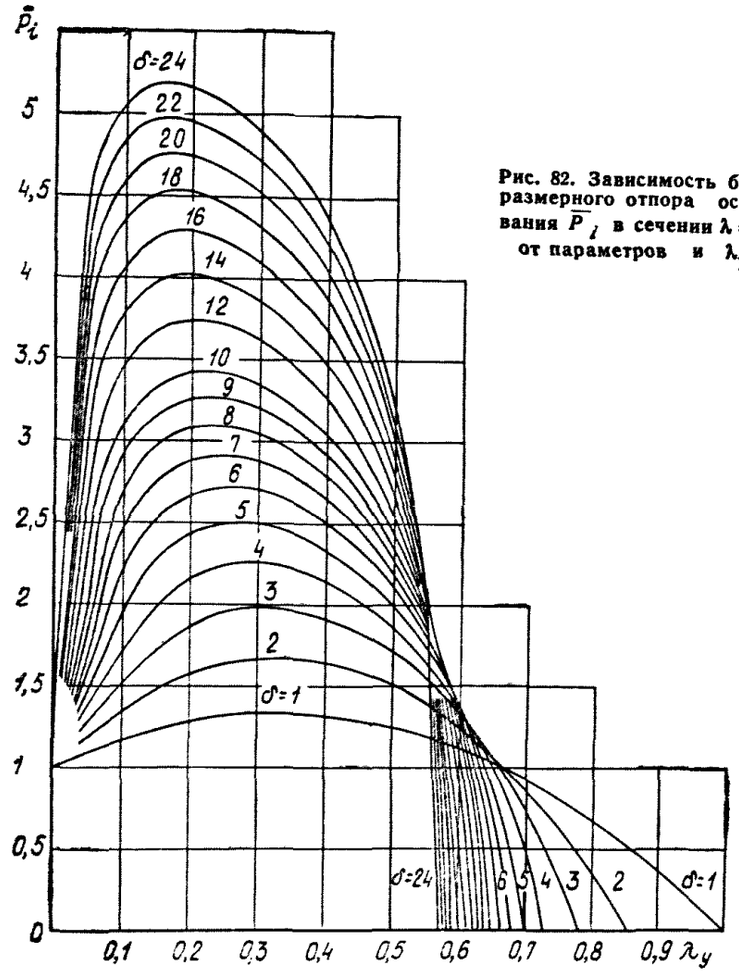


Рис. 82. Зависимость безразмерного отпора основания $\bar{P}_i$ в сечении $\lambda=1$ от параметров и λ_y

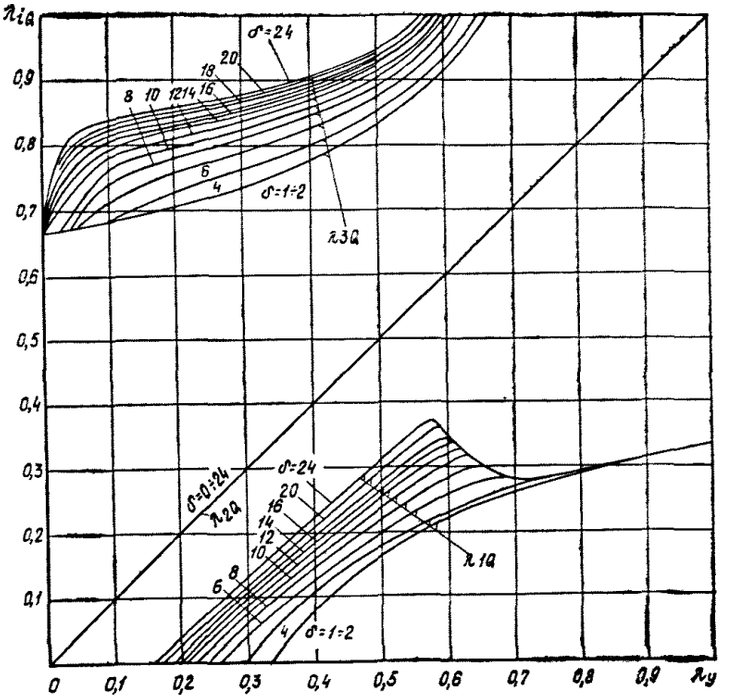


Рис. 84. Зависимость безразмерных координат λ_{Q_1}, λ_{Q_2} и λ_{Q_y} экстремальных поперечных сил Q_1, Q_2 и Q_y от параметров δ и λ_y

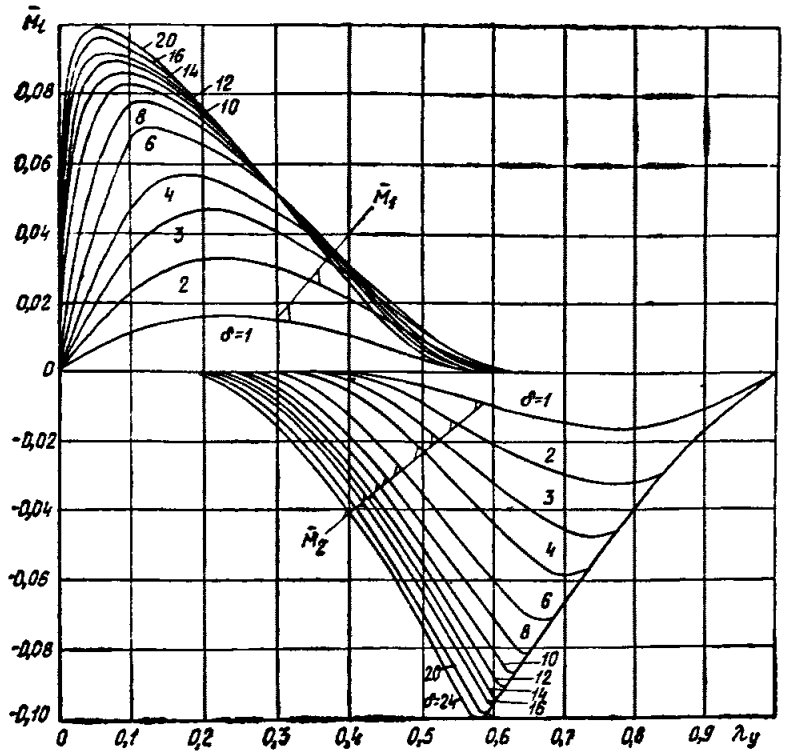


Рис. 85. Зависимости безразмерных экстремальных изгибающих моментов $\overline{M}_1$ и $\overline{M}_2$ от параметров δ и λ_y

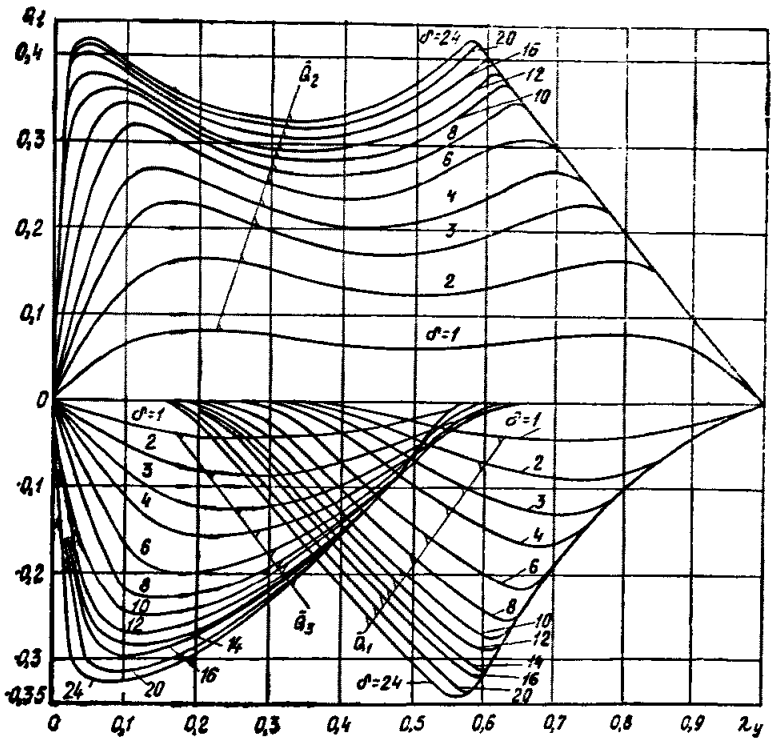


Рис. 86. Зависимости безразмерных экстремальных поперечных сил $\overline{Q}_1$, $\overline{Q}_2$ и $\overline{Q}_y$ от параметров δ и λ_y

крен β при неблагоприятных положениях уступа определяется по графикам (рис. 88—90).

6.106. Для оценки влияния конечной жесткости здания на величины обобщенных усилий может служить отношение $\frac{\overline{M}_ж}{\overline{M}_{\lambda l}}$ (рис. 91), показывающее, во сколько раз наибольший изгибающий момент в абсолютно жесткой балке превышает таковой в балке конечной жесткости ($M_{\lambda l}$) с показателем приведенной длины

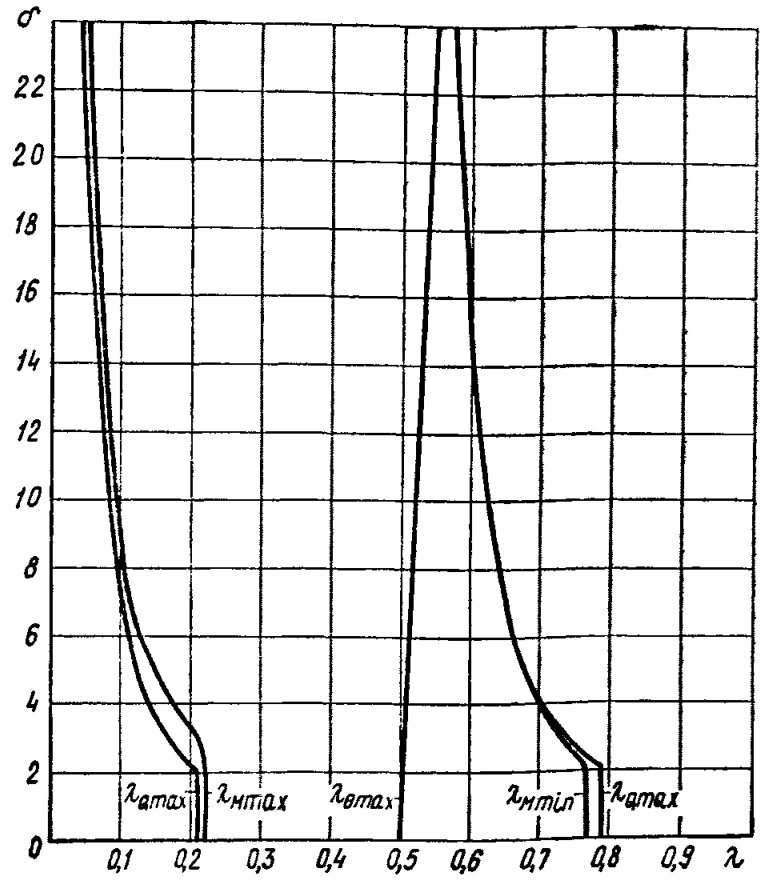


Рис. 87. Зависимость неблагоприятных значений координаты положения уступа $\lambda_{у.н}$ от параметра δ

Таблица 70

Угол внутреннего трения φ	Значения коэффициентов A, B, D			Угол внутреннего трения φ	Значения коэффициентов A, B, D		
	A	B	D		A	B	D
16	1,7	4,4	11,7	32	14,3	24,7	38,0
18	2,3	5,3	13,2	34	19,8	32,6	47,0
20	3,0	6,5	15,1	36	26,2	41,5	55,7
22	3,8	8,0	17,2	37	37,4	54,8	70,0
24	4,9	9,8	19,8	40	50,1	72,0	84,7
26	6,8	12,3	23,2	42	77,3	98,7	108,8
28	8,0	15,0	25,8	44	110,3	137,2	141,2
30	10,8	19,3	31,5	46	159,6	195,0	187,5

$$\lambda = l \sqrt[4]{\frac{k}{4\,[EI]}}. \qquad (431)$$

При $\lambda \leqslant 2$ расчет здания допускается выполнять как абсолютно жесткой балки, при $\lambda > 2$ в расчете целесообразно учитывать конечную жесткость здания.

6.107. При расчете зданий с учетом конечной изгибной жесткости максимальные изгибающие моменты и поперечные силы в стенах определяются по формулам:

а) при неизвестном положении уступа

$$\left.\begin{aligned} M_{макс} &= \overline{M}\,[q]\,l^2; \\ Q_{макс} &= \overline{Q}\,[q]\,l, \end{aligned}\right\} \qquad (432)$$

где $\overline{M}$ и $\overline{Q}$ — безразмерные величины находятся по графикам (рис. 92, 93) в зависимости от

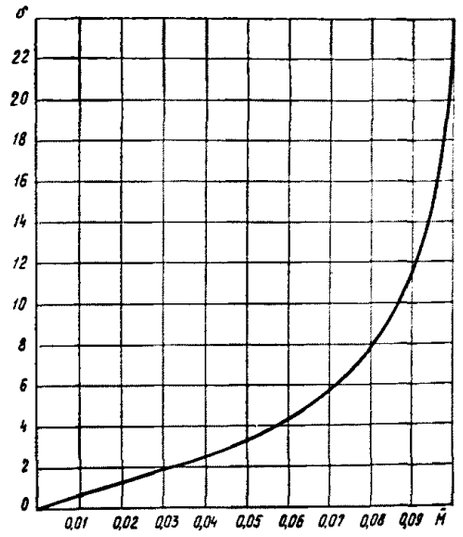


Рис. 88. Зависимость наибольших абсолютных величин безразмерных экстремальных изгибающих моментов $\overline{M}$ от параметра δ (при неблагоприятных положениях уступа)

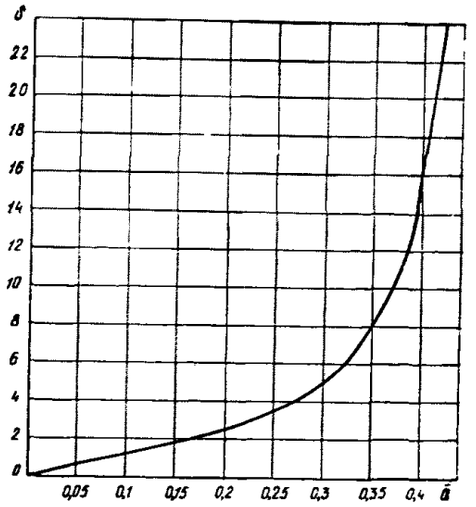


Рис. 89. Зависимость наибольшей абсолютной величины безразмерной поперечной силы $\overline{Q}$ от параметра δ (при неблагоприятных положениях уступа)

двух безразмерных параметров δ и λ, определяемых по формулам (417) и (431);

б) при известном положении уступа

$$\left.\begin{aligned} M_{\text{макс}} &= \overline{M}\,\eta\,[q]\,l^2; \\ Q_{\text{макс}} &= \overline{Q}\,\varkappa\,[q]\,l, \end{aligned}\right\} \qquad (433)$$

где η и χ — коэффициенты, определяемые по графикам (рис. 94, 95).

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБОБЩЕННЫХ УСИЛИЙ С УЧЕТОМ ПЛАСТИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ОСНОВАНИЯ, ИЗГИБНОЙ И СДВИГОВОЙ ЖЕСТКОСТИ

6.108. Основание принимается упругопластической средой, подчиняющейся в упругой стадии закону прямой

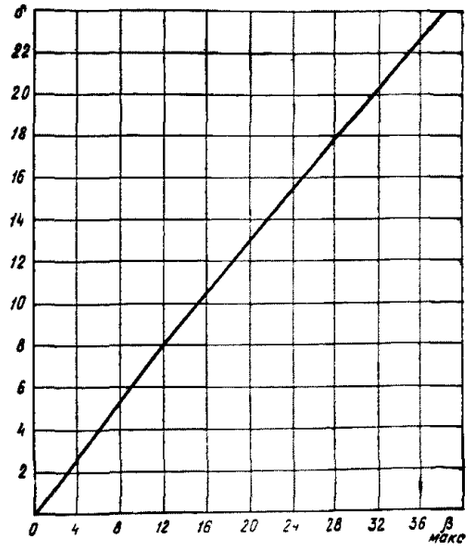


Рис. 90. Зависимость приведенного максимального крена балки $\beta_{\text{макс}}$ от параметра δ (при неблагоприятных положениях уступа)

пропорциональности (винклеровское основание), а в пластической стадии имеющей модуль упрочнения, равный нулю.

Между подошвой фундамента и грунтом принимается односторонняя связь — грунт воспринимает только сжимающие напряжения.

6.109. При расчете здания принимаются линейные законы распределения реактивных давлений согласно схеме, изображенной на рис. 96, где участки b_1 и b_3 соответствуют областям упругих деформаций основания, участки c_1 и c_2 — пластических. На участках длиной a_2—b_3—c_2 и a_1—b_1—c_1 имеет место отрыв фундамента от основания. В качестве неизвестных принимаются погонные интенсивности реактивных давлений в точках *0*, *1*, *2*, *3* — p_0; p_1; p_2; p_3.

Задача расчета состоит в общем случае в подборе таких значений b_1; b_3; c_1; c_2, при которых с заданной степенью точности удовлетворяются условия $p_0=0$; $p_1=p_{\text{пр}}$; $p_2=0$; $p_3=p_{\text{пр}}$. Погрешность вычисления реактивных давлений не должна превышать $\pm 0{,}1\,R^{\text{н}}$. Эта задача может решаться методом последовательных приближений. на каждом этапе расчета значения p_0; p_1; p_2; p_3 определяются из решения системы уравнений, приведенных в табл. 71, в которые поочередно подставляются задаваемые варианты величин b_1; b_3.

В уравнениях табл. 71

$$\gamma = \frac{12\,[EI]}{k_i}\ (i=0,\ 1,\ 2,\ 3\ldots)\quad \psi = \frac{6\,[EI]}{[GF]}. \qquad (434)$$

Здесь K_i — коэффициент жесткости основания в точке $i=0, 1, 2, 3$ (см. рис. 96);

$M_{i\text{в}}$ — сумма моментов всех внешних нагрузок, расположенных слева от i-го сечения относительно точки i (положительные направления внешних нагрузок показаны на рис. 96, $i=1,2$);

$M_{\text{в}}$ — то же, относительно правого конца балки;

$Q_{\text{в}}$ — сумма проекций всех внешних нагрузок на вертикальную ось;

q_i — интенсивность внешней распределенной нагрузки в точке i ($i=1, 2$);

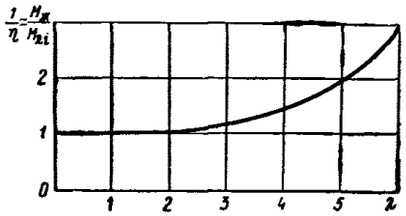


Рис. 91. График отношения $\frac{M_ж}{M_{\lambda l}}$

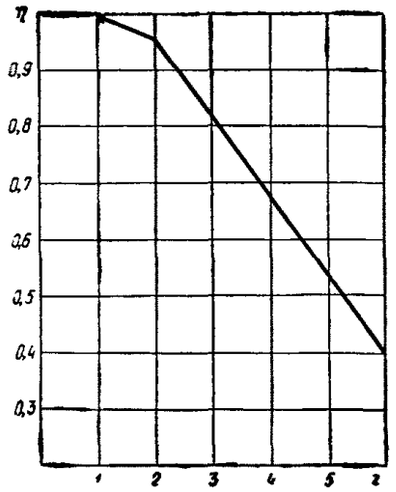


Рис. 94. График для определения коэффициента η, учитывающего конечную жесткость зданий

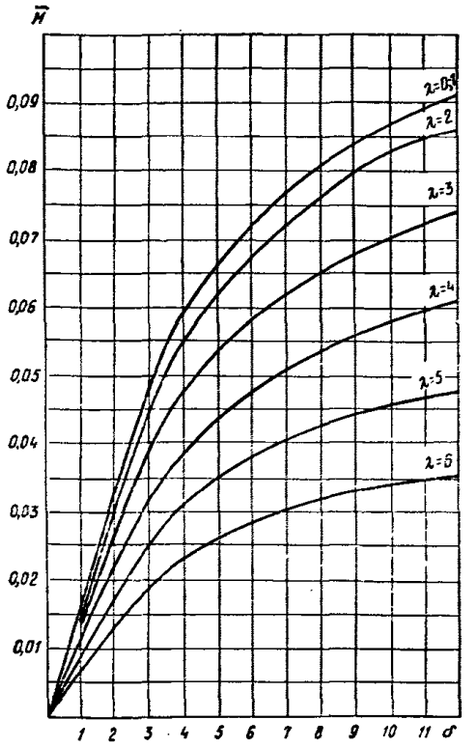


Рис. 92. График для определения $\bar{M}$

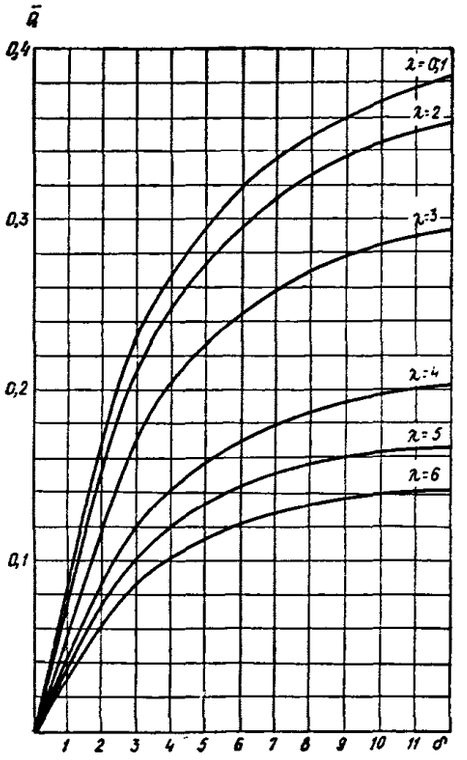


Рис. 93. График для определения $\bar{Q}$

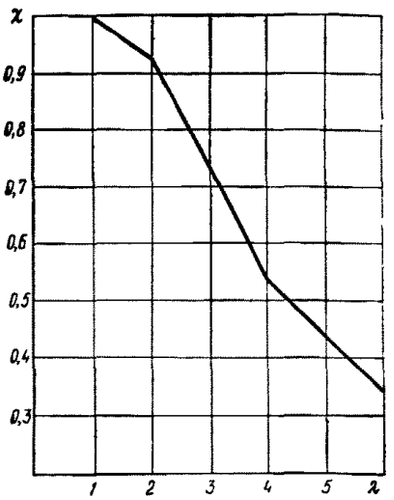


Рис. 95. График для определения коэффициента χ, учитывающего конечную жесткость здания

$P_{пр}$ — предельная несущая способность основания определяется по формуле (380).

6.110. При отсутствии зон отрыва фундамента от основания и участков пластических деформаций грунта эпюра реактивных давлений основания имеет вид, изображенный на рис. 96,*в*. В этом случае значения p_0, p_1, p_3 определяются из решения системы уравнений:

$$\left.\begin{aligned}
&\left(\frac{\gamma_0}{a_1 b}+2a_1^2\right)p_0+\left(a_1^2-\frac{\gamma_1}{q_1 a_2}-\psi\right)p_1+\\
&+\frac{\gamma_3}{a_2 l}p_3=6M_{1в}-q\psi\frac{12\,[EJ]\,h}{a_2 l};\\
&a_1 p_0+l\,p_1+a_2 p_3=2Q_в+a_2 k_1 h;\\
&a_1(2a_1+3a_2)p_0+[a_1\ (a_1+3a_2^2)]\cdot p_1-a_2^2 p_3=\\
&=6M_в+2a_2^2 k_1 h.
\end{aligned}\right\}\quad(435)$$

Значение p_2 определяется по формуле (436)

$$p_2=p_1-k_1 h. \qquad (436)$$

6.111. Определение реактивных давлений основания с помощью последовательных приближений производится в общем случае в следующем порядке.

В первом приближении предполагается, что между основанием и фундаментом существует двухсторонняя связь и пластические деформации грунта отсутствуют, т. е. имеет место обычная задача расчета балки на упругом основании. Пользуясь уравнениями (435) и формулой (436), определяются значения $p_0^{(')}$; $p_1^{(')}$; $p_2^{(')}$; $p_3^{(')}$ первого приближения.

Если полученные значения реактивных давлений не превышают (в пределах заданной степени точности расчета) $p_{пр}$, участки отрицательных реакций основания отсутствуют, а их значения не превышают заданных величин, то на этом процесс определения реакций основания заканчивается. Значения изгибающих моментов и

Таблица 71

Коэффициенты при неизвестных				Свободные члены (в правой части)
p_0	p_1	p_2	p_3	
$\frac{\gamma_0}{b_1(b_1+b_2)}+2b_1$	$b_1^2-\frac{\gamma_1}{b_1 b_2}-\psi$	$\frac{\gamma_2}{b_2(b_1+b_2)}$	0	$6M_{1в}-g_1\psi-\frac{12[EI]h}{b_2(b_1+b_2)}$
$b_1(2b_1+3b_2)$	$\frac{\gamma_1}{b_2(b_2+b_3)}+b_1(b_1+3b_2)$	$-\frac{\gamma_2}{b_2 b_3}-\psi$	$\frac{\gamma_3}{b_3(b_2+b_1)}$	$6M_{2в}-g_2\psi+\frac{12[EI]h}{b_2(b_2+b_3)}$
b_1	b_1	b_3	b_3	$2Q_3-2P_{пр}(c_1+c_2)$
$b_1(2b_1+3c_1+3a_2)$	$b_1(b_1+3c_1+3a_2)$	$b_3(2b_3+3c_2)$	$b_3(2b_3+3c_2)$	$6M_в-3p_{пр}[c_1(c_1+2a_2)+c_2^2]$

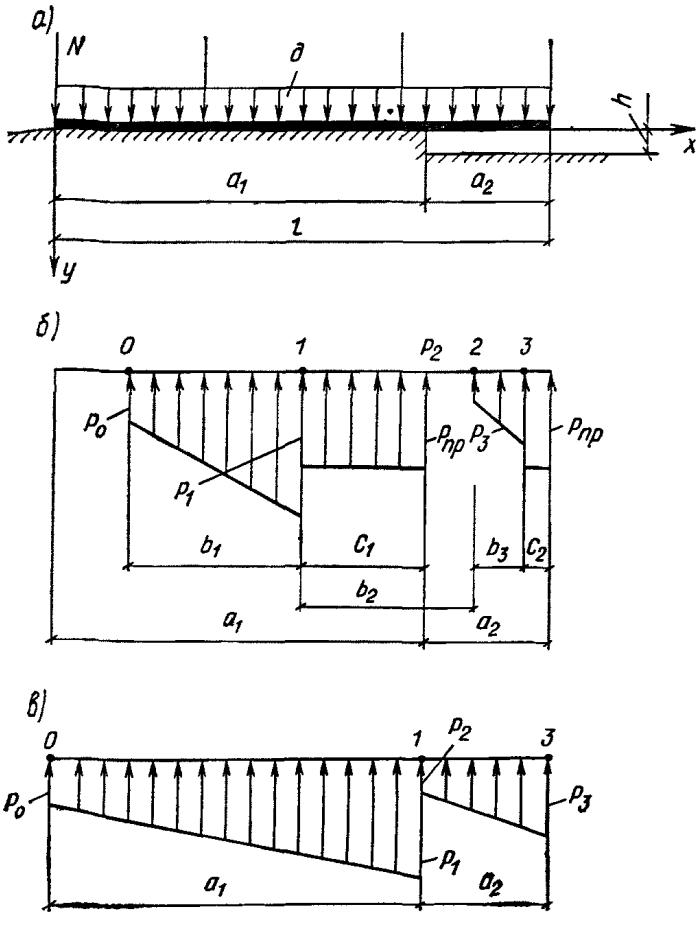


Рис. 96. Схемы к расчету здания

а — расчетная схема здания на ступенчато-смещающемся основании; *б* — эпюра реактивных давлений основания при наличии зон отрыва и пластических деформаций; *в* — то же, при отсутствии указанных зон

поперечных сил определяются по эпюре реактивных давлений и внешним нагрузкам обычными приемами строительной механики.

Если указанные условия не соблюдаются, то переходят ко второму приближению.

Во втором приближении пользуются уравнениями табл. 71 (балки конечной жесткости). Величины b_1; b_3; c_1; c_2 (см. рис. 96) принимаются по эпюре реактивных давлений первого приближения: за $b_1^{(')}$ и $b_3^{(')}$ $c_1^{(')}$ и $c_2^{(')}$ принимаются длины участков эпюры, где соответственно $0 \leqslant p \leqslant p_{пр}$ и $p \geqslant p_{пр}$. В зависимости от вида эпюры p величины b_1; b_3; c_1; c_3 могут изменяться в пределах $0 < b_1 \leqslant a$; $0 \leqslant b_3 \leqslant a_2$; $0 \leqslant c_1 \leqslant a_1$; $0 \leqslant c_2 \leqslant a_2$. В частном случае, когда $b_3^{(1)} = c_2^{(1)} = 0$, т. е. при $p_2 \leqslant 0$; $p_3 \leqslant 0$, до решения задачи во втором приближении надлежит проверить возможность образования свободного консольного свеса. Указанная проверка производится по формулам:

$$\frac{2}{a_1^2}[Q_в(2a_1+3a_2)-3M_в] \leqslant P_{пр} \text{ при } p_0^{(1)} \geqslant 0; \quad (437)$$

$$\frac{2}{b_1^2}[Q_в(2b_1+3a_2)-3M_в] \leqslant P_{пр} \text{ при } p_0^{(1)} < 0, \quad (438)$$

где

$$b_1 = 3\left(\frac{M_в}{Q_в}-a_2\right).$$

Если условия не соблюдаются, то для решения задачи во втором приближении необходимо задаться какими-либо значениями $b_3^{(1)}$; $c_2^{(1)}$ в пределах границ их возможного изменения.

В результате решения системы уравнений табл. 71 с учетом найденных или принятых значений $b_1^{(1)}$, $b_3^{(1)}$, $c_1^{(1)}$, $c_2^{(1)}$ определяются значения $p_0^{(2)}$, $p_1^{(2)}$, $p_2^{(2)}$, $p_3^{(2)}$ второго приближения. Если эти реакции основания соответствуют физически возможным (в пределах заданной степени точности), то на этом расчет заканчивается и полученной эпюрой реактивных давлений пользуются для нахождения изгибающих моментов и поперечных сил в балке. В противном случае переходят к третьему приближению.

В третьем приближении используются величины $b_1^{(2)}$ $b_3^{(2)}$, $c_1^{(2)}$, $c_2^{(2)}$, полученные по эпюре реактивных давлений второго приближения.

Процесс такого решения задачи заканчивается, как только будут удовлетворены заданные условия.

6.112. При неизвестном положении уступа наиболее неблагоприятное его расположение, а также приведенная координата λ_y, при которой изгибающий момент и поперечная сила будут наибольшими, определяются по рис. 87. Расстояние уступа от левого конца определяется по формуле

$$a_1 = \lambda_y l. \quad (439)$$

Пример расчета кирпичного дома

Исходные данные

Дом пятиэтажный с тремя продольными стенами длиной 17,2 м. Фундаменты ленточные жесткие. Фасад дома, план фундаментов, активные нагрузки и размеры показаны на рис. 97.

Рассчитывается одна продольная стена на совместное воздействие кривизны и горизонтальных деформаций.

Расчетные параметры и грунтовые условия:

радиус искривления поверхности $R=5$ км;

горизонтальные деформации $\varepsilon=5\cdot10^{-3}$;

равномерно распределенная нагрузка на фундамент $q=307$ кг/см:

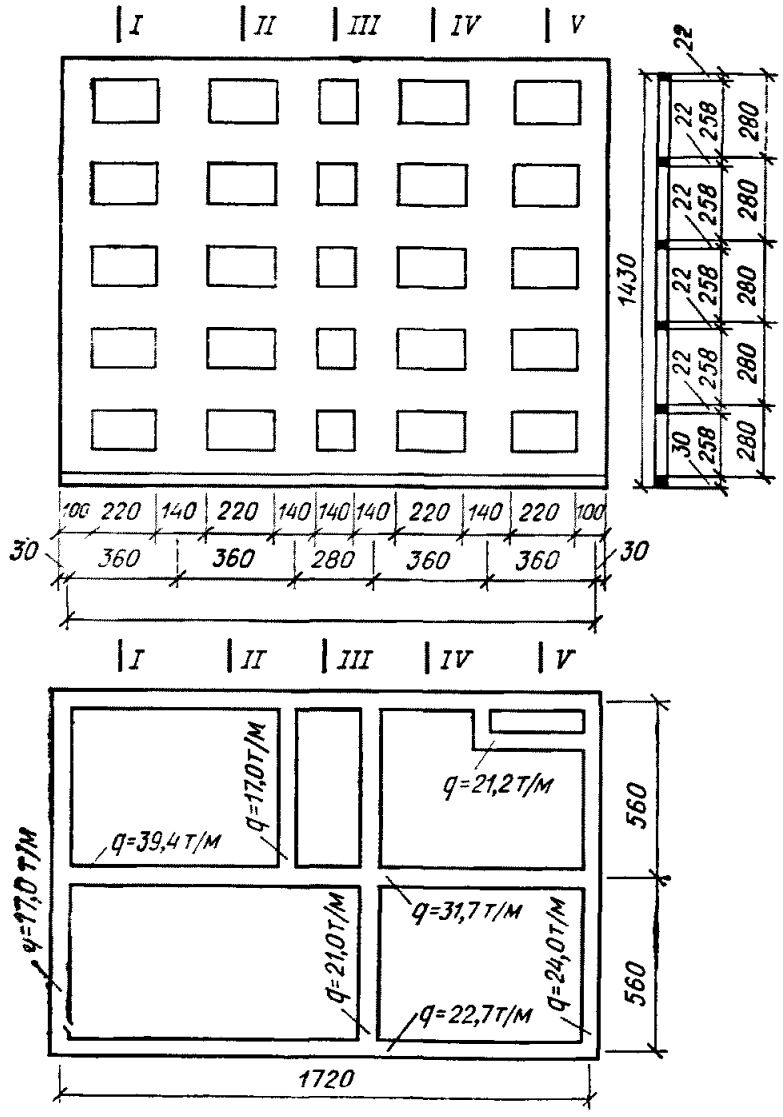


Рис. 97. Фасад кирпичного дома, план фундаментов

равнодействующая горизонтальной касательной нагрузки $N=39\cdot10^3$ кг;

погонный коэффициент жесткости основания $K_п=125$ кг/см².

Определение сдвиговой жесткости наружной стены кирпичного здания

Расчетные модули упругости материалов элементов стен берутся с учетом коэффициента 0,5.

Для тяжелого бетона М-150 (для цоколя) $E_б=2{,}3\cdot10^5$ кг/см².

Расчетный модуль упругости бетона цоколя с учетом длительного действия нагрузки равен:

$$E_ц=0{,}5;\quad E_б=0{,}5\cdot2{,}3\cdot10^5=1{,}15\cdot10^5\ \text{кг/см}^2.$$

Модуль сдвига $G_ц=0{,}4\cdot E_ц=0{,}4\cdot1{,}15\cdot10^5=0{,}46\cdot10^5$ кг/см²

Площадь поперечного сечения цоколя $F_ц=40\cdot30=1200$ см².

Момент инерции сечения цоколя $I_ц=\dfrac{40\cdot30^3}{12}=9\cdot10^4$ см⁴.

Изгибная жесткость цоколя [по формуле (170) СНиП II-В.1-62*]

$$B_ц=0{,}85E_ц\ I_ц=0{,}85\cdot1{,}15\cdot10^5\cdot9\cdot10^4=8{,}8\cdot10^9\ \text{кг/см}^2.$$

Сдвиговые жесткости цокольного пояса для каждого из пролетов определяем по формуле (340):

для $d_p=280$ см

$$[G\,F]_ц=\frac{1}{\dfrac{1}{G_ц\,F_ц}+\dfrac{d_p^2}{12\,B_ц}}=\frac{1}{\dfrac{1}{0{,}46\cdot10^5\cdot1200}+\dfrac{280^2}{12\cdot8{,}8\cdot10^9}}=$$

$$=\frac{10^8}{1{,}812+74{,}242}=13{,}5\cdot10^5\ \text{кг};$$

для $d_г=360$ см

$$[G\,F]_ц=\frac{1}{\dfrac{1}{0{,}46\cdot10^5\cdot1200}+\dfrac{360^2}{12\cdot8{,}8\cdot10^9}}=\frac{10^8}{1{,}812+122{,}707}=$$

$$=8{,}03\cdot10^5\ \text{кг}.$$

Пояс из монолитного железобетона марки 150:

$$E_{оп}=2{,}3\cdot10^5\ \text{кг/см}^2;$$

$$E_п=1{,}15\cdot10^5\ \text{кг/см}^2;$$

$$G_п=0{,}46\cdot10^5\ \text{кг/см}^2.$$

Площадь поперечного сечения пояса $F_п=22\cdot25=550$ см².

Момент инерции сечения пояса

$$I_п=\frac{25\cdot22^3}{12}=22\,183\ \text{см}^4\approx2{,}2\cdot10^4\ \text{см}^3.$$

Изгибная жесткость пояса

$$B_п=0{,}85\cdot1{,}15\cdot10^5\cdot2{,}2\cdot10^4=2{,}15\cdot10^9\ \text{кгсм}^2.$$

Сдвиговые жесткости пояса для каждого из пролетов определяем по формуле (346):

для $d_г=280$ см; $d_f=140$ см

$$[G\,F]_{/\,п}=\frac{1}{\dfrac{1}{0{,}46\cdot10^5\cdot550}+\dfrac{280\cdot140}{12\cdot2{,}15\cdot10^9}}=\frac{10^8}{3{,}95+151{,}94}=$$

$$=6{,}41\cdot10^5\ \text{кг};$$

для $d_г=360$ см; $d_f=220$ см

$$[G\,F]_{/\,п}=\frac{1}{\dfrac{1}{0{,}46\cdot10^5\cdot550}+\dfrac{360\cdot220}{12\cdot2{,}15\cdot10^9}}=\frac{10^8}{3{,}95\cdot306{,}98}=$$

$$=3{,}22\cdot10^5\ \text{кг}.$$

Сдвиговую жесткость в пределах одного шага определяем по формуле (345):

два шага $d_г=280$ см

$$[G\,F]_г=(5\cdot6{,}41+13{,}15)\ 10^5=45{,}2\cdot10^5\ \text{кг};$$

для шага $d_г=360$ см

$$[G\,F]_г=(5\cdot3{,}22+8{,}03)\ 10^5=24{,}13\cdot10^5\ \text{кг}.$$

Сдвиговую жесткость наружной стены определяем по формуле (411)

$$[G\,F]_н=\frac{860}{\dfrac{280}{45{,}2\cdot10^5}+\dfrac{2\cdot360}{24{,}13\cdot10^5}}=\frac{860\cdot10^5}{6{,}19+29{,}84}=$$

$$=\frac{860\cdot10^5}{36{,}03}=0{,}24\cdot10^7\ \text{кг}.$$

Определение изгибной жесткости стены кирпичного здания

Расчет изгибной жесткости наружной стены производим по формулам (349)—(351), (358), (359) и (361).

Подставляя формулу (361) в формулу (350), имеем

Таблица 72

Сечения	Исходные данные и результаты вычисления										
	j	y_j (см)	$\frac{12y_j^3}{3b\,d\,E_{cj}}$	$\left(\frac{1}{\sum_{1}^{s} h_i^{03}} + \frac{1}{\sum_{1}^{r} h_i^{03}}\right)\cdot 10^{-7}$	$x_j \cdot 10^{-5}$	$\mu_j \cdot 10^{-8}$	$\frac{1}{\mu_j}\cdot 10^{8}$	$\frac{y_j}{\mu_j}\cdot 10^{8}$	$y_0\,(r)\,10$	$\frac{(y_j - y_0)^3}{\mu_j}\cdot 10^{10}$	$[E\,I]_{(r)} \times 10^{11}$
I	1	30	$5{,}232\cdot 10^{-4}$	10,835	$5{,}669\cdot 10^{-5}$	2,834	352,79	10,583	4,8	1,111	2,974
	2	310	0,577	10,835	$6{,}255\cdot 10^{-2}$	67,984	14,709	4,55	4,8	10,116	2,974
	3	590	3,98	10,835	0,431	436,68	2,29	1,351	4,8	6,733	2,974
	4	870	12,761	10,835	1,383	1388,1	0,72	0,627	4,8	4,87	2,974
	5	1150	29,474	10,835	3,193	3198,9	0,313	0,359	4,8	3,798	2,974
	6	1430	56,67	10,835	6,14	6145,6	0,163	0,293	4,8	3,109	2,974
II	1	30	$5{,}232\cdot 10^{-4}$	3,754	$1{,}964\cdot 10^{-5}$	2,797	357,47	10,724	7,3	6,58	7,677
	2	310	0,577	3,754	$2{,}167\cdot 10^{-2}$	27,103	36,896	11,437	7,3	20,74	7,677
	3	590	3,98	3,754	0,149	154,85	6,458	3,81	7,3	17,267	7,677
	4	870	12,761	3,754	0,479	484,51	2,064	1,795	7,3	13,113	7,677
	5	1150	29,474	3,754	1,106	1111,9	0,899	1,034	7,3	10,433	7,677
	6	1430	56,67	3,754	2,127	2132,9	0,469	0,67	7,3	8,635	7,677
III	1	30	$5{,}232\cdot 10^{-4}$	3,083	$1{,}613\cdot 10^{-5}$	2,794	357,92	10,737	8,0	8,869	9,06
	2	310	0,577	3,083	$1{,}78\cdot 10^{-2}$	23,226	43,054	13,346	8,0	22,819	9,06
	3	590	3,98	3,083	0,123	128,12	7,805	4,605	8,0	20,318	9,06
	4	870	12,761	3,083	0,393	398,82	2,507	2,181	8,0	15,657	9,06
	5	1150	29,474	3,083	0,909	914,0	1,094	1,258	8,0	12,531	9,06
	6	1430	56,6700	3,083	1,747	1752,3	0,571	0,816	8,0	10,403	9,06
IV	1	30	$5{,}2325\cdot 10^{-4}$	3,754	$1{,}964\cdot 10^{-5}$	2,797	357,47	10,724	7,3	5,58	7,677
	2	310	0,577340	3,754	$2{,}167\cdot 10^{-2}$	27,103	36,896	11,437	7,3	20,74	7,677
	3	590	3,98020	3,754	0,149	154,85	6,458	3,81	7,3	17,267	7,677
	4	870	12,76100	3,754	0,479	484,51	2,064	1,795	7,3	13,113	7,677
	5	1150	29,47400	3,754	1,106	1111,9	0,899	1,034	7,3	10,433	7,677
	6	1430	56,67000	3,754	2,127	2132,9	0,469	0,67	7,3	8,635	7,677
V	1	30	$5{,}2325\cdot 10^{-4}$	10,835	$5{,}669\cdot 10^{-5}$	2,834	352,79	10,583	4,8	1,111	2,974
	2	310	0,57734	10,835	$6{,}255\cdot 10^{-2}$	67,984	14,709	4,56	4,8	10,116	2,974
	3	590	3,9802	10,835	0,431	436,68	2,29	1,351	4,8	6,733	2,974
	4	870	12,76100	10,835	1,383	1388,1	0,72	0,627	4,8	4,87	2,974
	5	1150	29,47400	10,835	3,193	3198,9	0,313	0,359	4,8	3,798	2,974
	6	1430	56,6700	10,835	6,14	6145,6	0,163	0,233	4,8	3,109	2,974

$$x_j = \frac{y_j}{d_{ср}\,[G\,F]_{j\,лев}} + \frac{y_j}{d_{ср}\,[G\,F]_{j\,пр}} = \frac{12\,y_j^3}{3\,b\,d_{ср}\,E_{c\,j}}\left[\frac{1}{\sum_{1}^{r} h_i^{03}} + \frac{1}{\sum_{r+1}^{s} h_i^{03}}\right].$$

Определение изгибной жесткости наружной стены приведено в табл. 72.

Исходные данные

Расстояния до верхних граней перекрытия: y ; y_1=30 см; y_2=310 см; y_3=590 см; y_4=870 см; y_5=1150 см; y_6=1430 см;

толщина простенка: b=40 см; φ=0,7;

модуль упругости бетона поясов

$$E_{1-6} = 1{,}15\cdot 10^{6}\ кг/см^2;$$

модуль упругости арматуры

$$E_a = 2{,}1\cdot 10^{6}\ кг/см^2;$$

модуль упругости материала стен

$$E_c = 1{,}5\cdot 10^{4}\ кг/см^2;$$

величины длин простенков: $h_i^0 : h_1^0 = h_6^0 = 100$ см; $h_2^0 = h_3^0 = h_4^0 = h_5^0 = 140$ см; $d_{ср} = 344$ см;

площадь сечения арматуры первого пояса $F_{a_1} = 12\ см^2$;

площадь сечения остальных поясов

$$F_{a_2} = F_{a_3} = F_{a_4} = F_{a_5} = F_{a_6} = 6{,}14\ см^2,$$

Все подсчеты по этапам сведены в табл. 72.

Таблица 73

Сечения	Исходные данные и результаты вычисления												
	j	$y_j^{(см)}$	$y_0\,(r)\cdot 10$	$y_j - y_0$	$\frac{1}{\mu_j}\cdot 10^6$	$\frac{y_j - y_0}{\mu_j}\cdot 10^6$	$M_{н.с}\cdot 10^6$ кгсм	$[E\,I]\cdot 10^{11}$	$\frac{M_{н.с}}{[E\,I]}\cdot 10^{-6}$	$N'_j = \frac{(y_j - y_0)\,M_{н.с}}{\mu_j\,[G\,I]}$	$N_0\frac{1}{\mu_j}\cdot 10^6$ кг	$N_j^2 = \frac{N_0\frac{1}{\mu_j}}{\sum\frac{1}{\mu_j}}$ кг	$N_j^к = N_j^1 + N_j^2$ кг
I	1	30	4,8	—18	352,79	—6350	4,4	2,974	1,48	—938,5	4173	—11265	-12203,500
	2	310	4,8	262	14,71	3850	4,4	2,974	1,48	569,5	174,6	—471,5	98,0000
	3	590	4,8	542	2,29	1243	4,4	2,974	1,48	183,9	27,2	—73,4	110,5000
	4	870	4,8	822	0,72	592	4,4	2,974	1,48	87,3	8,54	—23,1	64,2000
	5	1150	4,8	1102	0,313	344,3	4,4	2,974	1,48	51	3,71	—10,06	40,9400
	6	1430	4,8	1382	0,16	225,2	4,4	2,974	1,48	33,3	1,935	—5,22	27,0800
II	1	30	7,3	—47	357,5	—16800	0,8	7,677	10,41	—1748,5	6499	—16060	-17808,50
	2	310	7,3	233	36,89	8585	0,8	7,677	10,41	892,5	671,1	—1660	767,500
	3	590	7,3	513	6,46	3313	0,8	7,677	10,41	344,5	117,6	—291	54,5000
	4	870	7,3	793	2,06	1636	0,8	7,677	10,41	170,42	37,5	—92,8	77,6200
	5	1150	7,3	1073	0,899	964,1	0,8	7,677	10,41	100,14	16,36	—40,5	59,6400
	6	1430	7,3	1353	0,469	634,5	0,8	7,677	10,41	66	8,54	—21,15	44,8500
III	1	30	8,0	—61	357,9	—21880	—1,9	9,06	—21,0	458,5	135,6	—32900	—32441,50
	2	310	8,0	219	43,1	9410	—1,9	9,06	—21,0	—197,5	16,36	—3967	—4164,500
	3	590	8,0	499	7,81	3900	—1,9	9,06	—21,0	—81,8	2,97	—719	—800,800
	4	870	8,0	879	2,51	2210	—1,9	9,06	—21,0	—46,4	0,955	—231,03	—277,430
	5	1150	8,0	1059	1,09	1155	—1,9	9,06	—21,0	—24,22	0,414	—100,3	—124,520
	6	1430	8,0	1339	0,571	763	—1,9	0,06	—21,0	—16,1	0,217	—52,5	—68,600

Определение дополнительных усилий

Расчет дополнительных усилий (M и Q), прогибов ($У$), отпора грунта (P) произведен на ЭВМ. Их эпюры приведены на рис. 98.

Усилия в поэтажных поясах для трех сечений определены по формулам (372)—(376). Вычисления приведены в табл. 73.

Эпюры усилий в поэтажных поясах приведены на рис. 99.

Определение поперечных сил в поэтажных поясах выполнено по формуле (387):

для шага 280 см:

$$[G\,F]_{ц} = 13,15\cdot 10^6 \text{ кг};\quad Q = 0,2 \text{ т (сечение } III—III\text{)}:$$

$$[G\,F]_{н.с} = 45,2\cdot 10^6 \text{ кг};\quad T_ф = \frac{Q\,[G\,F]_{ц}}{[G\,F]_{н.с}} = \frac{0,2\cdot 13,15\cdot 10^6}{45,2\cdot 10^6} =$$

$$= 0,0598 \text{ т};$$

$$T_{п.п} = \frac{1}{5}\,(0,2 - 0,0598) = \frac{1}{5}\,0,1402 = 0,028 \text{ т};$$

для шага 360 см (сечения $II—II$, $I—I$):

$$[G\,F]_{ц} = 8,03\cdot 10^6 \text{ кг};\qquad Q = 6,7 \text{ т};$$

$$[G\,F]_{н.с} = 24,13\cdot 10^6 \text{ кг};$$

$$T_ф = \frac{8,03\cdot 10^6\cdot 6,7}{24,13\cdot 10^6} = 2,2455 \text{ т};$$

$$T_{п.п} = \frac{1}{5}\,(6,7 - 2,2455)\,\frac{1}{5}\,4,4545 = 0,891 \text{ т}.$$

Расчет сечений поясов

Расчет поэтажных поясов производится согласно формулам (37) и (49) главы СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций. Армирование поясов симметричное.

$$F_a = F'_a = F_{a_1} + F_{a_2},$$

где F_{a_1} — площадь сечения арматуры, воспринимающей продольную силу $N_п$;

F_{a_2} — площадь сечения арматуры, воспринимающей усилия от изгибающего момента по грани проемов.

$$F_{a_1} = \frac{N_п}{2\,R_a};$$

$$F_{a_2} = \frac{M_п}{R_a\,h_a},$$

где $M_п = Q\,\frac{a}{2}$.

Определяем площадь арматуры для сечения $II—II$.

$$N_п = 767,5 \text{ кг};\quad Q = 891 \text{ кг};\quad a = 220 \text{ см};\quad R_a = 2700 \text{ кг/см}^2;$$

$$M = Q\,\frac{a}{2} = 97\,800 \text{ кг/см}.$$

$$F_{a_1} = \frac{767,5}{2\cdot 2700} = 0,1423 \text{ см}^2;$$

$$F_{a_2} = \frac{97\,800}{2700\cdot 16} = 2,21 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры $F_a = 0,1423 + 2,27 = 2,4123 \text{ см}^2$.

Площадь арматуры в поясе $F = 2,4123\cdot 2 = 4,8246 \text{ см}^2$.

Определяем площадь арматуры для сечения $III—III$.

$$N_п = 4165 \text{ кг};$$

$$M_п = 28\cdot 110 = 3080 \text{ кг}\cdot\text{см};$$

$$F_{a_1} = \frac{4165}{5400} = 0,772 \text{ см}^2;$$

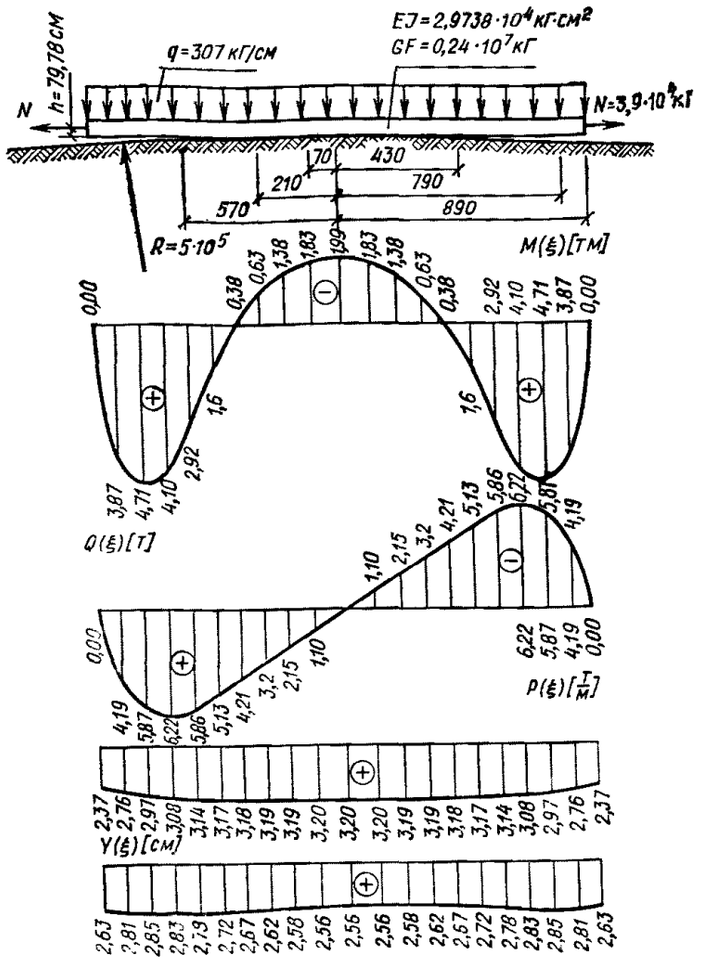


Рис. 98. Расчетная схема здания и эпюры изгибающих моментов, поперечных сил, отпора грунта и прогиба здания

$$F_{a_2} = \frac{3080}{2700 \cdot 16} = 0{,}714 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры $F_a = 0{,}772 + 0{,}714 = 1{,}486$ см².

Площадь арматуры в поясе $F = 1{,}486 \cdot 2 = 2{,}892$ см².

Расчет цокольного пояса

Для сечения *I—I*:

$$h_a = 22 \text{ см}; \quad Q = 2245{,}5 \text{ кг};$$

$$N = 12203{,}5 \text{ кг};$$

$$M = 24\,650 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$F_{a_1} = \frac{12 \cdot 203{,}5}{5400} = 2{,}26 \text{ см}^2;$$

$$F_{a_2} = \frac{246\,500}{2700 \cdot 22} = 4{,}15 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры $F_a = 2{,}26 + 4{,}15 = 6{,}41$ см².

Площадь арматуры в поясе $F = 2 \cdot 6{,}41 = 12{,}82$ см².

Для сечения *II—II*:

$$N = 17\,809 \text{ кг};$$

$$M_{II} = Q \frac{a}{2} = 2245{,}5 \cdot 110 = 246\,500 \text{ кг/см};$$

$$F_{a_1} = \frac{17\,809}{5400} = 3{,}33 \text{ см}^2;$$

$$F_{a_2} = \frac{246\,500}{2700 \cdot 22} = 4{,}15 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры $F_a = 3{,}33 + 4{,}15 = 7{,}48$ см².

Площадь арматуры в поясе

$$F = 2 \cdot 7{,}48 = 14{,}96 \text{ см}^2.$$

Для сечения *III—III*:

$$N = 32\,442 \text{ кг}; \quad Q = 280 \text{ кг};$$

$$M_{II} = 280 \cdot 110 = 30\,800 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$F_{a_1} = \frac{32\,442}{5400} = 6{,}02 \text{ см}^2;$$

$$F_{a_2} = \frac{30\,800}{2700 \cdot 22} = 0{,}5180 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры $F_a = 6{,}02 + 0{,}518 = 6{,}538$ см².

Площадь арматуры в поясе $F = 2 \cdot 6{,}538 = 12{,}076$ см².

Расчет показывает, что принятой арматуры вполне достаточно для восприятия возникающих усилий.

Проверка простенков на сдвигающие силы

Сдвигающее усилие в горизонтальном сечении кирпичной продольной наружной стены в уровне перекрытия над j-м этажом r-го столбца определяется по формуле (378) настоящего Руководства

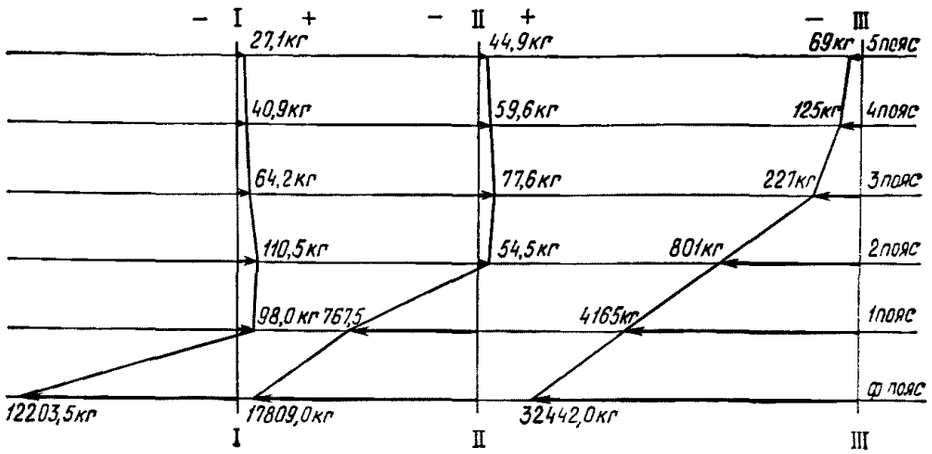


Рис. 99. Эпюры усилий в поэтажных поясах

$$S_{jr}^{ст} = \sum_{l=j+1}^{k} (N_{lr+1}^{ст} - N_{lr}^{ст});$$

$$S_{j=1}^{II-III} = 4165 + 801 + 277 + 125 + 69 + 44{,}9 + 59{,}6 + 77{,}6 +$$

$$+ 54{,}5 - 767{,}5 = 4906{,}1 \text{ кг}.$$

Допустимая сдвигающая сила для неармированных кладок определяется по формуле (14) главы СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций

$$Q_{пр} < R_{гл}\, b\, Z.$$

Плечо внутренней пары Z для неармированных простенков по главе СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций (п. 4.9)

$$Z = \frac{2}{3} h;$$

$$Z = \frac{2}{3} 140 = 93{,}3 \text{ см}.$$

Расчетное сопротивление кладки из кирпича марки 100 главным растягивающим напряжением при изгибе $R_{гл} = 2{,}5$ кг/см² (по табл. 11 главы СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций; $b = 0{,}4$ м).

Определяем допустимую сдвигающую силу

$$Q_{доп} = R_{гл}\, b\, Z = 25 \cdot 0{,}933 \cdot 0{,}4 = 9{,}33 \text{ т}.$$

При сравнении имеем:

$$S < Q_{доп} = 4{,}906 \text{ т} < 9{,}33 \text{ т}.$$

Проверка прочности простенков на внецентренное сжатие с изгибом

Расчет простенков на внецентренное сжатие с учетом изгибающего момента:

$$N = 62 \text{ т};$$

$$M = N\, h = (N' - N'')\, h = (98 - 50)\, 140 = 48 \cdot 140 = 6710 \text{ кг·см}.$$

Эксцентриситет нагрузок в сечении определяется по формуле

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6710}{62\,000} = 0{,}1082 \text{ см}.$$

Расчет внецентренно сжатых элементов неармированной кладки производится по формуле (15) главы СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций:

$$N_{п} < \varphi\, R\, F\, \psi.$$

Определяем коэффициент продольного изгиба φ по гибкости [глава СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций, формула (13)].

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{280}{40} = 7;$$

$\varphi = 0{,}87$ (табл. 17 главы СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций).

Значение коэффициента ψ определяется по формуле

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{2 l_0}{h}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0{,}0867}{40}} = \frac{1}{1 + 0{,}04335} = 0{,}994.$$

$$N = 0{,}87 \cdot 150 \cdot 0{,}56 \cdot 0{,}994 = 72{,}5 \text{ т} > 62 \text{ т}.$$

Пример расчета девятиэтажного крупноблочного дома

Исходные данные

Дом девятиэтажный, двухсекционный с четырьмя продольными стенами длиной 36,8 м. Фундаменты ленточные жесткие. Фундаментные подушки отделены от фундаментного пояса швом скольжения.

Фасад дома, план фундаментов, активные нагрузки и размеры показаны на рис. 100.

Рассчитывается одна продольная стена на совместное воздействие кривизны и горизонтальных деформаций.

Расчетные параметры и грунтовые условия:

радиус искривления земной поверхности $R = 10$ км;

горизонтальные деформации $\varepsilon = 4 \cdot 10^{-3}$;

нагрузка равномерно распределенная на фундамент $q = 511$ кг/см;

равнодействующая горизонтальной касательной нагрузки $N = 121{,}4 \cdot 10^3$ кг;

погонный коэффициент жесткости основания $K_{п} = 117{,}6$ кг/см².

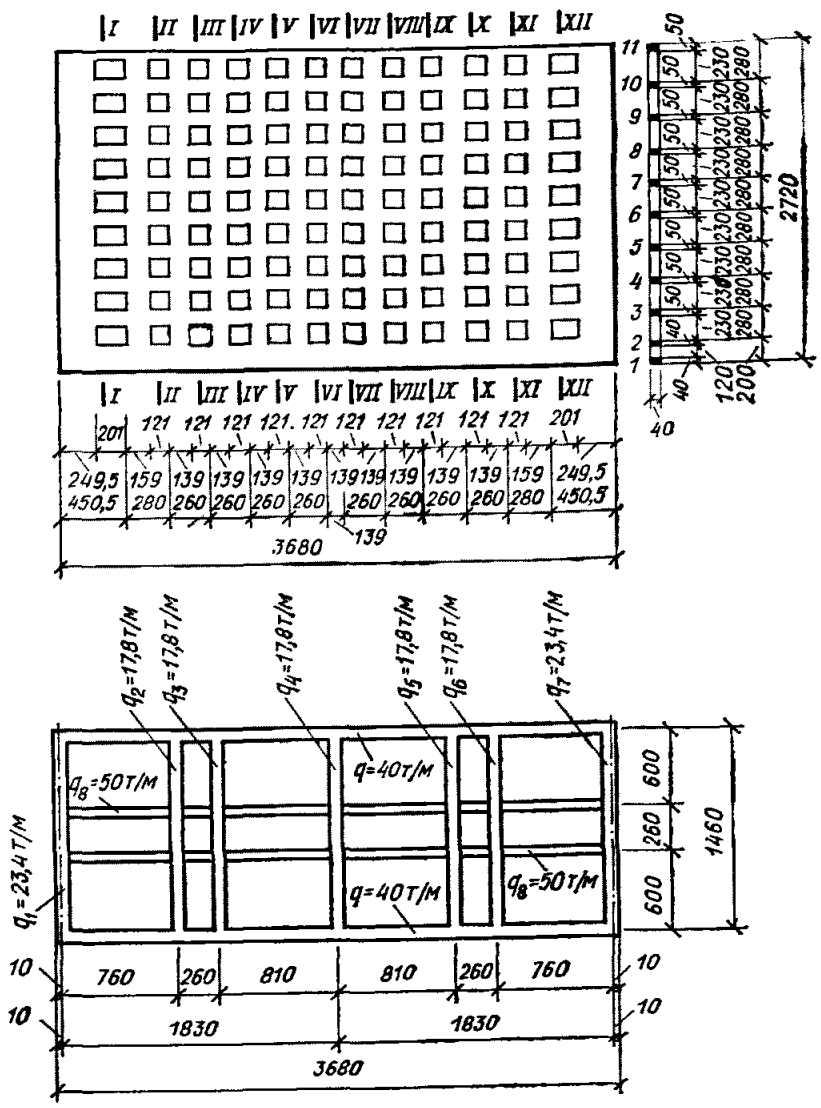


Рис. 100. Фасад крупноблочного дома, план фундаментов

Определение сдвиговой жесткости наружной стены

Расчетные модули упругости материалов стен берутся с учетом коэффициента 0,5:

а) для тяжелого бетона марки 150 $E_{б} = 2{,}3 \cdot 10^5$ кг/см².

Расчетный модуль упругости бетона фундаментного пояса с учетом длительного действия нагрузки равен:

$$E_{ф} = 0{,}5\, E_{б} = 0{,}5 \cdot 2{,}3 \cdot 10^5 = 1{,}15 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2.$$

Модуль сдвига $G_{ц} = 0{,}4\, E_{ф} = 0{,}4 \cdot 1{,}15 \cdot 10^5 = 0{,}4610$ кг/см²;

б) для легкого бетона марки М100 стеновых поясов

$$E_{б} = 0{,}8 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2.$$

Расчетный модуль упругости бетона стеновых поясов с учетом длительного действия нагрузки равен:

$$E_{п} = 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 10^5 = 0{,}4 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2.$$

Модуль сдвига $G_{п} = 0{,}4 \cdot 0{,}4 \cdot 10^5 = 0{,}16 \cdot 10^5$ кг/см².

Для определения сдвиговой жесткости фундамента находим:

площадь поперечного сечения фундамента

$$F_{ф} = 40 \cdot 140 = 6400 \text{ см}^2;$$

момент инерции сечения фундамента

$$I_{\Phi} = \frac{40 \cdot 200^3}{12} = 26{,}72 \cdot 10^6 \text{ см}^4;$$

изгибную жесткость фундамента по формуле (170) главы СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций.

$$B_{\Phi} = 0{,}85\, E_{\Phi}\, I_{\Phi} = 0{,}85 \cdot 1{,}15 \cdot 10^5 \cdot 26{,}72 \cdot 10^6 = 26{,}1 \cdot 10^{11} \text{ кг/см}^2.$$

Сдвиговые жесткости фундамента определяем по формуле (340):
для $d_r = 260$ см

$$[G\,F]_{\Phi} = \frac{1}{\frac{1}{G_{\Phi}\,F_{\Phi}} + \frac{d_r^2}{12\,B_{\Phi}}} = \frac{1}{\frac{1}{0{,}46 \cdot 10^5 \cdot 6400} + \frac{260^2}{12 \cdot 26{,}1 \cdot 10^{11}}} =$$

$$= \frac{10^8}{0{,}556} = 18 \cdot 10^7 \text{ кг};$$

для $d_r = 270$ см

$$[G\,F]_{\Phi} = \frac{1}{\frac{1}{0{,}46 \cdot 10^5 \cdot 6400} + \frac{270^2}{12 \cdot 26{,}1 \cdot 10^{11}}} = \frac{1}{0{,}573 \cdot 10^{-8}} =$$

$$= 17{,}45 \cdot 10^7 \text{ кг};$$

для $d_r = 520$ см

$$[G\,F]_{\Phi} = \frac{1}{\frac{1}{0{,}46 \cdot 10^5 \cdot 6400} + \frac{520^2}{12 \cdot 26{,}1 \cdot 10^{11}}} = \frac{1}{1{,}204 \cdot 10^{-8}} =$$

$$= 0{,}833 \cdot 10^8 \text{ кг}.$$

Стеновые пояса из бетона марки 100.
Модуль упругости и модуль сдвига соответственно равны:

$$E_{\text{п}} = 0{,}4 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2; \quad G_{\text{п}} = 0{,}16 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2.$$

Площадь поперечного сечения пояса $F_{\text{п}} = 40 \cdot 50 = 2000$ *см*^{2}.

Момент инерции сечения $I_{\text{п}} = \frac{40 \cdot 50^3}{12} = 4{,}17 \cdot 10^5$ см^4.

Изгибная жесткость поясов

$$B_{\text{п}} = 0{,}85 \cdot 10^5 \cdot 4{,}17 \cdot 0{,}4 \cdot 10^5 = 1{,}42 \cdot 10^{10} \text{ кг/см}^2.$$

Сдвиговые жесткости поясов для каждого из пролетов определяем по формуле (346):

для $d_r = 260$ см; $d_f = 121$ см

$$[G\,F]_{f\,\text{п}} = \frac{1}{\frac{1}{0{,}16 \cdot 10^5 \cdot 2000} + \frac{260 \cdot 121}{12 \cdot 1{,}42 \cdot 10^{10}}} = \frac{10^6 \cdot 10^2}{3{,}12 + 18{,}46} =$$

$$= 4{,}64 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

для $d_r = 270$ см; $d_f = 121$ см

$$[G\,F]_{f\,\text{п}} = \frac{1}{\frac{1}{0{,}16 \cdot 10^5 \cdot 2000} + \frac{270 \cdot 121}{12 \cdot 1{,}42 \cdot 10^{10}}} = \frac{10^8}{3{,}12 + 19{,}15} =$$

$$= 4{,}49 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

для $d_r = 520$ см $d_f = 201$ см

$$[G\,F]_{f\,\text{п}} = \frac{1}{\frac{1}{0{,}16 \cdot 10^5 \cdot 2000} + \frac{520 \cdot 201}{12 \cdot 1{,}42 \cdot 10^{10}}} = \frac{10^8}{3{,}12 + 61{,}3} =$$

$$= 1{,}55 \cdot 10^6 \text{ кг}.$$

Сдвиговую жесткость в пределах одного шага определяем по формуле (345)

$$[G\,F]_r = \sum_{f=1}^{k} [G\,F]_{f\,\text{п}} + [G\,F]_{\Phi};$$

для шага $d_r = 260$ см

$$[G\,F]_{r_1} = 9 \cdot 4{,}64 \cdot 10^6 + 18 \cdot 10^7 = 22{,}185 \cdot 10^7 \text{ кг};$$

для шага $d_r = 270$ см

$$[G\,F]_{r_2} = 9 \cdot 4{,}49 \cdot 10^6 + 17{,}45 \cdot 10^7 = 21{,}49 \cdot 10^7 \text{ кг};$$

для шага $d_r = 520$ см

$$[G\,F]_{r_3} = 9 \cdot 1{,}55 \cdot 10^6 + 8{,}33 \cdot 10^7 = 9{,}726 \cdot 10^7 \text{ кг}.$$

Сдвиговую жесткость наружной стены определяем по формуле (344)

$$[G\,F]_{\text{н}} = \frac{1840}{\frac{4 \cdot 260}{22{,}185 \cdot 10^7} + \frac{270}{21{,}49 \cdot 10^7} + \frac{520}{9{,}726}} = \frac{1840}{110{,}07 \cdot 10^{-7}} =$$

$$= 16{,}7 \cdot 10^7 \text{ кг}.$$

Определение изгибной жесткости

Расчет изгибной жесткости наружной стены производим по формулам (349)—(351), (353), (358), (359) и (361).
Подставляя формулу (361) в (350), имеем

$$X_j = \frac{Y_j}{d_{\text{ср}}\,[G\,F]_{j\,\text{лев}}} + \frac{Y_j}{d_{\text{ср}}\,[G\,F]_{j\,\text{пр}}} =$$

$$= \frac{12\,Y_j^3}{3\,b\,d_{\text{ср}}\,E_{\text{с}\,j}} \left[\frac{1}{\sum_{1}^{r} h_i^{0\,3}} + \frac{1}{\sum_{r+1}^{S} h_i^{0\,3}} \right].$$

Расстояние от шва скольжения до верхних граней перекрытий

$Y_1 = 40$ см; $Y_2 = 200$ см; $Y_3 = 480$ см; $Y_4 = 760$ см;
$Y_5 = 1040$ см; $Y_6 = 1320$ см; $Y_7 = 1600$ см; $Y_8 = 1880$ см;
$Y_9 = 2160$ см; $Y_{10} = 2440$ см; $Y_{11} = 2720$ см; $d_{\text{ср}} = 306{,}16$ см;

толщина простенка $b = 40$ см; $\psi = 0{,}7$;
модули упругости бетона:
фундамента $E_{1,2} = 1{,}15 \cdot 10^5$ кг/см^2;
стеновых поясов $E_{3-11} = 0{,}4 \cdot 10^5$ кг/см^2;
модуль упругости арматуры $E_{\text{а}} = 2{,}1 \cdot 10^6$ кг/см^2;
ширина простенков $h_1^0 = h_{13}^0 = 249{,}5$ см; $h_2^0 = h_{12}^0 = 159$ см;

$$h_3^0 = h_4^0 = h_5^0 = h_6^0 = h_7^0 = h_8^0 = h_9^0 = h_{10}^0 = h_{11}^0 = 139 \text{ см};$$

площадь арматуры 1-го фундаментного пояса $F_{a_1} = 27$ см^2;
площадь арматуры 2-го пояса $F_{a_2} = 18$ см^2;
площадь арматуры стеновых поясов $F_{a_3} - F_{a_{11}} = 1{,}9$ см^2.

Все подсчеты по этапам для сечений на полудлине здания сведены в табл. 74.

Определение дополнительных усилий

Расчет дополнительных усилий (M и Q), прогибов ($У$), отпора грунта (P) произведен на ЭВМ. Их эпюры приведены на рис. 101. Усилия в поэтажных поясах для трех характерных сечений определяем по формулам (372) и (374). Вычисления приведены в табл. 75.

Первое сечение характеризуется наименьшей изгибной жесткостью $[EJ] = 6{,}75 \cdot 10^{12}$ кг/см^2, моментом $M = 25{,}65$ т·м и касательной нагрузкой $N = 40{,}22$ т, определенной предварительным расчетом.

Третье сечение имеет жесткость $[EJ] = 7{,}83 \cdot 10^{12}$ кг/см^2, момент $M = -19{,}937$ т·м и $N = 82{,}05$ т (занимает промежуточное положение).

Шестое сечение имеет наибольшую изгибную жесткость $[EJ] = 8{,}35 \cdot 10^{12}$ кг/см^2, максимальный момент $M = -60{,}57$ т·м и $N = 121{,}38$ т.

Эпюры усилий в поэтажных поясах приведены на рис. 102.

Определение поперечных сил в поэтажных поясах выполняем по формуле (387):
для шага 520 см (сечение *I—I*)

$$[G\,F]_{\Phi} = 8{,}33 \cdot 10^7 \text{ кг}; \quad [G\,F]_{\text{н.с}} = 9{,}726 \cdot 10^7 \text{ кг}; \quad Q = 21{,}21 \text{ т};$$

$$T_{\Phi} = Q\,\frac{[G\,F]_{\Phi}}{[G\,F]_{\text{н.с}}} = 21{,}21\,\frac{8{,}33}{9{,}726} = 18{,}1 \text{ т};$$

$$T_{\text{п.п}} = \frac{1}{9}\,(21{,}21 - 18{,}1) = \frac{1}{9}\,3{,}11 \text{ т} = 345 \text{ кг};$$

Таблица 74

Сечения	Исходные данные и результаты вычисления										
	i	Y_j (см)	$\frac{12 Y_j^3}{3b\,d\,E_{cj}}$	$\left(\frac{1}{\sum_1^r h_j^{03}} + \frac{1}{\sum_{r+1}^3 h_j^{03}}\right)\cdot 10^{-8}$	$X_j \cdot 10^{-7}$	$\mu_j \cdot 10^{-8}$	$\frac{1}{\mu_j}\cdot 10^{+5}$	$\frac{Y_j}{\mu_j}\cdot 10^{8}$	Y_0 (γ) 10^2	$\frac{(Y_j - Y_0)^3}{\mu_j}\cdot 10^{11}$	$[E\,I]_{(r)} \cdot 10^{13}$
I	1	40	$1{,}8\cdot 10^{-4}$	8,533	$1{,}551\cdot 10^{-4}$	1,236	808,98	32,359	1,44	8,819	6,749
	2	200	$2{,}27\cdot 10^{-2}$	8,533	$1{,}939\cdot 10^{-2}$	2,046	488,82	97,764	1,44	1,511	6,749
	3	480	0,903	8,533	$7{,}706\cdot 10^{-1}$	25,249	39,604	19,01	1,44	4,46	6,749
	4	760	3,584	8,533	3,059	48,131	20,776	15,79	1,44	7,873	6,749
	5	1040	9,185	8,533	7,838	95,923	10,424	10,841	1,44	8,362	6,749
	6	1320	18,78	8,533	16,025	177,8	5,624	7,424	1,44	7,773	6,749
	7	1600	33,446	8,533	28,54	302,94	3,301	5,281	1,44	6,994	6,749
	8	1880	54,258	8,533	46,299	480,53	2,081	3,912	1,44	6,268	6,749
	9	2160	82,291	8,533	70,22	719,74	1,389	3,001	1,44	5,644	6,749
	10	2440	118,62	8,533	101,22	1029,7	0,971	2,369	1,44	5,117	6,749
	11	2720	164,32	8,533	140,21	1419,7	0,704	1,916	1,44	4,672	6,749
II	1	40	$1{,}82\cdot 10^{-4}$	7,402	$1{,}345\cdot 10^{-4}$	1,236	809,11	32,364	1,49	9,604	7,469
	2	200	$2{,}27\cdot 10^{-2}$	7,402	$1{,}68\cdot 10^{2}$	2,02	495,03	99,007	1,49	1,29	7,469
	3	480	0,903	7,402	0,668	24,228	41,274	19,811	1,49	4,523	7,469
	4	760	3,584	7,402	2,653	44,076	22,687	17,242	1,49	8,471	7,469
	5	1040	9,185	7,402	6,799	85,533	11,691	12,159	1,49	9,283	7,469
	6	1320	18,78	7,402	13,901	156,55	6,387	8,431	1,49	8,759	7,469
	7	1600	33,446	7,402	24,757	265,11	3,772	6,035	1,49	7,942	7,469
	8	1880	54,258	7,402	40,161	419,16	2,386	4,485	1,49	7,149	7,469
	9	2160	82,291	7,402	60,911	626,666	1,596	3,447	1,49	6,454	7,469
	10	2440	118,62	7,402	87,803	895,57	1,117	2,724	1,49	5,86	7,469
	11	2720	164,32	7,402	121,63	1233,8	0,81	2,204	1,49	5,357	7,469
III	1	40	$1{,}818\cdot 10^{-4}$	6,934	$1{,}26\cdot 10^{-4}$	1,236	809,17	32,366	1,51	9,9911	7,825
	2	200	$2{,}272\cdot 10^{-2}$	6,934	$1{,}575\cdot 10^{-2}$	2,009	497,66	99,532	1,51	1,1891	7,825
	3	480	0,903	6,934	0,626	23,805	42,006	20,163	1,51	4,5435	7,825
	4	760	3,584	6,934	2,485	42,398	23,585	17,925	1,51	8,7440	7,825
	5	1040	9,185	6,934	6,369	81,233	12,31	12,802	1,51	9,7263	7,825
	6	1320	18,78	6,934	13,022	147,76	6,767	8,933	1,51	9,2461	7,825
	7	1600	33,446	6,934	23,291	249,46	4,009	6,414	1,51	8,4151	7,825
	8	1880	54,258	6,934	37,622	393,76	2,539	4,774	1,51	7,5908	7,825
	9	2160	82,291	6,934	57,06	588,14	1,7	3,672	1,51	6,8615	7,825
	10	2440	118,62	6,934	82,251	840,05	1,19	2,904	1,51	6,2364	7,825
	11	2720	164,32	6,934	113,94	1156,9	0,864	2,351	1,51	5,7039	7,825
IV	1	40	$1{,}818\cdot 10^{-4}$	6,62	$1{,}203\cdot 10^{-4}$	1,2357	809,21	32,368	1,53	10,276	8,087
	2	200	$2{,}272\cdot 10^{-2}$	6,62	$1{,}504\cdot 10^{-2}$	2,0022	499,43	99,886	1,53	1,118	8,087
	3	480	0,903	6,62	0,598	23,522	42,513	20,406	1,53	4,554	8,087
	4	760	3,584	6,62	2,373	41,273	24,228	18,413	1,53	8,936	8,087
	5	1040	9,185	6,62	6,081	78,35	12,763	13,273	1,53	10,048	8,087
	6	1320	18,78	6,62	12,432	141,87	7,048	9,304	1,53	9,604	8,087
	7	1600	33,446	6,62	22,141	238,95	4,185	6,696	1,53	8,766	8,087
	8	1880	54,258	6,62	35,918	376,73	2,654	4,99	1,53	7,92	8,087
	9	2160	82,291	6,62	54,476	562,31	1,778	3,841	1,53	7,165	8,087
	10	*2440*	*118,62*	*6,62*	*78,526*	*802,81*	*1,246*	*3,039*	*1,53*	*6,517*	*8,087*
	11	2720	164,32	6,62	108,78	1105,3	0,905	2,461	1,53	5,963	8,087

Продолжение табл. 74

Сечения	Исходные данные и результаты вычисления										
	l	Y_l (см)	$\frac{12Y_l^3}{3b\,d\,E_{cl}}$	$\left(\frac{1}{\sum_1^r h_l^{03}} + \frac{1}{3\sum_{r+1}^{n} h_l^{03}}\right)\cdot 10^{-8}$	$x_l \cdot 10^{-7}$	$\mu_l \cdot 10^{-6}$	$\frac{1}{\mu_l}\cdot 10^{+5}$	$\frac{Y_l}{\mu_l}\cdot 10^{3}$	Y_0 (Y) 10^2	$\frac{(Y_l - Y_0)^2}{\mu_l}\cdot 10^{11}$	$[E\,I]_{(r)}\cdot 10^{12}$
V	1	40	$1{,}818\cdot 10^{-4}$	6,426	$1{,}168\cdot 10^{-4}$	1,236	809,23	32,369	1,54	10,464	8,26
	2	200	$2{,}272\cdot 10^{-2}$	6,426	$1{,}460\cdot 10^{-2}$	1,998	500,53	100,1	1,54	1,072	8,26
	3	480	0,903	6,426	0,58	23,346	42,832	20,559	1,54	4,56	8,26
	4	760	3,584	6,426	2,303	40,578	24,643	18,729	1,54	9,058	8,26
	5	1040	9,185	6,426	5,902	76,568	13,06	13,582	1,54	10,258	8,26
	6	1320	18,78	6,426	12,068	138,22	7,234	9,549	1,54	9,84	8,26
	7	1600	33,446	6,426	21,492	232,47	4,301	6,882	1,54	8,998	8,26
	8	1880	54,258	6,426	34,866	366,2	2,731	5,134	1,54	8,137	8,26
	9	2160	82,291	6,426	52,88	546,34	1,83	3,953	1,54	7,367	8,26
	10	2440	118,62	6,426	76,226	779,8	1,282	3,129	1,54	6,703	8,26
	11	2720	164,32	6,426	105,59	1073,4	0,931	2,534	1,54	6,135	8,26
VI	1	40	$1{,}818\cdot 10^{-4}$	6,333	$1{,}151\cdot 10^{-4}$	1,23	809,24	32,369	1,54	10,558	8,345
	2	200	$2{,}272\cdot 10^{-2}$	6,333	$1{,}439\cdot 10^{-2}$	1,99	501,06	100,21	1,54	1,05	8,345
	3	480	0,903	6,333	0,572	23,263	42,986	20,633	1,54	4,562	8,345
	4	760	3,584	6,333	2,27	40,245	24,847	18,884	1,54	9,118	8,345
	5	1040	9,185	6,333	5,817	75,716	13,207	13,735	1,54	10,362	8,345
	6	1320	18,78	6,333	11,894	136,48	7,327	9,671	1,54	9,957	8,345
	7	1600	33,446	6,333	21,118	229,36	4,36	6,976	1,54	9,113	8,345
	8	1880	54,258	6,333	34,363	361,17	2,769	5,205	1,54	8,246	8,345
	9	2160	82,291	6,333	52,116	538,71	1,856	4,009	1,54	7,468	8,345
	10	2440	118,62	6,333	75,125	768,79	1,301	3,174	1,54	6,796	8,345
	11	2720	164,3200	6,333	104,06	1058,2	0,945	2,57	1,54	6,22	8,345

для шага 260 см (сечение *III—III* и *VI—VI*):

$[G\,F]_{\text{ф}} = 18\cdot 10^7$ кг; $[G\,F]_{\text{н.с}} = 22{,}185\cdot 10^7$ кг; $Q = 19{,}1$ т;

$$T_{\text{ф}} = \frac{19{,}1\cdot 18\cdot 10^7}{22{,}185} = 15{,}54 \text{ т}; \qquad T_{\text{п.п}} = \frac{1}{9}(19{,}1 - 15{,}54) =$$

$$= 3{,}56\ \frac{1}{9} \text{ т} = 396 \text{ кг};$$

для шага 270 см (сечение *II—II*):

$[G\,F]_{\text{ф}} = 17{,}45\cdot 10^7$ кг; $[G\,F]_{\text{н.с}} = 21{,}49\cdot 10^7$ кг;

$$Q = 21{,}002 \text{ т}; \quad T_{\text{ф}} = \frac{17{,}45\cdot 10^7\cdot 21{,}002}{21{,}49\cdot 10^7} = 17{,}054 \text{ т};$$

$$T_{\text{п.п}} = (21{,}002 - 17{,}054):9 \text{ т} = 438 \text{ кг}.$$

Расчет поясов

Расчет поэтажных поясов производится согласно формулам (37), (49) главы СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций. Армирование поясов симметричное.

$$F_{\text{а}} = F'_{\text{а}} = F_{\text{а}_1} + F_{\text{а}_2}.$$

Здесь $F_{\text{а}_1}$ — площадь арматуры, воспринимающая продольную силу N;

$F_{\text{а}_2}$ — площадь арматуры, воспринимающая усилия от изгибающего момента по граням проемов;

$$F_{\text{а}_1} = \frac{N_{\text{п}}}{2R_{\text{а}}};$$

$$F_{\text{а}_2} = \frac{M_{\text{п}}}{R_{\text{а}}\,h_{\text{а}}},$$

где $M_{\text{п}} = Q\,\frac{a}{2}$.

Определяем площадь арматуры для сечения *I—I*:

$N_{\text{п}} = 648$ кг; $Q = 345$ кг; $R_{\text{а}} = 2700$ кг/см²; $h_{\text{а}} = 45-5=40$ см;

$$F_{\text{а}_1} = \frac{648}{2\cdot 2700} = 0{,}120 \text{ см}^2; \qquad F_{\text{а}_2} = \frac{345\cdot 121}{2700\cdot 40\cdot 2} = 0{,}1930 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры $F_{\text{а}}$ равна:

$$F_{\text{а}} = 0{,}120 + 0{,}193 = 0{,}313 \text{ см}^2.$$

Суммарная площадь арматуры в поясе $0{,}313\cdot 2 = 0{,}626$ см².

Определяем площадь сечения арматуры для сечения *III—III*:

$$N_{\text{п}} = 2814 \text{ кг}; \quad Q = 396 \text{ кг}; \quad F_{\text{а}_1} = \frac{2814}{2\cdot 2700} = 0{,}521 \text{ см}^2;$$

$$F_{\text{а}_2} = \frac{396\cdot 121}{2700\cdot 40\cdot 2} = 0{,}222 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения арматуры $F_{\text{а}}$ равна:

$$F_{\text{а}} = 0{,}521 + 0{,}222 = 0{,}743 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения арматуры в поясе $0{,}743\cdot 2 = 1{,}486$ см².

Определяем площадь сечения арматуры для сечений *VI—VI*:

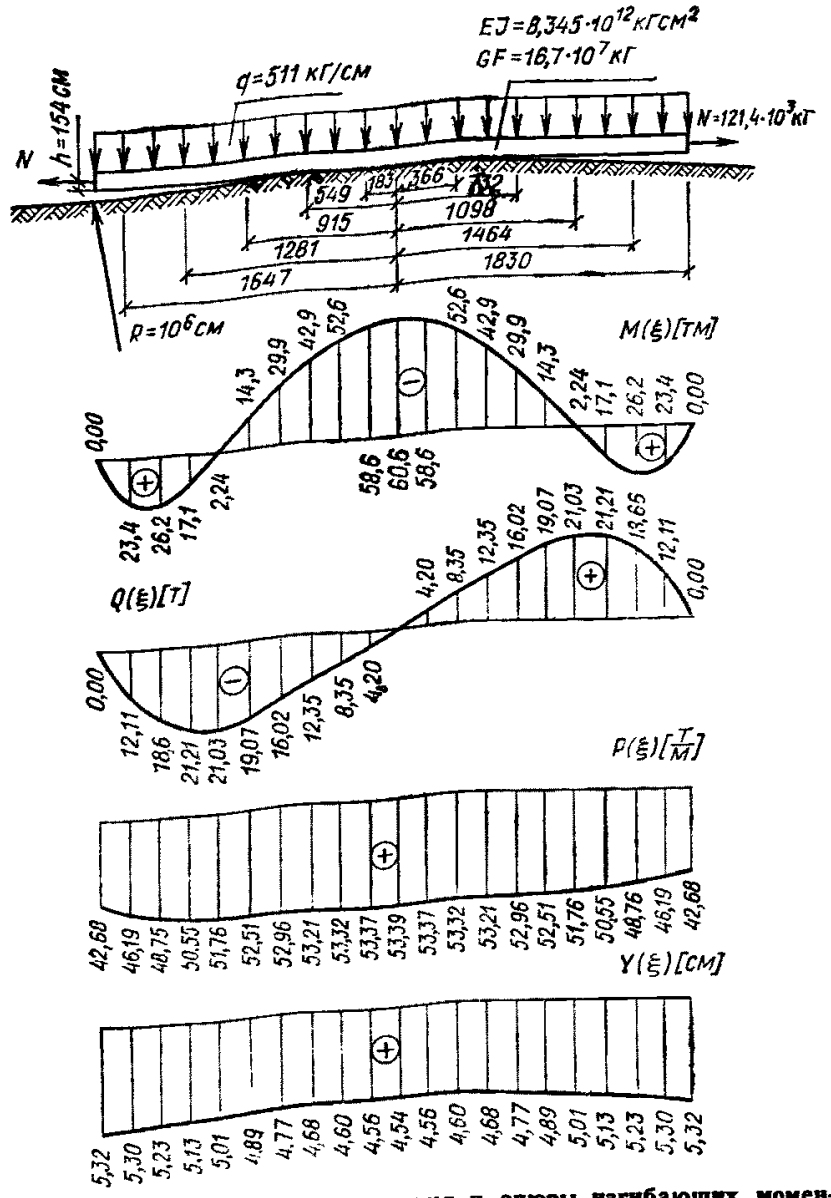


Рис. 101. Расчетная схема здания и эпюры изгибающих моментов поперечных сил, отпора грунта и изгиба здания

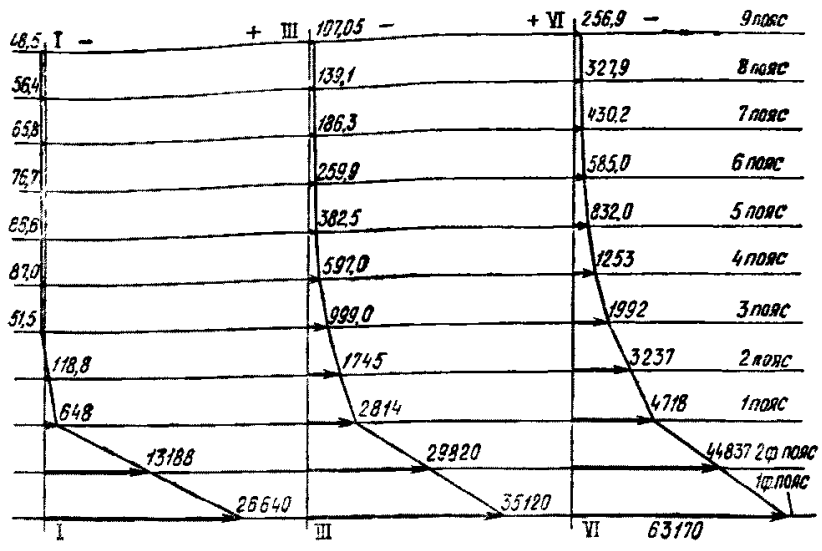


Рис. 102. Эпюры усилий в поэтажных поясах

$N_п = 4718$ кг; $Q = 396$ кг;

$$F_{a_1} = \frac{4718}{2 \cdot 2700} = 0{,}874 \text{ см}^2; \qquad F_{a_2} = \frac{396 \cdot 121}{2700 \cdot 40 \cdot 2} = 0{,}222 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры F_a:

$$F_a = 0{,}874 + 0{,}222 = 1{,}096 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения арматуры в поясе 1,096·2=2,192 см².

Расчет фундаментных поясов

Определяем площадь сечения арматуры для сечения *I—I*. Фундаментная часть имеет два пояса. Находим площадь сечения арматуры, воспринимающей продольные силы для каждого пояса отдельно:

$$F_{a_1} = F_{a_{N_1}} + F_{a_{N_2}},$$

где $F_{a_{N_1}}$ — площадь сечения арматуры нижнего пояса, $F_{a_{N_2}}$ — площадь арматуры верхнего пояса.

Тогда $F_{a_{N_1}} = \frac{N_1}{R_a}$, где N_1 — усилие, воспринимаемое нижним поясом $F_{a_{N_2}} = \frac{N_2}{R_a}$.

Здесь N_2 — усилие, воспринимаемое верхним поясом.

Если $N_1 = 26\,640$ кг; $N_2 = 13188$ кг, то $M = Q \frac{a}{2} = \frac{18\,100 \cdot 121}{2} = 1\,096\,000$ кгсм.

Площадь арматуры, воспринимающей продольные усилия, равна:

$$F_{a_{N_1}} = \frac{N_1}{R_a} = \frac{26\,640}{2700} = 9{,}87 \text{ см}^2;$$

$$F_{a_{N_2}} = \frac{N_2}{R_a} = \frac{13\,188}{2700} = 4{,}88 \text{ см}^2.$$

Определяем площадь арматуры, воспринимающей усилия от изгибающего момента

$$F_{a_2} = \frac{M}{(h^0 - a)\, R_a} = \frac{18\,100 \cdot 121}{160 \cdot 2700 \cdot 2} = 2{,}53 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры верхнего пояса

$$F_2 = 4{,}88 + 2{,}53 = 7{,}41 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры в нижнем поясе

$$F_1 = F_{N_1} + F_{a_2} = 9{,}87 + 2{,}53 = 12{,}4 \text{ см}^2.$$

Определяем площадь сечения арматуры для сечения *III—III*:

$N_1 = 35\,120$ кг; $N_2 = 29\,820$ кг; $Q = 15\,540$ кг.

Определяем площадь арматуры, воспринимающей продольные усилия

$$F_{N_1} = \frac{N_1}{R_a} = \frac{35\,120}{2700} = 13 \text{ см}^2; \qquad F_{N_2} = \frac{N_2}{R_a} = \frac{29\,820}{2700} = 11{,}04 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры F_{a_2} равна:

$$F_{a_2} = \frac{15\,540 \cdot 60{,}5}{160 \cdot 2700} = 2{,}18 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры нижнего и верхнего поясов соответственно равна:

$F_1 = 13 + 2{,}18 = 15{,}18$ см²; $F_2 = 11{,}04 + 2{,}18 = 13{,}22$ см².

Определяем площадь сечения арматуры для сечения *VI—VI*:

$N_1 = 63\,170$ кг; $N_2 = 44\,873$ кг; $Q = 15\,540$ кг.

Площадь арматуры, воспринимающей продольные усилия

$$F_{N_1} = \frac{63\,170}{2700} = 23{,}4 \text{ см}^2; \qquad F_{N_2} = \frac{44\,873}{2700} = 16{,}62 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры $F_{a_2} = \frac{15\,540 \cdot 60{,}5}{160 \cdot 2700} = 2{,}18$ см².

Площадь арматуры нижнего пояса $F_1 = 23{,}4 + 2{,}18 = 25{,}58$ см².

Площадь арматуры верхнего пояса $F_2 = 2{,}18 + 16{,}62 = 18{,}8$ см².

Сечения принятой арматуры для восприятия возникающих усилий достаточны.

Проверка простенков на сдвигающую силу

Сдвигающее усилие в горизонтальном сечении продольной наружной стены в уровне перекрытия над j-м этажом r-го столбца

Таблица 75

Сечения	Исходные данные и результаты вычисления												
	j	Y_j (см)	$Y_0^{(r)} \cdot 10^2$	$Y_j - Y_0$	$\frac{1}{\mu_j} \cdot 10^8$	$\frac{Y_j - Y_0}{\mu_j} \cdot 10^7$	$M_{н.с} \cdot 10^4$, кгсм	$[EI] \cdot 10^{12}$	$\frac{M_{н.с}}{[EI]} \cdot 10^{-7}$	$N_j^1 = \frac{(Y_j - Y_0) M_{н.с}}{\mu_j [EI]}$	$N_0 \frac{1}{\mu_j} \cdot 10^{10}$, кг	$N_j^2 = \frac{N^0 \frac{1}{\mu_j}}{\Sigma \frac{1}{\mu_j}}$, кг	$N_j^к = N_j^1 + N_j^2$, кг
I	1	40	1,44	—104	808,98	—840	25,65	6,742	3,8	—3190	325,55	—23550	—26640
	2	200	1,44	56	488,82	274	25,65	6,742	3,8	1042	196,8	—14230	—13188
	3	480	1,44	336	39,604	133,3	25,65	6,742	3,8	506	15,96	—1154	—648
	4	760	1,44	616	20,776	128	25,65	6,742	3,8	486,2	8,35	—605	—118,8
	5	1040	1,44	896	10,424	93,5	25,65	6,742	3,8	355	4,19	—303,5	51,5
	6	1320	1,44	1176	5,624	66,15	25,65	6,742	3,8	251	2,262	—164	87
	7	1600	1,44	1456	3,3	48,15	25,65	6,742	3,8	183	1,331	—96,4	86,6
	8	1880	1,44	1736	2,081	36,1	25,65	6,742	3,8	137,3	0,837	—60,6	76,7
	9	2160	1,44	2016	1,389	27,95	25,65	6,742	3,8	106,3	0,558	—40,5	65,8
	10	2440	1,44	2296	0,971	22,3	25,65	6,742	3,8	84,7	0,391	—28,3	56,4
	11	2720	1,44	2576	0,704	18,15	25,65	6,742	3,8	69	0,283	—20,5	48,5
III	1	40	1,51	—111	809,17	—897	—19,938	7,83	—2,54	2280	664	—37400	—35120
	2	200	1,51	49	497,66	244	—19,938	7,83	—2,54	—620	408	—29200	—29820
	3	480	1,51	329	42,006	138,3	—19,938	7,83	—2,54	—351	34,5	—2463	—2814
	4	760	1,51	609	23,585	143,6	—19,938	7,83	—2,54	—365	19,33	—1380	—1745
	5	1040	1,51	889	12,31	109,7	—19,938	7,83	—2,54	—279	10,11	—720	—999
	6	1320	1,51	1169	6,767	79	—19,938	7,83	—2,54	—201	5,55	—396	—597
	7	1600	1,51	1449	4,009	58,1	—19,938	7,83	—2,54	—147,5	3,29	—235	—382
	8	1880	1,51	1729	2,539	43,85	—19,938	7,83	—2,54	—111,5	2,08	—148,4	—259,9
	9	2160	1,51	2009	1,7	34,05	—19,938	7,83	—2,54	—86,4	1,399	—99,9	—186,3
	10	2440	1,51	2289	1,19	27,25	—19,938	7,83	—2,54	—69,2	0,978	—69,9	—139,1
	11	2720	1,51	2569	0,864	22,2	—19,938	7,83	—2,54	—56,4	0,709	—50,65	—107,05
IV	1	40	1,54	—114	809,2	—921	—60,569	8,345	—7,26	6680	981	—69850	—63170
	2	200	1,54	46	501,06	230,5	—60,569	8,345	—7,26	—1673	606,5	—43200	—44873
	3	480	1,54	326	42,986	140,1	—60,569	8,345	—7,26	—1018	52,1	—3700	—4718
	4	760	1,54	606	24,847	151	—60,569	8,345	—7,26	—1096	30,15	—2141	—3237
	5	1040	1,54	886	13,207	117,3	—60,569	8,345	—7,26	852	16,05	—1140	—1992
	6	1320	1,54	1166	7,327	85,49	—60,569	8,345	—7,26	—620	8,9	—633	—1253
	7	1600	1,54	1446	4,36	62,8	—60,569	8,345	—7,26	—456	5,28	—376	—832
	8	1880	1,54	1726	2,769	47,75	—60,569	8,345	—7,26	—346,5	3,36	—238,5	—585
	9	2160	1,54	2006	1,856	37,2	—60,569	8,345	—7,26	—270	2,255	—160,2	—430,2
	10	2440	1,54	2286	1,301	29,7	—60,569	8,345	—7,26	—215,5	1,58	—112,4	—327,9
	11	2720	1,54	2566	0,945	24,2	—60,569	8,345	—7,26	—175,5	1,146	—81,4	—256,9

определяем по формуле (378):

$$\overset{ст}{S}_{jr} = \sum_{i=j+1}^{k} \left(\overset{ст}{N}_{ir+1} - \overset{ст}{N}_{ir} \right);$$

$$S_j = (4718 - 2814) + (3237 - 1745) + (1992 - 999) + (1253 - 597) + (832 - 382{,}5) + (585 - 259{,}9) + (430{,}2 - 186{,}3) + (327{,}9 - 139{,}1) + (256{,}9 - 107{,}0) = 6332{,}2 \text{ кг}.$$

Допустимую сдвигающую силу для неармированных кладок определяем по формуле (14) главы СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций

$$Q \leqslant R_{гл}\, b\, Z.$$

Плечо внутренней пары Z для неармированных простенков (см. указания п. 4.9 главы СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций)

$$Z = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 159 = 106 \text{ см}.$$

Расчетное сопротивление кладки из блоков марки 75 главным растягивающим напряжениям при изгибе $R_{гл} = 2$ кг/см² (табл. 11 главы СНиП на проектирование каменных и армокаменных конструкций).

Определяем допустимую сдвигающую силу

$$Q_{доп} = R_{гл}\, b\, Z = 2 \cdot 40 \cdot 106 = 8480 \text{ кг}.$$

Итак,

$$S_j < Q_{доп} = 6332{,}2 \text{ кг} < 8480 \text{ кг}.$$

Прочность простенка достаточна.

Пример расчета крупнопанельного здания

Исходные данные

Расчетом необходимо проверить односекционное крупнопанельное пятиэтажное здание (рис. 103) с поперечными несущими стенами, жесткой фундаментно-подвальной частью и панелями перекрытий размером «на комнату», опирающимися по всему контуру. Панели наружных стен толщиной 25 см, трехслойные, с двумя слоями тяжелого железобетона (внутренний слой—8 см, наружный—5 см).

Панели перекрытий сплошные из тяжелого железобетона толщиной 10 см, рабочий пролет перекрытий 260 см и 320 см.

Панели внутренних поперечных несущих стен сплошные из тяжелого железобетона толщиной 12 см. Цоколь и внутренние стены подвала сплошные, из монолитного железобетона, без шва скольжения.

Фундаменты под всеми стенами здания ленточные.

Активные нагрузки в уровне подошвы фундаментов всех стен и принятые размеры подошвы фундаментов показаны на рис. 103.

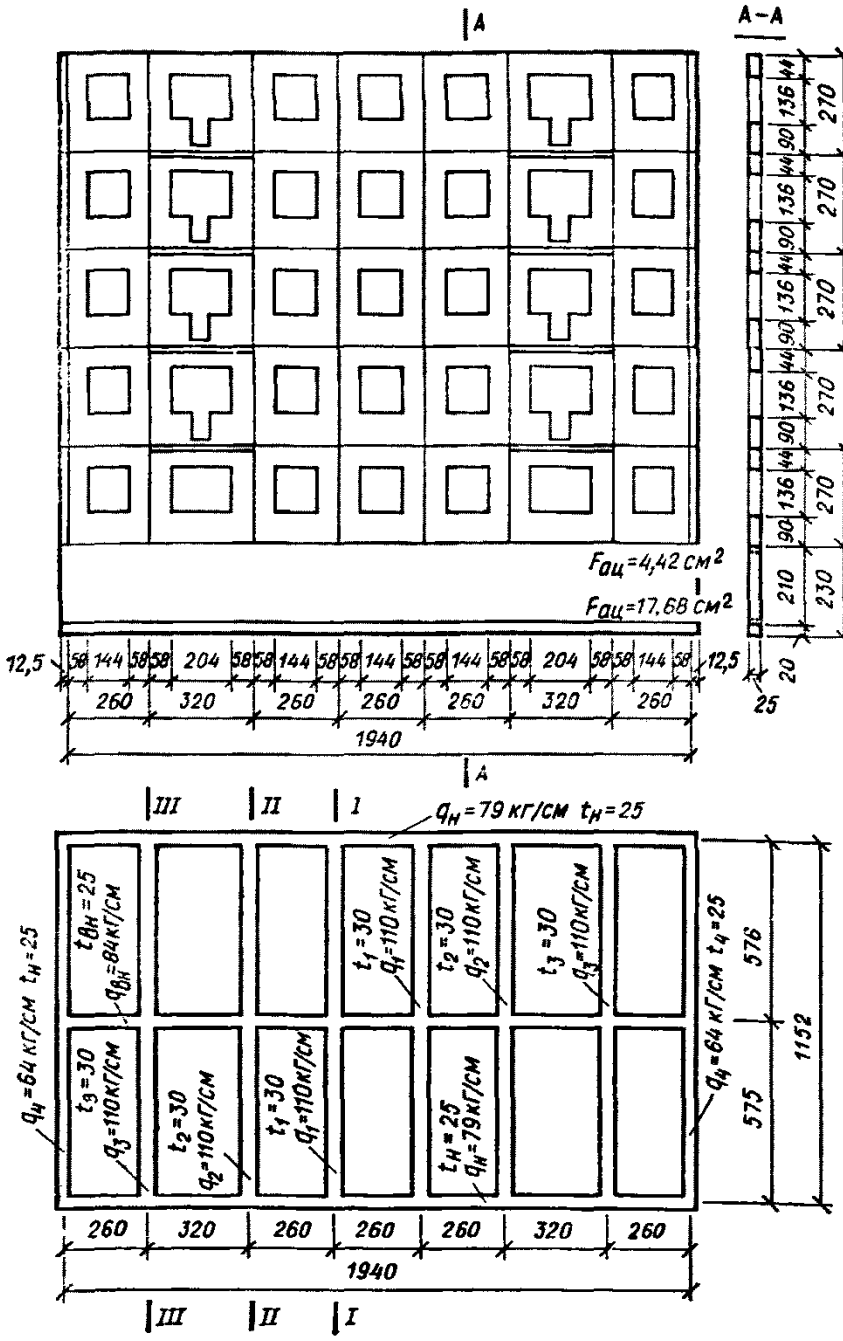


Рис. 103. Фасад крупнопанельного здания, план фундаментов

Минимальный радиус кривизны R=5 км;
горизонтальные деформации $\varepsilon=5\cdot10^{-3}$;
равнодействующая горизонтальной касательной нагрузки N=224 т.

Рассмотрим случай искривления земной поверхности при положительной кривизне, т. е. случай выгиба здания. В основании залегают глинистые грунты со средним значением модуля деформации грунта $E_{ср}$=300 кг/см².

Расчет производится на совместное воздействие кривизны и горизонтальных деформаций основания.

Жесткостные характеристики здания

Так как в рассматриваемом примере принято, что перекрытия опираются по всему контуру и соединены между собой в поперечном и продольном направлениях, то жесткостные характеристики определяем для здания в целом.

Определим вначале жесткостные характеристики отдельных элементов здания.

Цоколь (см. рис. 103) из монолитного железобетона марки 100. Начальный модуль упругости бетона $E_{0\,у}=1{,}9\cdot10^5$ кг/см²

Расчетный модуль упругости бетона цоколя с учетом длительного действия нагрузки

$$E_у=0{,}5\,E_0=0{,}5\cdot1{,}9\cdot10^5=0{,}95\cdot10^5 \text{ кг/см}^2;$$

модуль сдвига бетона цоколя

$$G_ц=0{,}4\cdot E_ц=0{,}4\cdot0{,}95\cdot10^5=0{,}38\cdot10^5 \text{ кг/см}^2.$$

Площадь поперечного сечения цоколя под каждой стеной здания равна:

$$F_ц=5150 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения цоколя $I_ц=18{,}7\cdot10^6$ см⁴.

Изгибную жесткость цоколя определяем по формуле (170) главы СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций

$$B_ц=0{,}85\,E_ц\,I_ц=0{,}85\cdot0{,}95\cdot10^5\cdot18{,}7\cdot10^6=15{,}1\cdot10^{11} \text{ кгсм}^2.$$

Армирование цоколя под наружную продольную стену:

$$\left.\begin{aligned}F_{ц.а.верх}&=4{,}42 \text{ см}^2\\F_{ц.а.низ}&=17{,}68 \text{ см}^2\end{aligned}\right\}=22{,}1 \text{ см}^2;$$

под внутреннюю продольную стену:

$$\left.\begin{aligned}F_{ц.а.верх}&=7{,}74 \text{ см}^2\\F_{ц.а.низ}&=30{,}96 \text{ см}^2\end{aligned}\right\}=38{,}7 \text{ см}^2.$$

Наружные стены собираются из трехслойных панелей (рис. 104), несущие железобетонные слои которых изготавливаются из бетона марки 150 с начальным модулем упругости

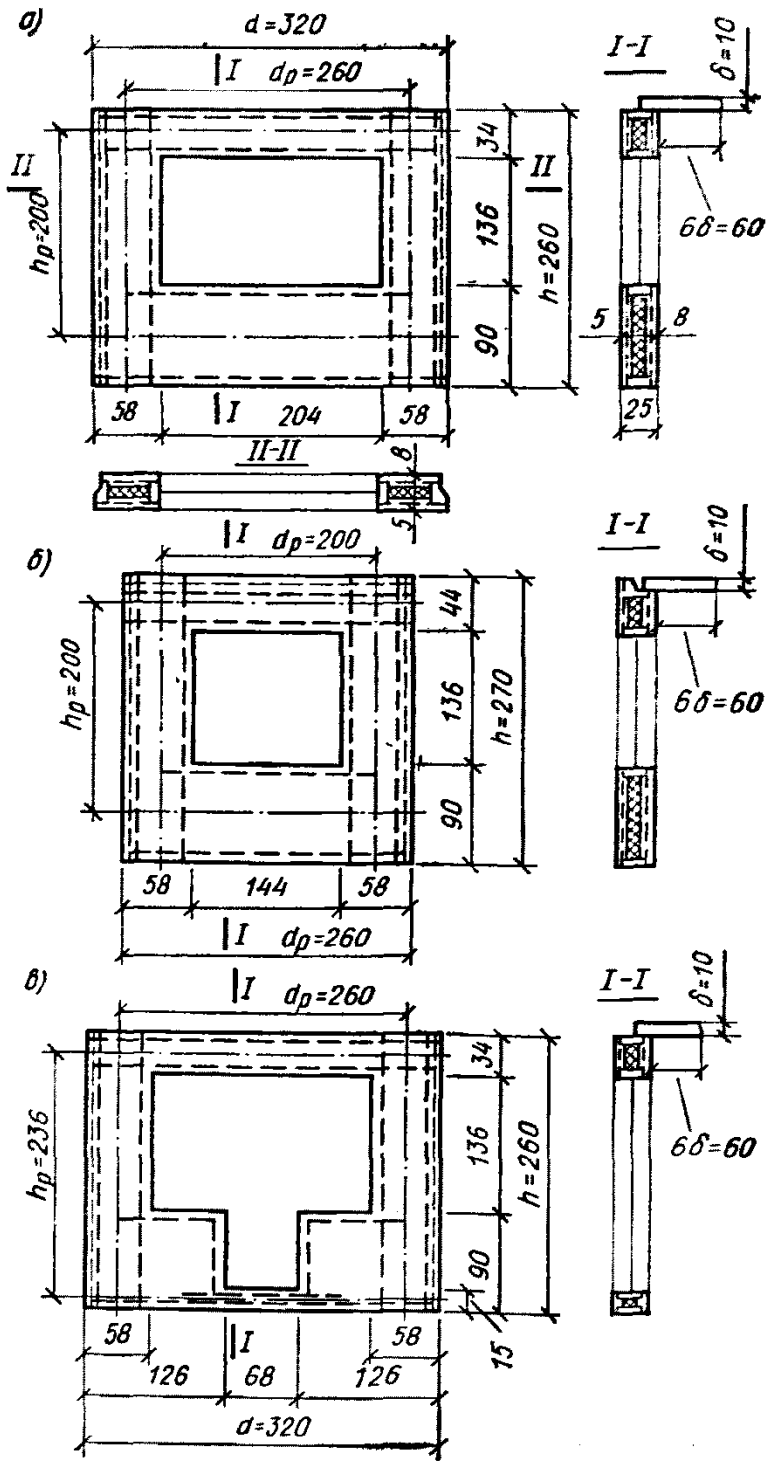


Рис. 104. Схемы наружных стеновых панелей

а — панель шириной 320 см с оконным проемом; *б* — панель шириной 260 см с оконным проемом; *в* — панель с балконным проемом

$$E_0 = 2{,}3 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2.$$

Расчетный модуль упругости

$$E_c = 0{,}5 \cdot 2{,}3 \cdot 10^5 = 1{,}15 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2,$$

а модуль сдвига $G_c = 0{,}4 \cdot 1{,}15 \cdot 10^5 = 0{,}460 \cdot 10^5$ кг/см².

Панели соединены между собой сосредоточенными связями, поэтому при определении жесткостных характеристик панелей будем пользоваться формулами (342).

Панель шириной d=320 см с оконным проемом (рис. 104,*а*).

Изгибные жесткости верхней, нижней перемычек и простенков панели, подсчитанные по формулам главы СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций, равны:

$$B_в = 4{,}93 \cdot 10^9 \text{ кгсм}^2;$$

$$B_н = 83{,}3 \cdot 10^9 \text{ кгсм}^2;$$

$$B_c = 28{,}1 \cdot 10^9 \text{ кгсм}^2;$$

$$l_a = \frac{200}{28{,}1 \cdot 10^9} = 7{,}11 \cdot 10^{-9} \ \frac{1}{\text{кгсм}};$$

$$l_в = \frac{260}{4{,}93 \cdot 10^9} = 52{,}7 \cdot 10^{-9} \ \frac{1}{\text{кгсм}};$$

$$l_н = \frac{260}{83{,}3 \cdot 10^9} = 3{,}12 \cdot 10^{-9} \ \frac{1}{\text{кгсм}};$$

$$m = \frac{3 \cdot 7{,}11 \cdot 10^{-9} + 3{,}12 \cdot 10^{-9}}{6 \cdot 7{,}11 \cdot 10^{-9} + 3{,}12 \cdot 10^{-9} + 52{,}7 \cdot 10^{-9}} = 0{,}248;$$

$$n = 52{,}7 \cdot 10^{-9} \cdot 0{,}248^2 + 3{,}12 \cdot 10^{-9} (1 - 0{,}248)^2 + 2 \cdot 7{,}11 \cdot 10^{-9} \times$$

$$\times (1 - 3 \cdot 0{,}248 + 3 \cdot 0{,}248^2) = 11{,}3 \cdot 10^{-9} \ \frac{1}{\text{кгсм}};$$

$$\eta_{d=320} = \frac{12}{200 \cdot 11{,}3 \cdot 10^{-9}} = 0{,}532 \cdot 10^7 \text{ кг}.$$

Панель шириной d=260 см с оконным проемом (рис. 104, *б*):

$$B_c = 28{,}1 \cdot 10^9 \text{ кгсм}^2;$$

$$l_в = \frac{200}{12{,}3 \cdot 10^9} = 16{,}3 \cdot 10^{-9} \ \frac{1}{\text{кгсм}};$$

$$l_н = \frac{200}{83{,}3 \cdot 10^9} = 2{,}40 \cdot 10^{-9} \ \frac{1}{\text{кгсм}};$$

$$l_c = \frac{200}{28{,}1 \cdot 10^9} = 7{,}11 \cdot 10^{-9} \ \frac{1}{\text{кгсм}}; \quad m = 0{,}387;$$

$$n = 7{,}44 \cdot 10^{-9} \ \frac{1}{\text{кгсм}};$$

$$\eta_{d=260} = 0{,}807 \cdot 10^7 \text{ кг}.$$

Панель шириной d=320 см с балконным проемом (рис. 104, *в*);

$$B_в = 4{,}93 \cdot 10^9 \text{ кгсм}^2;$$

$$B_c = 28{,}1 \cdot 10^9 \text{ кгсм}^2;$$

$$l_в = 52{,}7 \cdot 10^{-9} \ \frac{1}{\text{кгсм}};$$

$$l_c = \frac{236}{28{,}1 \cdot 10^9} = 8{,}39 \cdot 10^{-9} \ \frac{1}{\text{кгсм}};$$

$$m = 0{,}5;$$

$$n = 0{,}25 \cdot 52{,}7 \cdot 10^{-9} + 0{,}5 \cdot 8{,}39 \cdot 10^{-9} = 17{,}37 \cdot 10^{-9} \ \frac{1}{\text{кгсм}};$$

$$\eta^{б}_{d=320} = \frac{12}{236 \cdot 17{,}37 \cdot 10^{-9}} = 0{,}293 \cdot 10^7 \text{ кг}.$$

Определение изгибной жесткости здания

Определяем суммарную приведенную жесткость поясов (в перекрытиях и продольных стенах) каждого поперечного сечения всей коробки здания.

Соединение панелей наружных стен друг с другом осуществляется путем создания замоноличенных сварных стыков, расположенных в уровне верха и низа надпроемной перемычки.

Стыковые соединения замоноличены тяжелым бетоном марки 200. Соединительный стержень 12 мм из стали класса А-II.

Податливость соединений такого типа при растяжении по экспериментальным данным (см. табл. 68) принимается равной $\lambda_р = 4 \cdot 10^{-5}$ см/кг.

Для цоколя внутренних стен и перекрытий из-за отсутствия экспериментальных данных принимаем $\lambda_р = 0$.

В рассматриваемом случае все здание испытывает растяжение, т. е. на растяжение работают все арматурные пояса здания.

Площадь арматуры, работающей на растяжение:

пояс вверху надпроемной перемычки $F'_в = 0{,}5$ см²;

пояс внизу надпроемной перемычки $F''_в = 1{,}54$ см²;

пояс внизу подпроемной перемычки $F_н = 0{,}5$ см²;

пояс в перекрытии $F_п = 1{,}58$ см²;

пояс в перемычках внутренней стены $F_{вн} = 1{,}7$ см²;

пояс вверху цоколя внутренней стены $F'_{ц.вн} = 7{,}74$ см²;

пояс вверху цоколя наружной стены $F'_{ц.н} = 4{,}42$ см²;

пояс внизу цоколя наружной стены $F''_{ц.н} = 17{,}68$ см²;

пояс внизу цоколя внутренней стены $F''_{ц.вн} = 30{,}96$ см².

Расположение всех продольных поясов в поперечном сечении здания с указанием площади рабочего сечения арматуры приведено на рис. 107—109.

Жесткость растянутых поясов вычисляем по рекомендациям п. 6.58, принимая ψ=0,7.

$$[EF]'_в = \frac{1}{\frac{4 \cdot 10^{-5}}{277} + \frac{0{,}7}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}5}} = 1{,}24 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

$$[EF]''_в = \frac{1}{0{,}144 \cdot 10^{-6} + \frac{0{,}7}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 1{,}54}} = 2{,}77 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

$$[EF]_н = \frac{1}{0{,}144 \cdot 10^{-6} + \frac{0{,}7}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}5}} = 1{,}24 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

$$[EF]_п = \frac{1}{\frac{0{,}7}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 1{,}53}} = 4{,}62 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

$$[EF]_{в.н} = \frac{1}{\frac{0{,}7}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 1{,}7}} = 5{,}10 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

$$[EF]'_{ц.вн} = \frac{1}{\frac{0{,}7}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 7{,}74}} = 23{,}22 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

$$[EF]''_{ц.вн} = \frac{1}{\frac{0{,}7}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 30{,}96}} = 92{,}88 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

$$[EF]'_{ц.н} = \frac{1}{\frac{0{,}7}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 4{,}42}} = 13{,}26 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

$$[EF]''_{ц.н} = \frac{1}{\frac{0{,}7}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 17{,}68}} = 53{,}04 \cdot 10^6 \text{ кг}.$$

Суммарная приведенная жесткость поясов каждого этажа равна (все пояса условно сосредоточены в уровне перекрытий):

для пояса в уровне перекрытия над цокольным этажом

$$[EF]_1 = 2 \ (2 \ [EF]_п + [EF]_н + [EF]'_{ц.н}) + [EF]'_{ц.вн} =$$

$$= 2 \ (2 \cdot 4{,}62 \cdot 10^6 + 1{,}24 \cdot 10^6 + 13{,}26 \cdot 10^6) + 23{,}22 \cdot 10^6 =$$

$$= 47{,}48 \cdot 10^6 + 23{,}22 \cdot 10^6 = 70{,}7 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

для пояса в уровне низа цокольного пояса

$$[EF]_ц = 2 \ [EF]''_{ц.н} + [EF]''_{ц.вн} = 2 \cdot 53{,}04 \cdot 10^6 + 92{,}88 \cdot 10^6 =$$

$$= 198{,}96 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

для поясов в уровне перекрытий над 1-м, 2-м, 3-м, 4-м этажами

$$[EF]_3 = [EF]_3 = [EF]_4 = [EF]_5 = 2\,(2\,[EF]_{\text{П}} + [EF]'_{\text{В}} + [EF]''_{\text{В}} + [EF]_{\text{Н}}) + [EF]_{\text{ВН}} = 2\,(2 \cdot 4{,}62 + 1{,}24 + 2{,}77 + 1{,}24)\,10^6 + 5{,}10 \cdot 10^6 = 34{,}08 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

для пояса в уровне перекрытия над 5-м этажом

$$[EF]_6 = 2\,(2\,[EF]_{\text{П}} + [EF]'_{\text{В}} + [EF]''_{\text{В}}) + [EF]_{\text{ВН}} = 2\,(2 \cdot 4{,}62 + 1{,}24 + 2{,}77)\,10^6 + 5{,}10 \cdot 10^6 = 31{,}6 \cdot 10^6 \text{ кг}.$$

Определим приведенную изгибную жесткость коробки здания по сечениям *III — III*.

Сдвиговая горизонтальная жесткость участка наружных продольных стен [второе слагаемое в формулах (351) и (352)], расположенного справа от рассматриваемого сечения, равна:

для поясов в уровне перекрытий над 1-м этажом

$$2\sum_{i=2}^{7}\eta_i = 2\,(4\,\eta_{d=260} + 2\,\eta_{d=320}) = 2\,(4 \cdot 0{,}807 + 2 \cdot 0{,}532) \cdot 10^7 = 8{,}58 \cdot 10^7 \text{ кг};$$

для поясов в уровне перекрытия над 2—5-м этажами

$$2\sum_{i=2}^{7}\eta_i = 2\,(4\,\eta_{d=260} + 2\,\eta^{\text{б}}_{d=320}) = 2\,(4 \cdot 0{,}807 + 2 \cdot 0{,}293) \cdot 10^7 = 7{,}74 \cdot 10^7 \text{ кг}.$$

Сдвиговая горизонтальная жесткость участка, расположенного слева от рассматриваемого сечения, равна:

для поясов в уровне перекрытия над 1—5-м этажами

$$2\sum_{i=1}^{1}\eta_i = 2\,\eta_{d=260} = 2 \cdot 0{,}807 \cdot 10^7 = 1{,}61 \cdot 10^7 \text{ кг}.$$

Приведенные сдвиговые горизонтальные жесткости участков внутренней продольной стены [первое слагаемое в формулах (351) и (352), расположенных справа и слева от сечения, определяем по формуле (352)].

Суммарная площадь участков горизонтального сечения *IV — IV* (рис. 105) внутренней стены, расположенных слева и справа от сечения *III — III* коробки здания, равна:

$$\Sigma F_{\text{лев}} = F_1 = 12 \cdot 160 = 1920 \text{ см}^2;$$

$$\Sigma F_{\text{пр}} = 12\,(580 \cdot 2 + 160) = 15\,840 \text{ см}^2.$$

Внутренние стены изготовлены из бетона марки М150:

$$E_{\text{вн}} = 1{,}15 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2; \quad G_{\text{вн}} = 0{,}46 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2.$$

При подсчете приведенной податливости пояса, сосредоточенного в уровне перекрытия над цокольным этажом, значение x_f (349) принимаем равным нулю.

Среднее расстояние между вертикальными стыками панелей наружных стен $d_{\text{ср}} = \frac{1940}{7} = 277$ см.

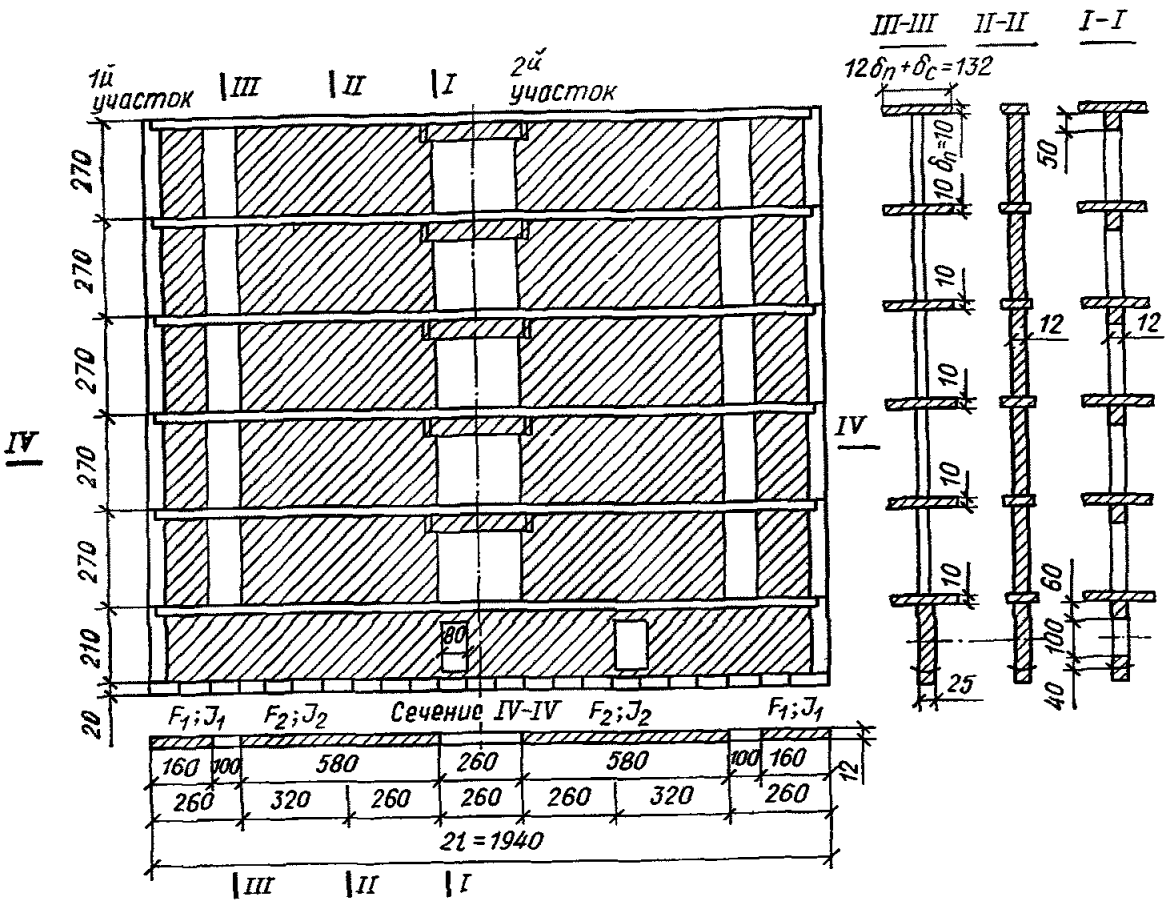


Рис. 105. Схема внутренней продольной стены

Подробный подсчет изгибной жесткости коробки здания для сечения *III — III* приведен в табл. 76.

Определение изгибной жесткости коробки здания в сечениях *II — II* и *I — I* аналогично приведенному выше для сечения *III — III*. Небольшое отличие в подсчете изгибной жесткости для различных сечений заключается в изменении величины горизонтальных сдвиговых жесткостей частей коробки здания, расположенных слева или справа от сечения при переходе от одного сечения к другому.

Полный подсчет изгибной жесткости в сечениях *II — II* и *I—I* приведен в табл. 76.

В дальнейшем в расчетах на влияние горных выработок жесткость здания принимаем постоянной и равной величине, полученной для сечения *I — I*, наиболее близко расположенного к середине здания.

Определение сдвиговой жесткости здания

Приведенную сдвиговую жесткость всей коробки здания определяем как сумму приведенных сдвиговых жесткостей наружных и внутренних продольных стен по рекомендациям пп. 6.52—6.54.

Приведенную сдвиговую жесткость внутренней продольной стены (рис. 105) определяем по формуле (335). Вычислим величины, входящие в эту формулу.

На половине длины здания по внутренней продольной стене имеются два участка, ослабленные проемами. На участке посередине здания (2-й участок) стена ослаблена не только в надземной, но и в цокольных частях.

Таблица 76

Сечение	№ поясов	Исходные данные и результаты вычисления: Y_j	$\frac{1}{[EF]_j}\cdot10^{-8}$	$[GF]_л^{вн}=G\Sigma F_л$	$[GF]_{пр}^{вн}=G\Sigma F_{пр}$	$2\Sigma\eta_j^л\times10^8$	$[GF]_{j\,лев}\cdot10^8$	$[GF]_{j\,лев}d_{ср}\cdot10^{10}$	$\frac{Y_j}{[GF]_{j\,лев}d_{ср}}\times10^{-8}$	$2\Sigma\eta_j^{пр}10^8$	$[GF]_{j\,пр}\cdot10^8$	$[GF]_{j\,пр}d_{ср}\times10^{10}$	$\frac{Y_j}{[GF]_{j\,пр}d_{ср}}\cdot10^{-8}$	$\mu_j\cdot10^{-8}$	$\frac{1}{\mu_j}10^8$	$\frac{Y_j}{\mu_j}10^8$	Y_0, см	Y_j-Y_0	$(Y_j-Y_0)^2\times10^4$	$\frac{(Y_j-Y_0)^2}{\mu_j}\cdot10^{12}$	$[EI]$
I—I	Ц	0	0,503	$4{,}085\cdot10^8$	$4{,}085\cdot10^8$	2—	—	—	—	—	—	—	—	0,503	1,988	0	327	—327	10,693	21,258	$8{,}269\cdot10^{13}$
	1	210	2,106	$4{,}085\cdot10^8$	$4{,}085\cdot10^8$	—	—	—	—	—	—	—	—	2,106	0,475	99,75	327	—117	1,369	0,650	$8{,}269\cdot10^{13}$
	2	480	2,934	$4{,}085\cdot10^8$	$4{,}085\cdot10^8$	0,429	4,514	12,504	0,384	0,591	4,676	12,952	0,371	3,689	0,271	130,08	327	153	2,341	0,634	$8{,}269\cdot10^{13}$
	3	750	2,934	$4{,}085\cdot10^8$	$4{,}085\cdot10^8$	0,337	4,422	12,249	0,612	0,499	4,584	12,698	0,591	4,137	0,242	181,50	327	423	17,893	4,330	$8{,}269\cdot10^{13}$
	4	1020	2,934	$4{,}085\cdot10^8$	$4{,}085\cdot10^8$	0,337	4,422	12,249	0,833	0,499	4,584	12,698	0,803	4,570	0,219	223,38	327	698	48,025	10,517	$8{,}269\cdot10^{13}$
	5	1290	2,934	$4{,}085\cdot10^8$	$4{,}085\cdot10^8$	0,337	4,422	12,249	1,053	0,499	4,584	12,698	1,016	5,003	0,200	258,0	327	963	92,737	18,547	$8{,}269\cdot10^{13}$
	6	1560	3,165	$4{,}085\cdot10^8$	$4{,}085\cdot10^8$	0,337	4,422	12,249	1,274	0,499	4,584	12,698	1,228	5,667	0,176	274,56	327	1233	152,029	26,757	$8{,}269\cdot10^{13}$
															3,571	1167,27	327			82,693	
II—II	Ц	0	0,503	$2{,}65\cdot10^8$	$5{,}52\cdot10^8$	—	—	—	—	—	—	—	—	0,503	1,988	0	315	—315	9,922	19,726	$7{,}898\cdot10^{13}$
	1	210	2,106	$2{,}65\cdot10^8$	$5{,}52\cdot10^8$	—	—	—	—	—	—	—	—	2,106	0,475	99,75	315	—105	1,103	0,524	$7{,}898\cdot10^{13}$
	2	480	2,934	$2{,}65\cdot10^8$	$5{,}52\cdot10^8$	0,268	2,918	8,082	0,594	0,752	0,272	17,373	0,276	3,804	0,263	126,24	315	165	2,722	0,716	$7{,}898\cdot10^{13}$
	3	750	2,934	$2{,}65\cdot10^8$	$5{,}52\cdot10^8$	0,176	2,826	7,828	0,958	0,66	6,18	17,119	0,438	4,330	0,231	173,25	315	435	18,923	4,371	$7{,}898\cdot10^{13}$
	4	1020	2,934	$2{,}65\cdot10^8$	$5{,}52\cdot10^8$	0,176	2,826	7,828	1,303	0,66	6,18	17,119	0,596	4,833	0,207	211,14	315	705	49,702	10,288	$7{,}898\cdot10^{13}$
	5	1290	2,934	$2{,}65\cdot10^8$	$5{,}52\cdot10^8$	0,176	2,826	7,828	1,648	0,66	6,18	17,119	0,753	5,335	0,187	241,23	315	975	95,068	17,777	$7{,}898\cdot10^{13}$
	6	1560	3,165	$2{,}65\cdot10^8$	$5{,}52\cdot10^8$	0,176	2,826	7,828	1,993	0,66	6,18	17,119	0,911	6,069	0,165	257,40	315	1245	155,002	25,575	$7{,}898\cdot10^{13}$
III—III	Ц	0	0,503	$0{,}883\cdot10^8$	$7{,}286\cdot10^8$	—	—	—	—	—	—	—	—	0,503	1,988	0	250	—250	6,25	12,425	$5{,}844\cdot10^{13}$
	1	210	2,106	$0{,}883\cdot10^8$	$7{,}286\cdot10^8$	—	—	—	—	—	—	—	—	2,106	0,475	99,75	250	—40	0,16	0,076	$5{,}844\cdot10^{13}$
	2	480	2,934	$0{,}883\cdot10^8$	$7{,}286\cdot10^8$	1,61	10,44	2,892	1,66	0,858	8,144	22,559	0,213	4,807	0,208	99,84	250	23,0	5,29	1,1	$5{,}844\cdot10^{13}$
	3	750	2,934	$0{,}883\cdot10^8$	$7{,}286\cdot10^8$	1,61	10,44	2,892	2,593	0,674	7,960	22,049	0,340	5,867	0,170	127,5	250	500	25,00	4,25	$5{,}844\cdot10^{13}$
	4	1020	2,934	$0{,}883\cdot10^8$	$7{,}286\cdot10^8$	1,61	10,44	2,892	3,527	0,674	7,960	22,049	0,463	6,924	0,144	146,88	250	770	59,29	8,538	$5{,}844\cdot10^{13}$
	5	1290	2,934	$0{,}883\cdot10^8$	$7{,}286\cdot10^8$	1,61	10,44	2,892	4,461	0,674	7,960	22,049	0,585	7,980	0,125	161,25	250	1040	108,16	13,52	$5{,}844\cdot10^{13}$
	6	1660	3,165	$0{,}883\cdot10^8$	$7{,}286\cdot10^8$	1,61	10,44	2,892	5,394	0,674	7,960	22,049	0,707	9,266	0,108	168,48	250	1310	171,61	18,534	$5{,}844\cdot10^{13}$
															3,218	803,70				58,443	

Приведенную сдвиговую жесткость $[GF]_1$ участка стены, ослабленного проемами только в надземной части (1-й участок), определяем по формуле (336). Входящая в эту формулу величина изгибной жесткости прилегающих участков перекрытий равна:

$$B_{1,пер}=0{,}85\,E_{вн}\,I_{1,пер}=0{,}85\cdot1{,}15\cdot10^5\,\frac{132\cdot10^3}{12}=$$

$$=1{,}08\cdot10^9\ \text{кгсм}^2.$$

Тогда $[GF]_1=5\,\frac{12\cdot1{,}08\cdot10^9}{100^3}+0{,}380\cdot10^5\cdot5{,}15\cdot10^3=203\cdot10^6$ кг.

Приведенную сдвиговую жесткость $[GF]_2$ участка стены, ослабленного проемами также и в цокольной части стены (2-й участок), определяем по формулам (336) и (337). Входящие в эти формулы величины изгибных жесткостей перемычек в надземной и цокольной частях стены (в обоих случаях добавляется изгибная жесткость прилегающих участков перекрытий, так как стык панелей перекрытий платформенный) равны:

$$B_2=B_{перекр}+B_{перем}=0{,}85\cdot1{,}15\cdot10^5\,\frac{132\cdot10^3}{12}+\frac{12\cdot50^3}{12}=$$

$$=133\cdot10^6\ \text{кгсм}^2;$$

$$B_{ц.2}=B_{перекр}+B_{перем.в}+B_{перем.н}=0{,}85\cdot0{,}95\cdot10^5\times$$

$$\times\left(\frac{132\cdot10^3}{12}+\frac{25\cdot60^3}{12}+\frac{25\cdot40^3}{12}\right)=480\cdot10^6\ \text{кгсм}^2;$$

$$[GF]_2=\frac{5\cdot12\cdot133\cdot10^6}{260^3}+\frac{12\cdot480\cdot10^6\cdot260}{80^3}=304\cdot10^6\ \text{кг}.$$

Первое слагаемое в знаменателе $[GF]_{вн}$ равно:

$$\sum_{j=1}^{2}\frac{l_j}{[GF]_j}=\frac{l_1}{[GF]_1}+\frac{l_2}{[GF]_2}=\frac{100}{203\cdot10^6}+\frac{260}{304\cdot10^6}=$$

$$=0{,}756\cdot10^{-6}\ \text{см/кг}.$$

Приведенная площадь вертикального сечения сплошного участка стены (приведенная к модулю упругости надземной части стены) равна: $F_{ст}=(5\cdot270+10)\,12+F_{п.ц}$,

где $F_{п.ц}=F_п\,\frac{G_ц}{G_{ст}}=5150\,\frac{0{,}380\cdot10^5}{0{,}460\cdot10^5}=0{,}425\cdot10^4$ см²,

т. е. $F_{ст}=0{,}425\cdot10^4+1{,}63\cdot10^4=2{,}06\cdot10^4$ см².

Второе слагаемое в знаменателе выражения $[GF]_{вн}$ равно:

$$\frac{l-\sum_1^2 l_f}{G_{вн}\,[F]_{ст}}=\frac{970-\left(100+\frac{1}{2}\,260\right)}{0{,}460\cdot10^5\cdot2{,}06\cdot10^4}=0{,}782\cdot10^{-6}\ \text{см/кг}.$$

Приведенная сдвиговая жесткость внутренней продольной стены

$$[GF]_{вн}=\frac{970}{0{,}756\cdot10^{-6}+0{,}782\cdot10^{-6}}=6{,}31\cdot10^5\ \text{кг}.$$

Переходим к определению приведенной сдвиговой жесткости наружной продольной стены.

Приведенную сдвиговую жесткость цокольной части стены определяем по формуле (340):

для столбцов шириной $d_1=d_3=260$ см

$$[GF]_{ц\,1\,(3)}=\frac{1}{\frac{1}{0{,}380\cdot10^5\cdot5{,}15\cdot10^3}+\frac{260^3}{12\cdot15{,}1\cdot10^{11}}}=1{,}13\cdot10^6\ \text{кг};$$

для столбца шириной $d_2=320$ см

$$[GF]_{ц\,2}=\frac{1}{0{,}511\cdot10^{-8}\,\frac{320^3}{12\cdot15{,}1\cdot10^{11}}}=0{,}929\cdot10^6\ \text{кг}.$$

Приведенную сдвиговую жесткость вертикальных столбцов панелей стены определяем по формуле (339):

для первого и третьего столбцов шириной $d_1=d_3=260$ см

$$[GF]_{1\,(3)}=5\,\frac{270\cdot0{,}807\cdot10^7}{260}+1{,}13\cdot10^6=1{,}55\cdot10^6\ \text{кг};$$

для второго столбца шириной $d_2=320$ см

$$[GF]_2=\frac{4\cdot270\cdot0{,}293\cdot10^7}{320}+\frac{270\cdot0{,}532\cdot10^7}{320}+9{,}29\cdot10^7=$$

$$=0{,}999\cdot10^6\ \text{кг}.$$

Сдвиговая жесткость наружной продольной стены в сечении $I-I$ равна:

$$[GF]_н=\frac{970}{\frac{2\cdot260}{1{,}55\cdot10^6}+\frac{320}{0{,}999\cdot10^6}}=1{,}48\cdot10^6\ \text{кг}.$$

Приведенная сдвиговая жесткость коробки здания

$$2\,[GF]_н+[GF]_{вн}=2\cdot1{,}48\cdot10^6+6{,}31\cdot10^5=9{,}27\cdot10^6\ \text{кг}.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБОБЩЕННЫХ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ УСИЛИЙ

Определение обобщенных усилий производим по рекомендациям пп. 6.64 — 6.65.

Исходные данные

$R=5\cdot10^5$ см; $E_{ср}=300$ кг/см²; $l=970$ см; $L=576$ см;

$t_н=t_{вн}=25$ см; $t_1=t_2=30$ см; $t_4=25$ см; $t_3=30$ см;

$q_н=79$ кг/пог. см; $q_{вн}=84$ кг/пог. см;

$q_1=q_2=q_3=110$ кг/пог. см; $q_4=68$ кг/пог. см;

$[EI]=8{,}269\cdot10^{13}$ кг/см²; $[GF]=9{,}27\cdot10^6$ кг; $N=224$ т;

$K_н=969{,}6$ кг/см².

Определим осадки фундаментов под каждой стеной здания с учетом приходящихся на них нагрузок по формуле (369). Подсчет произведен в табл. 77.

В формуле фигурирует не полная нагрузка на фундамент отдельной стены, а только та ее часть, которая вызывает осадку, т. е. полная нагрузка минус бытовое давление.

Бытовое давление под подошвой фундамента определяем по формуле

$$\sigma_б=\gamma_0 H,$$

Таблица 77

№ фундамента	Исходные данные и результаты вычисления: Число фундаментов n	$E_i = E_{ср}$, кг/см²	Длина фундамента, l_i, см	Ширина фундамента b_i, см	$\beta = \frac{l_i}{b_i}$	K_0	K_1	$\frac{0{,}8\,K_0 K_1}{E_i}\,10^{-2}$	$F_i \cdot 10^4$, см²	$\sqrt{F_i} \cdot 10^2$, см	Нагрузка q_i, кг/п.см	Суммарная нагрузка $q_i l_i$, кг	σ_6, кг/см²	$\sigma_6 F_i \cdot 10^4$, кг	$Q_i = q_i l_i - \sigma_6 F_i \cdot 10^4$, кг	$\frac{Q_i}{\sqrt{F_i}} \cdot 10^2$, кг/см	S_i, см	$Q_i n \cdot 10^4$, кг	$F_i n \cdot 10^4$, см²	$S_i F_i n \cdot 10^4$, см³
1	2	300	1965	25	78,6	0,399	1	0,106	4,91	2,22	79	15,5	0,3	1,47	14,0	6,34	0,674	28,1	9,83	6,62
2	1	300	1915	25	76,6	0,402	1	0,107	4,79	2,19	84	16,1	0,3	1,44	14,6	6,70	0,718	14,6	4,79	3,44
3	12	300	551	30	18,4	0,581	1	0,158	1,65	1,29	110	6,06	0,3	0,496	5,57	4,33	0,674	66,8	19,8	13,31
4	2	300	1127	25	45,1	0,471	1	0,126	2,82	1,68	68	7,66	0,3	0,845	6,82	4,06	0,511	13,6	5,64	2,88
																	Σ	$123{,}1 \cdot 10^4$	$40{,}1 \cdot 10^4$	$26{,}2 \cdot 10^4$

Таблица 78

Сечения	Исходные данные и результаты вычисления: i	Y_i (см)	Y_0 (r)	$Y_i - Y_0$	$\mu_i \cdot 10^{-8}$	$\frac{Y_i - Y_0}{\mu_i} \cdot 10^8$	$\mu_r \cdot 10^5$	$[EI] \cdot 10^{13}$	$\frac{M}{[EI]} \cdot 10^{-8}$	$N_i^\mu = \frac{(Y_i - Y_0) M}{\mu_i [EI]}$	$\Sigma \frac{1}{\mu_i} \cdot 10^8$	$N_r \cdot 10^3$	$N_r = \frac{1}{\mu_{ir}} \times 10^{11}$	$N_i^N = \frac{N_r \frac{1}{\mu_i}}{\Sigma \frac{1}{\mu_{ir}}}$	$N_i^\mu + N_i^N$
I	Ц	0	327	—327	0,503	—648,5	14,6	8,269	1,762	—1142,50	3,571	216	—428	—120000	—121142
	1	210	327	—117	2,106	—55,54	14,6	8,269	1,762	—97,750	3,571	216	—102,6	—28800	—2889
	2	480	327	153	3,689	42,963	14,6	8,269	1,762	75,690	3,571	216	—58,6	—16400	—16324
	3	750	327	423	4,137	102,495	14,6	8,269	1,762	180,360	3,571	216	—52,2	—14600	—14419
	4	1020	327	693	4,570	151,96	14,6	8,269	1,762	267,840	3,571	316	—47,3	—13300	—13032
	5	1290	327	963	5,003	192,528	14,6	8,269	1,762	339,700	3,571	216	—43,15	—12100	—11760,3
	6	1560	327	1233	5,667	217,979	14,6	8,269	1,762	383,500	3,571	216	—38,1	—10700	—10316,5
II	Ц	0	315	—315	0,503	—629	95,3	7,898	12,08	—7588,00	3,516	163,7	—325	—92500	—99088
	1	210	315	—105	2,106	—49,8	95,3	7,898	12,08	—602,00	3,516	163,7	—77,6	—22100	—22702
	2	480	315	165	3,804	43,35	95,3	7,898	12,08	522,700	3,516	163,7	—43	—12230	—11707
	3	750	315	435	4,330	100,6	95,3	7,898	12,08	1215,000	3,516	163,7	—37,8	—10760	—9545
	4	1020	315	705	4,833	146,1	95,3	7,898	12,08	1763,00	3,516	163,7	—33,8	—9630	—7867
	5	1290	315	975	5,335	182,9	95,3	7,898	12,08	2207,00	3,516	163,7	—30,7	—8730	—6523
	6	1560	315	1245	6,069	204,8	95,3	7,898	12,08	2476,00	3,516	163,7	—26,95	—7670	—5194
III	Ц	0	250	—250	0,503	—496,4	175,2	5,844	29,9	—1484,00	3,218	102	—202,5	—62900	—64384
	1	210	250	—40	2,106	—19,04	175,2	5,844	29,9	—568,90	3,218	102	—48,4	—15050	—15619
	2	480	250	230	4,807	47,85	175,2	5,844	29,9	1432,00	3,218	102	—22,2	—6800	—5368
	3	750	250	500	5,867	85,3	175,2	5,844	29,9	2555,00	3,218	102	—17,38	—5400	—2945
	4	1020	250	770	6,924	111,3	175,2	5,844	29,9	3333,00	3,218	102	—14,73	—4575	—1242
	5	1290	250	1040	7,980	130,3	175,2	5,844	29,9	3895,00	3,218	102	—12,76	—3963	—68
	6	1560	250	1310	9,266	141,3	175,2	5,844	29,9	4230,00	3,318	102	—11,0	—3418	812

где γ_0 — объемный вес грунта; $\gamma_0 = 0{,}002$ кг/см³;
H — глубина заложения фундаментов; $H = 150$ см;
$\sigma_б = 0{,}002 \cdot 150 = 0{,}3$ кг/см².

Приведенная погонная нагрузка на балку-здание, вызывающая осадку

$$[q] = \frac{\Sigma Q_{in}}{2l} = \frac{1{,}23 \cdot 10^6}{2 \cdot 970} = 634{,}9 \text{ кг/п.см}.$$

Средний погонный коэффициент жесткости основания под зданием

$$K_п = [q] \frac{\Sigma F_i n}{\Sigma S_i F_i n} = 634{,}9 \frac{4{,}01 \cdot 10^5}{2{,}62 \cdot 10^5} = 969{,}6 \text{ кг/см}^3.$$

Определение дополнительных усилий (M и Q), прогибов ($У$) и отпора грунта (P) производится на ЭВМ. Их эпюры приведены на рис. 106.

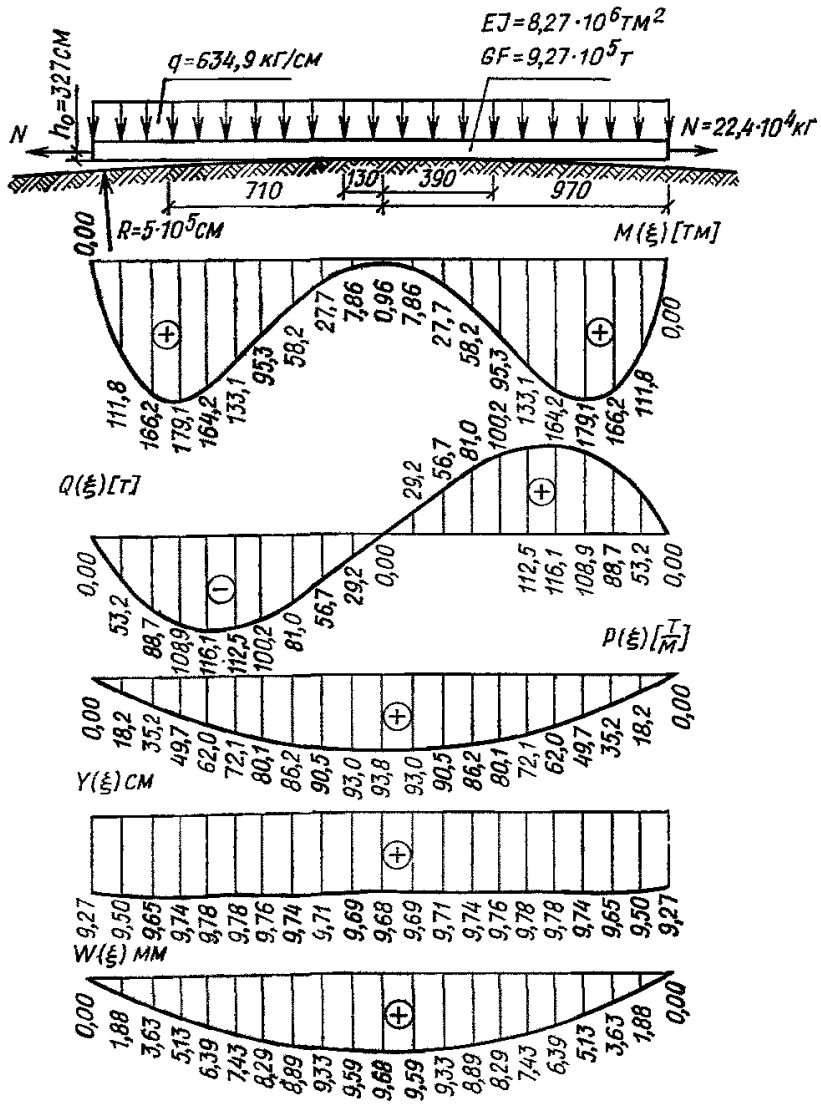


Рис. 106. Расчетная схема здания и эпюры изгибающих моментов, поперечных сил, реактивного отпора грунта, изгиба и врезания здания

Контрольные проверки

Равнодействующая вертикальной нагрузки

$$\Sigma q = 634{,}9 \cdot 970 \cdot 2 = 12{,}31 \cdot 10^5 \text{ кг}.$$

Равнодействующая реактивного отпора

$$\Sigma p = \left(93{,}8 \frac{1}{2} + 93 + 90{,}5 + 86{,}2 + 80{,}1 + 72{,}1 + 6{,}20 + 49{,}7 + 35{,}5 + 18{,}2 \frac{1}{2}\right) 2 \cdot 0{,}97 = 12{,}12 \cdot 10^5 \text{ кг};$$

$$\Sigma q + \Sigma p = (12{,}31 - 12{,}12)\ 10^5 = 0{,}19 \cdot 10^5 \text{ кг}.$$

Примечание. Погрешность 1,6% объясняется заменой интегрирования суммированием при определении $\Sigma_p(\xi)$.

Как видно из эпюр $M(\xi)$ и $Q(\xi)$, изгибающий момент и перерезывающая сила в сечении $\xi = l$ равны нулю.

Определение расчетных усилий в конструкциях здания

Расчетные усилия в конструкциях здания определяем в соответствии с указаниями настоящего Руководства (439), (441).

Суммарное продольное усилие в r-м сечении здания определяем по формуле (441).

Подсчет усилий приведен в табл. 78.

Суммарное продольное усилие в поясе каждого этажа распределяется между остальными элементами пропорционально их жесткостям $[EF]$. Так, например, усилие N_1 в сечении $II—II$ распределится следующим образом:

$$N_{1\,II—II} = -22\,702 \text{ кг}; \quad [EF]_1 = 70{,}70 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

$$N_{1п\,II—II} = \frac{N_{1\,II—II}}{[EF]_1} [EF]_{1п} = \frac{-22702}{70{,}70 \cdot 10^6} 4{,}62 \cdot 10^6 = -1487 \text{ кг};$$

$$N_{1н\,II—II} = \frac{N_{1\,II—II}}{[EF]_1} [EF]_{1н} = -321{,}8 \cdot 10^{-6} \cdot 1{,}24 \cdot 10^6 = -399 \text{ кг};$$

$$N_{1ц'.н\,II—II} = \frac{N_{1\,II—II}}{[EF]_1} [EF]_{1ц'.н} = -321{,}8 \cdot 10^{-6} \cdot 13{,}26 \cdot 10^6 = -4270 \text{ кг};$$

$$N_{1ц'\,вн\,II—II} = \frac{N_{1\,II—II}}{[EF]_1} [EF]_{1цвн} = -321{,}8 \cdot 10^{-6} \cdot 23{,}22 \cdot 10^6 = -7470 \text{ кг}.$$

Аналогично распределяются суммарные продольные усилия между элементами остальных поясов. Эпюры продольных усилий в элементах всех поясов поперечных сечений $I—I$, $II—II$, $III—III$ коробки здания приведены на рис. 107—109.

Сдвигающие усилия в стыках между плитами перекрытий и стенами определяем по рекомендациям п. 6.72.

Определение сдвигающих усилий между перекрытием и наружной продольной стеной:

$$S_{jr}^{пер} = (N_{jr+1}^{пер} - N_{jr}^{пер}) \sum_{1(r)}^{r(S)} \eta_i l [GF]_д (пр).$$

Столбец панелей между сечениями II—III

$$S_{1п}^{н\ II—III} = (4 \cdot 1487 - 4 \cdot 1020) : 3 = 622 \text{ кг};$$

$$S_{2п}^{н\ II—III} = 4\ (1590 - 727)\ \frac{1{,}34 \cdot 10^7}{29{,}18 \cdot 10^7} = 158{,}9 \text{ кг};$$

$$S_{3п}^{н\ II—III} = 4\ (1293 - 399)\ \frac{0{,}88 \cdot 10^7}{28{,}26 \cdot 10^7} = 111{,}5 \text{ кг};$$

$$S_{4п}^{н\ II—III} = 4\ (1068 - 168)\ 0{,}03115 = 112 \text{ кг};$$

$$S_{5п}^{н\ II—III} = 4\ (884 - 9{,}2)\ 0{,}03115 = 109 \text{ кг};$$

$$S_{6п}^{н\ II—III} = 4\ (760 + 119)\ 0{,}03115 = 109{,}6 \text{ кг}.$$

Определение сдвигающих усилий между перекрытием и внутренней продольной стеной:

$$S_{1п}^{вн\ II—III} = \frac{1}{2} S_{1п}^{II—III} = \frac{1}{2} 622 = 311 \text{ кг};$$

$$S_{2п}^{вн\ II—III} = \frac{1}{2} (N_{2п}^{II} - N_{2п}^{III}) - S_{2п}^{н\ II—III} = \frac{1}{2} 4 \cdot 863 - 159 = 1567 \text{ кг};$$

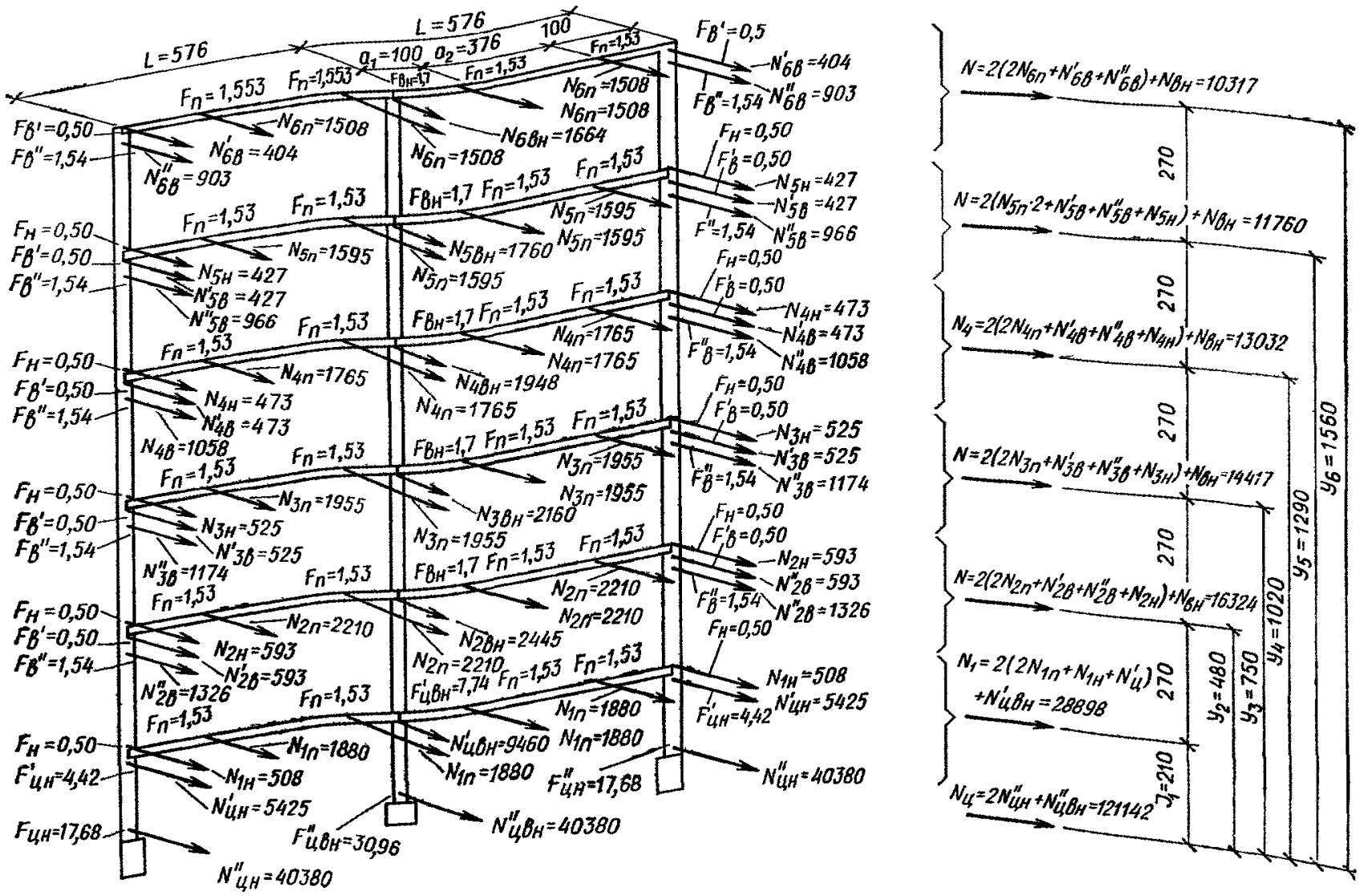


Рис. 107. Схема усилий в сечении *I—I* коробки здания

$$S_{3п}^{вн\ II—III} = \frac{1}{2}\,4 \cdot 894 - 112 = 1788 - 112 = 1676 \text{ кг};$$

$$S_{4п}^{вн\ II—III} = 2 \cdot 900 - 112 = 1800 - 112 = 1688 \text{ кг};$$

$$S_{5п}^{вн\ II—III} = 2 \cdot 874{,}8 - 109 = 1749{,}6 - 109 = 1640{,}6 \text{ кг};$$

$$S_{6п}^{вн\ II—III} = 2 \cdot 879 - 110 = 1758 - 110 = 1648 \text{ кг}.$$

Столбец панелей между сечениями *III—IV* (торец)

Определение сдвигающих усилий между перекрытием и наружной продольной стеной:

$$S_{1п}^{н\ III—IV} = 4 \cdot 1020 : 3 = \frac{4080}{3} = 1360 \text{ кг};$$

$$S_{2п}^{н\ III—IV} = 4\,N_{2п}^{III}\,\frac{\sum_{1}^{1}\eta_l}{[GF]_л} = \frac{8{,}065 \cdot 10^8}{104{,}45 \cdot 10^8}\,4 \cdot 727 = 225 \text{ кг};$$

$$S_{3п}^{н\ III—IV} = 4 \cdot 399 \cdot 0{,}0773 = 124 \text{ кг};$$

$$S_{4п}^{н\ III—IV} = 4 \cdot 168 \cdot 0{,}0773 = 52 \text{ кг};$$

$$S_{5п}^{н\ III—IV} = 4 \cdot 9{,}2 \cdot 0{,}0773 = 2{,}85 \text{ кг};$$

$$S_{6п}^{н\ III—IV} = -4 \cdot 119 \cdot 0{,}0773 = -36{,}8 \text{ кг}.$$

Таким же образом вычисляются сдвигающие усилия для любого столбца. Величины сдвигающих усилий между перекрытиями и продольными стенами в расчетных сечениях приведены на рис. 110.

Сдвигающие усилия в горизонтальном стыке панелей продольных наружных и внутренних стен определяем по формуле (378).

Так, например, сдвигающие усилия между панелями второго столбца, ограниченного сечениями *II—III*, наружной продольной стены в уровне перекрытия над четвертым этажом определяем следующим образом:

$$S_{4\ II—III}^{ст} = (N_{6\ II}^{ст} - N_{6\ III}^{ст}) + (N_{5\ нижн.\,II}^{ст} - N_{5\ нижн.\,III}^{ст}) +$$

$$+ S_{6\ II—III}^{пер} = (204 + 456 + 32 + 71) + (238 - 2{,}5) + 110 = 1108{,}5 \text{ кг}.$$

Так же вычисляем усилия во всех горизонтальных стыках продольных наружных стен. Эпюры сдвигающих усилий между панелями наружной стены столбца *II—III* приведены на рис. 111.

Усилия взаимодействия между поперечными и продольными стенами определяются по рекомендациям п. 6.73.

Вычисляем реактивный отпор грунта под фундаментами наружной продольной стены по формуле (379)

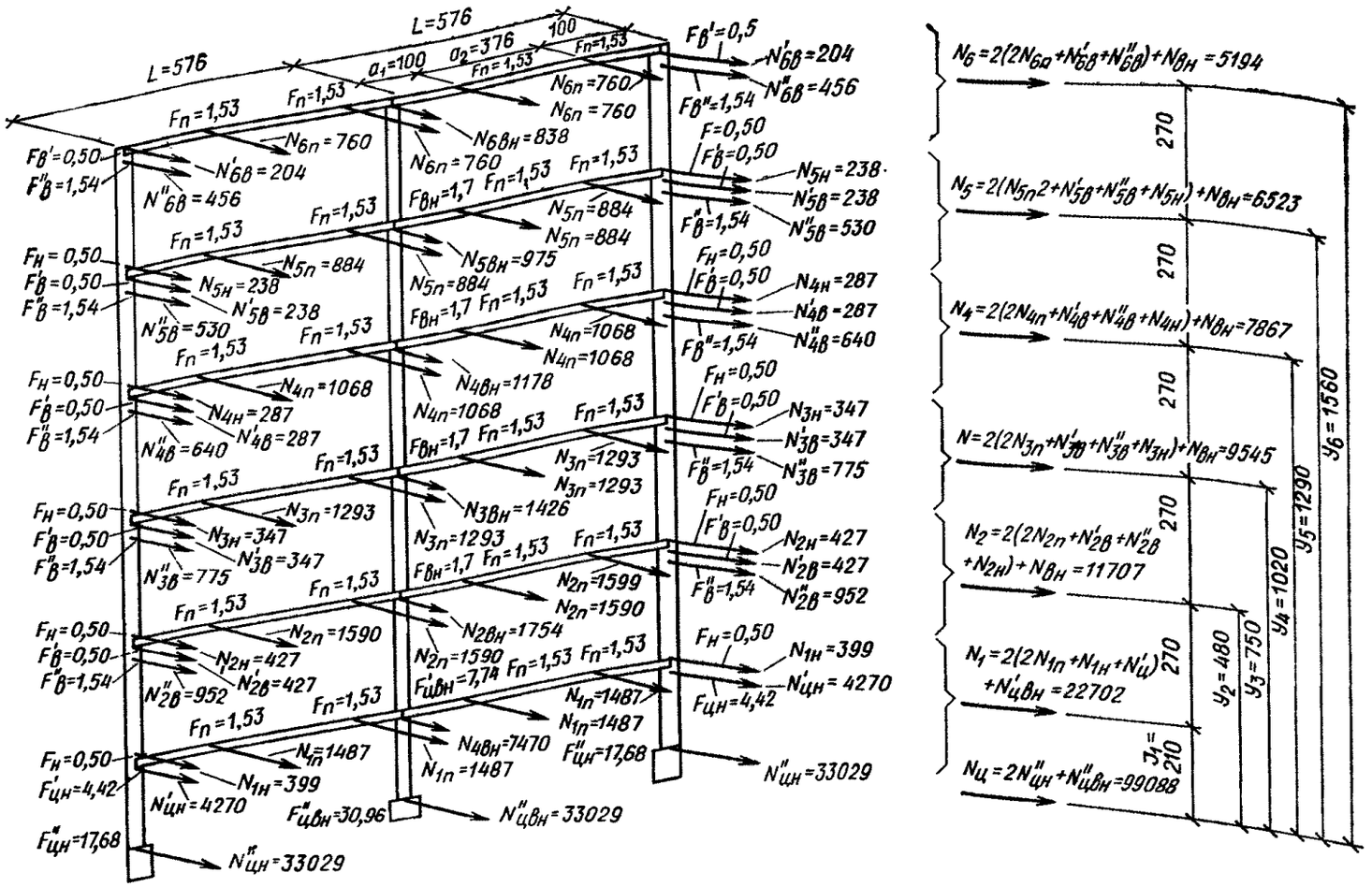


Рис. 108. Схема усилий в сечении *II—II* коробки здания

$$P_{н}(\xi)=\frac{q_{н}}{S_{п}}W(\xi)=\frac{14,0\cdot10^{4}}{1965\cdot0,674}W(\xi)=106\,W(\xi);$$

$$P_{0_{н}}=106\cdot0,00=0;$$

$$P_{1_{н}}=106\cdot4,68=49,6\ \text{кг/см};$$

$$P_{2_{н}}=106\cdot8,25=87,4\ \text{кг/см};$$

$$P_{3_{н}}=106\cdot9,51=100,8\ \text{кг/см};$$

$$P_{4_{н}}=106\cdot9,68=102,5\ \text{кг/см}.$$

Определяем величину равномерно распределенной активной нагрузки $q^{*}_{н}$, уравновешивающей реактивный отпор основания под наружной продольной стеной по формуле (380)

Интеграл в этой формуле заменяем суммой трапеций, основаниями которых являются ординаты эпюры $P_{н}(\xi)$ в точках:

$X_0=0$; $X_1=130$ см; $X_2=390$ см; $X_3=720$ см; $X_4=970$ см.

Величина активной нагрузки $q^{*}_{н}$ равна:

$$q^{*}_{н}=\frac{1}{l}\int_{0}^{l}P_{н}(x)\,dx=\left[\frac{1}{2}(102,5+100,8)\,130+\frac{1}{2}\times\right.$$

$$\left.\times(100,8+87,4)\,260+\frac{1}{2}(87,4+49,6)\,320+\frac{1}{2}49,6\cdot260\right]\frac{1}{970}=$$

$$=\frac{1}{970}(1,32\cdot10^{4}+2,445\cdot10^{4}+2,195\cdot10^{4}+0,643\cdot10^{4})=$$

$$=\frac{1}{970}6,603\cdot10^{4}=68,1\ \text{кг/п.см}.$$

Определяем величину изгибающего момента в среднем сечении стены от активной нагрузки $q^{*}_{н}$ и реактивного отпора $P_{н}(\xi)$ по формуле (381). В данной формуле интеграл заменяем суммой моментов реактивных сил, действующих на участках между местами примыкания поперечных стен (эпюра реактивного отпора заменяется несколькими трапециями)

$$M_{н(0)}=-68,1\,\frac{970^{2}}{2}+100,8\,\frac{130^{2}}{2}+\frac{1}{2}(-100,8+102,5)\times$$

$$\times130\,\frac{1}{3}\,130+87,4\cdot260\left(\frac{260}{2}+130\right)+\frac{1}{2}(100,8-87,4)\,260\times$$

$$\times\left(\frac{1}{3}\,260+130\right)+49,6\cdot320\left(\frac{320}{2}+390\right)+\frac{1}{2}(87,4-49,6)\,320\times$$

$$\times\left(390+\frac{320}{3}\right)+\frac{1}{2}\,49,6\cdot260\left(710+\frac{260}{3}\right)=-32,04\cdot10^{6}+$$

$$+0,853\cdot10^{6}+0,494\cdot10^{4}+5,915\cdot10^{6}+37,7\cdot10^{4}+8,72\cdot10^{6}+$$

$$+3,01\cdot10^{6}+5,145\cdot10^{6}=-32,04\cdot10^{6}+24,02494\cdot10^{6}=$$

$$=-8,01506\cdot10^{6}\ \text{кгсм}.$$

Изгибающий момент в среднем сечении продольной стены, возникающий при изгибе всего здания, т. е. с учетом сил вза-

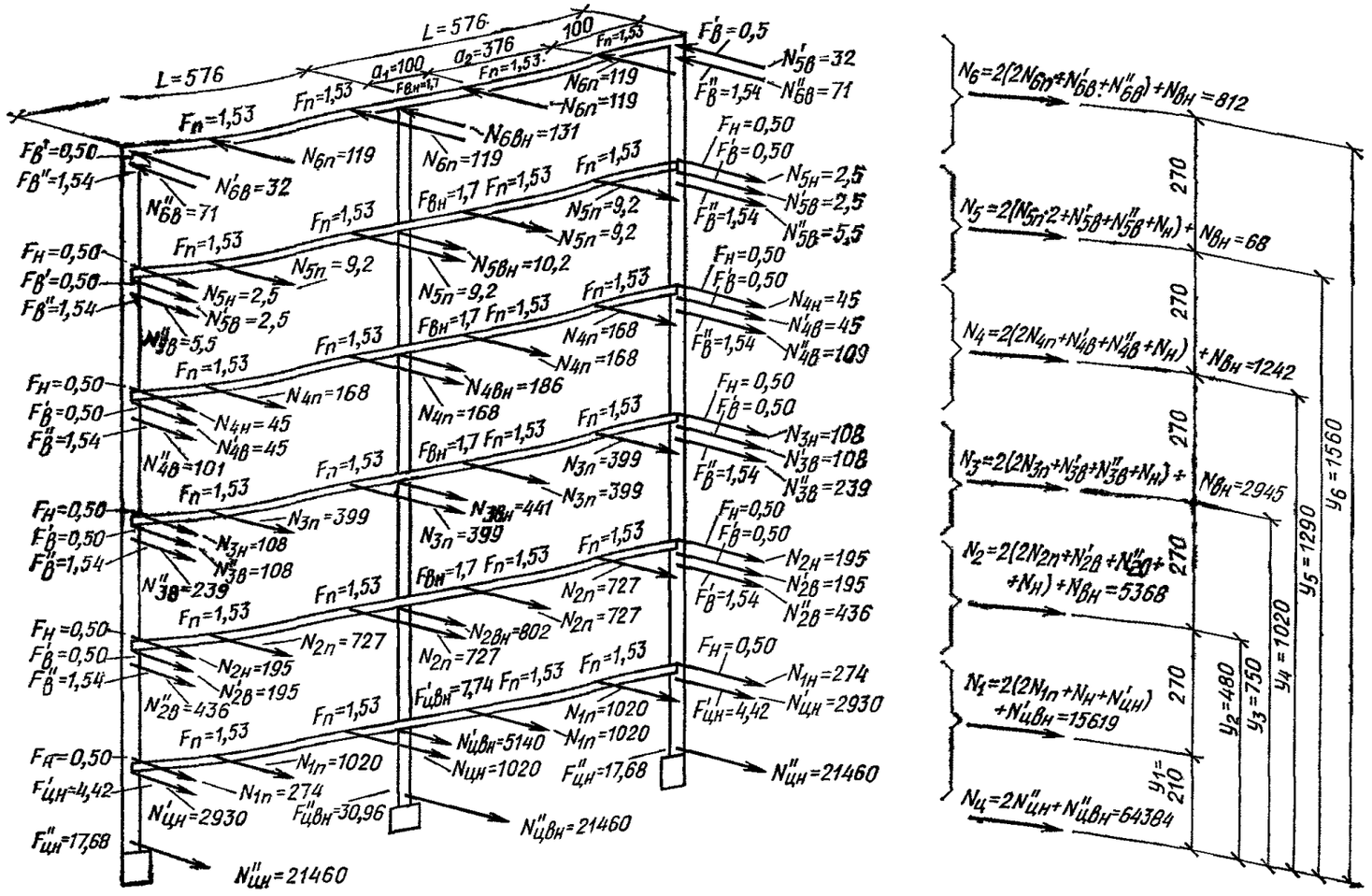


Рис. 109. Схема усилий в сечении *III—III* коробки здания

имодействия с поперечными стенами и неуравновешенной частью активной нагрузки

$$\overline{q_н} = 79 - 68{,}1 = 10{,}9 \text{ кг/п.см},$$

определяется по формуле (382)

$$M_{н\,(0)} = \sum_{j=1}^{j=k}\left(N_j^{ст} + N_j^{пер}\,\frac{\sum_{1\,(r)}^{r\,(S)}\eta_i}{[GF]_{j\,л\,(пр)}}\right)Y_j$$

и равен $M_{н\,(0)} = -102{,}6\cdot10^5$ кгсм.

Подсчет $M_{н\,(0)}$ приведен в табл. 79 по формуле (382).

Изгибающие моменты в наружной продольной стене, вызываемые в ней только силами взаимодействия продольной стены с поперечными и неуравновешенной частью активной нагрузки, вычисляем по формуле (383)

$$M_н^т(\xi) = M(\xi)\,\frac{M_{н\,(0)} - M^*_{н\,(0)}}{M_{макс}};$$

$$M_н^т(\xi) = M(\xi)\,\frac{-102{,}6\cdot10^5 + 8{,}01506\cdot10^5}{175{,}2\cdot10^5} = \frac{22{,}4494}{175{,}2\cdot10^5}\,M(\xi) = 0{,}1283\,M(\xi).$$

Они повторяют эпюру $M(\xi)$ с коэффициентом 0,1283.

Зная эпюру моментов $M_н^т(\xi)$, вызываемых неизвестными силами взаимодействия и известной неуравновешенной частью

Таблица 79

$N_j^{пер}$	Исходные данные и результаты вычисления					
	$N_j^{ст}$	$\frac{\sum_1^3\eta_i}{[GF]_л}$	$N_j^{пер} = \frac{\sum_1^3\eta_i}{[GF]_л}$	$N_j^{ст}+N_j^{пер} = \frac{\sum_1^3\eta_i}{[GF]_л}$	Y_j	$M_{в\,(0)}\cdot10^5$, кгсм
—7520	—5933	—	—1880	—7813	105	—8,2
—8840	—2512	0,0475	—420	—2932	375	—11,00
—7820	—2224	0,0381	—298	—2522	645	—16,3
—7060	—2004	0,0381	—269	—2273	915	—20,8
—6380	—1820	0,0381	—243	—2063	1185	—24,4
—6032	—1307	0,0381	—230	—1537	1455	—22,4

$$\Sigma M_н(0) = -102{,}6\cdot10^5$$

активной нагрузки $\overline{q}$, вычисляем последовательно силы по формуле (384)

$$T_{он} = \frac{1}{d_1}\left[M_н^т(x = l - d_1) + \frac{\overline{q_н}}{2}\,d_1^2\right] =$$

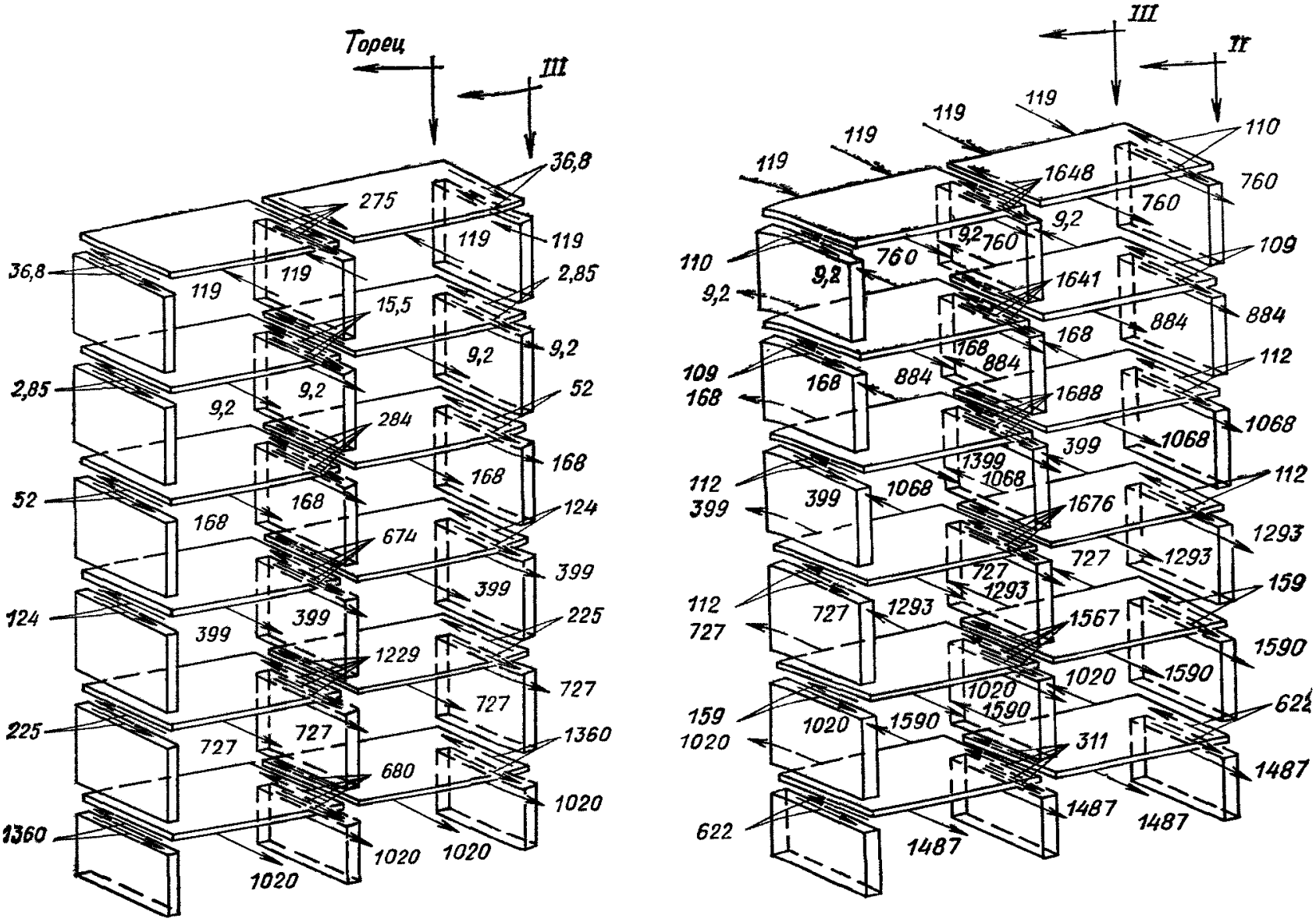

Торец
III
II
36,8
275
119
2,85
15,5
9,2
52
284
168
124
674
399
225
1229
727
1360
680
1020
1020
1020

Таблица 80

Последовательность определения величины

$$T_{r\,в,н} = T_{r\,н} + Q_r\left(1 - \frac{W_r}{S_r}\right)$$

$T^*_{r\,н}\cdot 10^3$	$Q_r\cdot 10^4$	W_r	S_r	$\frac{W_r}{S_r}$	$1-\frac{W_r}{S_r}$	$Q_r\left(1-\frac{W_r}{S_r}\right)$	$T_{r\,в.н}\cdot 10^3$
10,8	3,41	0	0,511	0	1	34,1	44,9
—10,01	5,57	0,468	0,674	0,695	0,305	16,97	6,960
3,01	5,57	0,825	0,674	1,225	—0,225	—12,53	—9,52
4,75	5,57	0,951	0,674	1,41	—0,410	—22,82	—18,07

* Знаки $T_{r\,н}$ приняты в соответствии со схемой рис. 68.

Величины усилий взаимодействия всех продольных и поперечных стен приведены на рис. 112,*е*.

сечения шпонок в цокольной части стены в этом же вертикальном шве $F_{шпц} = 1500$ см².

Распределение усилий взаимодействия по высоте шва в месте примыкания поперечных стен к наружной продольной стене:

I — поперечная стена

$$T^{1эт}_{он} = T^{2эт}_{он} = T^{3эт}_{он} = T^{4эт}_{он} = T^{5эт}_{он} = T_{он}\frac{F_{ш.п.э}}{5F_{ш.п.э} + F_{ш.п.ц}} = -10{,}8\cdot 10^3\frac{600}{5\cdot 600 + 1500} = -1440 \text{ кг};$$

$$T^{ц}_{он} = T_{он}\frac{F_{ш.п.ц}}{5F_{ш.п.э} + F_{ш.п.ц}} = -10{,}8\cdot 10^3\frac{1500}{4500} = -3590 \text{ кг};$$

II поперечная стена

$$T^{1эт}_{1н} = T^{2эт}_{1н} = T^{3эт}_{1н} = T^{4эт}_{1н} = T^{5э}_{1н} = T_{1н}\frac{600}{4500} = 10{,}01\cdot 10^3\cdot 0{,}1333 = 1334 \text{ кг};$$

$$T^{ц}_{1н} = 10{,}01\cdot 10^3\cdot 0{,}3333 = 3334 \text{ кг}.$$

III поперечная стена

$$T^{1эт}_{2н} = T^{2эт}_{2н} = T^{3эт}_{2н} = T^{4эт}_{2н} = T^{5эт}_{2н} = -3{,}01\cdot 10^3\cdot 0{,}1333 = -401 \text{ кг};$$

$$T^{ц}_{2н} = -3{,}01\cdot 10^3\cdot 0{,}3333 = -1003 \text{ кг}.$$

IV поперечная стена

$$T^{1\,эт}_{3\,н} = T^{2\,эт}_{3\,н} = T^{3\,эт}_{3\,н} = T^{4\,эт}_{3\,н} = T^{5\,эт}_{3\,н} = -4{,}75\cdot 10^3\cdot 0{,}133 = -632 \text{ кг};$$

$$T^{ц}_{3\,н} = -4{,}75\cdot 10^3\cdot 0{,}333 = -1582 \text{ кг}.$$

Аналогично распределяются по высоте швов усилия взаимодействия между внутренней продольной стеной и наружными поперечными стенами.

$$T^{1\,эт}_{овн} = T^{2\,эт}_{овн} = T^{3\,эт}_{овн} = T^{4\,эт}_{овн} = T^{5\,эт}_{овн} = -44{,}9\cdot 10^3\cdot 0{,}1333 = -5980 \text{ кг};\quad T^{ц}_{овн} = -44{,}9\cdot 10^3\cdot 0{,}3333 = -14\,960 \text{ кг}.$$

Так как в надземной части внутренних поперечных стен в месте примыкания их к внутренней продольной стене имеются дверные проемы, то все усилия взаимодействия между этими стенами передаются на подземную часть здания.

На рис 111 показано распределение усилий взаимодействия по высоте швов.

Перерезывающие силы в вертикальных швах наружной продольной стены определяем с учетом эпюры $Q_н(\xi)$, построенной от действия активной и реактивной нагрузок и сил взаимодействия с поперечными стенами:

$$Q^{л}_1 = -10{,}8\cdot 10^3 + 79\cdot 260 - \frac{49{,}6}{2}260 = -10\,800 + 20\,540 - 6440 = +3300 \text{ кг} = 3{,}3\cdot 10^3 \text{ кг};$$

$$Q^{пр} = 3{,}3\cdot 10^3 + 10{,}01\cdot 10^3 = 13{,}31\cdot 10^3 \text{ кг};$$

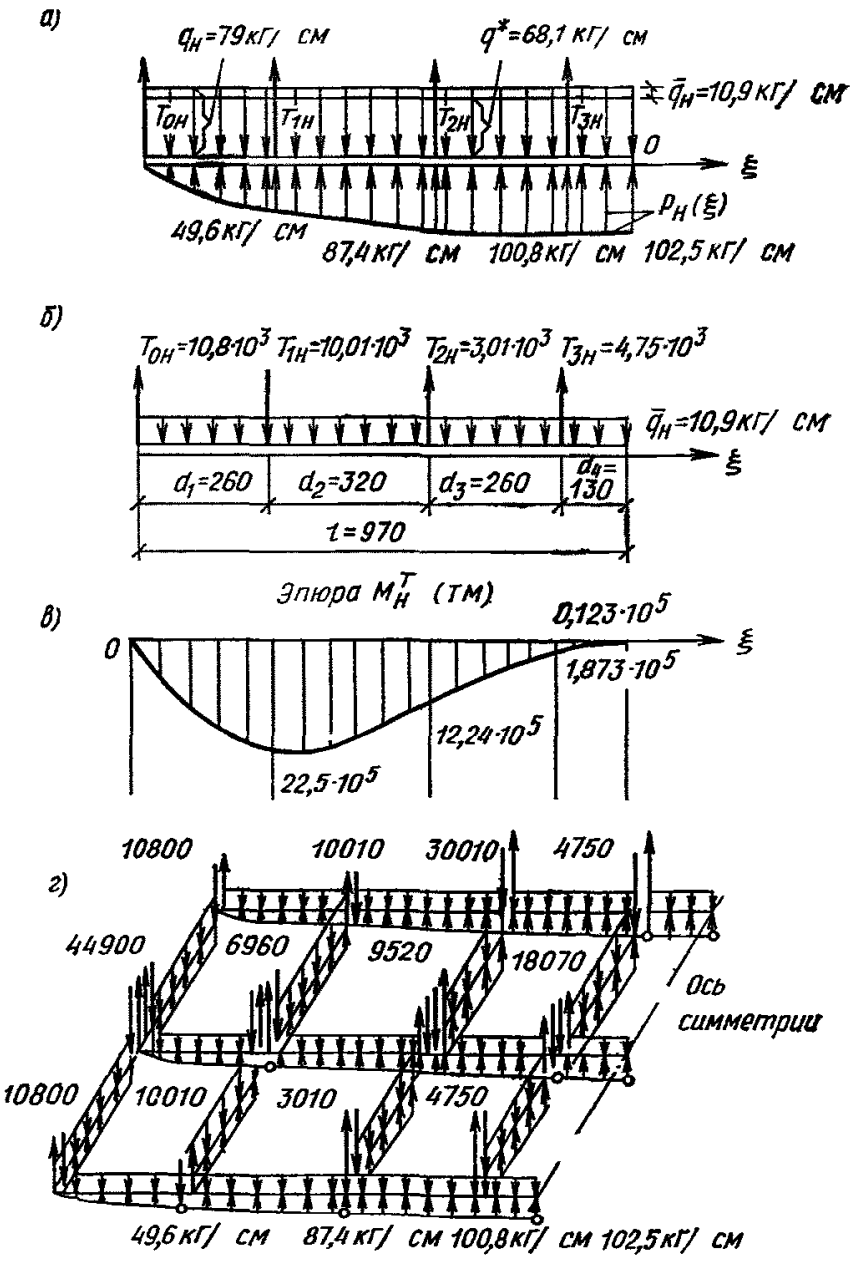


Рис. 112. К определению усилий взаимодействия между продольными и поперечными стенами

а — схема внешних нагрузок на наружную продольную стену; *б* — схема приведенных нагрузок на наружную продольную стену; *в* — минусовая эпюра $M^T_н$ (тм); *г* — схема нагрузок на продольные и поперечные стены с учетом усилий взаимодействия T

$$Q^{л}_2 = -10{,}8\cdot 10^3 + 10{,}01\cdot 10^3 + 79\cdot 580 - \frac{49{,}6}{2}260 - \frac{49{,}6 + 87{,}4}{2}320 = 10{,}8\cdot 10^3 + 10{,}01\cdot 10^3 + 45{,}8\times 10^3 - 6{,}44\cdot 10^3 - 21{,}93\cdot 10^3 = 16{,}74\cdot 10^3 \text{ кг};$$

$$Q^{пр}_2 = 16{,}74\cdot 10^3 - 3{,}01\cdot 10^3 = 13{,}73\cdot 10^3 \text{ кг};$$

$$Q_3^{л} = -10{,}8\cdot10^3 + 10{,}01\cdot10^3 - 3{,}01\cdot10^3 + 79\cdot840 - \frac{49{,}6+87{,}4}{2}\,320 - \frac{49{,}6\cdot260}{2} - \frac{87{,}4+100{,}8}{2}\,260 =$$

$$= -10{,}8\cdot10^3 + 10{,}01\cdot10^3 - 3{,}01\cdot10^3 + 66\,360 - 21\,930 - 6440 - 24\,450 = 9{,}74\cdot10^3 \text{ кг};$$

$$Q_3^{пр} = 9{,}74\cdot10^3 - 4{,}75\cdot10^3 = 4{,}49\cdot10^3 \text{ кг};$$

$$Q_0^{л} = (-10{,}8 + 10{,}01 - 3{,}01 - 4{,}75)\ 10^3 + 79\cdot970 - 6440 - 21\,930 - 24\,450 - \frac{100{,}8-102{,}5}{2}\,130 \approx 0.$$

Перерезывающие силы равны:

в сечении *I—I* $Q_{3н} = \frac{1}{2}(Q_{3н}^{л} + Q_{3н}^{пр}) = \frac{1}{2}(9{,}74 + 4{,}99)\cdot10^3 = 7{,}365\cdot10^3$ кг;

в сечении *II—II* $Q_{2н} = \frac{1}{2}(Q_{2н}^{л} + Q_{2н}^{пр}) = \frac{1}{2}(16{,}74+13{,}73)\cdot10^3 = 15{,}235\cdot10^3$ кг;

в сечении *III—III* $Q_{1н} = \frac{1}{2}(Q_{1н}^{л} + Q_{1н}^{пр}) = \frac{1}{2}(3{,}3+13{,}31)\ 10^3 = 8{,}305\cdot10^3$ кг.

Распределение перерезывающих сил по высоте шва между панелями наружной продольной стены производим пропорционально площади сечения шпонок между панелями каждого этажа:

для шпонок между панелями надземной части

$$F_{ш.п.э} = 300 \text{ см}^2;$$

для шпонок между панелями подземной части

$$F_{ш.п.ц} = 1000 \text{ см}^2.$$

Распределение силы $Q_{1н}$ по высоте шва:

$$T_{1н}^{1\,эт} = T_{1н}^{2\,эт} = T_{1н}^{3\,эт} = T_{1н}^{4\,эт} = T_{1н}^{5\,эт} = Q_{1н}\frac{F_{ш.п.э}}{5F_{ш.п.э}+F_{ш.п.ц}} = 8{,}305\cdot10^3\cdot0{,}12 = 0{,}997\cdot10^3 \text{ кг};$$

$$T_{1н}^{ц} = Q_{1н}\frac{F_{ш.п.ц}}{5F_{ш.п.э}+F_{ш.п.ц}} = 8{,}305\cdot10^3\cdot0{,}4 = 3{,}32\cdot10^3 \text{ кг}.$$

Распределение силы $Q_{2н}$ по высоте шва:

$$T_{2н}^{1\,эт} = T_{2н}^{2\,эт} = T_{2н}^{3\,эт} = T_{2н}^{4\,эт} = T_{2н}^{5\,эт} = 15{,}235\cdot10^3\cdot0{,}12 = 1{,}825\cdot10^3 \text{ кг};\quad T_{2н}^{ц} = 15{,}235\cdot0{,}4 = 4{,}8\cdot10^3 \text{ кг}.$$

Распределение силы $Q_{3н}$ по высоте шва:

$$T_{3н}^{1\,эт} = T_{3н}^{2\,эт} = T_{3н}^{3\,эт} = T_{3н}^{4\,эт} = T_{3н}^{5\,эт} = 7{,}365\cdot10^3\cdot0{,}12 = 0{,}883\cdot10^3 \text{ кг};\quad T_{3н}^{ц} = 7{,}365\cdot10^3\cdot0{,}4 = 2{,}945\cdot10^3 \text{ кг}.$$

Распределение перерезывающих сил по высоте вертикальных швов сечений *II—II* и *III—III* наружной продольной стены показано на рис. 112.

Чтобы определить нагрузки на нижнюю наиболее напряженную панель (панель 1-го этажа между сечениями *II—III*), рассмотрим весь столбец, передавая постепенно нагрузки от верхней панели на каждую следующую нижнюю панель.

После сбора нагрузок на панель 5-го этажа определяем реакции B', A, B:

$$B' = 32 + 71 + 110 + 204 + 456 + 238 - 2{,}5 = 1108{,}5 \text{ кг};$$

$$A = \frac{1}{2{,}6}[(-32-110-204)\ 2{,}1 + (-71-456)\ 1{,}84 + 2107\cdot2{,}6 - (2{,}5-238)\ 0{,}42 + 2026\cdot0{,}3 + 1664\cdot2{,}9] = 3582 \text{ кг};$$

$$B = \frac{1}{2{,}6}[(32+110+204)\ 2{,}1 + (71+456)\ 1{,}84 + 2\,107\cdot2{,}6 - 2026\cdot2{,}9 - 1664\cdot0{,}3 + (2{,}5-238)\ 0{,}42] = 270 \text{ кг}.$$

После определения реакций панели 5-го этажа находим нагрузки на панель 4-го этажа.

Определяем:

усилие N_1

$$N_1 = A + 2107 = 3582 + 2107 = 5689 \text{ кг};$$

усилие N_2

$$N_2 = B + 2107 = 270 + 2107 = 2377 \text{ кг};$$

усилие N_3

$$N_3 = B' + S_{Sn}^{н\ II-III} = 1108{,}5 + 109 = 1217{,}5 \text{ кг};$$

реакцию B''

$$B'' = 1217{,}5 - 2{,}5 + 238 + 530 - 5{,}5 + 287 - 45 = 2219{,}5 \text{ кг};$$

реакцию A

$$A = \frac{1}{2{,}6}[-(1217{,}5+238-2{,}5)\ 2{,}1 - (530-5{,}5)\ 1{,}84 + (287-45)\ 0{,}42 + 1664\cdot2{,}9 + 2026\cdot0{,}3 + 5689\cdot2{,}6] = 6273 \text{ кг};$$

реакцию B

$$B = \frac{1}{2{,}6}[(1217{,}5+238-2{,}5)\ 2{,}1 + (530-5{,}5)\ 1{,}84 - (287-45)\ 0{,}42 - 1664\cdot0{,}3 - 2026\cdot2{,}9 + 2377\cdot2{,}6] = 1431 \text{ кг}.$$

Для последующих панелей расчет проводим аналогично.

Расчетная схема наиболее напряженной панели (панели первого этажа между сечениями *II—III*) изображена на рис. 113.

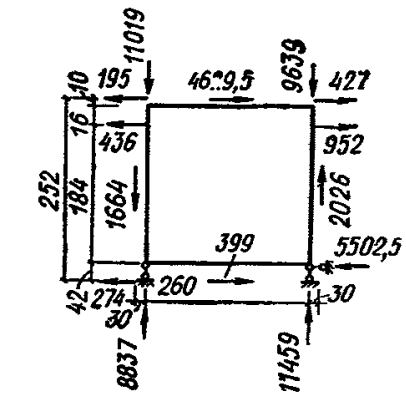


Рис. 113. Расчетная схема панели 1-го этажа 2-го столбца

Дальнейший расчет панели может быть произведен как замкнутой железобетонной рамы по правилам строительной механики.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБОБЩЕННЫХ УСИЛИЙ ПО АЛГОРИТМУ РУЧНОГО СЧЕТА (ПРИ СОВМЕСТНОМ УЧЕТЕ КРИВИЗНЫ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЯ)

Исходные данные

Радиус кривизны основания $R = 3\cdot10^5$ см; равнодействующая касательных нагрузок $N = 58{,}34$ т приведенная погонная нагрузка $[q] = 452$ кг/п.см; приведенная ширина опирания расчетной модели $[b] = 232$ см; коэффициент постели основания $K = 0{,}95$ кг/см^3; полудлина здания $l = 970$ см; приведенная изгибная жесткость $[EI] = 6{,}016\cdot10^{13}$ кгсм^2; приведенная сдвиговая жесткость $[GF] = 82{,}1\cdot10^7$ кг; расстояние от низа фундамента до условной центральной оси $Y_0 = 386$ см; погонный коэффициент жесткости основания

$$K_п = K\ [b] = 0{,}95\cdot232 = 220 \text{ кг/см}^3.$$

Определяем S и r и их соотношения:

$$r^2 = \frac{K_п l^2}{2\,[GF]} = \frac{220\cdot970^2}{2\cdot82{,}1\cdot10^7} = 0{,}126;\quad r = 0{,}355;$$

$$S^4 = \frac{K_п l^4}{[EI]} = \frac{220\cdot970^4}{6{,}016\cdot10^{13}} = 3{,}237;\quad S = 1{,}341.$$

Таблица 81

α	β	$2\alpha\beta$	α^2	β^2	$\alpha^2-\beta^2$	$\beta^2-3\alpha^2$	$\alpha^2-3\beta^2$	$\beta(\beta^2-3\alpha^2)$	$\alpha(\alpha^2-3\beta^2)$
0,981	0,915	1,795	0,962	0,837	0,125	—2,049	—1,549	—1,875	—1,520

Таблица 82

ξ	$\alpha\xi$	$\beta\xi$	$\sin\beta\xi$	$\cos\beta\xi$	$\operatorname{sh}\alpha\xi$	$\operatorname{ch}\alpha\xi$	$\operatorname{sh}\alpha\xi\times\cos\beta\xi$	$\operatorname{ch}\alpha\xi\times\sin\beta\xi$	$\operatorname{sh}\alpha\xi\times\sin\beta\xi$	$\operatorname{ch}\alpha\xi\times\cos\beta\xi$	$\alpha\operatorname{sh}\alpha\xi\times\cos\beta\xi$
0	0	0	0	1,0	0	1,0	0	0	0	1,0	0
0,134	0,131	0,123	0,1227	0,9924	0,1314	1,0086	0,1304	0,1238	0,0161	1,0009	0,1279
0,402	0,394	0,368	0,3597	0,933	0,4043	1,0786	0,3772	0,3880	0,1454	1,0063	0,3700
0,732	0,718	0,670	0,6210	0,7838	0,7813	1,2690	0,6124	0,7880	0,4852	0,9946	0,6008
1,0	0,98	0,915	0,7926	0,6098	1,1461	1,5211	0,6989	1,2056	0,9084	0,9276	0,6856

Продолжение табл. 82

$\beta\operatorname{ch}\alpha\xi\times\sin\beta\xi$	$\alpha\operatorname{ch}\alpha\xi\times\sin\beta\xi$	$\beta\operatorname{sh}\alpha\xi\times\cos\beta\xi$	$(\alpha^2-\beta^2)\times\operatorname{ch}\alpha\xi\times\cos\beta\xi$	$(\alpha^2-\beta^2)\times\operatorname{sh}\alpha\xi\times\sin\beta\xi$	$2\alpha\beta\times\operatorname{sh}\alpha\xi\times\sin\beta\xi$	$2\alpha\beta\times\operatorname{ch}\alpha\xi\times\cos\beta\xi$	$\alpha(\alpha^2-3\beta^2)\times\operatorname{sh}\alpha\xi\times\cos\beta\xi$	$\alpha(\alpha^2-3\beta^2)\times\operatorname{ch}\alpha\xi\times\sin\beta\xi$	$\beta(\beta^2-3\alpha^2)\times\operatorname{ch}\alpha\xi\times\sin\beta\xi$	$\beta(\beta^2-3\alpha^2)\times\operatorname{sh}\alpha\xi\times\cos\beta\xi$
0	0	0	0,125	0	0	1,795	0	0	0	0
0,1133	0,1214	0,1193	0,1251	0,0020	0,0289	1,7966	—0,1982	—0,1882	—0,2321	—0,2445
0,3550	0,3806	0,3451	0,1258	0,0182	0,2610	1,8086	—0,5733	—0,5898	—0,7275	—0,7072
0,7210	0,7730	0,5603	0,1243	0,0606	0,8709	1,7853	—0,9308	—1,1978	—1,4775	—1,1482
1,1031	1,1827	0,6395	0,1160	0,1135	1,6306	1,6650	—1,0263	—1,8325	—2,2605	—1,3104

Таблица 83

ξ	$\Phi_1(\xi)$	$\Phi_2(\xi)$	$\Phi_1'(\xi)$	$\Phi_2'(\xi)$	$\Phi_1''(\xi)$	$\Phi_2''(\xi)$	$\Phi_1'''(\xi)$	$\Phi_2'''(\xi)$
0	1,0	0	0	0	0,125	1,795	0	0
0,134	1,0009	0,0161	0,0146	0,2407	0,0962	1,7986	—0,4303	0,0563
0,402	1,0063	0,1454	0,0150	0,7257	—0,1352	1,8248	—1,3008	0,1174
0,732	0,9946	0,4852	—0,1202	1,3333	—0,7466	1,8459	—2,4083	—0,0496
1,0	0,9276	0,9084	—0,4175	1,8222	—1,5146	1,7785	—2,3228	—0,5221

В случае когда $S>r$:

$$\alpha=\sqrt{\frac{S^2+r^2}{2}}=\sqrt{\frac{1{,}341^2+0{,}126}{2}}=0{,}981;$$

$$\beta=\sqrt{\frac{S^2-r^2}{2}}=\sqrt{\frac{1{,}341^2-0{,}126}{2}}=0{,}915.$$

Для подсчета численных значений коэффициентов, входящих в формулы (370), предварительно составим вспомогательные таблицы 81, 82 и 83, пользуясь формулами (273).

Определим величины коэффициентов, входящих в систему уравнений (371):

$$\frac{K_{\text{п}}\Phi_1(1)}{[GF]}-\frac{\Phi_1''(1)}{l^2}=\frac{220\cdot0{,}9276}{82{,}1\cdot10^7}+\frac{1{,}5146}{970^2}=18{,}583\cdot10^{-7};$$

$$\frac{K_{\text{п}}\Phi_2(1)}{[GF]}-\frac{\Phi_2''(1)}{l^2}=\frac{220\cdot0{,}9084}{82{,}1\cdot10^7}-\frac{1{,}7785}{970^2}=$$

$$=-16{,}4679\cdot10^{-7};$$

$$[EI]\left(\frac{K_{\text{п}}\Phi_1'(1)}{[GF]}-\frac{\Phi_1'''(1)}{l^2}\right)=6{,}016\cdot10^{13}\times$$

$$\times\left(-\frac{220\cdot0{,}4175}{82{,}1\cdot10^7}+\frac{3{,}3228}{970^2}\right)=20{,}5724\cdot10^7;$$

$$[EI]\left(\frac{K_{\text{п}}\Phi_2'(1)}{[GF]}-\frac{\Phi_2'''(1)}{l^2}\right)=6{,}016\cdot10^{13}\times$$

$$\times\left(\frac{220\cdot1{,}8222}{82{,}1\cdot10^7}+\frac{0{,}5221}{970^2}\right)=6{,}2758\cdot10^7;$$

$$\frac{1}{R}=\frac{1}{3\cdot10^5}=33{,}333\cdot10^{-7};$$

$$-2NY_0=-2\cdot58\,340\cdot386=-4{,}5038\cdot10^7.$$

Подставим найденные величины в формулы (371):

$$C_1\cdot18{,}583-C_2\cdot16{,}4679=33{,}333;$$

$$C_1\cdot20{,}5724+C_2\cdot6{,}2758=-4{,}5038.$$

Решим полученную систему уравнений и определим произвольные постоянные C_1 и C_2:

$$\Delta=\begin{vmatrix}18{,}583 & -16{,}4679\\ 20{,}5724 & 6{,}2758\end{vmatrix}=18{,}583\cdot6{,}2758+20{,}5724\cdot16{,}4679=455{,}4074;$$

$$\Delta C_1=\begin{vmatrix}33{,}333 & -16{,}4679\\ -4{,}5038 & 6{,}2758\end{vmatrix}=33{,}333\cdot6{,}2758-4{,}5038\cdot16{,}4679=135{,}025;$$

$$\Delta C_2=\begin{vmatrix}18{,}583 & 33{,}333\\ 20{,}5724 & -4{,}5038\end{vmatrix}=-18{,}583\cdot4{,}5038-33{,}333\cdot20{,}5724=$$

$$=-769{,}4391;$$

$$C_1 = \frac{\Delta C_1}{\Delta} = \frac{135{,}025}{455{,}4074} = +0{,}2965;$$

$$C_2 = \frac{\Delta C_2}{\Delta} = \frac{-769{,}4391}{455{,}4074} = -1{,}6896.$$

Подсчет величин врезания $W(\xi)$, прогиба здания $Y(\xi)$, отпора грунта $P(\xi)$, изгибающего момента $M(\xi)$ и поперечной силы $Q(\xi)$ производим по табл. 84, пользуясь формулами (370), которые в развернутом виде помещены под таблицей.

Определим некоторые необходимые для заполнения таблицы величины:

$$t = \frac{2N}{l^2} = \frac{2 \cdot 58\,340}{970^2} = 0{,}124;$$

$$F = \frac{l^4([q] + ty_0)}{[EI]} = \frac{970^4(452 + 0{,}124 \cdot 386)}{6{,}016 \cdot 10^{12}} = 7{,}3558;$$

$$\frac{F}{S^4} = \frac{7{,}3558}{3{,}237} = 2{,}2724;$$

$$\frac{l^2}{2R} = \frac{970^2}{2 \cdot 3 \cdot 10^5} = 1{,}5682;$$

$$\frac{2Ny_0}{l} = \frac{2 \cdot 58\,340 \cdot 386}{970} = 4{,}6431 \cdot 10^4;$$

$$\frac{K_\text{п}}{[GF]} = \frac{220}{82{,}1 \cdot 10^7} = 2{,}6797 \cdot 10^{-7};$$

$$\frac{1}{l^2} = \frac{1}{970^2} = 10{,}6281 \cdot 10^{-7};$$

$$\frac{K_\text{п}}{l\,[GF]} = \frac{220}{970 \cdot 82{,}1 \cdot 10^7} = 2{,}7625 \cdot 10^{-10};$$

$$\frac{1}{l^3} = \frac{1}{970^3} = 10{,}9568 \cdot 10^{-10};$$

$$-\frac{1}{R} = -\frac{1}{3 \cdot 10^5} = -33{,}3333 \cdot 10^{-7}.$$

Таблица 84

ξ	ξ^2	$\frac{p^2 \xi^2}{2R}$	$C_1\Phi_1\xi + C_2\Phi_2\xi$	$W(\xi)$, см	$Y(\xi)$, см	$P(\xi)$, кг/см²	$\frac{K_\text{п}\Phi_1(\xi)}{[GF]} 10^{-7}$	$\frac{\Phi_1''(\xi)}{l^2} 10^{-7}$	$m_1(\xi) \times 10^{-7}$	$\frac{K_\text{п}\Phi_2(\xi)}{(GF)} 10^{-7}$	$\frac{\Phi_2''(\xi)}{l^2} 10^{-7}$	$m_2(\xi) \times 10^{-7}$
0	0	0	0,2965	2,5689	2,5689	565	2,6797	1,3285	1,3512	0	19,0774	—19,0774
0,134	0,018	0,0282	0,2696	2,5420	2,5702	560	2,6821	1,0224	1,6597	0,0431	19,1157	—19,0726
0,402	0,162	0,2540	0,0527	2,3251	2,5791	512	2,6966	—1,4369	4,1335	0,3896	19,3942	—19,0046
0,732	0,536	0,8406	—0,5258	1,7466	2,5872	385	2,6652	—7,9349	10,6001	1,3002	19,6184	—18,3182
1,0	1,0	1,5682	—1,2373	1,0351	2,6033	228	2,4857	—16,0973	18,5830	2,4342	18,9021	—16,4679

Продолжение табл. 84

$C_1 m_1(\xi) + C_2 m_3(\xi) - \frac{1}{R} \times 10^{-7}$	$M(\xi) \cdot 10^5$, кг/см	$\frac{K_\text{п}\Phi_1'(\xi)}{l[GF]} 10^{-10}$	$\frac{\Phi_1'''(\xi)}{l^3} 10^{-10}$	$m_3(\xi) 10^{-10}$	$\frac{K_\text{п}\Phi_1^2(\xi)}{l[GF]} 10^{-10}$	$\frac{\Phi_2'''(\xi)}{l_3} 10^{-10}$	$m_4(\xi) 10^{-10}$	$C_1 m_3(\xi) + C_2 m_4(\xi) \cdot 10^{-10}$	$[EI][C_1 m_3(\xi) + C_2 m_4(\xi) \cdot 10^8$	$\frac{2NY_0}{l}\xi \cdot 10^8$	$Q(\xi) \cdot 10^3$, кг
—0,7005	—42,1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
—0,6161	—37,1	0,0403	—4,7147	4,755	0,665	0,617	0,048	1,3276	7,9868	6,2217	14,2
0,0025	0,15	0,0414	—14,2526	14,294	2,005	1,286	0,719	3,0222	18,1816	18,6653	36,8
0,7600	45,6	—0,3321	—26,3873	26,055	3,683	—0,544	4,227	0,5836	3,5109	33,9875	37,5
0,0008	0	—1,1534	—36,407	35,234	5,034	—5,721	10,755	—7,7191	—46,4381	46,431	0

$$W(\xi) = C_1\Phi_1(\xi) + C_2\Phi_2(\xi) + \frac{F}{S^4};$$

$$Y(\xi) = W(\xi) + \frac{l^2\xi^2}{2R};$$

$$P(\xi) = K_\text{п} W(\xi);$$

$$M(\xi) = [EY]\left[C_1 m_1(\xi) + C_2 m_2(\xi) - \frac{1}{R}\right];$$

$$Q(\xi) = [EY][C_1 m_3(\xi) + C_2 m_5(\xi)] + \frac{2NY_0}{l}\xi;$$

$$m_1(\xi) = \frac{K_\text{п}\Phi_1(\xi)}{[GF]} - \frac{\Phi_1''(\xi)}{l^2}; \quad m_3(\xi) = \frac{K_\text{п}\Phi_1'(\xi)}{l[GF]} - \frac{\Phi_1'''(\xi)}{l^3};$$

$$m_2(\xi) = \frac{K_\text{п}\Phi_2(\xi)}{[GF]} - \frac{\Phi_2''(\xi)}{l^2}; \quad m_4(\xi) = \frac{K_\text{п}\Phi_2'(\xi)}{l[GF]} - \frac{\Phi_2'''(\xi)}{l^3}.$$

Эпюры прогиба, врезания, реактивного отпора, изгибающих моментов и перерезывающих сил показаны на рис. 114.

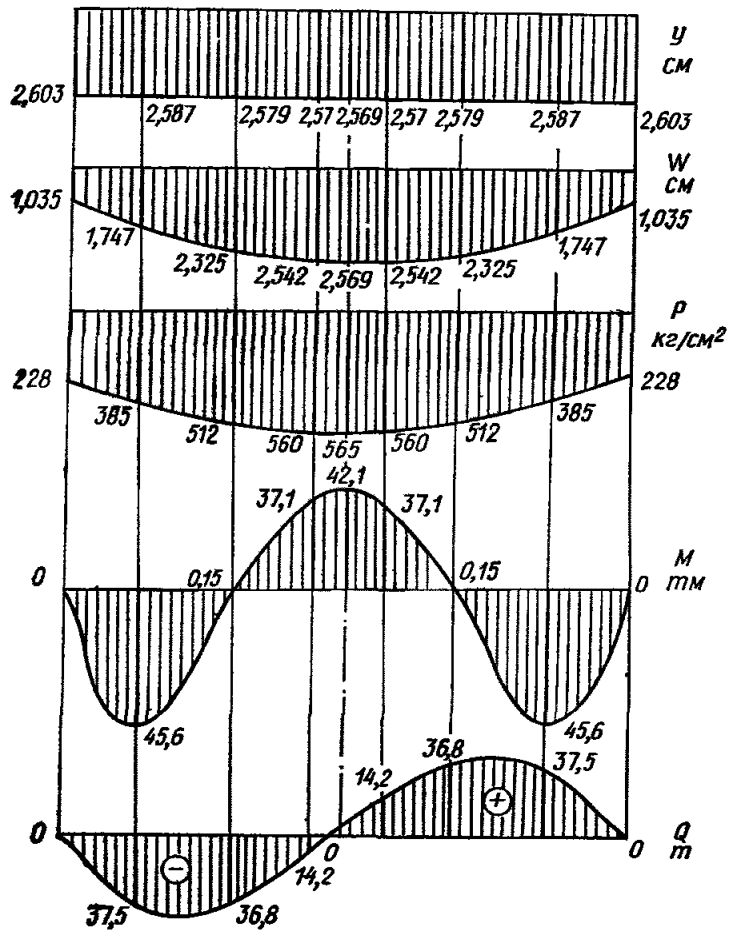


Рис. 114. Эпюры прогиба и врезания здания, реактивного отпора грунта, изгибающих моментов и поперечных сил

Пример расчета пятиэтажного крупноблочного здания на воздействие ступенчато оседающего основания

Исходные данные

Определить усилия, возникающие в стенах пятиэтажного крупноблочного здания при образовании в его основании уступа высотой 10 см.

Схематический план фундаментов здания с геометрическими размерами, нагрузками и положением уступа приведен на рис. 115. Основание здания имеет следующие физико-механические характеристики:

$$E = 210 \text{ кг/см}^2; \quad \varphi^{\text{н}} = 23°; \quad \varphi^{\text{р}} = 21°; \quad c^{\text{н}} = 0{,}21 \text{ кг/см}^2;$$

$$c^{\text{р}} = 0{,}07 \text{ кг/см}^2; \quad \gamma = 1{,}8 \text{ г/см}^3.$$

Определение усилий, действующих на стены здания, при известном положении уступа

Разделив здание на плоские системы, как показано на рис. 74, определим усилия, возникающие в стене здания по оси A при нагрузках g, приведенных на рис. 115.

Для этой стены (см. рис. 115): $g_A = 20$ т/м²; $l_A = 14{,}8$ м; $b_A = 1{,}2$ м; $n = 4$; $F_1 = F_4 = 6 \cdot 0{,}6 = 3{,}6$ м²; $F_2 = F_3 = 6 \cdot 0{,}8 = 4{,}8$ м²; $x_y = 7{,}4$ м.

По формуле (415) определяем активную нагрузку

$$q = 200 \cdot 1{,}2 + \frac{2 \cdot 9 \cdot 4{,}8 + 2 \cdot 4{,}5 \cdot 3{,}6}{14{,}8} = 32 \text{ т/м}.$$

Определенная согласно указанию главы СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений осадка балки (расчетной модели стены A) равна $W^{\text{н}} = 0{,}0132$ м.

В первом приближении коэффициент жесткости основания k определяем по формуле (428)

$$k^{\text{н}} = \frac{32}{0{,}0132} = 2424 \text{ т/м}.$$

По формулам (416) и (417) определяем безразмерные параметры δ и λ_y:

$$\delta = \frac{2424 \cdot 0{,}1}{32} = 7{,}58;$$

$$\lambda_y = \frac{7{,}4}{14{,}8} = 0{,}5.$$

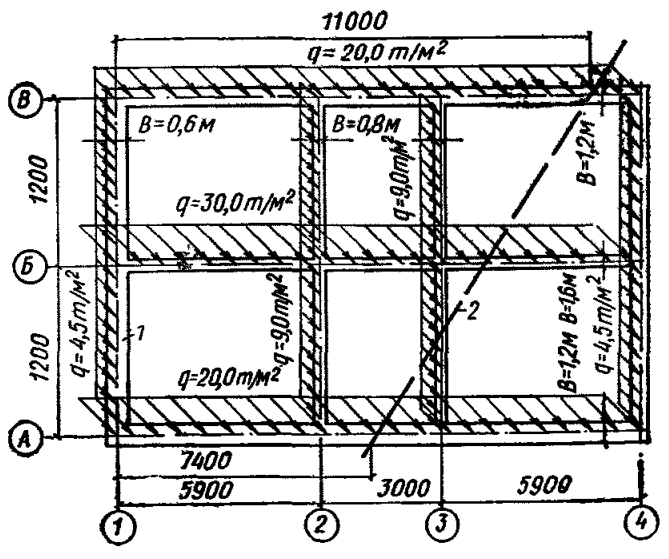


Рис. 115. План фундаментов и положение уступа

1 — фундаменты здания; 2 — линия прохождения уступа

Из графиков рис. 77 видно, что при этих значениях δ и λ_y возможен двухсторонний отрыв балки от основания на участке длиной l $(\lambda_2 - \lambda_y)$ и l λ_1.

По графику рис. 81 определяем $p_y = 4{,}125$ и по формуле (423) $p_{1y} = 32 \cdot 4{,}125 = 132$ т/м.

По формуле (12) главы СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений

$$R^{\text{н}} = (0{,}56 \cdot 1{,}2 + 3{,}25 \cdot 1{,}8)\ 1{,}8 + 6{,}25 \cdot 2{,}1 = 24{,}86 \text{ т/м}^2.$$

Поскольку $p_{1y} = 132$ т/м $> 1{,}2\ R^{\text{н}} b = 35{,}8$ т/м, т. е. условие (429) не удовлетворяется, то необходимо определить новое значение k по формуле (430).

Так как p_{1y} превышает $1{,}2\ R^{\text{н}} b$ более чем на 30%, то определяем максимальное значение δ для заданного $\lambda_y = 0{,}5$, при котором возможна первая схема опирания балки на ступенчатое основание $\delta = 2$.

По графикам рис. 81 определяем значение величины $p_y = 2$.

Определяем предельную нагрузку на уровне подошвы фундамента здания

$$p_{\text{пр}} = (3{,}4 \cdot 1{,}8 \cdot 1{,}2 + 7{,}25 \cdot 1{,}8 \cdot 1{,}8 + 16{,}15 \cdot 0{,}7)\ 1{,}2 = 50{,}57 \text{ т/м}.$$

Новое значение k:

$$k = 2424 \left[1 - \frac{32{,}0}{50{,}57}\ (2 - 1)\right] = 897 \text{ т/м}^2.$$

По формуле (416) определяем новое значение параметра

$$\delta = \frac{897 \cdot 0{,}1}{32} = 2{,}8.$$

При этом значении δ возможен отрыв балки от основания на участке длиной l $(\lambda_2 - \lambda_y)$.

По графикам рис. 85 и 86 определяем безразмерные экспериментальные ординаты эпюр изгибающих моментов и поперечных сил

$$\overline{M} = 0,012; \quad \overline{Q} = 0,056.$$

По формулам (426) и (427) определяем значения изгибающих моментов M и поперечных сил Q в стене:

$$M = 0,012 \cdot 32 \cdot 14,8^2 = 84,10 \text{ т·м};$$

$$Q = 0,056 \cdot 32 \cdot 14,8 = 26,52 \text{ т}.$$

Эти усилия между элементами стены следует распределять так же, как показано в примерах 1—3.

Аналогичным образом следует найти обобщенные усилия для всех стен, под которыми проходит уступ (рис. 115).

Определение усилий, действующих на стены здания, при неизвестном положении уступа

Если положение уступа неизвестно, то следует принимать, что он может образоваться в наиболее неблагоприятных местах. По графикам рис. 87 определяем значение $\lambda_{мин} = 0,646$ при $\delta = 7,58$, определенному выше при первой попытке.

Из рис. 77 видно, что при принятых исходных данных возможен двухсторонний отрыв балки от основания на участках длиной $l\,\lambda_1$ и $l\,(\lambda_2 - \lambda_y)$.

По графику рис. 81 определяем $p_y = 4,56$ и по формуле (423) $p_{1y} = 32 \cdot 4,56 = 146$ т/м.

Поскольку $p_{1y} = 146 \text{ т/м} > 1,2\,R^н\,b = 35,8$ т/м, т. е. условие (429) не удовлетворяется, то необходимо определить новое значение k по формуле (430).

Так как p_{1y} превышает $1,2\,R^н\,b$ более чем на 30%, то определяем максимальное значение δ для заданного $\lambda_y = 0,646$, при котором возможна первая схема опирания балки на ступенчатое основание $\delta = 2,1$.

По графикам рис. 81 определяем безразмерную интенсивность отпора основания вблизи уступа $p_y = 2,03$ при $\lambda_y = 0,646$ и $\delta = 2,1$.

Новое значение k:

$$k = 2424 \left[1 - \frac{32}{50,57} (2,03 - 1)\right] = 850 \text{ т/м}^3.$$

По формуле (416) определяем новое значение параметра

$$\delta = \frac{850 \cdot 0,1}{32} = 2,66.$$

При этом значении δ возможен отрыв балки от основания на участке длиной $l\,(\lambda_2 - \lambda_y)$.

По графикам рис. 88 и 89 определяем наибольшие экстремальные значения безразмерных усилий $\overline{M} = 0,04$ и $\overline{Q} = 0,223$.

По формулам (426) и (427) определяем значения изгибающих моментов M и поперечных сил Q в стене:

$$M = \overline{M}\,q\,l^2 = 0,04 \cdot 32 \cdot 14,8^2 = 282 \text{ т·м};$$

$$Q = \overline{Q}\,q\,l = 0,223 \cdot 32 \cdot 14,8 = 109 \text{ т}.$$

Эти усилия между элементами стены следует распределять так же, как показано в примерах 1—3.

По графикам рис. 87 можно определить значение $\lambda^1_{Q_{max}}$, $\lambda_{M_{max}}$, $\lambda^2_{Q_{max}}$.

Аналогичным образом следует найти значения M и Q для указанных неблагоприятных положений уступа и выбрать наибольшие значения M и Q с разными знаками.

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ ДЛЯ ВСЕХ РАЗДЕЛОВ РУКОВОДСТВА

$E_{ср}$, $\mu_{ср}$ — модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта, принимаемые средними в пределах сжимаемой толщи;

φ — расчетный угол внутреннего трения грунта;

c — расчетное удельное сцепление грунта для глин или расчетный параметр линейности для песчаных грунтов;

η — оседание земной поверхности;

$K=\frac{1}{R}$ — кривизна земной поверхности (R — радиус кривизны);

ε — относительные горизонтальные деформации земной поверхности растяжения или сжатия;

ξ — горизонтальное сдвижение земной поверхности;

h_y — высота уступа;

n_ε; $n_к$; n_i; n_{h_y} — коэффициенты перегрузки для определения расчетных величин соответственно относительных горизонтальных деформаций, кривизны, наклона, высоты уступа;

m_ε; $m_к$; m_i — коэффициенты условий работы, учитывающие неравномерность величин соответственно относительных горизонтальных деформаций, кривизны, наклона по длине (ширине) отсека.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Введение	3
1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ	4
2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОГНОЗИРУЕМЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПОД ВЛИЯНИЕМ ГОРНЫХ РАБОТ КАК ИСХОДНЫХ ДАННЫХ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ	5
Основные понятия, термины и обозначения параметров процесса сдвижения земной поверхности	5
Общие положения по выбору исходных данных	7
Условия применения методики расчета	9
Расчет ожидаемых сдвижений и деформаций при отсутствии сдвижения пород лежачего бока	10
Расчет сдвижений и деформаций при наличии сдвижения пород лежачего бока	24
Прогноз величин вероятных сдвижений и деформаций земной поверхности	29
Продолжительность процесса сдвижения	31
Примеры расчета деформаций земной поверхности	31
3. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ	40
4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ	44
Общие положения	44
Конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий	44
Конструктивные схемы многоэтажных производственных зданий	45
Подкрановые конструкции	46
Расчет связей-распорок между отдельно стоящими фундаментами	47
Расчет одноэтажных каркасных зданий	48
Пример расчета одноэтажных каркасных зданий	51
Статический расчет многоэтажных каркасных зданий	54
Примеры статического расчета многоэтажных каркасных зданий	58
Упрощенный расчет многоэтажных каркасных зданий	63
Примеры упрощенного расчета многоэтажных каркасных зданий	69
5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ	73
Сооружения башенного типа	73
Коммуникационные тоннели	74
Пример расчета башенных сооружений	77
Пример расчета коммуникационного тоннеля	77
6. ЖИЛЫЕ И ОБЩЕСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ	80
Конструктивные и расчетные схемы зданий	80
Определение нагрузок на фундаментные конструкции от горизонтальных деформаций основания	81
Определение жесткостных характеристик здания	89
Определение обобщенных усилий	95
Определение усилий в элементах конструкций здания	97
Расчет зданий на кручение	101
Расчет зданий повышенной этажности на влияние наклона земной поверхности	104
Расчет бескаркасных зданий на ступенчатое оседание оснований от влияния выемки крутопадающих угольных пластов	105
Определение обобщенных усилий с учетом пластических свойств основания, изгибной и сдвиговой жесткости	110
Пример расчета кирпичного дома	113
Пример расчета девятиэтажного крупноблочного дома	117
Пример расчета крупнопанельного здания	122
Пример расчета пятиэтажного крупноблочного здания на воздействие ступенчато оседающего основания	138

Донецкий Промстройниипроект
Госстроя СССР, ВНИМИ Министерства угольной
промышленности СССР, НИИ оснований
и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова
Госстроя СССР, КиевЗНИИЭП Госгражданстроя
при Госстрое СССР

**Руководство
по расчету и проектированию зданий
и сооружений на подрабатываемых территориях**

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией Г. А. Жигачева
Редактор В. В. Петрова
Мл. редактор Л. М. Климова
Технические редакторы Н. Г. Бочкова, Ю. Л. Циханкова
Корректоры В. М. Залевская, М. Ф. Казакова

Сдано в набор 23/VII 1976 г. Подписано к печати 17/XII—1976 г.
Формат 84×108¹/₁₆ Бумага типографская № 2
15,12 усл. печ. л. (уч.-изд. 20, 25 л.)
Тираж 17000 экз. Заказ. № 426 Цена 1 р. 1 к.

Стройиздат
103006, Москва, Каляевская, 23а

Подольский филиал ПО «Периодика» Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Подольск, ул. Кирова, д. 25

Таблица соотношений между некоторыми единицами физических величин, подлежащим изъятию, и единицами СИ

Наименование величины	Единица				Соотношение единиц
	подлежащая изъятию		СИ		
	наименование	обозначение	наименование	обозначение	
Сила; нагрузка; вес	килограмм — сила тонна — сила грамм — сила	кгс тс гс	ньютон	Н	1 кгс ~ 9,8 Н ~ 10 Н 1 тс ~ $9{,}8 \cdot 10^3$ Н ~ 10 кН 1 гс ~ $9{,}8 \cdot 10^{-3}$ Н ~ 10 мН
Линейная нагрузка	килограмм — сила на метр	кгс/м	ньютон на метр	Н/м	1 кгс/м ~ 10 Н/м
Поверхностная нагрузка	килограмм — сила на квадратный метр	кгс/м^2	ньютон на квадратный метр	Н/м^2	1 кгс/м^2 ~ 10 Н/м^2
Давление	килограмм — сила на квадратный сантиметр миллиметр водяного столба миллиметр ртутного столба	кгс/см^2 мм вод. ст. мм рт. ст.	паскаль	Па	1 кгс/см^2 ~ $9{,}8 \cdot 10^4$ Па ~ ~ 10^5 Па ~ 0,1 МПа 1 мм вод. ст. ~ 9,8 Па ~ ~ 10 Па 1 мм рт. ст. ~ 133,3 Па
Механическое напряжение Модуль продольной упругости; модуль сдвига; модуль объемного сжатия	килограмм — сила на квадратный миллиметр килограмм — сила на квадратный сантиметр	кгс/мм^2 кгс/см^2	паскаль	Па	1 кгс/мм^2 ~ $9{,}8 \cdot 10^6$ Па ~ ~ 10^7 Па ~ 10 МПа 1 кгс/см^2 ~ $9{,}8 \cdot 10^4$ Па ~ ~ 10^5 Па ~ 0,1 МПа
Момент силы; момент пары сил	килограмм — сила — метр	кгс · м	ньютон — метр	Н · м	1 кгс · м ~ 9,8 Н · м ~ ~ 10 Н · м
Работа (энергия)	килограмм — сила — метр	кгс · м	джоуль	Дж	1 кгс · м ~ 9,8 Дж ~ ~ 10 Дж
Количество теплоты	калория килокалория	кал ккал	джоуль	Дж	1 кал ~ 4,2 Дж 1 ккал ~ 4,2 кДж
Мощность	килограмм — сила — метр в секунду лошадиная сила калория в секунду килокалория в час	кгс · м/с л. с. кал/с ккал/ч	ватт	Вт	1 кгс · м/с ~ 9,8 Вт ~ ~ 10 Вт 1 л. с. ~ 735,5 Вт 1 кал/с ~ 4,2 Вт 1 ккал/ч ~ 1,16 Вт

Продолжение

Наименование величины	Единица				Соотношение единиц
	подлежащая изъятию		СИ		
	наименование	обозначение	наименование	обозначение	
Удельная теплоемкость	калория на грамм — градус Цельсия килокалория на килограмм—градус Цельсия	кал/(г·°С) ккал/(кг·°С)	джоуль на килограмм—кельвин	Дж/(кг·К)	1 кал/(г·°С) ~ 4,2 × $\times 10^3$ Дж/(кг·К) 1 ккал/(кг·°С) ~ ~4,2 кДж/(кг·К)
Теплопроводность	калория в секунду на сантиметр — градус Цельсия калория в час на метр — градус Цельсия	кал/(с·см × × °С) ккал/(ч·м × × °С)	ватт на метр — кельвин	Вт/(м·К)	1 кал/(с·см·°С) ~ ~420 Вт/(м·К) 1 ккал/(ч·м·°С) ~ ~1,16 Вт/(м·К)
Коэффициент теплообмена (теплоотдачи); коэффициент теплопередачи	калория в секунду на квадратный сантиметр—градус Цельсия килокалория в час на квадратный метр — градус Цельсия	кал/(с·см^2 × × °С) ккал/(ч·м^2 × × °С)	ватт на квадратный метр — кельвин	Вт/(м^2·К)	1 кал/(с·см^2·°С) ~ ~42 кВт/(м^2·К) 1 ккал/(ч·м^2·°С) ~ ~1,16 кВт/(м^2·К)

gost.e-ecolog.ru