

Расчетная и экспериментальная оценки

ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЗДАНИЯ С БЕЗРИГЕЛЬНЫМ КАРКАСОМ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ BK SCAD OFFICE

Введение

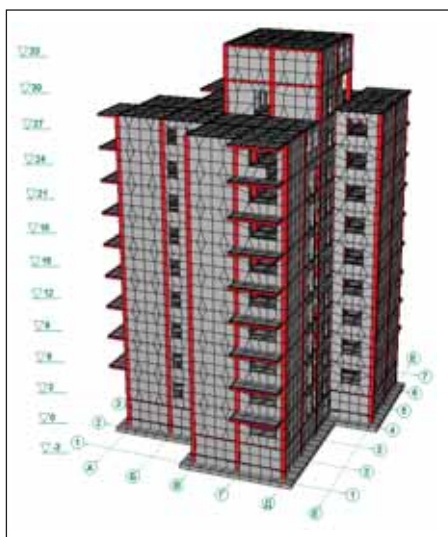
За последнее время в Иркутске было возведено большое количество жилых домов в конструкциях серии 1.120с. Серия представляет собой сборный железобетонный безригельный каркас с применением высокопрочных предварительно напряженных канатов в уровне перекрытий. В 2008 году Институт земной коры

СО РАН провел инженерно-техническое обследование шестидесяти блок-секций этой серии. Предварительно были проанализированы результаты динамических расчетов, выполненных различными организациями, которые осуществляют проектирование блок-секций в конструкциях указанной серии. Анализ выявил значительный разброс расчетных

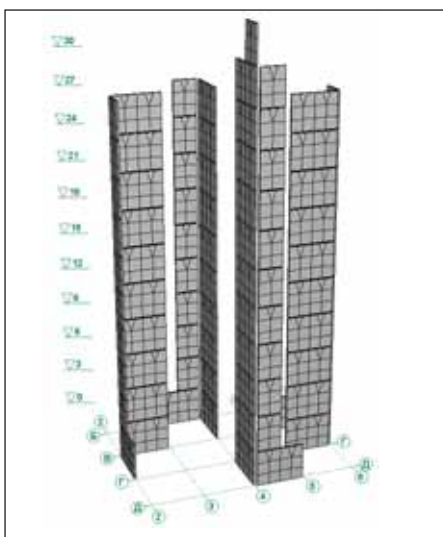
периодов собственных колебаний идентичных блок-секций: интервал составил от 0,4 до 1,0 секунды. От достоверности расчетного значения периода колебаний напрямую зависит величина коэффициента динамичности и, следовательно, уровень расчетной сейсмической нагрузки на блок-секцию. В связи с этим было принято решение провести экспериментальные исследования динамических характеристик на одном из построенных объектов. Таким объектом стала 9-этажная блок-секция по улице Баррикад.

Опытный объект представляет собой "лучевую" девятиэтажную блок-секцию с выраженной асимметрией плана типового этажа, с цокольным этажом и двухэтажной надстройкой. Основу каркаса обследуемого здания составляют конструктивные ячейки 4,2х4,2 м, образуемые колоннами и панелями перекрытия. Высота этажа 3,0 м. Высота здания от дневной поверхности составляет 33,0 м. В качестве несущих конструкций рамно-связевого каркаса используются сборные колонны, диафрагмы жесткости и ребристые плиты перекрытия с высотой ребер 200 мм и толщиной полки 60 мм. Сборные железобетонные колонны из тяжелого бетона класса В25 запроектированы сечением 400х400 мм. Диафрагмы жесткости представляют собой железобетонные панели толщиной 160 мм и также выполнены из тяжелого бетона класса В25. Следует отметить непропорциональную жесткость ребристых плит перекрытия по сравнению с принятыми сечениями колонн и толщиной диафрагм жесткости. Стыки колонн приняты в соответствии с модернизированной конструкцией, где устранены некоторые недостатки прототипа — стыка "штепсельного" типа.

Уязвимым местом обеих конструкций стыка является риск возникновения



Расчетная КЭ-модель девятиэтажной блок-секции на улице Баррикад в Иркутске



Расположение сборных железобетонных диафрагм жесткости здания

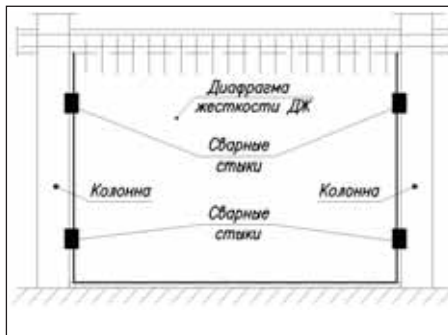


Схема крепления сборной железобетонной диафрагмы к элементам каркаса

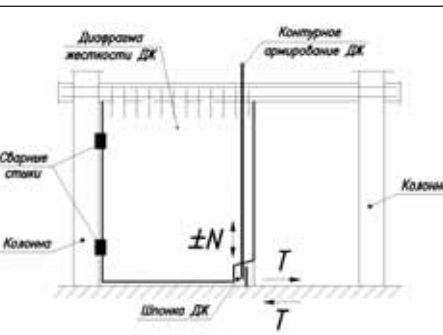




Таблица 1

Влияние жесткости упругих связей на динамические характеристики каркаса

№	Жесткость 55-го элемента	Приведенный модуль упругости кирпичной кладки, т/м ²	Период, с	1-я форма колебаний здания
1	$x, y, z = 9 \times 10^8$ т $u_x, u_y, u_z = 9 \times 10^8$ т.м ²	200000	0,568	
2	$x, y, z = 1$ т $u_x, u_y, u_z = 0,001$ т.м ²	200000	0,754	

"плоскости скольжения" в уровне верха плит перекрытия через каждые три монтажных яруса. Если горизонтальный шов между торцами стыкуемых колонн ненадежно заполнен раствором инъектирования, в этом сечении будут работать на срез только четыре арматурных стержня колонны диаметром 25-28 мм, поскольку проектный размер "выступа" верха колонны над плоскостью перекрытия 30 мм находится в пределах точности монтажа каркаса. Конструкции лестничных клеток запроектированы с применением сборных железобетонных маршей. Наружные стены представляют собой многослойную конструкцию: внутренний слой из кирпичной кладки толщиной 250 мм, наружный — из кирпичной кладки толщиной 120 мм и слой утеплителя толщиной 150 мм. Внутренние стены и перегородки — кирпичные, их толщина соответственно составляет 250 и 120 мм. Стены шахты лифта — кирпичная кладка толщиной 250 мм. Наружные стены цокольного этажа — сборные железобетонные панели толщиной 300 мм из тяжелого бетона класса В15.

Сейсмичность площадки строительства составляет 8 баллов.

Методика проведения инструментальных измерений динамических характеристик здания при микросейсмических воздействиях

Здание представляет собой систему с дискретными массами, которая обладает фильтрационными свойствами. Такая система способна пропускать упругие волны с определенными длинами, зависящими от конструкции и размеров здания. Под воздействием микросейсмических колебаний грунта в здании возни-

кают установившиеся микроколебания. На этом основана методика определения динамических характеристик зданий. В процессе обработки производятся спектрально-корреляционные преобразования регистрируемых сигналов. Указанная методика известна как "метод стоячих волн" [8].

Для регистрации микросейсмических колебаний использовались восемь трехканальных автономных цифровых станций ANG-06. Все станции были синхронизированы с абсолютным временем по сигналам GPS.

С помощью спектрально-корреляционного анализа выделены формы собственных колебаний в диапазоне частот 2,637-9,08 Гц. Все зарегистрированные формы колебаний характеризуются выраженной крутильной компонентой. При инструментальных измерениях, помимо периодов колебаний, регистрировались параметры затухания и формы колебаний здания (использовалась передвижная ИСС).

В процессе обследования выполнены трехкомпонентные наблюдения в 320 точках каркаса. Результаты позволили определить все основные характеристики динамической модели здания.

Сравнительный анализ расчетных и инструментальных динамических характеристик исследуемого здания

С помощью программного комплекса SCAD Office версии 11.1 были проведены динамические расчеты опытной блок-секции. Формирование конечно-элементной модели исследуемого здания выполнено при помощи препроцессора Форум. При моделировании конструктивных элементов здания использо-

вались конечные элементы: тип 5 (пространственный стержень); тип 42, 44 (3-, 4-угольные КЭ-оболочки) и 55 КЭ (упругая связь). Количество элементов расчетной модели — 26 981; количество узлов — 12 851.

При формировании расчетной модели здания авторы столкнулись с двумя основными проблемами:




- 1) учет податливости соединения диафрагм жесткости с колоннами каркаса;
- 2) учет жесткости кирпичного заполнения каркаса.

Существует несколько вариантов учета податливости соединения сборных конструкций при вычислениях динамических характеристик каркаса с заполнением. Один из них заключается в искусственном уменьшении жесткости самих конструкций путем снижения модуля упругости с помощью понижающих коэффициентов.

В 2004 году Институт земной коры совместно с ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко и ИрГТУ провел вибрационные испытания каркаса серии 1.120с, которые показали, что наибольшие повреждения получили не сами диафрагмы, а их шпоночные соединения с элементами каркаса и сварные стыки. Поэтому при формировании адекватной конечно-элементной модели основное внимание уделялось оценке жесткостей не столько диафрагм, сколько их соединений с элементами каркаса.

При расчетах податливость закладных деталей учитывалась с помощью конечного элемента КЭ 55 (упругой связи). При изменении линейной жесткости упругих связей в диапазоне от 9×10^8 т до 1 т наблюдались изменения форм и периодов колебаний здания (таблица 1). В ре-

Влияние приведенной жесткости заполнения на динамические характеристики каркаса

№	Жесткость 55-го элемента	Приведенный модуль упругости кирпичной кладки, т/м ²	Период, с	1-я форма колебаний здания
1	$x, y, z = 9 \times 10^8 \text{ т}$ $u_x, u_y, u_z = 9 \times 10^8 \text{ т.м}^2$	1000	1,157	
2	$x, y, z = 9 \times 10^8 \text{ т}$ $u_x, u_y, u_z = 9 \times 10^8 \text{ т.м}^2$	450000	0,441	
3	$x, y, z = 9 \times 10^8 \text{ т}$ $u_x, u_y, u_z = 9 \times 10^8 \text{ т.м}^2$	200000	0,568	

зультате установлено, что решающую роль в формировании жесткости динамической модели каркаса играет подбор жесткостей закладных деталей соединения диафрагм с элементами каркаса.

Крепление диафрагм жесткости, а также цокольных железобетонных панелей моделировалось с помощью стержневых КЭ:

- L100x63x8 (ГОСТ 8510-86*) — закладная деталь в верхней части цокольной железобетонной панели;
- 100x8 (ГОСТ 19903-74) — закладная деталь в нижней части цокольной железобетонной панели;
- 200x10 (ГОСТ 19903-74) — закладная деталь диафрагмы жесткости.

Вторая проблема заключалась в учете

приведенной жесткости кирпичного заполнения. Были выполнены динамические расчеты с изменением модуля упругости кирпичного заполнения от минимальной величины до расчетного значения, соответствующего случаю монолитного (то есть абсолютно жесткого) крепления кирпичного заполнения к элементам каркаса.

Анализ расчетных динамических характеристик здания (таблица 2) позволил подобрать приведенное значение модуля упругости кирпичного заполнения с точки зрения совпадения расчетных данных с результатами инструментальных измерений:

- для внутренних кирпичных стен толщиной 250 мм $E_{кл}^{усл.} = 2 \cdot 10^5 \text{ т/м}^2$;

- для наружных стен слоистой конструкции $E_{кл}^{усл.} = 2,5 \cdot 10^5 \text{ т/м}^2$.

Как результат подбора жесткости кирпичного заполнения и учета податливости закладных деталей получены динамические характеристики здания, согласующиеся с результатами экспериментальных исследований (таблица 3).

Следует отметить, что как расчетный анализ, так и инструментальные измерения (микродинамический уровень воздействия, при котором конструкции заведомо работают в упругой стадии) выполнены в рамках линейно-упругой модели и, следовательно, их сравнительный анализ является вполне корректным. Его результаты позволяют объяснить появление в проектной практике нереально

Таблица 3

Сравнение расчетных и экспериментальных динамических характеристик каркаса



Первая форма колебаний здания, полученная при инструментальных измерениях. Период $T = 0,397 \text{ с}$	Первая форма колебаний здания, полученная при расчете с эквивалентными жесткостями закладных деталей и кирпичного заполнения. Период $T = 0,476 \text{ с}$
	

Таблица 4

Результаты конструктивного расчета каркаса "лучевой" блок-секции

Сейс-мич-ность	Колонны		Диафрагмы жесткости			
	Площадь арматуры A_s , см ²	Кол-во и диаметр арматуры	Площадь арматуры A_s , см ²		Диаметр и шаг арматуры	
			Вертикальная	Горизонтальная	Вертикальная	Горизонтальная
8 баллов	19,76	4Ø25*	5,08	4,08	Ø12, шаг 200	Ø12, шаг 200
9 баллов	47,62	4Ø32**	19,64	11,64	Ø25, шаг 200	Ø18, шаг 200

*В нижних ярусах 4Ø28.

**В нижних ярусах 4Ø40.

больших расчетных периодов собственных колебаний ($T=1,0$ с), что приводит к занижению уровня расчетной сейсмической нагрузки. Причина этих проектных дефектов кроется в использовании неадекватных расчетных моделей зданий. При формировании таких моделей игнорируется учет жесткости всех конструкций сооружения, в том числе заполнения каркаса — наружных и внутренних кирпичных стен и перегородок. Таким образом, фактическая сейсмостойкость "лучевых" блок-секций не соответствует расчетной 8-балльной сейсмичности площадки строительства. Дефицит их сейсмостойкости может достигать одного балла. При этом следует учитывать, что "балл" является понятием целочисленным.

Оценка прочности конструктивных элементов безригельного каркаса и узлов их соединения

Расчеты рассматриваемого объекта выполнены на сейсмичность 7, 8 и 9 баллов. Все расчеты проводились на нормативные нагрузки (без учета временных), то есть реально представленные на объекте в момент проведения исследований. Далее были учтены расчетные коэффициенты, а также временные нагрузки и произведен расчет армирования конструкций в обычной проектной стадии. Сравнительные данные по максимальному армированию элементов каркаса при 8- и 9-балльном воздействии представлены в таблице 4.

Анализ данных таблицы 4 показывает, что при сейсмическом воздействии

8 баллов армирование основных несущих элементов каркаса "лучевой" блок-секции соответствует расчетным показателям и его конструктивная реализация не вызывает затруднений. При 9-балльном воздействии расчетное армирование диафрагм жесткости следует признать чрезмерным из-за значительного насыщения изделия арматурой. Кроме того, при модифицированной конструкции стыка колонн, принятой в проекте, размещение арматуры диаметром 40 мм в канале диаметром 50 мм с учетом неизбежных погрешностей монтажа приведет к затруднениям при выполнении операции инъецирования каналов, от качества которой в существенной мере зависит надежность конструкции стыка колонн.

Наиболее напряженным конструктивным узлом каркаса является монолитная железобетонная шпонка понизу диафрагмы жесткости (ДЖ). Она находится под воздействием нормальных усилий сжатия-растяжения N и соответствующих усилий сдвига T по горизонтальному шву.

Прочность шпонки определялась в соответствии с нормативными документами [9] и [10] по формулам, приведенным ниже. При этом рассматривались три случая.

1. Сопротивление сдвигу V'_s в условиях сжатия $N < 0$.

$$V'_s = \eta(N_c + A_s R_{sw}) + 0,9V_{k,b}$$

$$V_{кв} = 1,5R_{bt}A_{sh},$$

где N_c — действующая на стык сжимающая сила; A_s — площадь сечения не напрягаемой арматуры; R_{sw} — расчет-

ное сопротивление поперечной арматуры растяжению; $V_{k,b}$ — сопротивление сдвигу бетонной шпонки; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы; A_{sh} — площадь сечения шпонки.

Основной вклад в несущую способность шпонки на сдвиг дает учет сил трения в горизонтальном шве, создаваемого за счет усилий сжатия при значении коэффициента трения бетона по бетону, который с учетом сейсмического воздействия принят равным $\eta = 0,7 \times 0,7 \approx 0,5$. Корректное использование этой формулы предполагает четкую передачу усилий сжатия через растворный шов между диафрагмами жесткости. На практике же монтаж диафрагм зачастую ведется "насухо" — по маякам, без заполнения горизонтального шва раствором, что вносит существенные коррективы в расчетную схему каркаса.

2. Сопротивление сдвигу V_s^o при $N=0$.

Для определения V_s^o в приведенных формулах принимается $N_c=0$.

Данный случай является граничным. Несущая способность шпонки на сдвиг определяется работой на срез контурной арматуры и бетона шпонки на срез. Довольно близкой к этому случаю оказалась комбинация расчетных усилий для варианта растягивающих усилий в шпонке при 7 баллах (таблица 5).

3. Сопротивление сдвигу V_s в условиях растяжения $N > 0$.

$$V_s = V_s^o \left[1 - \left(\frac{\sigma_a}{R_s} \right)^2 \right], \text{ где } \sigma_a = \frac{N}{A_s}$$

Таблица 5

Расчетные комбинации усилий в шпонке ДЖ

Вид напряженного состояния	Вид усилия	Величина усилия в тс при сейсмическом воздействии (в баллах)		
		7	8	9
Сжатие	Нормальное усилие N ,	-85	-117	-181
	соответ. усилие сдвига T	20	32	55
Растяжение	Нормальное усилие N ,	+3	+22	+86
	соответ. усилие сдвига T	2	16	40

Физический смысл этой формулы заключается в способности контурной арматуры работать на срез до тех пор, пока не исчерпаны ее резервы сопротивления растяжению. Однако с увеличением растягивающего усилия в шпонке эти резервы снижаются в соответствии с квадратичной зависимостью и несущая способность шпонки на сдвиг обращается в нуль.

Проверка несущей способности монолитной железобетонной шпонки на сдвиг показала, что по прочности она не удовлетворяет комбинациям расчетных усилий при 8- и 9-балльных сейсмических воздействиях (в таблице 5 указанные комбинации выделены красным цветом).

Таким образом, анализ результатов конструктивных расчетов каркаса "лучевой" блок-секции показывает, что по условиям прочности основных несущих элементов каркас удовлетворяет нормативным требованиям в случаях сейсмических нагрузок 7 и 8 баллов. В то же время условия прочности наиболее напряженного конструктивного узла каркаса (монолитных железобетонных шпонок диафрагм жесткости) удовлетворяются лишь для 7 баллов.

Основная причина этого проектного дефекта заключается в недостаточном количестве диафрагм жесткости при принятом несимметричном плане типового этажа блок-секции. Существенным фактором также является ограниченная способность монолитных железобетонных шпонок воспринимать усилия сдвига в случае вертикальных растягивающих усилий, возникающих в диафрагмах жесткости. Контроль качества замоноличивания шпонок выявил также характерные дефекты их исполнения в натуре: несовпадение арматурных выпусков из диафрагм жесткости и образование щели поверх шпонок из-за оседания монолитного бетона, что ставит под сомнение их реальную надежность.

Эти выводы полностью согласуются с результатами натурных испытаний фрагмента безригельного каркаса серии 1.120с (Иркутск, 2004 г.), при которых 90% шпонок в диафрагмах жесткости получили повреждения 4-5 степени (разрушение) по шкале MSK-64 [11]. Что касается сварных соединений диафрагм жесткости с колоннами, то при испытаниях фрагмента каркаса был зафиксирован срез сварного шва лишь в отдельных узлах — в 5% случаев. Тем не менее, прочность сварных соединений также нуждается в дополнительной проверке, особенно с точки зрения надежности анкеровки закладных деталей в бетоне.

Заключение

1. На расчетные динамические характеристики здания с безригельным кар-

касом (периоды и формы колебаний) существенное влияние оказывают два основных фактора:

- податливость узлов соединения диафрагм жесткости с элементами каркаса как закладных деталей, так и шпоночных соединений; при этом моделирование связей в SCAD Office было реализовано с помощью 55-го конечного элемента (упругой связи);
- приведенная жесткость кирпичного заполнения с учетом его крепления к элементам каркаса.

2. Несимметричный план типового этажа "лучевой" блок-секции приводит к заметному влиянию крутильной формы колебаний. При этом наиболее опасное направление для сейсмической нагрузки составляет угол примерно 45° к ортогональным осям здания.
3. Анализ результатов конструктивных расчетов каркаса "лучевой" блок-секции показал, что по условиям прочности основных несущих элементов каркас удовлетворяет нормативным требованиям при сейсмических нагрузках 7 и 8 баллов. Условия прочности наиболее напряженного конструктивного узла каркаса — монолитных железобетонных шпонок в диафрагмах жесткости — удовлетворяются лишь для 7-балльных нагрузок. В связи с этим для 8 баллов *рекомендуется* увеличение числа диафрагм жесткости за счет установки дополнительных сборных элементов по выступающим торцам "лучевой" блок-секции. При расчетной сейсмичности 9 баллов данная рекомендация приобретает *обязательный* характер.
4. Прочность монолитной железобетонной шпонки на сдвиг необходимо увеличить, одновременно приняв меры по устранению производственных дефектов при строительстве, в том числе с целью исключения монтажа диафрагм жесткости "насухо". Прочность сварных соединений диафрагм жесткости с колоннами подлежит дополнительной проверке.

Литература

1. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах. — М.: Госстрой России, 2000, 45 с.
2. СНиП II-22-81*. Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой России. — М.: ФГУП ЦПП, 2003.
3. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Малиренко А.А. и др. SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD /ООО СКАД СОФТ (SCAD Soft). — М.: Издательство АСВ, 2007.

4. Результаты микродинамических исследований "лучевой" блок-секции №5 (9 этажей) в каркасе серии 1.120с. — Иркутск: Институт земной коры СО РАН, 2008.
5. Микродинамические исследования девятиэтажного здания серии 1-120с (ул. Баррикад в г. Иркутске). — Иркутск: Институт земной коры СО РАН, 2008.
6. Сравнительный анализ инструментальных и расчетных динамических характеристик каркасных зданий в конструкциях серии 1.120с (блок-секции ВСЖД по ул. Терешковой). — Иркутск: Институт земной коры СО РАН, 2003.
7. Микродинамические испытания 9-этажной блок-секции №2 жилого дома серии 1.120с в г. Иркутске. — Улан-Удэ — Иркутск: Геологический институт, Бурятский филиал геофизической службы СО РАН, 2004.
8. Селезнев В.С., Кузьменко А.П., Еманов А.Ф., Сабуров В.А., Барышев В.Г., Данилов И.А., Бах А.А. Возможности и результаты инженерно-сейсмологического обследования зданий и сооружений // Материалы к международным конференциям. Новосибирск: Изд-во СО РАН НИЦ ОИГГМ, 1998, с. 98-105.
9. Пособие по проектированию жилых и общественных зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). — М.: Стройиздат, 1989, 304 с.
10. Инструкция по проектированию конструкции жилых зданий ВСН 32-77. — М.: Стройиздат, 1978, 177 с.
11. Заключение о сейсмостойкости жилых домов в конструкциях каркаса серии 1.120с по результатам натурных испытаний опытных объектов в г. Иркутске. ИЗК СО РАН, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2004.



Дмитрий Киселёв,
Ангарская государственная
техническая академия,
соискатель.

Научное направление:
"Сейсмостойкость зданий и сооружений"
E-mail: 2kdv@rambler.ru



Юрий Бержинский,
Институт земной коры СО
РАН, заведующий
лабораторией сейсмостойкого
строительства, к.г.-м.н.

Научное направление: "Сейсмостойкость
зданий и сооружений"
E-mail: berj@crust.irk.ru