Ордена Трудового
Красного Знамени
Центральный
научно-исследовательский
институт
строительных конструкций
им. В. А. Кучеренко
Госстроя СССР

Московский
научно-исследовательский
и проектный институт
типового и экспериментального
проектирования ГлавАПУ
Мосгорисполкома

ПОСОБИЕ ПО РАСЧЕТУ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Выпуск 1

ХАРАКТЕРИСТИКИ ЖЕСТКОСТИ СТЕН, ЭЛЕМЕНТОВ И СОЕДИНЕНИЙ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

МОСКВА — 1974

gost.e-ecolog.ru

Ордена Трудового
Красного Знамени
Центральный
научно-исследовательский
институт
строительных конструкций
им. В. А. Кучеренко
Госстроя СССР

Московский
научно-исследовательский
и проектный институт
типового и экспериментального
проектирования ГлавАПУ
Мосгорисполкома

ПОСОБИЕ ПО РАСЧЕТУ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Выпуск 1

ХАРАКТЕРИСТИКИ ЖЕСТКОСТИ СТЕН, ЭЛЕМЕНТОВ И СОЕДИНЕНИЙ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1974

УДК 624.012.35+69.057.12-413

Пособие по расчету крупнопанельных зданий. Вып. 1. Характеристики жесткости стен, элементов и соединений крупнопанельных зданий. М., Стройиздат, 1974, 40 с. (Центр. науч.-исслед. ин-т строит. конструкций им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР, Моск. науч.-исслед. и проектный ин-т типового и эксперимент. проектирования ГлавАПУ Мосгорисполкома).

Первый выпуск пособия включает данные по нормированию деформаций (перемещений) и ограничению трещинообразования конструкций крупнопанельных зданий: рекомендации по определению характеристик жесткости стеновых панелей (при растяжении, сжатии и перекосе в своей плоскости) и характеристик податливости вертикальных и горизонтальных стыковых соединений при сжатии, растяжении и сдвиге, а также примеры определения характеристик податливости элементов и соединений крупнопанельных стен.

Пособие рассчитано на инженеров-проектировщиков и научных работников.

Табл. 14, рис. 5.

© Стройиздат, 1974

П $\frac{30213-413}{047(01)-74}$ Инструкт.-нормат., III вып. — 15/1-73

ПРЕДИСЛОВИЕ

ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко подготовил специальное пособие по расчету и проектированию крупнопанельных зданий различных конструктивных схем и этажности и примеры их расчета. В связи с переработкой в последнее время ряда глав СНиП выпуски пособия будут содержать в необходимых случаях пояснения к соответствующим разделам СНиП.

Пособие будет издаваться отдельными выпусками.

Вып. 1 пособия «Характеристики жесткости стен, элементов и соединений крупнопанельных зданий» подготовлен совместно ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко (канд. техн. наук В. Л. Мусиенко, канд. техн. наук В. А. Камейко) и МНИИТЭП (инж. Г. Н. Львов и инж. Ю. Б. Морозов).

При разработке этого выпуска использованы нормативные документы и результаты экспериментальных исследований стыковых соединений крупнопанельных зданий, проведенных отделением прочности крупнопанельных и каменных зданий, отделением сейсмостойкости и динамики сооружений ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко (канд. техн. наук В. И. Коноводченко и канд. техн. наук А. В. Черкашин) и лабораторией прочности конструкций МНИИТЭП (канд. техн. наук П. Н. Бобришев, инж. Г. Ф. Седловец, Л. М. Спиваковский, М. Я. Шустерман).

Под общей редакцией д-ра техн. наук, проф. С. В. Полякова, д-ра техн. наук, проф. А. Р. Ржаницына, д-ра техн. наук, проф. С. А. Семенцова, д-ра техн. наук, проф. Н. В. Морозова.

1* (0,25) Зак. 15

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1.1. В настоящем выпуске приведены рекомендации по определению характеристик жесткости несущих бетонных и железобетонных стеновых конструкций, элементов и соединений крупнопанельных зданий, а также данные по нормированию величин раскрытия трещин в элементах и стыках.

1.2. Определение пространственной жесткости крупнопанельных зданий допускается производить в предположении линейной зависимости между напряжениями и вызываемыми ими деформациями (или между усилиями и перемещениями).

Нелинейность деформаций панелей и стыковых соединений разрешается учитывать условным уменьшением начального модуля упругости материала панелей и увеличением податливости стыковых соединений согласно приведенным ниже указаниям.

1.3. Согласно действующим нормативным документам расчет конструкций здания ведется по двум группам предельных состояний:

а) первая — по несущей способности, обеспечивающая прочность, общую и местную устойчивость проектируемых зданий как в процессе их монтажа, так и всего срока эксплуатации;

б) вторая — по деформациям (перемещениям), появлению или раскрытию трещин, обеспечивающая пространственную жесткость проектируемых зданий, недопущение чрезмерных деформаций, а также появления или чрезмерного развития трещин в зданиях, нарушающих или затрудняющих нормальную их эксплуатацию вследствие повышенной деформативности, а также вследствие снижения долговечности, герметичности или ухудшения эстетических качеств несущих элементов и стыков.

1.4. По первому предельному состоянию должны быть проверены расчетом:

а) стеновые панели и стыковые соединения;

б) фундаменты, панели перекрытий и покрытий, ле-

стничные площадки, марши, балконные плиты и другие сборные элементы и стыковые соединения.

1.5. По второму предельному состоянию должны быть проверены расчетом:

а) здание в целом — для ограничения его деформативности и ускорений колебаний при ветровых воздействиях, а также для ограничения осадок основания;

б) стеновые панели — для ограничения трещинообразования при действии расчетных вертикальных и горизонтальных[1] нагрузок, а также воздействий от неравномерных осадок оснований;

в) вертикальные и горизонтальные стыковые соединения — для ограничения деформаций сдвига и раскрытия трещин в стыке (замоноличенные петлевые, болтовые, сварные и другие связи, а также незамоноличенные сварные связи — по вертикальным перемещениям; перемычки над проемами — по раскрытию в них трещин).

1.6. Жесткость здания при воздействии пульсации скоростного напора ветра регламентируется величиной ускорения колебаний верхнего этажа, которое не должно превышать 150 мм/сек^2.

1.7. Деформации стыковых соединений в стенах крупнопанельных зданий следует определять раздельно от длительно действующих и кратковременных нагрузок умножением возникающего в соединении усилия на соответствующую величину податливости.

Расчетная величина деформаций сдвига, растяжения и других деформаций связей не должна превышать 0,5 мм при действии длительных нагрузок и 0,6 мм при сочетании кратковременных и длительных нагрузок.

1.8. Раскрытие трещин следует проверять в местах расположения металлических связей при воздействии нормативных нагрузок. При этом расчет следует вести на действие длительных нагрузок. Суммарная расчетная величина раскрытия трещин, пересекающих арматуру в стыке, не должна превышать 0,5 мм, а в примыкающих к стыку участках панелей — 0,3 мм.

Раскрытие трещин до 0,5 мм может быть допущено при наличии защиты стали связей от коррозии. Во избежание текучести в арматуре сварных соединений

[1] Проверка трещиностойкости и деформативности конструкций и стыков при действии сейсмических нагрузок не производится.

раскрытие трещин при растяжении соединения следует ограничивать величиной

$$R_a^н l_{ст}/E_a,$$

где $l_{ст}$ — расстояние между смежными гранями стыкуемых панелей;

$R_a^н$ и E_a — соответственно нормативное сопротивление и модуль упругости арматуры.

Модули деформаций бетона и арматуры, коэффициенты линейной температурной деформации

1.9. Начальный[1] модуль деформаций (модуль упругости) бетона панелей при сжатии и растяжении $E_б$ (для тяжелых и ячеистых бетонов) принимается по табл. 1 и 1а.

Для бетонов на пористых заполнителях начальный модуль упругости $E_б$ при сжатии и растяжении определяется по формуле

$$E_б = 4000 \sqrt{\overline{R}\gamma^3} + 25\,000,$$

где $\overline{R}$ — прочность бетона в кгс/см²;

γ — объемная масса в т/м³.

Для тяжелого бетона на цементном вяжущем, а также для бетонов на пористых заполнителях значения модуля упругости даны для условий естественного твердения; при тепловой обработке значение $E_б$ принимается сниженным на 10%.

Модуль сдвига бетона $G_б$ при отсутствии опытных данных допускается принимать равным: $G_б = 0{,}4\,E_б$.

Начальный коэффициент поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) принимается равным $\mu = 0{,}2$.

1.10. Модуль деформации сжатия E при напряжениях, не превышающих расчетные, при учете совместной работы конструкций из различных материалов принимается:

а) при определении деформаций от кратковременных нагрузок

$$E = 0{,}85\,E_б; \qquad (1)$$

[1] За начальный модуль деформации бетона $E_б$ принимается отношение $E_б = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ при $\sigma \leqslant 0{,}2\,R_{пр}^н$, где $R_{пр}^н$ — временное сопротивление осевому сжатию призм (призменная прочность).

Таблица 1

Начальные модули упругости бетона на сжатие и растяжение $E_б$ сборных элементов, подвергнутых тепловой обработке

Вид бетона			Значения начального модуля упругости бетона $E_б$, кгс/см², при его проектной марке по прочности на сжатие									
			15	25	35	50	75	100	150	200	300	400
Тяжелый		Обычный при бетонировании в горизонтальном положении	—	—	—	—	—	—	180 000	220 000	260 000	300 000
		Обычный при бетонировании в вертикальном положении	—	—	—	—	—	—	160 000	190 000	230 000	260 000
	Силикатный	на известково-песчаном вяжущем	—	—	—	—	—	—	110 000	140 000	180 000	200 000
	Силикатный	на известково-шлаковом вяжущем	—	—	—	—	—	—	140 000	160 000	200 000	230 000
Ячеистый		Автоклавный на цементном, шлаковом или смешанном вяжущем	12 000	17 000	25 000	38 000	50 000	75 000	100 000	—	—	—
		Автоклавный на извести или золе и безавтоклавный на цементе	10 000	14 000	20 000	30 000	40 000	60 000	80 000	—	—	—

Примечания: 1. При применении бетонов марок 250, 350 значения $E_б$ определяются по интерполяции.

2. Для ячеистых бетонов повышенной влажности табличные значения $E_б$ следует умножать на коэффициент условия работы, меньший единицы, учитывающий влияние влажности бетона.

Таблица 1а

Наименование бетона	Насыпная объемная масса крупного заполнителя в кг/м³	Начальные модули упругости бетонов на пористых заполнителях в кгс/см²·10³																		
		беспесчаного (крупнопористого)			плотного															
					на перлитовом вспученном песке $\gamma_{пес}$ = =200 кг/м³				на пористом песке того же вида, что и крупный заполнитель					на пористом и кварцевом песке в соотношении 1:1			на кварцевом песке				
		марок по прочности при сжатии																		
		15—25	35	50	35	50	75	100	50	75	100	150	200	100	150	200	100	150	200	250	300
Бетон на керамзитовом, зольном и аглопоритовом гравии	350	12	25	40	25	35	45	50	40	55	65	85	—	75	100	—	90	115	—	—	—
	400	15	30	45	30	45	55	60	45	60	70	95	—	80	115	125	95	130	155	—	—
	500	18	35	50	35	50	60	75	50	70	85	110	—	—	130	140	—	145	165	175	—
	600	21	40	55	40	55	70	85	60	80	95	120	—	—	140	155	—	155	170	185	190
	700	—	45	60	45	60	80	95	70	85	105	130	—	—	150	165	—	165	180	195	210
	800	—	50	65	50	65	85	100	75	90	110	140	—	—	160	175	—	170	190	210	230
Перлитобетон	300	9*	—	—	20	35	55	65	35	55	65	90	—	—	—	—	75	100	—	—	—
	400	12*	—	—	25	40	60	70	40	60	70	95	—	—	—	—	80	105	125	—	—
Аглопоритобетон	500	15	35	45	30	40	55	70	50	65	80	100	115	—	—	—	—	130	155	—	—
	600	20	40	55	35	45	60	75	60	80	95	115	130	—	—	—	—	140	165	170	—
	700	25	45	65	40	50	70	85	70	95	110	130	150	—	—	—	—	150	170	180	190

Продолжение табл. 1а

Наименование бетона	Насыпная объемная масса крупного заполнителя в кг/м³	Начальные модули упругости бетонов на пористых заполнителях в кгс/см²·10³																	
		беспесчаного (крупнопористого)			плотного														
					на перлитовом вспученном песке $\gamma_{пес}$ = 200 кг/м³				на пористом песке того же вида, что и крупный заполнитель					на пористом и кварцевом песке в соотношении 1:1			на кварцевом песке				
		марок по прочности при сжатии																			
		15—25	35	50	35	50	75	100	50	75	100	150	200	100	150	200	100	150	200	250	300
Шлакопемзобетон	700	—	—	—	—	60	80	100	75	100	120	145	160	—	—	—	—	175	195	215	230
	800	—	—	—	—	70	90	110	90	125	145	180	210	—	—	—	—	205	240	270	290
Туфобетон, пемзобетон, шлакобетон на вулканическом шлаке	500	15	30	40	30	45	65	80	45	65	80	100	—	—	—	—	95	130	—	—	—
	600	20	35	45	35	50	70	85	50	75	90	110	130	—	—	—	105	140	160	—	—
	700	25	40	55	40	55	75	95	60	85	100	120	140	—	—	—	—	145	165	175	—
Шлакобетон на топливном шлаке	700	30	45	60	45	60	80	100	70	90	110	130	150	—	—	—	—	150	170	180	190
	800	30	45	60	—	—	—	—	70	90	110	130	150	—	—	—	—	155	175	195	205

* Данные относятся к теплоизоляционному бетону слитной структуры.

Примечание. Для видов бетонов, не указанных в таблице, величины начальных модулей упругости принимаются по опытным данным.

б) при определении величин полных деформаций при длительном приложении нагрузки

$$E = \frac{E_б}{k_{дл}}, \qquad (2)$$

где $k_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки;

$$k_{дл} = 1 + \varphi_\infty \frac{M_{дл}}{M},$$

$M_{дл}$, M — моменты относительно менее сжатой или растянутой грани сечения соответственно от длительно действующей части нагрузки и от полной нагрузки;

φ_∞ — коэффициенты, принимаемые:

$\varphi_\infty = 1$ для тяжелого бетона естественного твердения;

$\varphi_\infty = 0{,}9$ для тяжелого бетона при тепловой обработке;

$\varphi_\infty = 1{,}25$ для ячеистого бетона;

$\varphi_\infty = 1$ для бетонов на пористых заполнителях.

1.11. Модули упругости арматурной стали E_a, применяемой в панельных конструкциях и стыках между ними, приведены в табл. 2.

Таблица 2

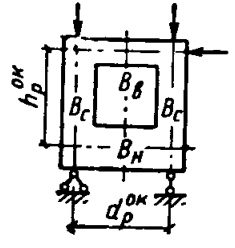
Вид и класс арматуры	Модули упругости арматуры E_a в кгс/см²
Стержневая арматура классов:	
A-I и A-II	2 100 000
A-III и A-IV	2 000 000
A-V, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI	1 900 000
Арматурная проволока классов В-I, В-II, Вр-II, а также арматурные пряди	1 800 000
Арматурная проволока класса Вр-I, а также арматурные канаты двух-, трех- и многопрядные	1 600 000

Модуль упругости стали при сдвиге принимается равным: $G_a = 800\,000$ кгс/см².

1.12. Коэффициент линейной температурной деформации бетона и железобетона $\alpha_{б\,t}$ при изменении температуры конструкции от минус 50 до плюс 50°С принимается в пределах от $0{,}7 \cdot 10^{-5}$ до $1{,}4 \cdot 10^{-5}$ град$^{-1}$ в зависимости от вида и состава бетона, если влажность бетона конструкции не превышает значений, соответствующих условиям естественного воздушного хранения.

Таблица 3

Жесткостные характеристики панелей крупнопанельных зданий при соединениях панелей только в углах

Конструктивные схемы панелей	Сдвиговая жесткость панелей в своей плоскости	Принятые обозначения
	$\gamma_{ок} = \dfrac{12}{h_p n_{ок}}$	$n_{ок} = i_в m_{ок}^2 + i_н (1 - m_{ок})^2 + 2i_с (1 - 3m_{ок} + 3m_{ок}^2)$; $m_{ок} = \dfrac{3i_с + i_н}{6i_с + i_н + i_в}$; $i_в = \dfrac{d_p}{B_в}$; $i_н = \dfrac{d_p}{B_н}$; $i_с = \dfrac{h_p}{B_с}$, где $B_в = EI_в$; $B_н = EI_н$ и $B_с = EI_с$ — изгибные жесткости верхней, нижней перемычек и простенков панели; $i_в$, $i_н$ и $i_с$ — погонные податливости соответственно верхней, нижней перемычек и простенков

Продолжение табл. 3

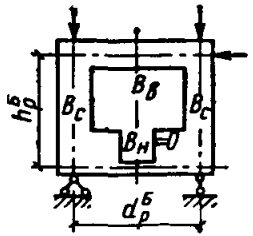
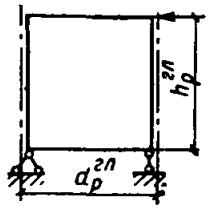
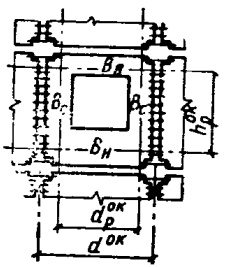
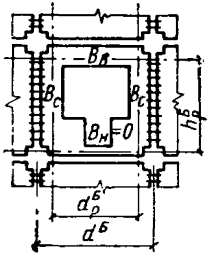
Конструктивные схемы панелей	Сдвиговая жесткость панелей в своей плоскости	Принятые обозначения
	$\eta_{б} = \dfrac{12}{h_{р} n_{б}}$	$n_{б} = 0{,}25 i_{в} + 0{,}5 i_{с}$; $m_{в} = 0{,}5$; $i_{в}$, $i_{с}$ — см. выше
	$\eta_{гл} = GF = G\,\delta\,d_{р}^{гл}$	δ — приведенная толщина несущих слоев стеновой панели; $d_{р}^{гл}$ — расстояние между осями вертикальных швов стеновых панелей

Таблица 4

Жесткостные характеристики панелей крупнопанельных зданий при их соединении в вертикальных стыках распределенными связями

Конструктивная схема панели	Сдвиговая жесткость панелей в своей плоскости	Принятые обозначения
	$\bar{\eta}_{ок} = \dfrac{12}{h_р \bar{n}_{ок}} \left(\dfrac{d}{d_р}\right)^2$	$\bar{n}_{ок} = i_в \bar{m}^2_{ок} + i_н (1 - \bar{m})^2 + 4\bar{i}_с \left(\dfrac{d}{d_р}\right)^2 (1 - 3\bar{m}_{ок} + 3\bar{m}^2_{ок})$; $\bar{m} = \dfrac{6\bar{i}_в \left(\dfrac{d}{d_р}\right)^2 + i_н}{12\bar{i}_с \left(\dfrac{d}{d_р}\right)^2 + i_н + i_в}$, где $i_в$ и $i_н$ — погонные податливости верхней и нижней перемычек, определяемые, как и в табл. 3; $\bar{i}_с$ — погонная податливость простенка, изгибная жесткость которого включает сечение двух смежных простенков; d — длина панели (расстояние между вертикальными стыками)

Продолжение табл.

Конструктивная схема панели	Сдвиговая жесткость панелей в своей плоскости	Принятые обозначения
	$\bar{\gamma}_{\text{б}} = \dfrac{12}{h_{\text{р}} n_{\text{б}}} \left(\dfrac{d}{d_{\text{р}}} \right)^2$	$\bar{m}_{\text{б}} = 1; \quad \bar{n}_{\text{б}} = i_{\text{в}} + 4\bar{i}_{\text{с}} \left(\dfrac{d}{d_{\text{р}}} \right)^2;$ $i_{\text{в}}, \ \bar{i}_{\text{с}}, \ d$ — см. выше

При более высокой влажности значения $\alpha_{\delta t}$ следует принимать от $1 \cdot 10^{-5}$ до $-1{,}5 \cdot 10^{-5}$ град$^{-1}$ при отрицательных температурах и увеличивать на $0{,}1 \cdot 10^{-5}$ при положительных температурах.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК ЖЕСТКОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ СТЕН И СОЕДИНЕНИЙ

А. Характеристики жесткости стеновых панелей при перекосе

2.1. Определение жесткости стеновых панелей с проемами при перекосе в своей плоскости допускается производить как для замкнутой рамы с учетом трещинообразования в элементах стоек и ригелей.

При определении жесткости панели в упругой стадии ее работы модуль деформации бетона принимается в соответствии с указаниями п.1.10.

Рекомендации по определению жесткости панелей при перекосе в своей плоскости при дискретных (узловых) или континуальных соединениях панелей между собой приведены в табл. 3 и 4.

Жесткость стеновых панелей с проемом с учетом трещинообразования допускается определять согласно п. 2.10.

Б. Характеристики податливости вертикальных стыковых соединений стен

2.2. Для правильной оценки жесткости[1] (податливости) дискретных или континуальных связей необходим учет их конструктивных особенностей (включая степень заделки связи в бетон панели), упругих свойств материала, характера и направления прикладываемого усилия.

В упругой стадии работы связей возникающие в них сосредоточенные или распределенные усилия пропорциональны соответствующим деформациям. В табл. 5 и 6 приведена классификация некоторых основных видов связей между элементами крупнопанельных зданий и принятые в каждом случае обозначения и размерность величин.

---

[1] Жесткость связи — усилие, возникающее в ней при единичном перемещении в направлении этого усилия. Податливость связи — перемещение связи от единичного усилия в направлении его действия.

Таблица 5

Принятые обозначения и размерность характеристик жесткости сосредоточенных упругих связей в стыках крупнопанельных зданий

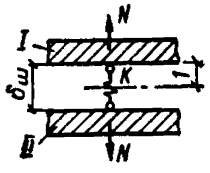
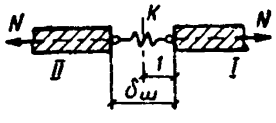
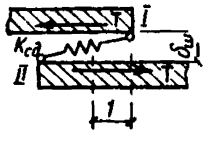
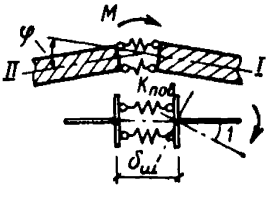
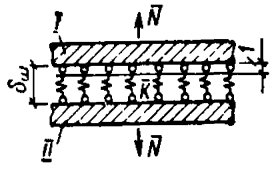
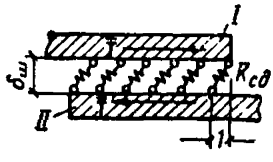
Вид и характер работы сосредоточенных связей	Жесткость		Податливость	
	обозначение и размерность	сосредоточенное реактивное усилие в связи от смещения y (см) или поворота на угол φ (рад)	обозначение и размерность	сосредоточенная деформация связи при сосредоточенной силе N, T (кгс) или моменте M (кгс·см)
1. Упругая поперечная связь, воспринимающая растяжение (сжатие) 	k (кгс/см)	ky (кгс)	λ (см/кгс)	λN (см)
2. Упругая продольная связь, воспринимающая растяжение (сжатие) 	k (кгс/см)	ky (кгс)	λ (см/кгс)	λN (см)
3. Упругая связь сдвига 	$k_{сд}$ (кгс/см)	$k_{сд}y$ (кгс)	$\lambda_{сд}$ (см/кгс)	$\lambda_{сд}T$ (см)
4. Упругое защемление 	$k_{пов}$ (кгс·см)	$k_{пов}\varphi$ (кгс·см)	$\left(\frac{\lambda_{пов}}{\frac{1}{кгс \cdot см}}\right)$	$\lambda_{пов}M$ (рад)

Таблица 6

Принятые обозначения и размерность характеристик жесткости распределенных упругих связей в стыках крупнопанельных зданий

Наименование и характер работы распределенных связей	Жесткость		Податливость	
	обозначение и размерность	распределенное реактивное усилие в связях при $\overline{y}$ (см), φ (рад)	обозначение и размерность	распределенное смещение связей от распределенного усилия $\overline{N}$, $\overline{T}$ или момента $\overline{M}$
1. Распределенные поперечные связи, воспринимающие поперечные смещения стыкуемых панелей 	$\overline{k}$ (кгс/см²)	$\overline{k}\,\overline{y}$ (кгс/см)	$\overline{\lambda}$ (см²/кгс)	$\overline{\lambda}\,\overline{N}$ (см)
2. Распределенные связи сдвига, воспринимающие взаимный плоский сдвиг стыкуемых панелей 	$\overline{k}_{сд}$ (кгс/см²)	$\overline{k}_{сд}\,\overline{y}$ (кгс/см)	$\overline{\lambda}_{сд}$ (см²/кгс)	$\overline{\lambda}_{сд}\,\overline{T}$ (см)

Продолжение табл. 6

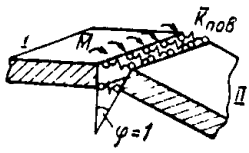
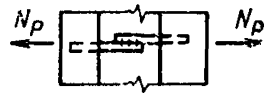
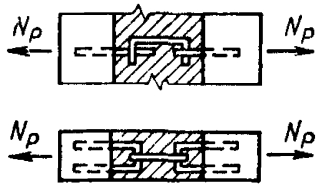
Наименование и характер работы распределенных связей	Жесткость		Податливость	
	обозначение и размерность	распределенное реактивное усилие в связях при $\overline{y}$ (см), φ (рад)	обозначение и размерность	распределенное смещение связей от распределенного усилия $\overline{N}$, $\overline{T}$ или момента $\overline{M}$
3. Распределенное защемление, воспринимающее взаимный поворот соединяемых панелей 	$\overline{k}_{пов}$ (кгс)	$\overline{k}_{пов}\varphi$ (кгс) при φ (рад)	$\overline{\lambda}_{пов}$ ($кгс^{-1}$)	$\overline{\lambda}_{пов}\overline{M}$ (рад)

Таблица 7

Величины податливости различных видов стыковых соединений растяжению

Вид соединения	Схема соединения	Диаметр арматурных выпусков в мм	Величина податливости $\lambda_p \times 10^{-5}$ (см/кгс) при ширине раскрытия трещин между панелью и бетоном замоноличивания	
			0,3 мм	0,5 мм
1. Сварной арматурный выпуск одного стержня, замоноличенный бетоном марки 200		8 10 12	2,5 2 1,7	— — —
2. Петлевой выпуск двух стержней без сварки, замоноличенный бетоном марки 200		8 10 12	2,6 2,1 1,8	3,5 3 2,5

Расчетные величины податливости стыковых соединений растяжению

2.3. Растяжение стыковых соединений возникает непосредственно при растяжении стен в своей плоскости или при отрыве стеновых панелей наружной стены от внутренней.

Податливость растяжению стыкового соединения определяется как сумма податливостей рассматриваемых связей по формуле

$$\lambda_p = \frac{1}{\frac{n_1}{\lambda_{p,1}} + \frac{n_2}{\lambda_{p,2}} + \ldots + \frac{n_i}{\lambda_{p,i}}}, \qquad (3)$$

где n_1, n_2, ..., n_i — количество, а $\lambda_{p,1}$, $\lambda_{p,2}$, ..., $\lambda_{p,i}$ — податливости растяжению связей соответственно 1-го, 2-го, ..., i-го вида.

2.4. Рекомендации по определению расчетных величин податливости растяжению связей различных видов приведены в табл. 7.

Примечание. Приведенные в табл. 7 величины податливости рекомендуется относить к соединению в целом, считая, что трещина образуется лишь на одном из двух контактов стыкового соединения.

Расчетные величины податливости вертикальных стыковых соединений сдвигу

2.5. Можно выделить четыре основных типа соединений сдвига:

1) замоноличенные арматурные выпуски, стержни, петли, болты и т. п., а также связи в виде сварных заанкеренных деталей;

2) бетонные и железобетонные шпонки, замоноличенные уступы или рифление граней стыкуемых поверхностей с последующим замоноличиванием, в том числе в сочетании с первым типом;

3) железобетонные перемычки над проемами;

4) плиты перекрытий, заведенные в смежные стены.

2.6. Податливость стыкового соединения в здании определяется как сумма податливостей всех связей, расположенных в пределах высоты одного этажа, по формуле

$$\lambda_{сд} = \frac{1}{\frac{n_1}{\lambda_{сд,\,1}} + \frac{n_2}{\lambda_{сд,\,2}} + \ldots + \frac{n_i}{\lambda_{сд,\,i}}}, \qquad (4)$$

где $n_1, n_2, \ldots, n_i$ — количество, а $\lambda_{сд,1}, \lambda_{сд,2}, \ldots, \lambda_{сд,i}$ — податливости сдвигу связей соответственно 1-го, 2-го, ..., i-го вида.

2.7. Податливость стыковых соединений 1-го (рис. 1 *а*, *б*) и 2-го типов (рис. 1 *в*, *г*) определяется с учетом

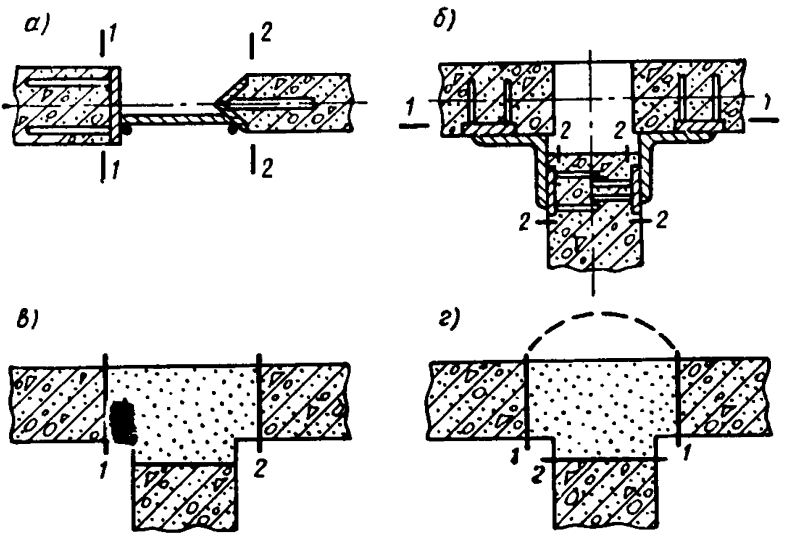


Рис. 1. Расчетные плоскости сдвига *1* и *2* в сварных *а* и *б* и замоноличенных соединениях *в* и *г*
а и *б* — одного направления; *в* и *г* — перпендикулярного направления

связей на двух вертикальных поверхностях контакта между панелями, т. е. как сумма податливостей на каждой контактной поверхности.

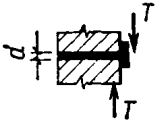
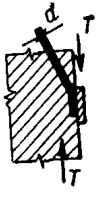
2.8. Расчетные значения податливости стыковых соединений при сдвиге, для которых характерным является смятие бетона замоноличивания под выступом панели или смятие бетона под анкером, приведены в табл. 8.

Таблица 8

Величины податливости стыков стеновых панелей при сдвиге

Вид соединения	Сдвиг	Схема соединения	Величина податливости $\lambda_{сд}$, см/кгс
1. Замоноличенный уступ стеновой панели с площадью смятия F	Между стеновой панелью и бетоном замоноличивания с модулем упругости $E_{б_2}$		$\frac{50}{E_{б_2}F}$
2. Соединительный арматурный анкерный стержень или стержень выпуска диаметром d, пересекающий шов	Между панелью с модулем упругости $E_{б_1}$ и бетоном замоноличивания с модулем упругости $E_{б_2}$		$\frac{6}{d}\left(\frac{1}{E_{б_1}}+\frac{1}{E_{б_2}}\right)$

Продолжение табл.

Вид соединения	Сдвиг	Схема соединения	Величина податливости $\lambda_{сд}$, см/кгс
3. Анкерный стержень закладной детали, расположенный перпендикулярно направлению сдвига	Между закладной деталью и панелью		$\frac{6}{dE_{\delta_1}}$
4. Анкерный стержень закладной детали, расположенный вдоль направления сдвига	То же		$\frac{1,5}{dE_{\delta_1}}$

Расчетные величины податливости сдвигу соединений в виде заведенных в стены плит перекрытий

2.9. Расчетные величины податливости сдвигу плит перекрытий для трех характерных случаев приведены в табл. 9.

Расчетные величины податливости сдвигу железобетонных перемычек над проемами

2.10. Податливость железобетонных перемычек над проемами должна быть определена, как правило, с учетом образования в них трещин в местах защемления в сплошные участки стеновых панелей.

При частичном защемлении обоих концов перемычек величина $\lambda_{сд}$ определяется по формуле

$$\lambda_{сд} = \frac{(l_{пер}+0,4\,h_{пер})^3}{12\,B_{пер}}\left[1+\frac{36\,B_{пер}}{(l_{пер}+0,4\,h_{пер})^2\,E_б\,F_{пер}}\right]; \quad (5)$$

при частичном защемлении одного конца и шарнирном опирании другого — по формуле

$$\lambda_{сд} = \frac{(l_{пер}+0,2\,h_{пер})^3}{3\,B_{пер}}\left[1+\frac{9\,B_{пер}}{(l_{пер}+0,2\,h_{пер})^2\,E_б\,F_{пер}}\right]. \quad (6)$$

В формулах (5), (6) и (7):

$h_{пер}$ — высота перемычки;

$F_{пер}$ — площадь вертикального сечения перемычки;

$l_{пер}$ — пролет перемычки в свету;

E — расчетный модуль упругости бетона перемычки, равный 0,85 $E_б$;

$B_{пер}$ — изгибная жесткость перемычки.

Перемычка на опоре может считаться частично защемленной, если она является монолитной частью панели, а ширина простенка, в котором она защемлена, превышает удвоенную высоту перемычки.

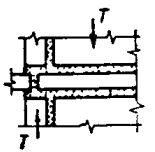
При меньшей ширине простенка, с которым монолитно связана перемычка, величина податливости приближенно может определяться по формуле

$$\lambda_{сд} = \lambda_м + (\lambda_0 - \lambda_м)\left(1 - \frac{l_{пр}}{2\,h_{пер}}\right), \quad (7)$$

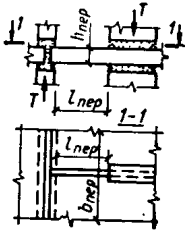
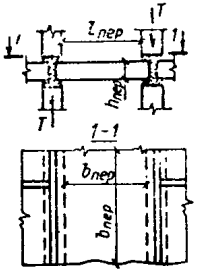
где $\lambda_м$ — величина, равная $\lambda_{сд}$, определяемая по формуле (5);

λ_0 — величина, равная $\lambda_{сд}$, определяемая по формуле (6);

Таблица 9

Вид соединения	Схема соединения	Податливость	Примечания
1. Заведение плиты при двух смежных непосредственно соприкасающихся стенах		$0{,}5 \cdot 10^{-5}$ см/кгс	При расчетных деформациях сдвига, не превосходящих 0,5 мм

Продолжение табл.

Вид соединения	Схема соединения	Податливость	Примечания
2. То же, но при проеме в поперечной стене		По формуле $\frac{l_{пер}^3}{b_{пер}}\left(\frac{\alpha}{4'_{пер}}+\frac{1}{l\,h'^3_{пер}}\right)$,	$\alpha=0{,}2\cdot10^{-5}$ 1/кгс; $b_{пер}=1{,}5\,l_{пер}$; E составляет 0,85 от начального модуля упругости бетона перекрытия;
3. Заведение плит над коридором между параллельными стенами			$\alpha=0{,}3\cdot10^{-5}$ 1/кгс; $b_{пер}$ — по фактической ширине; — см. выше

$l_{пр}$ — ширина простенка.

При трещинах жесткость перемычки рекомендуется определять по моменту, соответствующему нормируемому раскрытию трещин, приближенно считая эту жесткость постоянной на всем диапазоне усилий в перемычке. Момент сопротивления перемычек равен $\frac{b_{пер} \cdot h_{пер}^2}{6}$, где $b_{пер}$ — толщина перемычки (стены); величина расчетного сопротивления бетона растяжению в момент образования трещин принимается равной $1{,}2\ R_р^н$, где $R_р^н$ — нормативное сопротивление бетона осевому растяжению.

В. Характеристики податливости растворных швов и горизонтальных стыковых соединений стен и колонн

Расчетные величины податливости горизонтальных растворных швов между панелями при сжатии

2.11. Расчетная податливость сжатию горизонтального растворного шва $\lambda_ш$ в зависимости от прочности раствора определяется по табл. 10.

2.12. Расчетные величины податливости сжатию $\lambda_с$ горизонтальных стыков стеновых панелей контактного и платформенного типов определяются по табл. 11.

2.13. Величины податливости сжатию горизонтальных стыков колонн каркасно-панельных зданий рекомендуется определять по табл. 12*.

Расчетные величины податливости горизонтальных стыковых соединений при сдвиге

2.14. Расчетные величины податливости стыковых соединений при сдвиге, для которых характерным является срез замоноличенного уступа, приведены в табл. 13.

Для аналогичных типов стыков, отличающихся от приведенного в табл. 13 длиной и шириной уступа замоноличивания (площадью среза), податливость при сдвиге может быть приближенно определена по формуле

$$\lambda_{сд} = k\,\lambda_{сд}^{т} \quad \text{при } l/h \leqslant 10,$$

* Табл. 12 составлена на основе опытных данных МНИИТЭП (А. Ф. Довгалюк и В. И. Довгалюк).

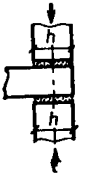
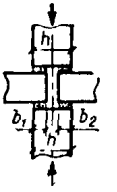
Таблица 10

Величины податливости сжатию горизонтальных растворных швов между панелями $\lambda_ш$ (см³/кгс)

Марка раствора	2—10	25—50	100 и выше
Податливость одного шва: при кратковременном сжатии	$1 \cdot 10^{-3}$	$0{,}6 \cdot 10^{-3}$	$0{,}4 \cdot 10^{-3}$
при длительном сжатии	$4 \cdot 10^{-3}$	$1{,}5 \cdot 10^{-3}$	$0{,}8 \cdot 10^{-3}$

Таблица 11

Податливость сжатию λ_c горизонтальных растворных стыков панелей

Вид соединения	Схема стыка	Податливость λ_c, см³/кгс
1. Контактный стык стеновых панелей		$\lambda_c = \lambda_ш$
2. Стык стеновых панелей с перекрытием, заведенным на всю толщину стены		$\lambda_c = 2\lambda_ш$
3. Платформенный стык		$\lambda_c = \frac{2h}{b_1 + b_2}\lambda_ш$

Продолжение табл. 11

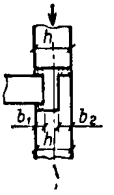
Вид соединения	Схема стыка	Податливость λ_c, см²/кгс
4. Стык стеновых панелей с односторонним опиранием перекрытия		$\lambda_c = \frac{h}{0{,}5b_1 + b_2}\lambda_ш$

Таблица 12

Податливость горизонтальных стыков колонн при сжатии

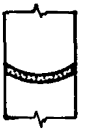
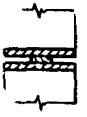
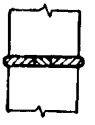
Тип стыка	Схема	Марка раствора	λ_c, см²/кгс
Стык со сферическими оголовниками: а) насухо б) с раствором		— 100 и более	$0{,}5\cdot10^{-3}$ $0{,}2\cdot10^{-3}$
Плоский стык сухой		—	$0{,}4\cdot10^{-3}$
Плоский стык замоноличенный		100 и более	$0{,}2\cdot10^{-3}$

Таблица 13

Податливость стыков сдвигу при срезе бетона замоноличивания

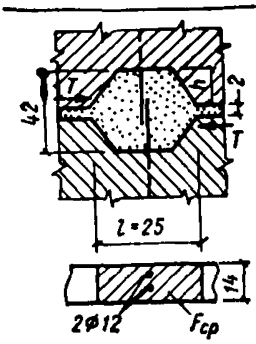
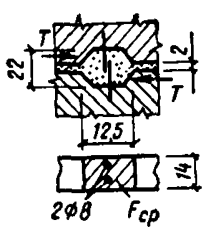
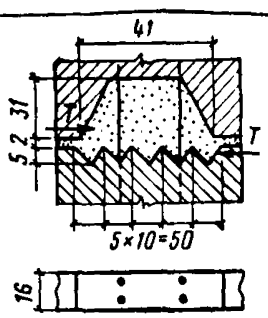
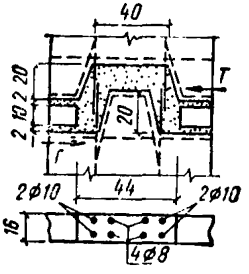
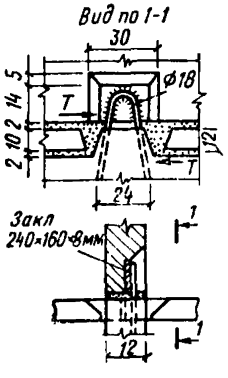
Конструкция стыка (размеры в см)	Марка бетона: панели	Марка бетона: замоноличивания	Армирование шпонки	Податливость стыка сдвигу $\lambda_{сд}$, см/кгс	Примечание
	400	250	2Ø12	$0{,}22\cdot10^{-5}$	Панели и замоноличивание стыка выполнены из тяжелого бетона
		300	2Ø12	$0{,}20\cdot10^{-5}$	
		350	2Ø12	$0{,}18\cdot10^{-5}$	
	350	350	2Ø8	$0{,}4\cdot10^{-5}$	То же

Таблица 14

Податливость сдвигу замоноличенных и сварных стыков

Конструкция стыка (размеры в см)	*Марка бетона*: панели	*Марка бетона*: замоноличивания	Армирование шпонки	Податливость стыка сдвигу $\lambda_{сд}$, см/кгс	Примечание
	300	300	4Ø10	$0{,}17\cdot10^{-5}$	Панели и замоноличивание выполнены из тяжелого бетона

Продолжение табл. 14

Конструкция стыка (размеры в см)	Марка бетона: панели	Марка бетона: замоноличивания	Армирование шпонки	Податливость стыка сдвигу $\lambda_{сд}$, см/кгс	Примечание
	300	250	4∅10, 4∅8	$0,18 \cdot 10^{-5}$	Панели и замоноличивание выполнены из тяжелого бетона
	200	200	2∅18	$0,33 \cdot 10^{-5}$	То же

где $\lambda^{т}_{сд}$ — табличные значения податливости сдвигу конструкции стыка, приведенной в табл. 13 для трех марок бетона замоноличивания;

k — коэффициент, равный $k = \frac{350}{F_{ср}}$, где $F_{ср}$ — площадь среза уступа замоноличивания (в см^2) стыка, аналогичного по конструкции приведенному в табл. 13;

l и h — согласно обозначениям табл. 13.

В случае, если $l/h > 10$, величины податливости определяются по табл. 8, при этом следует иметь в виду, что значения $\lambda_{сд}$, определенные по табл. 13, относятся к стыку в целом, а значения λ, принятые по табл. 8, относятся лишь к одной контактной площадке.

2.15. Величины податливости горизонтального стыкового соединения при сдвиге, имеющего вырез в верхней панели и рифление грани в нижней с последующим замоноличиванием шпонки, приведены в табл. 14.

Для стыкового соединения, сдвиг в котором происходит за счет смятия бетона замоноличивания и среза армированного выступа нижней панели, значение податливости приведено в табл. 14.

2.16. В случае, если применяемая конструкция стыка не соответствует приведенным в табл. 8, 13, 14, следует определять величину $\lambda_{сд}$, см/кгс, экспериментально, пользуясь формулой

$$\lambda_{сд} = \frac{\Delta_{сд}}{Q_{сд}},$$

где $Q_{сд}$ — усилие сдвига в стыке в кгс;

$\Delta_{сд}$ — деформация сдвига в см, соответствующая $Q_{сд}$.

При нелинейной зависимости между $Q_{сд}$ и $\Delta_{сд}$

$$\lambda = \frac{0{,}05}{\overline{Q}_{сд}},$$

где $\overline{Q}_{сд}$ — усилие в кгс при деформации сдвига 0,05 см.

Г. Характеристики жесткости элементов крупнопанельных стен

2.17. Жесткостные характеристики крупнопанельных стен следует определять с учетом их конструктивных особенностей, податливости стыковых соединений и упругих свойств примыкающих элементов. При этом могут быть использованы различные расчетные схемы.

2.18. Жесткость армированного элемента (пояса) стены при растяжении в j-м уровне с учетом трещинообразования и податливости стыковых соединений определяется по формуле

$$[EF]_p = \frac{1}{\frac{\lambda_p}{d_{ср}} + \frac{\psi}{E_a F_{a\,j}}},$$

где $\lambda_р$ — податливость стыкового соединения растяжению в рассматриваемом уровне; определяется в зависимости от принятого конструктивного решения стыка (табл. 7);

ψ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участках между трещинами согласно СНиП II-В.1-72;

$d_{ср}$ — усредненное расстояние между вертикальными стыками панелей наружных стен;

$E_а$, $F_{аj}$ — модуль упругости и площадь сечения арматуры поясов.

2.19. Жесткость армированного элемента (пояса) стены в j-м уровне при сжатии определяется по формуле

$$[EF]^с = EF_{бj} + E_а F_{аj},$$

где $F_{бj}$, $F_{аj}$ — площади сечения бетона и арматуры рассматриваемого элемента в j-м уровне стены.

2.20. Наличие горизонтальных растворных швов в панельных стенах разрешается учитывать введением приведенных жесткостных характеристик.

Сплошные участки стен с горизонтальными податливыми растворными швами в данном случае допускается рассматривать как однородные вертикальные элементы с приведенным модулем упругости

$$E_{прив} = \frac{1}{\frac{1}{E_к} + \frac{\lambda_с}{H_{эт}}},$$

где $E_к$ — расчетный модуль упругости бетона бетонной панели или приведенный модуль упругости железобетонной панели

$$E_к = E\left(1 + \frac{E_а F_а}{EF_б}\right),$$

где E — величина, определяемая по формуле (1);

$\lambda_с$ — податливость при сжатии горизонтальных растворных швов между панелями рассматриваемого вертикального элемента в пределах высоты одного этажа $H_{эт}$, определяемая по табл. 11.

2.21. Приведенные модули упругости вертикальных участков стен, соединенных между собой связями сдвига (стыковые соединения, перемычки над проемами, элементы перекрытий и т. п.), при учете длительного действия нагрузки допускается принимать уменьшенными вдвое, а податливости соединений — увеличенными вдвое.

Полученные при этом расчетные величины деформаций условно принимаются соответствующими расчетному сроку эксплуатации здания.

Д. Характеристики жесткости перекрытий

2.22. При оценке влияния жесткости горизонтальных дисков перекрытий в своей плоскости на перераспределение усилий между вертикальными несущими элементами здания (стенами, диафрагмами и т. п.) при воздействии горизонтальных сейсмических, а также ветровых (для высотных зданий) нагрузок необходимо учитывать следующее:

а) предпосылка об абсолютной жесткости диска перекрытия в своей плоскости допустима для зданий, имеющих относительно небольшие размеры в плане, или при узком шаге расположения близких по жесткости несущих стен. Для других конструктивных схем крупнопанельных зданий — только при надлежащей проверке несущей способности и жесткости диска перекрытия в своей плоскости и стыковых соединений на действие возникающих в них усилий;

б) деформативность перекрытий в своей плоскости — для зданий, протяженных в плане, с различными по жесткости несущими стенами (диафрагмами) и расстоянием между ними более 6 м;

в) в качестве расчетной схемы при оценке жесткости (горизонтальных прогибов) диска перекрытий в своей плоскости принимается:

неразрезная балка на упругих опорах (вертикальных несущих конструкциях) при отношении длины перекрытий между опорами к ширине, равном 2 и более;

неразрезная балка-стенка или составной стержень, если отношение указанных размеров перекрытия меньше 2.

Податливость сборных дисков перекрытий в своей плоскости допускается учитывать введением приведен-

ного модуля упругости $E_{прив}$, определяемого на основании экспериментальных данных.

3. ПРИМЕРЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОДАТЛИВОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ И СОЕДИНЕНИЙ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ СТЕН

3.1. Определение податливости сдвигу связей в виде сварных заанкеренных деталей приведено в примере 1.

Пример 1. Рассмотрим соединение панелей взаимно перпендикулярных стен, осуществляемое с помощью сварных заанкеренных деталей, установленных в двух уровнях по высоте этажа (рис. 2). Панели продольной

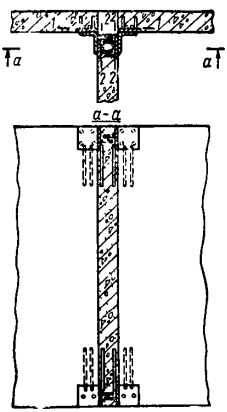


Рис. 2. Соединения стен с помощью сварки закладных деталей

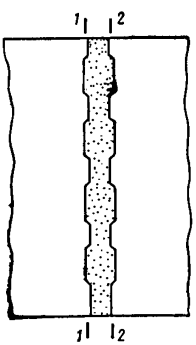


Рис. 3. Шпоночное соединение стен (плоскости среза 1—1, 2—2)

стены выполнены из бетона марки 200 ($E_б$=2,4××10^5 кгс/см^2), поперечной стены — из бетона марки 300 ($E_б$=2,9·10^5 кгс/см^2). Анкерные стержни ∅ 12AII.

Расчет. Податливость анкерного стержня, расположенного перпендикулярно направлению сдвига, определяется по формуле $\lambda = \frac{6}{d E_б}$, а податливость анкерного стержня закладной детали, расположенного вдоль направления сдвига, — по формуле

$$\lambda = \frac{1,5}{d E_б} \text{ см/кгс (табл. 8).}$$

Податливости стержней:
в продольной стене:

$$\lambda = \frac{6}{d E_б} = \frac{6}{1,2 \cdot 2,4 \cdot 10^5} = 2,08 \cdot 10^{-5};$$

$$\lambda = \frac{1,5}{d E_б} = \frac{1,5}{1,2 \cdot 2,4 \cdot 10^5} = 0,52 \cdot 10^{-5};$$

в поперечной стене:

$$\lambda = \frac{6}{1,2 \cdot 2,9 \cdot 10^5} = 1,72 \cdot 10^{-5};$$

$$\lambda = \frac{1,5}{1,2 \cdot 2,9 \cdot 10^5} = 0,43 \cdot 10^{-5}.$$

Податливость одной закладной детали, а также податливость соединения по каждой контактной поверхно-

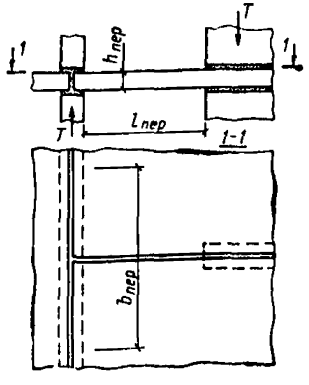
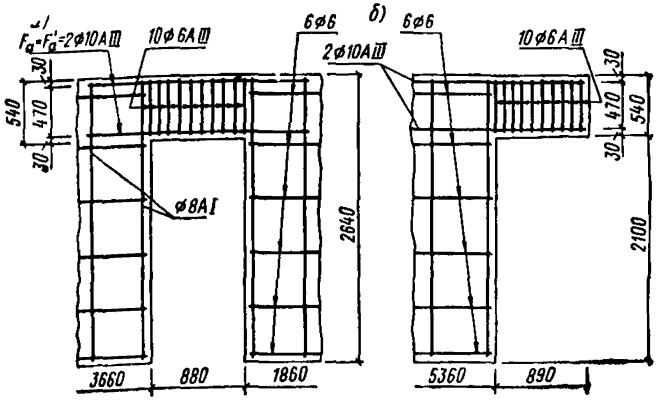


Рис. 4. Соединение стен с помощью перекрытия при наличии проема вблизи стыка

Рис. 5. Схемы перемычек к примерам расчета 4 и 5 (размеры даны в мм)

а — при частичном защемлении обоих концов перемычки; *б* — при частичном защемлении одного конца и шарнирном опирании другого



сти в пределах высоты одного этажа определяется по формуле (4), п. 2.6:

$$\lambda_{сд} = \frac{1}{\frac{n_1}{\lambda_{сд.\,1}} + \frac{n_2}{\lambda_{сд.\,2}} + \ldots + \frac{n_i}{\lambda_{сд.\,i}}}.$$

Суммарная податливость определяется суммированием податливостей по обеим контактным поверхностям.

Определим податливость по первой контактной поверхности.

Податливость анкерных стержней верхней закладной детали

$$\lambda_{з.\,д} = \frac{1}{\frac{4}{2{,}08\cdot 10^{-5}} + \frac{2}{0{,}52\cdot 10^{-5}}} = \frac{1}{1{,}92\cdot 10^{5} + 3{,}82\cdot 10^{5}} =$$

$$= 0{,}174\cdot 10^{-5}.$$

Податливость анкерных стержней нижней закладной детали

$$\lambda_{з.\,д} = \frac{1}{\frac{2}{2{,}08\cdot 10^{-5}} + \frac{2}{0{,}52\cdot 10^{-5}}} = \frac{1}{0{,}96\cdot 10^{5} + 3{,}82\cdot 10^{5}} =$$

$$= 0{,}209\cdot 10^{-5}.$$

Податливость соединения по первой контактной поверхности

$$\lambda_1 = \frac{1}{\frac{2}{0{,}174\cdot 10^{-5}} + \frac{2}{0{,}209\cdot 10^{-5}}} = \frac{1}{11{,}5\cdot 10^{5} + 9{,}6\cdot 10^{5}} =$$

$$= 0{,}047\cdot 10^{-5}.$$

Теперь определим величину податливости по второй контактной поверхности (все закладные детали одинаковые). Податливость анкерных стержней одной закладной детали:

$$\lambda_{з.д} = \frac{1}{\frac{2}{1{,}72\cdot 10^{-5}} + \frac{1}{0{,}43\cdot 10^{-5}}} = \frac{1}{1{,}16\cdot 10^{5} + 2{,}33\cdot 10^{5}} =$$

$$= 0{,}287\cdot 10^{-5};$$

$$\lambda_2 = \frac{1}{\frac{4}{0{,}287 \cdot 10^{-5}}} = 0{,}072 \cdot 10^{-5}.$$

Суммарная податливость стыкового соединения

$$\lambda_{сд} = \lambda_1 + \lambda_2 = 0{,}047 \cdot 10^{-5} + 0{,}072 \cdot 10^{-5} = 0{,}119 \cdot 10^{-5}.$$

3.2. Определение податливости сдвигу многошпоночного соединения панелей приведено в примере 2.

Пример 2. Рассмотрим конструкцию шпоночного соединения панелей, приведенную на рис. 3; глубина шпонки 2,5 см, толщина шпонки 18 см; четыре шпонки по высоте этажа. Бетон замоноличивания марки 200, $E_б = 2{,}4 \cdot 10^5$ кгс/см^2.

Расчет. Податливость одного замоноличенного уступа стеновой панели определяется по формуле

$$\lambda = \frac{50}{E_б F}$$ (табл. 8):

$$F = 2{,}5 \cdot 18 = 45 \text{ см}^2;$$

$$\lambda = \frac{50}{2{,}4 \cdot 10^5 \cdot 45} = 0{,}46 \cdot 10^{-5}.$$

Податливости по каждой контактной поверхности определяются по формуле (4), п. 2.6.

Податливость по одной контактной поверхности

$$\lambda_{сд} = \frac{1}{\frac{4}{0{,}46 \cdot 10^{-5}}} = 0{,}115 \cdot 10^{-5}.$$

Количество уступов по обеим контактным поверхностям одинаково, поэтому податливость соединения

$$\lambda_{сд} = 2 \cdot 0{,}115 \cdot 10^{-5} = 0{,}23 \cdot 10^{-5}.$$

3.3. Определение податливости сдвигу связи в виде перекрытия, заведенного в смежные стены, приведено в примере 3.

Пример 3. Рассмотрим соединение стен, осуществляемое с помощью заведенного перекрытия из бетона марки 200 (рис. 4), $E_б = 2{,}4 \cdot 10^5$ кгс/см^2, высота перекрытия 14 см, ширина проема 90 см.

Расчет. Податливость сдвигу перекрытия при наличии проема определяется по формуле, приведенной в табл. 9:

$$\lambda_{сд} = \frac{l_{пер}^3}{b_{пер}} \left(\frac{\alpha}{4\, l_{пер}} + \frac{1}{E\, h_{пер}^3} \right),$$

где $l_{пер}$ — пролет перекрытия, равный ширине проема, см;

$b_{пер}$ — ширина перекрытия $b_{пер} = 1{,}5\ l_{пер} = 1{,}5 \cdot 90 = 135$ см;

$h_{пер}$ — высота перекрытия, см;

E — расчетный модуль упругости бетона перекрытия, кгс/см²;

$E = 0{,}85 \cdot E_б = 0{,}85 \cdot 2{,}4 \cdot 10^5 = 2{,}04 \cdot 10^5$;

$$\alpha = 0{,}2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кгс};$$

$$\lambda_{сд} = \frac{90^3}{135} \left(\frac{0{,}2 \cdot 10^{-5}}{4 \cdot 90} + \frac{1}{2{,}04 \cdot 10^5 \cdot 14^3} \right) = 5400\ (0{,}555 \cdot 10^{-8} + 0{,}179 \cdot 10^{-8}) = 3{,}96 \cdot 10^{-5}.$$

3.4. Определение податливости сдвигу перемычек над дверными проемами внутренних стен крупнопанельных зданий приведено в примере 4.

Пример 4. Панель стены из бетона марки 300. Перемычка защемлена с двух сторон (рис. 5, *а*); пролет перемычки в свету $l_{пер} = 88$ см, толщина $b_{пер} = 18$ см, высота $h_{пер} = 54$ см, толщина защитных слоев арматуры: $a' = 3$ см, $a = 4$ см, $R_р^н = 14$ кгс/см², $R_{пр}^н = 170$ кгс/см², $E_б = 2{,}9 \cdot 10^5$ кгс/см².

Перемычка армирована симметричной арматурой $F_а = F'_а = 1{,}57$ см² (2⌀10 AIII); $E_а = 2 \cdot 10^6$ кгс/см².

Определим податливость сдвигу перемычки с учетом трещинообразования от длительно действующих нагрузок[1].

Расчет. Определим напряжение в растянутой арматуре при нормируемой величине раскрытия трещины $a_т = 0{,}3$ мм:

$$\sigma_а = \frac{a_т E_а}{K C_д \eta \cdot 20\, (3{,}5 - 100\, \mu) \sqrt[3]{d}} =$$

$$= \frac{0{,}3 \cdot 2 \cdot 10^6}{1 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot 20\, (3{,}5 - 100 \cdot 0{,}0016)\, 2{,}2} = 2780 \text{ кгс/см}^2; \quad K = 1;$$

[1] Аналогично определяется податливость перемычки от кратковременных нагрузок, но при ширине раскрытия трещин 0,35 мм.

$C_д = 1{,}5$; $\eta = 1$; $\mu = 0{,}0016$; $n = 7{,}7$; $d = 10$ мм.

Опорный изгибающий момент, соответствующий напряжению $\sigma_а = 2780$ кгс/см², будет равен: $M = \sigma_а Z_1 F_а$; плечо внутренней пары $Z_1 = 54 - 3{,}5 - 4{,}5 = 46$ см; $M = 2780 \cdot 46 \cdot 1{,}57 = 201\,000$ кгс·см.

Определим момент трещинообразования в перемычке согласно п. 2.10:

$$W = \frac{b_{пер} h_{пер}^2}{6} = \frac{18 \cdot 54^2}{6} = 8800 \text{ см}^3; \quad R_р = 1{,}2 R_р^н;$$

$$M_т = 8800 \cdot 1{,}2 \cdot 14 = 147\,000 \text{ кгс·см}.$$

Жесткость сечения перемычки с трещиной 0,3 мм при длительном действии нагрузки

$$B_{пер} = \frac{h_0 Z_1}{\dfrac{\psi_в}{E_а F_а} + \dfrac{\psi_б}{(\gamma' + \xi) b_{пер} h_0 E_б \nu}},$$

где параметры, необходимые для вычисления жесткости, определяются по формулам:

$$Z = \frac{M}{b_{пер} h_0^2 R_{пр}^н} = \frac{201\,000}{18 \cdot 50^2 \cdot 170} = 0{,}0262;$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{a'}{h_0}\right) = 0{,}09 \left(1 - \frac{3}{50}\right) = 0{,}084;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5(Z + T)}{10 \mu n}} + \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5(0{,}0262 + 0{,}084)}{10 \cdot 0{,}0016 \cdot 7{,}7}} =$$

$$= 0{,}069;$$

$$\gamma' = \frac{\dfrac{n}{\nu} F_а'}{b_{пер} h_0} = \frac{7{,}7 \cdot 1{,}57}{0{,}15 \cdot 18 \cdot 50} = 0{,}09; \quad \nu = 0{,}15;$$

$$Z = h_0 \left[1 - \frac{\dfrac{2a'}{h_0} \gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right] = 50 \times$$

$$\times \left[1 - \frac{0{,}12 \cdot 0{,}09 + 0{,}069^2}{2(0{,}09 + 0{,}069)}\right] = 47{,}5 \text{ см};$$

$$\psi_а = 1{,}3 - S \frac{M_т}{M} = 1{,}3 - 0{,}8 \frac{1{,}47}{2{,}01} = 0{,}71;$$

$$S = 0{,}8; \quad \psi_б = 0{,}9.$$

$$B_{\text{пер}} = \frac{50 \cdot 47 \cdot 5}{\dfrac{0{,}71}{2 \cdot 10^6 \cdot 1{,}57} + \dfrac{0{,}9}{(0{,}09 + 0{,}069)\, 18 \cdot 50 \cdot 2{,}9 \cdot 10^5 \cdot 0{,}15}} =$$

$$= 640 \cdot 10^7 \text{ кгс/см}^2.$$

Податливость перемычки сдвигу определяем по формуле (5), п. 2.10:

$$\lambda_{\text{сд}} = \frac{(l_{\text{пер}} + 0{,}4\, h_{\text{пер}})^3}{12\, B_{\text{пер}}} \left[1 + \frac{36 B_{\text{пер}}}{(l_{\text{пер}} + 0{,}4\, h_{\text{пер}})^2\, E_{\text{б}}\, F_{\text{пер}}}\right];$$

$$\gamma_{\text{сд}} = \frac{(88 + 0{,}4 \cdot 54)^3}{12 \cdot 640 \cdot 10^7} \left[1 + \frac{36 \cdot 640 \cdot 10^7}{(88 + 0{,}4 \cdot 54)^2\, 2{,}9 \cdot 10^5 \cdot 18 \cdot 54}\right] =$$

$$= 1{,}86 \cdot 10^{-5} \text{ см/кгс} = 1{,}86 \cdot 10^{-7} \text{ м/кгс}.$$

Примечание. При необходимости определения податливости сдвигу этой перемычки до момента появления в ней трещин нужно ее жесткость вычислить по формуле $B_{\text{пер}} = \dfrac{0{,}85\, E_{\text{б}}\, I_{\text{п}}}{C}$, где $C=2$ (учет длительной нагрузки);

$$I_{\text{п}} = \frac{b_{\text{пер}}\, h_{\text{пер}}^3}{12}.$$

Пример 5. Для перемычки (рис. 5) с параметрами, приведенными в предыдущем примере, требуется определить податливость при жестком закреплении одного конца и шарнирном опирании другого.

Расчет. Податливость перемычки определяем по формуле (6), п. 2.10:

$$\lambda_{\text{сд}} = \frac{(l_{\text{пер}} + 0{,}2\, h_{\text{пер}})^3}{3\, B_{\text{пер}}} \left[1 + \frac{9\, B_{\text{пер}}}{(l_{\text{пер}} + 0{,}2\, h_{\text{пер}})^2\, E_{\text{б}}\, F_{\text{пер}}}\right];$$

$$\lambda_{\text{сд}} = \frac{(88 + 0{,}2 \cdot 54)^3}{3 \cdot 640 \cdot 10^7} \left[1 + \frac{9 \cdot 640 \cdot 10^7}{(88 + 0{,}2 \cdot 54)^2\, 2{,}9 \cdot 10^5 \cdot 18 \cdot 54}\right] =$$

$$= 5{,}11 \cdot 10^{-5} \text{ см/кгс} = 5{,}11 \cdot 10^{-7} \text{ м/кгс}.$$

Все остальное, как в примере 4.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Предисловие 3
1. Общие указания 4
2. Определение характеристик жесткости элементов стен и соединений 15
А. Характеристики жесткости стеновых панелей при перекосе 15
Б. Характеристики податливости вертикальных стыковых соединений стен 15
Расчетные величины податливости стыковых соединений растяжению 19
Расчетные величины податливости вертикальных стыковых соединений сдвигу 19
Расчетные величины податливости сдвигу соединений в виде заведенных в стены плит перекрытий 23
Расчетные величины податливости сдвигу железобетонных перемычек над проемами 23
В. Характеристики податливости растворных швов и горизонтальных стыковых соединений стен и колонн . . . 26
Расчетные величины податливости горизонтальных растворных швов между панелями при сжатии . . 26
Расчетные величины податливости горизонтальных стыковых соединений при сдвиге 26
Г. Характеристики жесткости элементов крупнопанельных стен 31
Д. Характеристики жесткости перекрытий 33
3. Примеры определения податливости элементов и соединений крупнопанельных стен 34

Ордена Трудового Красного Знамени Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР

Московский научно-исследовательский и проектный институт типового и экспериментального проектирования ГлавАПУ Мосгорисполкома

Пособие по расчету крупнопанельных зданий. Вып. 1. Характеристики жесткости стен, элементов и соединений крупнопанельных зданий

Редактор издательства Л. Г. Бальян
Технические редакторы Н. Г. Бочкова, Ю. Л. Циханкова
Корректор В. С. Якунина

Сдано в набор 2/I 1974 г. Подписано к печати 7/VI—1974 г.
Формат 84×108 1/32 Бумага типографская № 3.
2,1 усл. печ. л. (уч.-изд. 1,9 л.)
Тираж 22 000 экз. Изд. № XII—4594 Зак. № 15 Цена 10 коп.

Стройиздат,
103777, Москва, Кузнецкий мост, 9

Подольская типография Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Подольск, ул. Кирова, д. 25

gost.e-ecolog.ru