

### 11.5.1.3 НОМ

#### «Обеспечение безопасности и мониторинга большепролетных и высотных сооружений в ходе проектирования».

#### Статический и динамический расчет большепролетных и высотных зданий и сооружений.

#### (Раздел 5 к МГСН 4.19-05 «Многофункциональные высотные здания и комплексы»)

5.1. При проектировании несущих и ограждающих конструкций, оснований и фундаментов высотных зданий необходимо учитывать нагрузки, воздействия и их расчетные сочетания, указанные в СНиП 2.01.07-85\* и табл. 2 СНиП II-7-81\*. Коэффициенты надежности по нагрузкам следует принимать по СНиП 2.01.07-85\*.

Приведенные в настоящем разделе минимальные значения нагрузок и воздействий являются уточнением и дополнением соответствующих положений СНиП 2.01.07-85\* и отражают специфику высотных зданий.

5.2. Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на перекрытия, покрытия и лестницы высотных зданий следует принимать по табл. 5.1.

Нормативные нагрузки от веса временных перегородок в жилых помещениях допускается учитывать как равномерно распределенные добавочные нагрузки, принимаемые на основании расчета для предполагаемых схем размещения перегородок, но не менее 1,0 кПа (100 кгс/м<sup>2</sup>).

Нормативные значения горизонтальных нагрузок на поручни перил лестниц и балконов при отсутствии специальных требований следует принимать равными 0,8 кН/м (80 кгс/м).

В высотных зданиях дополнительно необходимо учитывать следующие кратковременные нагрузки:

- от аварийно-спасательной кабины пожарного вертолета на покрытие;
- от транспортных средств, в том числе пожарного автотранспорта, на покрытия стилобатных и подземных частей зданий.

Эти нагрузки следует принимать в соответствии с техническими данными транспортных средств или в соответствии с заданием на проектирование (прил. 14.2).

Таблица 5.1. Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на перекрытия, покрытия и лестницы

№№ пп	Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок q, кПа (кгс/м <sup>2</sup> )	
		полное	пониженное
1	2	3	4
1.	<b>Квартиры жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений; жилые</b>	1,5 (150)	0,3 (30)

	<b>помещения гостиниц; террасы</b>		
2.	<b>Служебные помещения</b> административного, инженерно-технического персонала организаций и учреждений; офисы; учебные помещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) общественных зданий	2,0 (200)	0,7 (70)
3.	<b>Кабинеты и лаборатории</b> учреждений здравоохранения; лаборатории учреждений просвещения; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий, помещения учреждений бытового обслуживания населения (парик-махерские, ателье и т.п.); подвальные помещения	Не менее 2,0 (200)	Не менее 1,0 (100)
4.	<b>Технические этажи</b>	Не менее 10,0 (1000)	Не менее 4,0 (400)
	<b>Залы:</b>		
	а) читальные	2,0 (200)	0,7 (70)
5.	б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых)	3,0 (300)	1,0 (100)
	в) собраний и совещаний, спортивные, танцевальные, фитнес-центры; бильярдные и т.п.	4,0 (400)	1,4 (140)
	г) торговые, выставочные и экспозиционные	Не менее 4,0 (400)	Не менее 1,4 (140)
6.	<b>Торговые склады</b>	Не менее 5,0 (500)	Не менее 1,8 (180)
7.	<b>Книгохранилища</b>	Не менее 5,0 (500)	Не менее 5,0 (500)
8.	<b>Чердачные помещения</b>	0,7 (70)	-
	<b>Покрытия на участках:</b>		
	а) с возможным скоплением людей	4,0 (400)	1,4 (140)
9.	б) используемых для отдыха	1,5 (150)	0,5 (50)
	в) прочих	0,7 (70)	-
	г) торговые, выставочные и экспозиционные	Не менее 4,0 (400)	Не менее 1,4 (140)
	<b>Балконы (лоджии) с учетом нагрузки:</b>		
10.	а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии)	4,0 (400)	1,4 (140)
	б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), воздействие которой неблагоприятнее, чем определяемое по поз. 10а)	2,0 (200)	0,7 (70)
11.	<b>Вестибюли, фойе, коридоры</b> (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях:		

	а) 1, 2 и 3	3,0 (300)	1,0 (100)
	б) 5, 6, 7; вестибюли, фойе и коридоры 1-го этажа	4,0 (400)	1,4 (140)
	в) лестницы и входы	5,0 (500)	1,8 (180)
12.	<b>Подземные автостоянки</b>	Не менее 3,5 (350)	Не менее 1,5 (150)
13.	<b>Карнизы</b>	1,4 (140)	-

**Примечания:**

1. Нагрузки, указанные в поз. 10, следует учитывать при расчете несущих конструкций балконов, лоджий и участков стен в местах опирания этих конструкций. При расчете нижележащих участков стен, фундаментов и оснований нагрузки на балконы и лоджии следует принимать равными нагрузкам на примыкающие основные помещения здания и снижать их с учетом указаний п.п.3.8 и 3.9 СНИП 2.01.07-85\*.

2. Нормативные значения нагрузок для зданий и помещений, указанных в поз. 3, 4, 5(в, г), 6, 7, 9а, 12, следует принимать по заданию на проектирование на основании технологических решений.

3. Для нагрузок, указанных в табл. 5.1, следует принимать коэффициенты надежности по нагрузкам  $g$  и  $f$  согласно п.3.7 СНИП 2.01.07-85\*.

5.3. Расчетные значения снеговой нагрузки следует рассматривать как кратковременные и принимать в соответствии с требованиями раздела 5 и обязательного прил. 3\* СНИП 2.01.07-85\* с учетом следующих дополнений:

- расчетное значение веса снегового покрова в г. Москве следует принимать равным  $S_g = 2,0$  кПа ( $200 \text{ кгс/м}^2$ );

- для покрытий высотных зданий с уклонами до 20% коэффициент, установленный в соответствии с указаниями схем 1, 2, 5 и 6 обязательного прил. 3\* СНИП 2.01.07-85\*, допускается снижать умножением на коэффициент, равный 0,6.

Снижение снеговой нагрузки, предусматриваемое настоящим пунктом, не распространяется на покрытия и участки покрытий зданий, указанные в п. 5.5\*б, в СНИП 2.01.07-85\*.

5.4. При расчете высотных зданий на ветровые нагрузки необходимо учитывать общие положения раздела 6 СНИП 2.01.07-85\* и следующие воздействия ветра (прил. 5.1):

- среднюю и пульсационную составляющие расчетной ветровой нагрузки;

- максимальные значения ветровой нагрузки, действующие на конструктивные элементы ограждения;

- резонансное вихревое возбуждение зданий, размеры которых соответствуют условию  $h/d > 7$ , где  $h$  - высота,  $d$  - поперечный минимальный размер;

- воздействия, вызывающие нарушения условий комфортности пешеходных зон.

Аэродинамические коэффициенты сил, моментов, внутреннего и внешнего давлений, число Струхала для оценки резонансного вихревого возбуждения должны приниматься на основе испытаний моделей высотных зданий, включая здания существующей застройки, в специализированных аэродинамических трубах.

5.5. Несущие и ограждающие конструкции высотных зданий необходимо рассчитывать на температурные климатические воздействия в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85\* в случаях, когда в конструктивных решениях не предусмотрена компенсация усилий и деформаций, вызванных изменениями температуры наружного воздуха или неравномерным нагревом конструкций.

5.6. Здания высотой 100 и более метров необходимо рассчитывать на сейсмические воздействия в соответствии с прил. 5.2.

Расчет конструкций и оснований должен выполняться на основное и особое сочетания нагрузок. При расчете на особое сочетание с учетом сейсмического воздействия значения расчетных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, принимаемые по табл.2 СНиП II-7-81\*. При этом температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта не учитываются.

5.7. Высотные здания относятся к сооружениям с повышенным уровнем ответственности и при расчете их несущих конструкций, оснований и фундаментов необходимо принимать следующие значения коэффициентов надежности по ответственности в зависимости от высоты  $h$ :

- свыше 75 до 100 м -  $n = 1,1$ ;
- свыше 100 до 200 м -  $n = 1,15$ ;
- свыше 200 м -  $n = 1,2$ .

При расчете элементов ограждений и узлов их крепления  $n = 1,0$ .

## **(Раздел 6 к МГСН 4.19-05 «Многофункциональные высотные здания и комплексы»**

### **Требования к конструктивным решениям**

#### **Инженерно-геологические изыскания.**

#### **Основания, фундаменты и подземные части зданий**

6.1. Результаты инженерно-геологических изысканий должны содержать данные, необходимые для обоснованного выбора типов и размеров фундаментов и габаритов несущих конструкций подземных частей здания с учетом прогноза изменений инженерно-геологических и гидрогеологических условий и возможного развития опасных геологических и инженерно-геологических процессов (в период строительства и эксплуатации объекта), а также необходимые данные для оценки влияния строительства высотного здания на окружающую застройку.

6.2. Общую оценку инженерно-геологических условий площадки строительства и предварительный выбор типа фундаментов следует выполнять на основе изысканий на предпроектной стадии. На этой же стадии следует выполнять геоэкологические изыскания согласно "Инструкции по инженерно-геологическим и геоэкологическим изысканиям в г. Москве", 2004 г., а также проводить оценку возможного проявления опасных геологических и инженерно-геологических процессов (карстово-суффозионных, оползневых и др.), при наличии которых строительство высотного здания на данной площадке допускается лишь при специальном

обосновании.

Детальные инженерно-геологические изыскания должны проводиться на стадиях "проект" и "рабочая документация".

6.3. При устройстве под высотным зданием подземной части программа инженерно-геологических изысканий должна включать дополнительные требования, предъявляемые к изысканиям для подземных и заглубленных сооружений, изложенные в "Инструкции ..." по п. 6.2.

6.4. Учитывая значительные глубины сжимаемой толщи основания высотных зданий, следует часть полевых исследований грунтов (зондирование, испытания грунтов штампами) выполнять со дна котлована.

6.5. При применении свайных и комбинированных свайно-плитных фундаментов следует выполнять испытания свай статическими нагрузками в объеме, зависящем от их общего числа и неоднородности основания, но не менее трех испытаний свай на объект.

6.6. На площадке строительства высотного здания следует осуществлять опытные геотехнические работы, состав и объем которых определяются специальной программой в соответствии с прил. 6.2.

6.7. При строительстве высотного здания на застроенной территории необходимо выполнять обследования оснований и фундаментов зданий и сооружений, попадающих в зону влияния высотного строительства, а также осуществлять прогноз изменений напряженно-деформированного состояния грунтового массива и гидрогеологического режима подземных вод.

6.8. Для высотного здания необходимо предусматривать проведение мониторинга компонентов геологической среды и, в первую очередь, опасных геологических и инженерно-геологических процессов и динамики подземных вод.

6.9. Состав и объем работ при инженерных изысканиях для высотных зданий следует определять как для объектов третьей геотехнической категории в соответствии с МГСН 2.07-01.

6.10. При выполнении инженерно-геологических изысканий для проектирования высотных зданий необходимо предусматривать проведение геофизических исследований, которые выполняются в обязательном порядке на всех этапах изысканий в сочетании с другими видами инженерно-геологических работ.

6.11. Начиная с этапа предварительной оценки площадки строительства высотного здания, следует осуществлять геотехническую экспертизу разрабатываемой документации по объекту согласно п.2.4.13 "Правил подготовки и производства земляных работ, обустройства и содержания строительных площадок в г. Москве" (Постановление Правительства Москвы от 7 декабря 2004 г., № 857-ПП), как необходимую часть научно-технического сопровождения строительства.

6.12. Состав, последовательность и порядок проведения мероприятий по экспертизе проектно-изыскательской документации необходимо устанавливать в соответствии с прил. 6.2.

6.13. Выбор типа фундамента и подземной части высотного здания, привязку проекта к местным условиям, определение основных параметров фундаментной конструкции, предварительную оценку осадок и их неравномерности, общей устойчивости основания и т.п. следует выполнять с использованием инженерных методик, изложенных в СНиП 2.02.01-83\*, СНиП 2.02.03-85, МГСН 2.07-01 и "Инструкции по проектированию и устройству свайных фундаментов зданий и сооружений в г. Москве, 2001 г."

6.14. При проектировании и строительстве высотных зданий предпочтительно предусматривать решения, обеспечивающие оптимальные условия взаимодействия здания с основанием (устройство подземных этажей, использование конструктивных решений, реализация которых ведет к уменьшению эксцентриситета нагрузок на основание и фундаменты здания, устройство вокруг подземной части здания надземных стилобатных сооружений и т.д.).

6.15. Численные расчеты основания, фундаментов и подземных частей здания допускается проводить в плоской постановке для характерных сечений здания в тех случаях, когда возможна соответствующая схематизация расчетной модели. В сложных случаях (сложная геометрия конструктивного объема здания в плане и по высоте, значительные по величине внецентренные нагрузки, существенная неоднородность строения и свойств грунтов основания и др.) расчеты следует выполнять в пространственной постановке.

6.16. Если на предварительных этапах проектирования выявлено, что условия работы основания близки к предельным, необходимо выполнение геотехнических расчетов с учетом взаимодействия конструкций высотного здания и основания, геометрической и физической нелинейности, неоднородности, анизотропности, пластических и реологических свойств грунтов оснований и материалов конструкций, развития областей пластических деформаций в основании, а также с учетом последовательности и технологии возведения здания.

6.17. Коэффициенты, входящие в регламентированные СНиП 2.02.01-83\* и МГСН 2.07-01, предельные условия при выборе и обосновании проектных решений высотных зданий могут уточняться в сторону ужесточения. Аналогичные уточнения могут производиться и для дополнительных осадок зданий окружающей застройки, вызываемых строительством высотного здания. Разрешение на указанные уточнения должно выноситься Экспертно-консультационной комиссией по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям при Правительстве Москвы по результатам рассмотрения на заседании этой комиссии проектной и инженерно-геологической документации.

6.18. Расчеты оснований по несущей способности следует выполнять в соответствии с методиками, изложенными в СНиП 2.02.01-83\*, СНиП 2.02.03-85 и "Инструкции ..." по п. 6.15, рассматривая основное сочетание расчетных значений нагрузок, а при наличии особых нагрузок и воздействий - основное и особое сочетания расчетных значений нагрузок.

6.19. Расчет оснований высотных зданий по предельным состояниям второй группы (по деформациям) следует проводить на основное сочетание нагрузок, при этом прочностные и деформативные характеристики основания принимаются с коэффициентом условий работы  $\gamma_3 = 0,9$ .

6.20. При расчете оснований и фундаментов высотных зданий следует принимать значения коэффициентов надежности по ответственности здания в соответствии с п. 5.7 настоящих норм.

6.21. Для фундаментов высотных зданий следует применять бетон класса не ниже В25.

6.22. Под плитными фундаментами высотных зданий необходимо предусматривать бетонную подготовку из бетона класса не ниже В10, толщиной в зависимости от инженерно-геологических условий и методов производства работ, но не менее 150 мм.

6.23. В составе проектной документации (начиная с предпроектной стадии) следует разрабатывать специальный раздел, посвященный обследованию технического состояния зданий окружающей застройки и системе геотехнического мониторинга, руководствуясь требованиями, содержащимися в МГСН 2.07-01 и Пособии к МГСН 2.07-01 "Основания, фундаменты и подземные сооружения, обследование и мониторинг при строительстве и реконструкции зданий и подземных сооружений", 2004 г.

#### **Конструкции надземной части**

6.24. Расчет несущей конструктивной системы, включающей надземные, подземные конструкции и фундамент, следует производить для последовательных стадий возведения и стадии эксплуатации, принимая расчетные схемы, отвечающие рассматриваемым стадиям.

6.25. При определении усилий в несущих элементах конструктивной системы и горизонтальных перемещений верха здания деформационные (жесткостные) характеристики железобетонных элементов следует принимать с учетом возможного образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре.

При расчете устойчивости здания на опрокидывание и сдвиг следует рассматривать его конструктивную систему как жесткое недеформируемое тело.

6.26. При проектировании высотных зданий необходимо учитывать вероятность локальных разрушений несущих конструкций. Эти разрушения не должны приводить к прогрессирующему обрушению здания. Мероприятия по защите от прогрессирующего обрушения приведены в прил. 6.1.

6.27. Расчет несущей конструктивной системы высотного здания для определения усилий и деформаций в несущих элементах, общей деформации системы и проверки ее общей устойчивости следует производить в два этапа:  
- для предварительного назначения геометрических характеристик и выбора материала несущих конструкций - с использованием упрощенных, в т. ч. стержневых моделей;

- для окончательного назначения всех характеристик несущих конструкций - с использованием сертифицированных программных комплексов, основанных на методе конечных элементов, в т.ч. позволяющих учитывать неупругие свойства железобетонных конструкций. Расчет по этим программным комплексам должен производиться независимыми организациями.

6.28. Предельные горизонтальные перемещения верха высотных зданий  $f_{ult}$  с учетом крена фундаментов при расчете по недеформированной схеме в зависимости от высоты здания  $h$  не должны превышать:

- до 150 м (включительно) -  $1/500$ ;

- при  $h = 400$  м -  $1/1000$ ,

при промежуточных высотах значения  $f_{ult}$  определять по интерполяции.

6.29. При расчете по деформированной схеме значения предельных горизонтальных перемещений верха здания должны ограничиваться исходя из условий эксплуатации технологического оборудования.

Для обеспечения комфортного пребывания людей в высотных зданиях ускорение колебаний перекрытий пяти верхних этажей при действии ветровой нагрузки не должно превышать  $0,08 \text{ м/с}^2$ .

В случае, если это требование не выполняется, необходимо предусматривать меры по снижению уровня колебаний здания (прил. 5.1).

6.30. Конструирование несущих элементов высотных зданий следует производить согласно действующим нормативным документам и с учетом рекомендаций, приведенных в прил. 6.3.

6.31. Размеры сечений колонн, толщину стен диафрагм и ядер жесткости допускается принимать переменными по высоте здания.

Гибкость колонн и стен из плоскости (соотношение  $l_0/i$ , где  $l_0$  - расчетная длина,  $i$  - радиус инерции поперечного сечения) следует принимать не более 60.

6.32. В несущих железобетонных конструкциях - колоннах, стенах и ядрах жесткости - следует применять тяжелые бетоны, а в перекрытиях - легкие и тяжелые бетоны классов по прочности на сжатие не менее В25.

6.33. В несущих железобетонных конструкциях стержневую арматуру следует принимать согласно СНиП 52-01-2003.

6.34. Для сталежелезобетонных конструкций в качестве жесткой арматуры следует применять прокатные стальные профили и другие элементы, марки стали которых принимать согласно прил. 6.3 и СНиП II-23-81\*.

6.35. Несущие конструкции здания должны отвечать требованиям долговечности и ремонтпригодности согласно СНиП 31-01-2003.

6.36. Наружные стены в высотных зданиях, помимо предъявляемых к ним общих требований в соответствии с действующими нормативными документами, должны:

- воспринимать дифференцированные по высоте ветровые нагрузки, в том числе их пульсационную составляющую, в соответствии с СНиП 2.01.07-85\* и прил. 5.1 настоящих норм;



- соответствовать требованиям к уровню тепловой защиты зданий в зависимости от их высоты в соответствии с п. 7.3 настоящих норм;
- иметь долговечность теплоизолирующего слоя, равную долговечности ограждающей конструкции. В противном случае конструкция наружного ограждения должна обеспечивать ремонт или замену теплоизолирующего слоя;
- отвечать эксплуатационным требованиям, связанным с обслуживанием и ремонтом фасадов высотных зданий.

6.37. В проектах высотных зданий необходимо предусматривать технические решения по обеспечению ремонтпригодности фасадов, устройства для их чистки и мытья светопрозрачных ограждений.

6.38. Узлы крепления ненесущих наружных стен к несущим конструкциям здания должны обеспечивать свободные деформации стен при температурно-влажностных воздействиях.

6.39. Крепление ненесущих наружных стен к несущим конструкциям здания следует выполнять преимущественно на болтовых соединениях.

6.40. Конструкции окон, витражей и навесных светопрозрачных фасадных конструкций и их крепление к несущим конструкциям должны рассчитываться по прочности и деформативности на действие ветровых нагрузок.

6.41. Жесткость конструктивных элементов окон, витражей и навесных светопрозрачных фасадных конструкций при расчете на ветровую нагрузку должна соответствовать требованиям ГОСТ 23166-99 и СНиП 2.01.07-85\*. Толщина стекол должна приниматься по ГОСТ 23166-99 в зависимости от площади, соотношения сторон поля остекления и величины ветровой нагрузки с учетом всех ее составляющих. Конструкции окон, витражей и навесных светопрозрачных фасадных конструкций и характеристики стекол должны обеспечивать их безопасную эксплуатацию.

6.42. Конструкция крепления элементов витражей и навесных светопрозрачных фасадных конструкций должна обеспечивать их свободные деформации при температурных воздействиях.

6.43. Системы витражей и навесных светопрозрачных фасадных конструкций должны иметь технические свидетельства на применение в высотных зданиях.

6.44. Металлические элементы конструкций должны быть защищены от коррозии согласно СНиП 3.04.03-85, СНиП 2.03.11-85, ГОСТ 11024-84 и МГСН 2.08-01.

6.45. Гибкие металлические связи в наружных ограждениях необходимо выполнять из коррозионностойкой стали по ГОСТ 5632-72\* с расчетным сроком службы не менее проектного срока службы наружного ограждения.

6.46. Закладные детали и соединительные элементы необходимо защищать от коррозии путем замоноличивания бетоном, класс которого не ниже проектного класса бетона несущих конструкций здания.

Выбор типа фундамента и подземной части высотного здания, привязку проекта к местным условиям, определение основных параметров фундаментной конструкции, предварительную оценку осадок и их неравномерности, общей устойчивости основания и т.п. следует выполнять с использованием инженерных методик, изложенных в СНиП 2.02.01-83\*, СНиП 2.02.03-85, МГСН 2.07-01 и "Инструкции по проектированию и устройству свайных фундаментов зданий и сооружений в г. Москве, 2001 г."

При проектировании и строительстве высотных зданий предпочтительно предусматривать решения, обеспечивающие оптимальные условия взаимодействия здания с основанием (устройство подземных этажей, использование конструктивных решений, реализация которых ведет к уменьшению эксцентриситета нагрузок на основание и фундаменты здания, устройство вокруг подземной части здания надземных стилобатных сооружений и т.д.).

Численные расчеты основания, фундаментов и подземных частей здания допускается проводить в плоской постановке для характерных сечений здания в тех случаях, когда возможна соответствующая схематизация расчетной модели. В сложных случаях (сложная геометрия конструктивного объема здания в плане и по высоте, значительные по величине внецентренные нагрузки, существенная неоднородность строения и свойств грунтов основания и др.) расчеты следует выполнять в пространственной постановке.

Если на предварительных этапах проектирования выявлено, что условия работы основания близки к предельным, необходимо выполнение геотехнических расчетов с учетом взаимодействия конструкций высотного здания и основания, геометрической и физической нелинейности, неоднородности, анизотропности, пластических и реологических свойств грунтов оснований и материалов конструкций, развития областей пластических деформаций в основании, а также с учетом последовательности и технологии возведения здания.

Коэффициенты, входящие в регламентированные СНиП 2.02.01-83\* и МГСН 2.07-01, предельные условия при выборе и обосновании проектных решений высотных зданий могут уточняться в сторону ужесточения. Аналогичные уточнения могут производиться и для дополнительных осадок зданий окружающей застройки, вызываемых строительством высотного здания. Разрешение на указанные уточнения должно выноситься Экспертно-консультационной комиссией по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям при Правительстве Москвы по результатам рассмотрения на заседании этой комиссии проектной и инженерно-геологической документации.

Расчеты оснований по несущей способности следует выполнять в соответствии с методиками, изложенными в СНиП 2.02.01-83\*, СНиП 2.02.03-85 и "Инструкции ..." по п. 6.15, рассматривая основное сочетание расчетных значений нагрузок, а при наличии особых нагрузок и воздействий - основное и особое сочетания расчетных значений нагрузок.

Расчет оснований высотных зданий по предельным состояниям второй группы (по деформациям) следует проводить на основное сочетание нагрузок, при этом прочностные и деформативные характеристики основания принимаются с коэффициентом условий работы  $\gamma_3 = 0,9$ .

При расчете оснований и фундаментов высотных зданий следует принимать значения коэффициентов надежности по ответственности здания в соответствии с п. 5.7 настоящих норм.

Для фундаментов высотных зданий следует применять бетон класса не ниже В25. Под плитными фундаментами высотных зданий необходимо предусматривать бетонную подготовку из бетона класса не ниже В10, толщиной в зависимости от инженерно-геологических условий и методов производства работ, но не менее 150 мм.

В составе проектной документации (начиная с предпроектной стадии) следует разрабатывать специальный раздел, посвященный обследованию технического состояния зданий окружающей застройки и системе геотехнического мониторинга, руководствуясь требованиями, содержащимися в МГСН 2.07-01 и Пособии к МГСН 2.07-01 "Основания, фундаменты и подземные сооружения, обследование и мониторинг при строительстве и реконструкции зданий и подземных сооружений", 2004 г.

#### **(Приложение 5 к МГСН 4.19-05 «Многофункциональные высотные здания и комплексы»**

Ветровые нагрузки

5.1.1. Расчетная ветровая нагрузка  $w_p$  определяется как сумма средней ( $w_m$ ) и пульсационной ( $w_g$ ) составляющих

$$w_p = w_m + w_g \quad (5.1.1)$$

Расчетные значения средней составляющей  $w_m$  ветровой нагрузки определяются по формуле

$$w_m = w_0 k(z_e) c \gamma_f, \quad (5.1.2)$$

где:

$w_0 = 230$  - нормативное значение давления ветра;

Па

$z_e$  (м) - эквивалентная высота (см. п. 5.1.2);

$k(z_e)$  - коэффициент, учитывающий изменение средней составляющей давления ветра для высоты  $z_e$  на местности типа В;

$c$  - аэродинамические коэффициенты сил, моментов или давления.

$\gamma_f$  - коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

5.1.2. Эквивалентная высота  $z_e$  определяется следующим образом:

при  $z < b \rightarrow z_e = b$ ;

при  $z < h - b \rightarrow z_e = h$ ;

при  $b \leq z \leq h - b \rightarrow z_e = z$ .

Здесь  $b$  – поперечный размер здания;  $h$  – его высота;  $z$  – расстояние от поверхности земли.

Коэффициент  $k(z_e)$  определяется в соответствии с указаниями СНиП 2.01.07-85\* для местности типа В или по формуле

$$k(z_e) = 0,65 \left( \frac{z_e}{10} \right)^{0,4} . \quad (5.1.3)$$

5.1.3. Аэродинамические коэффициенты полного давления  $c_p$  определяются как алгебраическая сумма коэффициентов внешнего  $c_e$  и внутреннего  $c_i$  давлений, т.е.

$$c_p = c_e + c_i . \quad (5.1.4)$$

Если при эксплуатации зданий суммарная площадь  $\mu$  открытых и одновременно открывающихся проемов не превышает 5% от общей площади ограждающих конструкций, то

$$c_i = \pm 0,2 , \quad (5.1.5)$$

где знак «+» или «-» выбирается из условий реализации наиболее неблагоприятного варианта нагружения.

Для других значений  $\mu$  аэродинамические коэффициенты внутреннего давления  $c_i$  должны быть определены дополнительно в зависимости от площади проемов и их распределения по поверхности зданий.

5.1.4. За исключением одиночно стоящих зданий, схемы которых приведены в прил. 4 СНиП 2.01.07-85\*, аэродинамические коэффициенты сил, моментов, внутреннего и внешнего давлений, а также числа Струхала (при оценке резонансного вихревого возбуждения, см п.5.1.7) должны определяться на основе данных модельных испытаний, проводимых в специализированных аэродинамических трубах.

При проведении модельных аэродинамических испытаний необходимо моделировать турбулентную структуру погранслоя атмосферы, включая вертикальный градиент средней скорости ветра и энергетический спектр его пульсационной составляющей. Как правило, подобные экспериментальные исследования проводятся в аэродинамических трубах метеорологического типа с длинной рабочей частью, в которых структура потока соответствует так называемой «пристеночной» турбулентности и формируется за счет тех же механизмов, что и в натуральных условиях.

Использование при расчете зданий экспериментальных результатов, полученных при испытаниях в гладких потоках или в потоках с другими типами турбулентности (в частности, в потоках с «решетчатой» турбулентностью), должно быть дополнительно обосновано.

5.1.5. Усилия и перемещения от действия пульсационной составляющей  $w_g$  ветровой нагрузки, как правило, должны определяться в результате

численного динамического расчета зданий с использованием соответствующих методик расчета. Кроме того, в этих целях допускается использовать результаты соответствующим образом проведенных аэродинамических испытаний динамически подобной модели здания.

На предварительных стадиях проектирования зданий пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается определять по формуле

$$w_g = w_m \zeta(z) v \xi, \quad (5.1.6)$$

где:

$w_m$  - средняя составляющая нагрузки;

$\zeta(z)$  - коэффициент, учитывающий изменение пульсационной составляющей давления ветра для высоты  $z$  на местности типа В (СНиП 2.01.07-85\*);

$v$  и  $\xi$  - коэффициенты динамичности и корреляции пульсаций давлений, определяемые в соответствии с указаниями СНиП 2.01.07-85\*.

5.1.6. При расчете элементов ограждения и их креплений к несущим конструкциям расчетные значения ветровой нагрузки определяются соотношениями (5.1.1) – (5.1.6). При этом:

коэффициент корреляции  $v$  принимается по табл. 5.1.1, где  $A$  – площадь ограждения, с которой снимается ветровая нагрузка;

коэффициент динамичности  $\xi = 1,0$ ;

в качестве аэродинамических коэффициентов необходимо использовать их максимальные положительные и отрицательные значения, которые, как правило, определяются на основе данных модельных испытаний.

Таблица 5.1.1. Значения коэффициента корреляции  $v$

$A, \text{ м}^2$	<2	5	10	>20
$v$	1.0	0.95	0.9	0.85

Определенная таким образом ветровая нагрузка соответствует случаю, когда конструктивные элементы ограждения и узлы их крепления к зданию являются достаточно жесткими, и в них не возникает заметных динамических усилий и перемещений. В противном случае значение коэффициента  $\xi$  необходимо уточнить на основе результатов динамического расчета системы «элемент ограждения – несущие конструкции ограждения – элементы их крепления».

5.1.7. При проектировании зданий, отвечающих условию  $h/d > 7$ , необходимо проводить их поверочный расчет на резонансное вихревое возбуждение; здесь  $h$  - высота здания,  $d$  - поперечный размер.

Критическая скорость ветра, при которой происходит резонансное вихревое возбуждение (ветровой резонанс), определяется по формуле

$$V_{cr,i} = f_i \cdot d/St, \quad (5.1.7)$$

где:

$f_i$  (Гц) – собственная частота колебаний по  $i$ -ой изгибной собственной форме;  
 $d$  (м) - поперечный размер здания;

$St$  - число Струхала его поперечного сечения, определяемое экспериментально (см. п. 5.1.4) или по справочным данным.

Резонансное вихревое возбуждение не возникает, если

$$V_{cr,i} > 1,2 V_{max}(z), \quad (5.1.8)$$

где  $V_{max}(z)$  - максимально возможная скорость ветра в г. Москве на высоте  $z$ .

5.1.8. Максимально возможная скорость ветра  $V_{max}(z)$  определяется по формуле

$$V_{max}(z) = 14,5(z/10)^{0,2}. \quad (5.1.9)$$

5.1.9. Интенсивность воздействия  $F_i(z)$ , действующего при резонансном вихревом возбуждении в направлении, перпендикулярном движению ветра, определяется по формуле

$$F_i(z) = 0,5 \pi \rho_a V_{cr,i}^2 c_{y,cr} d \varphi_i(z) \psi_i/\delta, \quad (5.1.10)$$

где:

$\rho_a = 1,25 \text{ кг/м}^3$  - плотность воздуха;

$c_{y,cr}$  - аэродинамический коэффициент поперечной силы при резонансном вихревом возбуждении;

- логарифмический декремент колебаний, зависящий от конструктивных особенностей здания;

$z$  - координата, изменяющаяся вдоль оси здания;

$\varphi_i(z)$  -  $i$ -ая форма собственных колебаний в поперечном направлении, удовлетворяющая условию

$$\max [\varphi_i(z)] = 1; \quad (5.1.11)$$

$\varphi_i$  - коэффициент, зависящий от распределения масс и  $i$ -ой формы собственных колебаний.

На начальных стадиях проектирования допускается принимать  $\varphi_i = 1,1$  для всех форм собственных колебаний.

5.1.10. Наряду с воздействием (5.1.9) необходимо учитывать также действие ветровой нагрузки, параллельной средней скорости ветра. Средняя  $w_{m,cr}$  и пульсационная  $w_{g,cr}$  составляющие этого воздействия определяются по формулам:

$$w_{m,cr} = k_{cr,v} w_m, \quad w_{p,cr} = k_{cr,v} / w_g; \quad (5.1.12a)$$

$$k_{cr,v} = (V_{cr}/V_{max})^2 \leq 1, \quad (5.1.12б)$$

где:

$V_{\max}(z)$  - расчетная (максимальная, 5.1.8) скорость ветра на высоте  $z$ , на которой

происходит резонансное вихревое возбуждение;

$w_m$  и  $w_g$  - расчетные значения средней и пульсационной составляющих ветровой

нагрузки, определяемые в соответствии с указаниями п. 5.1.1.

Суммарные напряжения, усилия и перемещения при резонансном вихревом возбуждении по  $i$ -ой форме собственных колебаний определяются по формуле

$$X_i = \sqrt{X_{cr,i}^2 + (X_m + X_p)^2}, \quad (5.1.13)$$

где  $X_{cr,i}$ ,  $X_m$  и  $X_p$  - напряжения, усилия и перемещения от воздействий  $F_i$ ,  $w_{m,cr}$  и  $w_{p,cr}$ , соответственно.

5.1.11. В зависимости от повторяемости критической скорости  $V_{cr}$  резонансное вихревое возбуждение может привести к накоплению усталостных повреждений.

5.1.12. При проектировании зданий, отвечающих условию  $h/d > 7$ , необходимо учитывать возможность появления аэродинамически неустойчивых колебаний типа галопирования; здесь  $h$  и  $d$  - соответственно высота и поперечный размер здания.

Аэродинамически неустойчивые колебания типа галопирования могут возникнуть в том случае, если скорость ветра  $V$  превысит критическое значение  $V_{cr,g} \leq V_{\max}(z)$ , т.е.

$$V > V_{cr,g} = 2 Sc f_1 d / (a_g \gamma_{cr}) \leq V_{\max}(z); \quad (5.1.14)$$

$$Sc = 2 m \delta / (\rho_a d^2), \quad (5.1.15)$$

где:

$Sc$  - число Скратона;

$f_1$  (Гц) - частота колебаний по  $i$ -ой изгибной собственной форме;

$d$  (м) - характерный поперечный размер здания;

$m$  (кг/м) - эквивалентная погонная масса;

$\rho_a = 1,25$  (кг/м<sup>3</sup>) - плотность воздуха;

$\gamma_{cr} = 1,2$  - коэффициент надежности;

$\delta$  - логарифмический декремент при поперечных колебаниях здания;

$V_{\max}(z)$  - максимальная скорость ветра на высоте  $z$  (см. п. 5.1.8), на которой происходит возбуждение неустойчивых колебаний.

5.1.13. Коэффициент  $a_g$  в (5.1.14) зависит от формы поперечного сечения сооружения, его аэродинамических свойств и определяется по формуле

$$a_g = \left( \frac{dc_y}{d\alpha} + c_x \right) k_s, \quad (5.1.16)$$

где:

$c_x$  и  $c_y$  - соответственно аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления и боковой силы;

$k_s$  - коэффициент, зависящий от формы колебаний.

5.1.14. При проектировании зданий с несимметричной формой поперечного сечения типовых этажей, а также в тех случаях, когда центр масс типовых

этажей не совпадает с их центром жесткости, необходимо учитывать возможность появления аэродинамически неустойчивых колебаний типа дивергенции.

Аэродинамически неустойчивые колебания типа дивергенции могут возникнуть в том случае, если скорость ветра  $V$  превысит критическое значение  $V_{cr,div} \leq V_{max}(z)$ , т.е.

$$V > V_{cr,div} = \sqrt{\frac{2G_t}{\rho_a d^2 dc_m / d\alpha}} \leq V_{max}(z), \quad (5.1.17)$$

где:

$G_t$  - жесткость здания на кручение;

$c_m$  - аэродинамический коэффициент момента сил;

$dc_m/d\alpha$  - градиент измерения коэффициента  $c_m$  в зависимости от угла атаки  $\alpha$ ;

$V_{max}(z)$  - максимальная скорость на высоте  $z$  (см. 5.1.9), на которой происходит

возбуждение неустойчивых колебаний;

$\rho_a = 1,25 \text{ (кг/м}^3\text{)}$  - плотность воздуха.

5.1.15. При проектировании высотных зданий необходимо обеспечивать комфортность пребывания в них жителей, посетителей, сотрудников и обслуживающего персонала при действии пульсаций ветровой нагрузки.

Для этого расчетного случая ускорения  $a_{vib}$  перекрытий зданий при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки, определяемой с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 0,7$ , не должны превышать  $0,08 \text{ м/с}^2$ , т.е.

$$a_{vib} \leq 0,08 \text{ м/с}^2. \quad (5.1.18)$$

В том случае, если это требование не выполняется, необходимо предпринимать меры по снижению уровня колебаний зданий. В этих целях, в частности, могут быть использованы гасители колебаний.

5.1.16. При проектировании высотных зданий и комплексов необходимо обеспечивать комфортность прилегающих пешеходных зон. Условие их комфортности имеет вид

$$T_c(V_{cr}) < T_{lim} \text{ при всех } V < V_{cr}. \quad (5.1.19)$$

Здесь

$V$  - скорость ветра в порыве;

$T_c$  - продолжительность появления скоростей ветра  $V$ , больших некоторого критического значения  $V_{cr}$ ;

$T_{lim}$  - предельное значение  $T_c$ .

Значения  $V_{cr}$  и  $T_{lim}$  для трех установленных уровней комфортности приведены в табл. 5.1.2.

Таблица 5.1.2. Критические скорости ветра  $V_{cr}$  (м/с) и предельная продолжительность  $T_{lim}$  (ч/год) их появления



Уровень комфортности	I	II	III
$V_{cr}$ м/с	6	12	20
$T_{lim}$ ч/год	1000	50	5

5.1.17. Коэффициент надежности  $\gamma_f$  по ветровой нагрузке принимается равным:

- при расчете по предельным состояниям первой группы  $\gamma_f = 1,4$ ;
- при расчете по предельным состояниям второй группы  $\gamma_f = 1,0$ ;
- при оценке комфортности пребывания людей (см. п. 5.1.15)  $\gamma_f = 0,7$ .

## Приложение 5.2.

### *Обязательное*

#### Сейсмические нагрузки

5.2.1. Для г. Москвы на сейсмические воздействия следует рассчитывать здания высотой 100 м и более.

5.2.2. Согласно картам ОСР-97 территория г. Москвы для средних грунтов (грунты второй категории по табл. 1\* СНиП II-7-81\*) относится к 5-балльной зоне. Для других категорий грунтов балльность необходимо уточнять в соответствии с данными геологических изысканий площадки строительства. На сейсмические воздействия следует рассчитывать здания, возводимые на площадках сейсмичностью 5 и 6 баллов.

5.2.3. Определение сейсмичности площадки строительства следует производить на основании сейсмического микрорайонирования, выполняемого специализированными организациями.

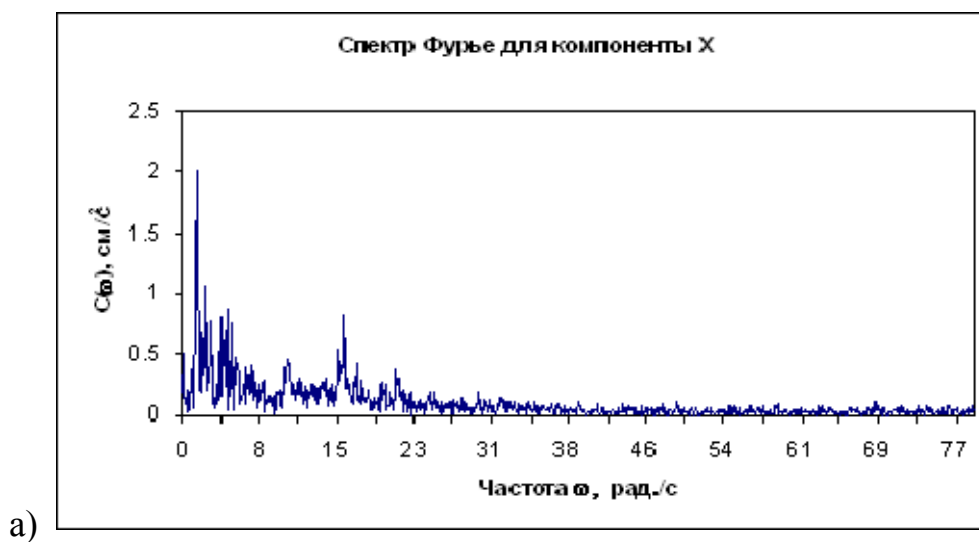
При отсутствии данных микрорайонирования допускается принимать сейсмичность площадки строительства по аналогии табл. 1\* СНиП II-7-81\*: для грунтов второй категории – 5 баллов и для грунтов третьей категории – 6 баллов.

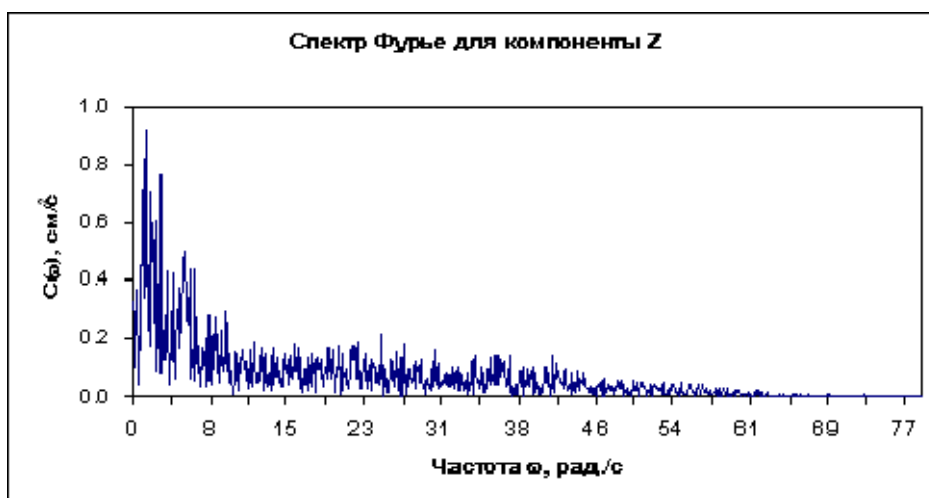
Максимальное ускорение сейсмического движения грунта по действующей шкале MSK-64 равно: для 5 баллов -  $25 \text{ см/с}^2$ , для 6 баллов –  $50 \text{ см/с}^2$ .

5.2.4. При расчете зданий во временной области исходными являются акселерограммы сейсмического движения грунта. На рис. 5.2.1 и 5.2.2 приведены зарегистрированные на территории г. Москвы акселерограммы сейсмического движения грунта во время землетрясения 4 марта 1977 г. и соответствующие им спектры Фурье.



Рис. 5.2.1. Акселерограммы землетрясения 4 марта 1977 г. в г. Москве  
 а - компонента  $x$ ; б – компонента  $z$





б)

Рис. 5.2.2. Спектры Фурье для акселерограмм землетрясения 4 марта 1977 г. в г. Москве

*a* - компонента *x*; *б* – компонента *z*

Шкала частот $\omega$ , рад./с											
0	8	15	23	31	38	46	54	61	69	77	
Шкала периодов $T$ , с											
$\infty$	0,78	0,42	0,27	0,20	0,16	0,14	0,12	0,10	0,09	0,08	
Шкала длин волн при скорости волн											с,м/с
$\infty$	156	84	54	40	32	28	24	20	18	16	200
$\infty$	390	210	135	100	80	70	60	50	45	40	500

5.2.5. При расчете в частотной области линейно-спектральным методом по отдельным формам колебаний здания исходными данными являются параметры, полученные обработкой акселерограмм:

- интенсивность воздействия;
- спектральный состав воздействия;
- ориентация воздействия;
- уровень ротации воздействия.

5.2.6. Интенсивность воздействия определяется коэффициентом  $I$  и устанавливается в соответствии с расчетной балльностью: для пяти баллов  $I = 0,025$  и для шести баллов  $I = 0,05$ .

5.2.7. Спектральный состав определяется коэффициентами динамичности в зависимости от периодов колебаний здания по графикам рис. 5.2.3.

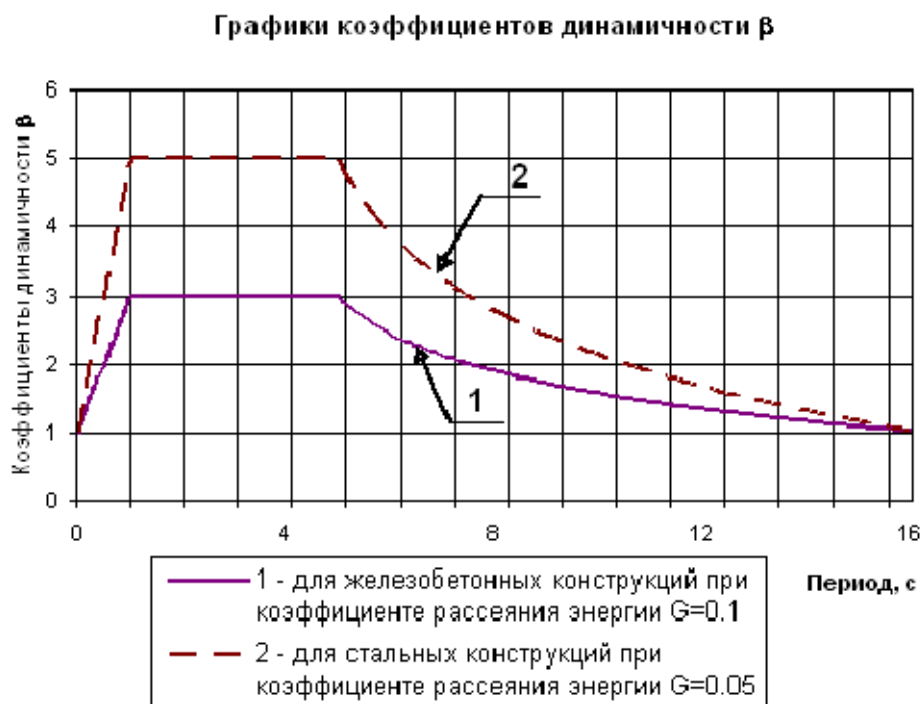


Рис. 5.2.3. Графики коэффициентов динамичности

5.2.8. При расчете зданий следует принимать наиболее опасную ориентацию сейсмического воздействия, реализующую максимум динамической реакции. Параметры такой ориентации сейсмического воздействия определяются специальным расчетом. Для выполнения поверочных расчетов следует исходить из доминирующей ориентации сейсмического воздействия по направлению очаговой зоны Вранчских землетрясений в Карпатах к югу – юго-западу от г. Москвы.

5.2.9. Для территории г. Москвы, отдаленной от глубокофокусной очаговой зоны Вранчских землетрясений в Карпатах, характерно распространение сейсмических волн, длина которых составляет сотни метров. При этом значение уровня ротации сейсмического воздействия в расчетах допускается принимать нулевым.

5.2.10. При расчете высотных зданий сейсмические нагрузки необходимо определять на основе линейно-спектрального метода в соответствии с п.п.5.2.11÷5.2.13. Полученные при этом расчетные значения усилий и перемещений могут быть уточнены в результате расчета зданий во временной области по реальным акселерограммам, в частности, приведенным на рис. 5.2.1.

5.2.11. При линейно-спектральном методе значения сейсмических сил и моментов определяются по следующим формулам:

$$S_{jik} = k_1 S_{0jik}, \quad (5.2.1)$$

$$M_{jik} = k_1 M_{0jik}, \quad (5.2.2)$$

где:  $k_1$  – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения в рассчитываемых зданиях и принимаемый согласно табл. 3 СНиП II-7-81\* равным для монолитных железобетонных конструкций – 0,22 и для стальных конструкций – 0,25;  $S$  и  $M$  – сейсмические силы и моменты  $k$ -ого ( $k = 1, 2, \dots, n$ ) узла расчетной динамической модели (РДМ)<sup>1</sup> по  $j$ -ому ( $j = 1, 2, 3$ ) направлению при  $i$ -ой форме колебаний;  $S_0$  и  $M_0$  – сейсмические силы и моменты, определенные в предположении упругой работы конструкции здания (рис. 5.2.4).

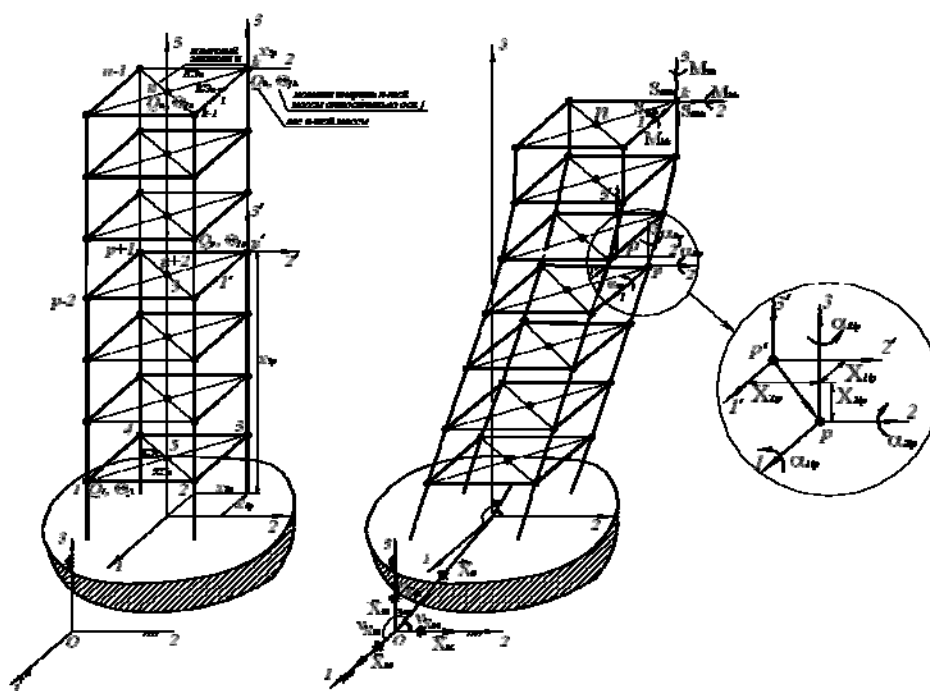


Рис. 5.2.4. Расчетная динамическая модель здания:  
а - состояние покоя; б -  $i$ -тая форма колебаний

5.2.12. Величины упругих сейсмических сил и моментов вычисляются по следующим формулам:

$$S_{0jik} = I \cdot g \cdot m_k \cdot \beta_i \cdot \eta_{jik}, \quad (5.2.3)$$

$$M_{jik} = I \cdot g \cdot \theta_{jk} \cdot \beta_i \cdot \eta_{jik}, \quad (5.2.4)$$

где:  $g = 9,8 \text{ м/с}^2$  – ускорение силы тяжести;  $I$  – интенсивность сейсмического воздействия, определяемая согласно п.5.2.6;  $\beta_i$  – коэффициент динамичности для  $i$ -ой формы колебаний, определяемый в зависимости от периода колебаний  $T_i$  согласно п.5.2.7 по графикам рис. 5.2.3;  $m_k$  – масса  $k$ -ого узла РДМ;  $\theta_{jk}$  ( $j = 1, 2, 3$ ) – момент инерции  $k$ -го узла РДМ;  $\eta_{jik}$  и  $\eta_{jik}$  – коэффициенты пространственных форм колебаний.

5.2.13. Коэффициенты пространственных форм колебаний определяются по следующим формулам:

$$\eta_{jk} = X_{jk} \cdot \eta_i, \quad (5.2.5)$$

$$\bar{\eta}_{jk} = \alpha_{jk} \cdot \eta_i, \quad (5.2.6)$$

где:  $X_{jik}$  и  $\alpha_{jik}$  - перемещения и углы поворота k-ой ( $k = 1, 2, \dots, n$ ) массы по j-ому ( $j = 1, 2, 3$ ) направлению при i-ой форме колебаний (см. рис. 5.2.4);

$$\eta_i = \frac{\sum_{p=1}^n \sum_{j=1}^3 m_p X_{jp} v_{x_{j0}}}{\sum_{p=1}^n \sum_{j=1}^3 \{m_p X_{jp}^2 + \Theta_{jp} \alpha_{jp}^2\}}. \quad (5.2.7)$$

Здесь:  $v_{x_{j0}}$  ( $j = 1, 2, 3$ ) - направляющие косинусы вектора ускорения поступательного движения грунтового основания (см. рис. 5.2.4, б), удовлетворяющие следующему условию:

$$\sum_{j=1}^3 v_{x_{j0}}^2 = 1. \quad (5.2.8)$$

## Лекция 2

### **Расчет и конструирование надежных и безопасных сооружений.**

#### **Основные источники динамических воздействий, расположенные вне зданий, характер возбуждаемых колебаний. Реакция фундаментов и элементов конструкций.**

К источникам, воздействия от которых могут приводить к серьезным последствиям, связанным с деформативностью и прочностью зданий, уровнями колебаний в помещениях и т.п. относятся, главным образом, воздействия от движущегося транспорта на магистралях с интенсивным движением и достаточно мощного оборудования (главным образом ударного действия), расположенного в соседних зданиях или рядом на площадках.

#### **Воздействия вибраций на здания и сооружения, расположенные вблизи транспортных магистралей с интенсивным движением.**

Движение автомобильного транспорта, железнодорожных составов и поездов метрополитена является одним из основных источников вибраций зданий и сооружений, расположенных в черте городской застройки.

Во многих случаях эти колебания значительно превышают уровни, допустимые санитарными нормами СН2.2.4/2.1..8566-96 и, очень часто, уровни, нормируемые из условий нормальной работы установленного в зданиях высокоточного оборудования.

Для некоторых типов зданий, особенно старой постройки, расположенных вблизи автомобильных и железных дорог и над линиями метрополитена, колебания, возбуждаемые при движении составов, распространяясь через грунт могут влиять на прочность и деформативность конструкций, вызывая, в частности, появление и развитие трещин. Как правило, это связано с медленно затухающими осадками, особенно на слабых грунтах, при постоянном действии динамических нагрузок. Такая картина наблюдается, в частности, в зданиях, расположенных вблизи Московской окружной железной дороги и многих транспортных магистралей.

В 1975-1990гг. кафедрой «Техническая эксплуатация зданий» МГСУ и институтом МОСЖИЛНИИПРЕКТ были проанализированы данные технических отчетов по обследованию более 1000 зданий постройки 1900-1970гг., расположенных в различных округах г.Москвы вблизи автомобильных магистралей. Оценивалось наличие дефектов: появление трещин, сколов, разрушение защитного слоя бетона и т.п. в стенах, перекрытиях, фундаментах. Анализ существующих колебаний не проводился.

В различных округах разрушение фундаментов и подземных стен составили соответственно 15-20% и 50-80%, что существенно выше, чем в аналогичных зданиях, расположенных внутри кварталов.

В постановлении Правительства Москвы от 26.01.07 г. (№896-ПП) «О концепции снижения уровня шума и вибраций в г.Москве» указано (п.13) – «при согласовании объектов строительства и реконструкции требовать (отв. Москомархитектура, Мосгосэкспертиза и др.) проектные материалы по уровням вибрации и шума».

Реакция зданий и его элементов зависит не только от уровня и спектрального состава колебаний, передающих через грунт, но и от состояния и динамических характеристик несущих конструкций, главным образом, частот собственных горизонтальных колебаний зданий и вертикальных колебаний элементов перекрытий, состояния и вида грунта.

К настоящему времени проведено значительное число обследований колебаний площадок и зданий, расположенных вблизи транспортных магистралей. Определялись уровни и характер (частотный состав) колебаний. Иногда фиксировались повреждения в зданиях и оценивался их характер.

Однако большинство этих исследований относились к конкретным объектам и не ставили цель – дать общие рекомендации по характеру воздействий от конкретного вида транспорта и оценке возможных уровней колебаний. Такой подход представляется оправданным, поскольку из-за обилия влияющих на эти процессы факторов дать приемлемые и достаточно общие рекомендации при том объеме информации, который имеется к настоящему времени, практически невозможно.

Достаточно общие соображения, касающиеся характера и уровня колебаний (ускорений) на площадках вблизи транспортных магистралей приведем ниже на основе результатов некоторых инструментальных обследований колебаний, выполненных в ЦНИИСК им. Кучеренко, МГСУ, ООО «Сейсмовиброзащита».

Высокие уровни колебаний (ускорений) грунта на площадках вблизи автомагистралей (по результатам четырех обследований) были зарегистрированы на площадке Автозаводской ул. (напротив завода ЗИЛ). Это было единственное из рассмотренных нами обследований, где достаточно высокий уровень вертикальных колебаний (ускорений) был зафиксирован также при высокочастотных колебаниях. Уровни колебаний в полосах со среднегеометрическими частотами соответственно составили: 8 Гц – 0,42 – 0,57 см/с<sup>2</sup>; 16 Гц – 1,3 – 2,4 см/с<sup>2</sup>, 31,5 Гц – 2 – 5,1 см/с<sup>2</sup>; 63 Гц – 0,7 – 2 см/с<sup>2</sup>.

Причем наиболее высокие уровни колебаний были зарегистрированы на расстоянии 12,5 м и 35 м (от проезжей части, в котловане).

Уровень горизонтальных колебаний был существенно на 6-8 дБ (в 1,5 – 2 раза) ниже. При записях колебаний на площадках для строительства Культурно – делового центра на пр.Мира (д.5 стр.4) и в Протопоповском переулке наиболее высокие по уровню вертикальных колебаний были зарегистрированы в частотной полосе 16 Гц и составили 1,2 см/с<sup>2</sup> и 0,8 см/с<sup>2</sup>.

При записи колебаний в Протопоповском переулке достаточно высокий уровень вертикальных колебаний возбуждался при движении трамваев. В



частотных полосах 31,5 и 63 Гц максимальные величины ускорения соответственно составили  $4,3 \text{ см/с}^2$  и  $3,5 \text{ см/с}^2$ .

Некоторые общие выводы о нагрузках, характере и уровне колебаний поверхности грунта вблизи железных дорог сделаны по результатам четырех обследований грунта на площадках и расположенных поблизости зданий.

Обследование колебаний было проведено ООО «Сейсмовиброзащита» в районе улицы Кульнева (при движении поездов по Белорусской железной дороге), на площадке для строительства торгового центра в г.Обнинске (ЦНИИСК), в районе Окружного проезда вблизи Окружной железной дороги (МГСУ), вдоль Ленинградской железной дороги у ст. Петровско-Разумовская (МГСУ).

Нагрузки, возбуждаемые при движении железнодорожных составов, имеют как минимум две составляющие – в результате удара колеса о стыки, при котором возбуждаются достаточно высокочастотные колебания рельсового пути, и колебания, близкие к частотам свободных колебаний самих вагонов, которые также передаются через грунт на окружающие здания. Колебания грунта, которые возбуждаются при колебаниях самих составов имеют довольно выраженный характер – так при движении электричек и товарных составов на поверхности грунта и фундаментах зданий фиксируются колебания с частотами соответственно 4,5 – 7,5 Гц. При прохождении пассажирских поездов могут возбуждаться колебания с частотами до 14-15 Гц. Уровни колебаний (ускорений), зарегистрированные на этих частотах были, как правило невелики и составляли  $0,2 - 1,5 \text{ см/с}^2$ . Исключение составили колебания (до  $10 \text{ см/с}^2$ ) фундамента здания на Окружном проезде при прохождении тяжелых составов.

Высокочастотные составляющие колебаний вблизи железнодорожных путей при различных обследованиях значительно отличались. Так при обследовании здания, расположенного на Окружном проезде, была выявлена частота - 16 Гц, которая почти точно совпала с частотой собственных вертикальных колебаний перекрытия в одной из комнат. При ряде обследований были выявлены колебания в частотных диапазонах 31,5 Гц – 63 Гц при уровнях колебаний (ускорений)  $2-5 \text{ см/с}^2$  и лишь при обследовании колебаний вблизи улицы Кульнева (ООО Вибросейсμοзащита) уровни колебаний поверхности грунта в частотных полосах 31, 5 Гц и 63 Гц достигали  $13 \text{ см/с}^2$  и  $50 \text{ см/с}^2$ . В таких частотных полосах эффективным с точки зрения снижения уровня колебаний конструкций является устройство виброизоляции. При этом, следует внимательно отнестись также к возможности развития неравномерных осадок.

Заметно больший объем информации содержат результаты относительно многочисленных обследований колебаний площадок, расположенных вблизи линий метрополитена. Анализ этих результатов позволили оценить характер нагрузок, возбуждаемых при движении поездов метрополитена и предложить зданиям [3]. Эти обследования проводились, как правило, в рамках решения актуальной и важной инженерной проблемы – виброзащиты зданий от воздействий, возбуждаемых при движении поездов метро.

Записи колебаний тоннеля в створе разомкнутого и сплошного стыков показали, что основным видом динамического воздействия является удар при прохождении стыка колесом [3]. Собственные колебания тоннельной отделки затухают к моменту прохождения стыка вторым колесом тележки. Вопросы взаимодействия тележки с колесами и верхним строением пути подробно изучены специалистами. Главным с точки зрения воздействий при движении поездов метрополитена является ударный характер воздействия колес по стыкам. Вместе с этим воздействие возбуждается также поличастотной воздействие с максимумом в зоне частот 20-50 Гц. Суммарные воздействия преобразуются тоннелем в пакет квазигармонических колебаний, излучаемых в грунт и далее на здание. Преобладающая частота в спектре излучения – первая частота колебаний верхнего строения пути. Если частота колебаний тоннельной отделки близка к этой частоте, волновое излучение усиливается и потому частотный состав воздействий. В значительной степени, определяют собственные частоты тоннельной отделки. Так гибкие тоннели Краснопресненской линии имеют собственные частоты 26-30 Гц, а невиброизолированные тоннели Люблинской линии имеют собственные частоты в диапазоне 55-70 Гц. Эти характеристики, по возможности, полезно учитывать при выборе конструктивных решений зданий, расположенных в зоне воздействий, возбуждаемых линиями метрополитена.

При достаточно определенном частотном составе воздействий от линий метрополитена уровни колебаний поверхности земли изменяются в очень широких пределах. Не останавливаясь на результатах многочисленных обследований, укажем на некоторые достаточно характерные: на ул. Кульнева (метро мелкого заложения ЦНИИСК, Вибросейсмозащита), на Потешной набережной (метро мелкого заложения), и на Поклонной улице (Вибросейсмозащита).

Во всех случаях максимальные уровни колебаний (ускорений) были зарегистрированы в полосах с среднегеометрическими значениями частот 16; 31,5; 63 Гц. Для отдельных обследований эти уровни составили:

на улице Кульнева – в частотных полосах 31, 5 Гц и 63 Гц – 15,6 см/с<sup>2</sup>; 41,1 см/с<sup>2</sup> – для вертикальных колебаний;

5,6 см/с<sup>2</sup>, 63 см/с<sup>2</sup> – для горизонтальных;

на Потешной набережной – в частотных полосах 16 Гц, 31, 5 Гц И 63 Гц – 1,9 см/с<sup>2</sup>; 11,6 см/с<sup>2</sup>; 14,6 см/с<sup>2</sup> – для вертикальных колебаний; 0,8 см/с<sup>2</sup>; 30,6 см/с<sup>2</sup>; 29,5 см/с<sup>2</sup> – для горизонтальных;

на Поклонной улице в полосах 31,5 Гц и 63 Гц – 4,8 см/с<sup>2</sup>; 4,6 см/с<sup>2</sup> – для вертикальных колебаний; 3,3 см/с<sup>2</sup>; 16 см/с<sup>2</sup> – для горизонтальных.

В других частотных полосах зарегистрированные уровни колебаний существенно ниже.

По существу имеющиеся на основании результатов инструментальных обследований колебаний площадок, расположенных вблизи транспортных магистралей, информация позволяет лишь в общих чертах предусмотреть возможные последствия вибраций при строительстве магистралей внутри

существующих кварталов или при застройке кварталов вдоль транспортных магистралей.

Некоторые общие данные о частотных спектрах колебаний, возбуждаемых при движении различных видов транспорта, в некоторых случаях могут быть учтены при выборе конструктивных решений, главным образом перекрытий, частоты которых в зависимости от пролетов могут меняться в очень широких пределах от 7-8 Гц при пролетах 8-10 м до 25-40 Гц в жилых зданиях. Близкие к окolorезонансным колебания большепролетных перекрытий могут возбуждаться при движении автомобильного и железнодорожного транспорта. При движении поездов метрополитена, а иногда при движении скорых поездов, возможно возбуждение окolorезонансных режимов колебаний перекрытий в жилых и общественных зданиях с пролетами до 5-6м.

Ориентировочно прогноз уровня колебаний конструкций по результатам обследований колебаний площадок можно дать, воспользовавшись оценками, полученными в результате достаточно обширного количества подобных обследований в виде [3,9].

$$L_{пр} = L_{гр} + L_R + L_p - L_{пл} - L_{ф}$$

$L$  – прогнозируемый уровень колебаний конструкций;  $L_{гр}$  – уровень колебаний поверхности грунта на площадке, определенный в отдельных точках при инструментальных обследованиях;  $L_R$  – прогнозируемый уровень колебаний в т. 2, находящийся на расстоянии  $R_2$  от источника колебаний, по отношению к уровню колебаний в т.1, определенному при инструментальном обследовании; значения этого параметра можно оценить по ф. (1);  $L_p$  – возможное увеличение уровня колебаний в резонансных режимах (до 13,5 – 15,5 дБ);  $L_{пл}$  – снижение уровня колебаний поверхности грунта после возведения здания (на 2-6 дБ в зависимости от этажности здания, 6 дБ для 12-ти этажных зданий и выше);  $L_{ф}$  – снижение уровня колебаний фундамента по сравнению с уровнем колебаний поверхности грунта вблизи фундамента (10-12 дБ).

В том случае, если речь идет о прогнозе осадок в формуле (2) слагаемое  $L_p$  следует положить равным нулю. Достаточно приближенно следует оценивать коэффициент  $L_{пл}$ . В заключении отметим важность и актуальность общей проблемы – изучение влияния вибраций от транспортных средств на основания, здания и сооружения. Правильная оценка и учет возможного влияния вибраций может избавить от многих нежелательных ситуаций и дать значительный экономический эффект при освоении городских территорий вблизи магистралей с интенсивным движением.

Оценка характера и уровней вибрации, влияющих на свойства грунтов и их осадка по результатам ряда исследований будет дана ниже (в приложении 1).

**К оценке параметров колебаний, влияющих на свойства грунтов. Анализ результатов натуральных и экспериментальных исследований**

## **колебаний фундаментов и конструкций зданий при работе виброактивного оборудования (внешних источников).**

Материал этого раздела важен для прогноза осадок зданий при наличии внешних источников колебаний, как при возведении зданий вблизи транспортных магистралей, так и при наличии виброактивного оборудования, установленного вблизи.

При оценке влияния вибраций на свойства грунтов выделяют три стадии. Подобные тем, которые Н.М. Герсеванов выделил при статических нагрузках – фазу уплотнения, фазу образования сдвигов и фазу разрушения.

Осадки, свойственные «первой фазе», происходят. Как правило, только в рыхлых песках и песках средней плотности, если она ниже максимальной структурной плотности, при относительно невысоких уровнях статических и динамических нагрузок. В литературе развитие осадок, связанных с уплотнением, получило название «виброкомпрессия». В глинах и глинистых грунтах, обладающих даже небольшим сцеплением, а также в плотных песках такой процесс невозможен. Осадки «второй фазы» характерны для сильно нагруженных фундаментов, в которых под действием только статической нагрузки около фундаментов появляются области пластических деформаций. В этих случаях даже относительно небольшие динамические воздействия на фундамент или его основание, передающиеся от внешних источников, приводят к значительному увеличению осадок и сроков их стабилизации. Развивается процесс «виброползучести». Осадки, свойственные «второй фазе» в основном происходит не в результате уплотнения толщи грунтов, а за счет образования в ней сдвигов. В следствие этого такие осадки наблюдаются как в песчаных грунтах, в том числе в плотных, так и в глинистых. Осадки третьей фазы могут быть различными по своему характеру при значительных статических и незначительных динамических воздействиях (слабых сотрясениях или вибрациях). Общая картина потери основанием устойчивости примерно такая же, как при действии только статических нагрузок. При значительных динамических воздействиях или вибрациях основания грунт временно может переходить в текучую стадию, причем погружение фундаментов будет тем значительней, чем больше способность грунта менять свои физико-механические свойства. Резкое разжижение (тиксотропия) грунта при динамических воздействиях отмечается в глинистых грунтах, особенно пластичной и текучей консистенции, а также в водонасыщенных песчаных грунтах, особенно пылеватых и мелких. В зависимости от интенсивности и продолжительности динамических воздействий после разжижения может наступать процесс уплотнения песчаного грунта под действием массовых сил. В одних случаях (при относительно низком уровне динамических воздействий) силы внутреннего трения в грунте резко снижаются, в других исчезают полностью, вследствие чего грунт превращается в тяжелую жидкость. После отжатия воды грунт приобретает более прочную и устойчивую структуру, однако, в

момент разжижения временная потеря грунтом прочности может явиться причиной серьезных аварий.

Обзор основных работ, посвященных исследованию свойств грунта при динамических воздействиях, содержится в [6], [8]. основополагающий вклад в изучение этой проблемы внесли Д.Д. Баркан, Н.И. Маслов, О.А. Савинов, В.А. Ильичев, П.Л. Иванов, О.Я. Шехтер, М.Н. Гольдштейн, Л.Р. Ставницер и многие другие. Первые опыты по изучению процесса вибрационного уплотнения песка были поставлены Д.Д. Баркановым [1], который исследовал процесс уплотнения песчаного грунта со свободной поверхностью, уложенного в открытый сосуд, при вибрационных воздействиях различной интенсивности. По-видимому, впервые Д.Д. Барканом было отмечено, что разрешение структуры и уплотнения песчаных грунтов определяется, главным образом, ускорением колебаний, а не амплитудой или частотой.

Если песок предварительно уплотнен, то вибрирование вызывает разрушение его структуры и дальнейшее уплотнение только при ускорении колебаний, превосходящих определенную величину, по определению Д.Д. Баркана «порога виброуплотнения». Некоторые авторы называют эту величину «критическим ускорением». Опыты по изучению процесса вибрационного уплотнения песчаных грунтов при наличии статической составляющей были впервые проведены Д.А. Савиновым. Вопросы разжижения и уплотнения песчаных грунтов при ударных и вибрационных воздействиях детально рассмотрены в работах П.Л. Иванова.

Показано, что уплотняемость песчаных грунтов уменьшается с увеличением нормальных напряжений, возникающих под действием вышележащих слоев грунта, внешней нагрузки и т.д.

Обширная серия экспериментов по выработке критериев оценки деформативности оснований при динамических воздействиях были проведены в институте НИИОСП и Ленинградском Промстройпроекте.

Экспериментальная установка состояла из фундамента – источника и шести фундаментов приемников. Грунт в основании фундаментов – мелкозернистые пески. Основная серия опытов проводилась на водонасыщенном основании. Как основной вывод было отмечено, что осадки фундаментов зависят главным образом от суммарного давления под подошвой (статического и динамического).

Во всех случаях нулевые и быстрозатухающие осадки фиксировались при ускорении колебаний не выше 16 см/с<sup>2</sup>. Наблюдения в течении 10 суток за осадками опытных фундаментов при вибрационном фоне от соседнего оборудования показали, что фундаменты на водонасыщенном основании, статическое давление под которыми не превышало 0,25 МПа, практически не испытали динамических осадок. Уровни ускорений колебаний этих фундаментов при амплитудах колебаний 15-20 мкм и частотах 9-12 Гц не превышали 6-8 см/с<sup>2</sup>. Результаты многочисленных натурных обследований колебаний и их анализ содержится в [6]. Там приведены данные об осадках фундаментов и характере повреждений, в том числе соседних зданий, при

вибрационных воздействиях, возбуждаемых при работе виброактивного оборудования различных типов: молотов, шаровых и стержневых дробилок, турбоагрегатов и др. Осадки фундаментов при длительных динамических воздействиях наблюдались на основаниях, сложенных мелкими и пылеватыми песками, реже песками средней плотности рыхлыми в водонасыщенном состоянии и на основаниях с другими видами слабых грунтов супесями, слабыми суглинками).

Хотя на большинстве объектов уровень колебаний фундаментов машин не превышал установленных нормами, осадки фундаментов зданий (от 3см до 88 см) были значительными даже на расстояниях 20-30 м от источников колебаний.

При этом уровни ускорений изменялись в очень широких пределах от 2 см/с<sup>2</sup> – г см/с<sup>2</sup> при работе шаровых мельниц и ковочных молотов с массой падающих частей 3-5 т при основании в виде суглинков до 400-600 см/с<sup>2</sup> при работе молотов с массой падающих частей 1-7 т, в основании фундаментов которых залегают мелкие пылеватые водонасыщенные пески. Колебания фундаментов машин ударного действия происходят с частотами собственных колебаний установок, от которых естественно зависят и величины ускорений.

Наибольшие осадки и повреждения конструкций зданий наблюдались на объектах при высоких значениях ускорений. О.А. Савиновым, в том числе на основании анализа данных экспериментов и результатов натурных обследований, было отмечено, что осадки зданий и сооружений, фундаменты которых сильно нагружены, а давления близки к предельно допустимым (нормативным), не являются следствием вибрационного уплотнения грунтов, а связаны с образованием в их толщине сдвигов.

Такие осадки нередко возникают не только в рыхлых, но также и в плотных песках и глинистых грунтах (за исключением твердых) они могут длиться десятилетиями под влиянием даже относительно слабых сотрясений.

В тех случаях, когда при проектировании фундамента необходимо учитывать влияние сотрясений, распространяющихся от тех или иных промышленных источников или транспорта, следует пользоваться имеющимися опытными данными. Такие данные содержатся во многих отечественных и зарубежных работах. На их основе в [8] предложены критерии оценки уровней колебаний (ускорений), влияющих на осадки фундаментов зданий и сооружений (при длительном воздействии) в зависимости от вида грунтов (табл. 3.1)(табл. 3 в [8]).

Таблица 3.1.

Ускорение колебаний поверхности грунта около фундаментов, см.с	Характеристика динамических осадок фундаментов	
	В водонасыщенных заиленных песках, текучепластичных глинах	В песках(кроме указанных) и пластичных глинистых грунтах

	и других слабых грунтах	
До 5	Незначительные затухающие осадки	Осадок нет
От 5 до 15	Затухающие осадки(2-3 мм/год)	Весьма незначительные, незатухающие или слабо затухающие осадки 1-2 мм/год
>>15>>30	Незатухающие осадки (3-5 мм/год)	Незатухающие осадки (2- 3 мм/год)
>>30>>50	Значительные незатухающие осадки (более 5 мм/год)	Незатухающие осадки (3- 5 мм/год)

Вопрос о влиянии интенсивности сотрясений грунта на осадки зданий и сооружений до сих пор не вполне ясен. Для зданий, малочувствительных к неравномерным осадкам, предельно допустимыми можно считать вибрации с ускорениями в слабых грунтах до 30, в плотных – до 50 см/с<sup>2</sup>, а для чувствительных – соответственно 15 и 30 см/с<sup>2</sup>.

В случаях, когда возможно возникновение осадок уплотнения (относительно легкие фундаменты на рыхлых несвязных грунтах), наиболее эффективной мерой их предупреждения является уплотнение грунтов.

Для предупреждения динамических осадок фундаментов под тяжелое оборудование (турбоагрегаты, мельницы и пр.) могут быть рекомендованы следующие меры [8]:

1. Увеличение размеров подошвы фундаментов.

В слабых грунтах при расчетных ускорениях колебаний, превышающих 15 см/с<sup>2</sup>, всегда следует прибегать к этой мере, снижая величину нормативного давления не менее, чем на 20-25%.

2. Устройство короткого шпунтового ограждения по всему периметру фундамента, с обеспечением надежной анкеровки шпунтовых свай в теле фундаментной плиты.

3. Увеличение глубины заложения находящихся в опасной зоне фундаментов (эта мера может быть оправданной при неглубоком залегании слоя более плотных и прочных грунтов).

4. Применение свайных фундаментов.

В отдельных, наиболее ответственных и опасных случаях может оказаться необходимым химическое укрепление грунтов.

Выбирать те или иные меры следует на основании технико-экономического сравнения различных вариантов.

Все перечисленные мероприятия направлены на снижение эффектов виброкопрессии и виброползучести и, как следствие, снижение уровня осадок в условиях постоянно действующих вибраций.

Меры, предотвращающие возможность разжижения песков, по предположению П.Л. Иванова, подразделяют на 2 типа – предотвращающие

возможность разжижения и уменьшающие вредные последствия разжижения.

К основным мерам могут быть отнесены уплотнение или осушение песка, закрепление песка, дренирующие нагрузки, свайные фундаменты, замена грунта, ограждения (шпунтовые) и некоторые другие.

При решении не менее важной проблемы – снижение уровней колебаний элементов конструкций. Как правило, в околорезонансных режимах. В зданиях, расположенных вблизи транспортных или промышленных зон, наиболее эффективным способом является устройство виброизоляции. Организациями, имеющими большой опыт устройства систем виброизоляции являются ООО «Вибросейсмозащита» и ЦНИИСК им. Кучеренко.

В некоторых случаях имеет смысл использовать такие конструктивные решения, которые гарантировали бы отсутствие колебаний перекрытий в резонансных или околорезонансных режимах.

## **Расчет и проектирование зданий и сооружений, подвергающихся динамическим воздействиям.**

### **Общие положения.**

При проектировании и расчете зданий и сооружений с установленным виброактивным оборудованием исходные данные должны содержать:

- данные о конструктивных решениях зданий; динамических характеристиках элементов несущих конструкций;

- данные о машинах и оборудовании, в том числе с динамическими нагрузками (их массах, схемах установки, возможных ограничениях уровня вибрации и т.п.);

- характеристики динамических нагрузок: направление и характер приложения, изменение нагрузок во времени (периодические, импульсные и т.п.), а при отсутствии этих характеристик необходимую информацию по определению этих нагрузок (кинематические схемы, число оборотов вала, характеристики двигателей и т.п.);

- данные о колебаниях оснований или грунтов на площадке, предназначенной для строительства; динамические характеристики основания;

- сведения о пребывании людей в помещениях, в которых возникают вибрации;

- описание промышленной площадки, краткие сведения о грунтах и возможных источниках колебаний, расположенных на расстоянии менее 500 м от проектируемых зданий или сооружений.

- классификацию всего оборудования (в т.ч. виброчувствительного), источников и характера возбуждаемых вибраций;

- предусмотреть, в случае необходимости, системы виброзащиты.

При проведении динамических расчетов каркаса и элементов конструкций следует обращать особое внимание на определение частот свободных колебаний и возможность возбуждения резонансных режимов.



При общей оценке динамических характеристик зданий или их компонентов следует разделять горизонтальные колебания зданий в целом и вертикальные колебания элементов перекрытий. Первые частоты собственных горизонтальных колебаний зданий лежат в диапазоне частот 0,5-2 Гц (для высоких гибких зданий) и 2-6 – для многоэтажных зданий.

Частоты вертикальных колебаний элементов перекрытий составляют 15-25 Гц для жилых и общественных зданий и до 15 Гц для промышленных зданий с пролетами 9-12м.

Динамический расчет несущих конструкций зданий и сооружений на действие эксплуатационных динамических нагрузок носит, как правило, поверочный характер. Его цель – проверка прочности, выносливости (в некоторых случаях деформативности) конструкций при совместном действии статических и динамических нагрузок; оценка колебаний с точки зрения физиологического воздействия на людей (санитарно-гигиенических норм) и нормальной работы оборудования, чувствительного к колебаниям основания.

Если расчетом или в процессе эксплуатации сооружений выявляется недопустимый уровень вибраций, то необходимо предусмотреть специальные мероприятия, позволяющие уменьшить уровень колебаний.

Усиление или замена элементов конструкций и, соответственно, изменение их динамических характеристик, как правило, производится в редких случаях, поскольку связано со значительными затратами.

Для некоторых производств, в частности, обогатительных и текстильных фабрик, динамические нагрузки являются значительными и во многих случаях определяют выбор конструктивных схем зданий.

### **Объемно-планировочные и конструктивные решения.**

Несущие конструкции зданий и сооружений, в которых устанавливается виброактивное оборудование, рекомендуется выполнять из железобетона. Конструкции перекрытий должны обеспечивать достаточную жесткость в своей плоскости с тем, чтобы горизонтальные динамические нагрузки распределялись на все рамы каркаса. При необходимости жесткость здания может быть увеличена с помощью специальных диафрагм.

Оборудование, которое возбуждает значительные динамические нагрузки, следует по возможности располагать на полу первых этажей многоэтажных зданий или на отдельных фундаментах, не связанных с каркасом.

При наличии высокоточных приборов, чувствительных к вибрациям, оборудование с динамическими нагрузками следует устанавливать на возможно большем удалении от этих приборов.

Машины и оборудование могут быть связаны с опорными конструкциями:

- через жесткую связь, когда машина непосредственно ставится или крепится к опорным конструкциям;
- через упругие связи, когда между машиной или частями оборудования вводятся податливые элементы (виброизоляторы) с целью уменьшения

динамического воздействия на конструкцию (активная виброизоляция) или снижения уровня колебаний оборудования, установленного на колеблющемся основании (кинематическая или пассивная виброизоляция).

Для каждого вида связи возможны два способа установки оборудования:

- непосредственно на конструкцию или виброизоляторы;

- на специальный постамент (этот вариант применяется обычно в тех случаях, когда надо увеличить жесткость конструкции или массу установки).

При установке виброизолированных конструкций рекомендуется устройство специальных креплений или упоров, препятствующих горизонтальным смещениям.

### **Динамические нагрузки от машин и оборудования.**

Динамическая нагрузка от машин характеризуется видом (сила, момент), законом изменения во времени ее величины (гармоническая, периодическая, импульсная, внезапно приложенная и т.д.) и положения (неподвижная, подвижная), направлением (вертикальная, горизонтальная и др.), характером распространения по конструкции (сосредоточенная, распределенная и т.п.).

Важнейшей характеристикой динамической нагрузки, определяющей во многих случаях конструктивные решения опорных конструкций, а иногда и несущих конструкций здания, является ее интенсивность. Ориентировочное деление машин по интенсивности динамических воздействий (виброактивности), принятое еще в советских нормативных документах дано в [4].

В зависимости от продолжительности действия динамические нагрузки делятся на систематические (при эксплуатационных режимах работы оборудования) и эпизодические (при пуске и остановке машин, в аварийных режимах, при действии одиночных импульсов или ударов).

Большинство машин непрерывного действия возбуждают гармонические нагрузки и только некоторые из них периодические (компрессоры, ткацкие станки, плоскочечатные машины и т.д.). В последнем случае нагрузки могут быть разложены в тригонометрические ряды, причем при динамическом расчете можно ограничиться несколькими, а часто только первой гармоникой.

Динамические нагрузки вычисляются как геометрические суммы сил и моментов сил инерции движущихся частей. В динамических расчетах используются нормативные и расчетные значения нагрузок.

Нормативная динамическая нагрузка определяется исходя из условий нормальной работы машины в эксплуатационном режиме.

Амплитудное значение динамической нагрузки, изменяющейся во времени по гармоническому закону, определяется по формуле

$$R = me\omega^2$$

где  $R$  - нормативная амплитуда динамической нагрузки;  $m$  - масса возвратно-поступательно движущихся или вращающихся частей машины;  $e$  - амплитуда перемещений центра масс, равная: радиусу эксцентрика, половине хода в машинах с возвратно-поступательным движением массы,

нормальному эксцентриситету вращающейся массы в ротационных машинах;  $\omega = N\pi/30$  - круговая частота вращения главного вала машины в рад/с ( N - число оборотов главного вала машины в 1 мин).

Для машин с номинально уравновешенными вращающимися частями (центрифуги, вентиляторы и т.п.) - G -полный вес вращающихся частей, а величина e – эксцентриситет, равный расчетному смещению центра вращающихся масс от оси вращения.

Для машин с конструктивно-неуравновешенными движущимися частями величины G и e известны.

Широкий класс конструктивно-уравновешенных машин – машины с возвратно-поступательным движением масс и, в частности, с кривошипно-шатунным и кривошипно-кулисным механизмами. К этому классу машин относятся пилорамы, поршневые компрессоры, паровые машины, двигатели внутреннего сгорания и т.п. Машины с возвратно-поступательным движением масс возбуждают периодические нагрузки. Первая гармоника нагрузки имеет частоту вращения главного вала, вторая – удвоенную, третья – утроенную и т.д. Амплитуда высших гармоник значительно ниже амплитуд первых двух и поэтому при динамических расчетах, как правило, учитываются нагрузки только первого и второго порядков. Общая схема определения нагрузок от машин с кривошипно-шатунным механизмами дана в главе 17, содержащей основные положения расчета и проектирования фундаментов машин с динамическими нагрузками. Там же приведены расчетные формулы для вычисления импульсных воздействий от машин ударного действия (кузнечно-прессового оборудования).

При определении нормативных динамических нагрузок от машин и установок можно пользоваться рекомендациями и расчетными зависимостями, приведенными, в частности, в [4].

Умножая нормативную нагрузку на коэффициент надежности по нагрузке , определяют расчетную динамическую нагрузку. Значения коэффициента для различных типов машин даны в табл. 4.1.[5,6].

Таблица 4.1.

Тип машин	Коэфф. надежн. по нагр. $\gamma_g$
Машины с конструктивно-неуравновешенными движущимися частями	1,3
Машины с номинально уравновешенными, а фактически неуравновешенными движущимися частями	4
Машины ударного и импульсного действия	1

Как уже отмечалось выше, воздействия от виброактивного оборудования изменяются в очень широких пределах. Частоты колебаний, возбуждаемых при работе оборудования, могут изменяться в пределах от долей Гц до нескольких Гц, а величины динамических сил от долей Н до десятков кН. Различны также направления действия нагрузок.

Хотя динамические характеристики зданий различны и различны требования, предъявляемые к уровню колебаний конструкций, диапазон этих характеристик уже, чем диапазон изменения характеристик нагрузок от машин и оборудования.

Разделяя колебания элементов конструкций на горизонтальные (каркасы зданий) и вертикальные (элементы покрытий) и учитывая соответствующие диапазоны изменения частот (см.п.4.1.), можно выделить класс машин, на нагрузки от которых динамический расчет может не производиться. Для этой цели виброактивные машины и оборудование удобно разделить на группы по частотности (табл.4.2.) и динамичности (табл.4.3.) [29].

Таблица 4.2.

Группа	Тип машин и установок		
	1,2		3
	Частота нагрузки или преобладающей гармоники в цик/мин	Характеристика частотности	Продолжительность импульса в с
1	До 400	Низкочастотные	Более 0,1
2	400-2000	Среднечастотные	0,1-0,005
3	Более 2000	Высокочастотные	Менее 0,005

Таблица 4.3.

Категория динамичности	Характеристика динамичности	Величина нормативной нагрузки		
		Амплитуда инерционной силы (при гармонической нагрузке) в кН	Эквивалентный мгновенный импульс (при импульсной нагрузке) в кНс	Внезапно прикладываемая или снимаемая нагрузка, кН
1	Малая	До 0,1	До 0,01	До 1
2	Средняя	0,1-1	0,01-0,1	От 1 до 10
3	Большая	1-10	0,1-1	От 10 до 100
4	Очень большая	Более 10	Более 1	Более 100

При определении суммарного воздействия от нескольких машин или установок одного типа, частоты возмущающих си которых равны или близки, суммарная амплитуда от всех нагрузок, на которые приведен расчет, умножается на коэффициент синфазности, учитывающий сдвиг фаз между отдельными нагрузками. Для машин и установок с асинхронными двигателями этот коэффициент может определяться по формуле  $\lambda = \frac{0,7}{\sqrt{N}}$ .

для машин с синхронными двигателями по формуле  $\lambda = \frac{1,5}{\sqrt{N}}$ , где N -число

машин. Эти коэффициенты вводятся при расчете конструкций на выносливость, а также при оценке вибраций по Санитарным нормам [5],[8\*].

### **Основные расчетные положения. Способы снижения уровня вибраций.**

В результате расчета конструкций должна быть обеспечена их несущая способность при совместном действии статических и динамических нагрузок, а прогнозируемый уровень колебаний не должен превышать допустимый с точки зрения физиологического воздействия на людей, находящихся в помещениях, и нормальной работы технологического оборудования.

Расчет на прочность и устойчивость элементов конструкций, подверженных одновременному воздействию статических и динамических нагрузок, должен проводиться согласно указаниям соответствующих СНиП. В частности, при расчете изгибаемых элементов должно выполняться условие

$$M_c^p + M_o^p \leq M^p$$

Где  $M_c^p, M_o^p$  Изгибающие моменты от расчетных статической и динамической нагрузок;  $M^p$  - предельный изгибающий момент, определяемый согласно соответствующего СНиП, в предположении статического действия нагрузки.

При расчете сжато-изогнутых и сжатых элементов на прочность и статическую устойчивость следует суммировать расчетные статические и динамические нагрузки.

При проверке несущей способности конструкций можно не учитывать динамические нагрузки:

- от машин и установок 1 категории динамичности;
- от машин и установок 2 категории динамичности, устанавливаемых на виброизоляторы;
- для элементов перекрытий при гармонических нагрузках от машин 3 категории динамичности, относящихся к первой и третьей группам по частотности;
- для колонн и стен зданий, а также стоек площадок и этажерок при горизонтальных динамических нагрузках 2 категории динамичности, относящихся ко второй и третьей группам по частотности
- для изгибаемых элементов перекрытий, площадок и т.п. от машин и установок всех категорий динамичности, если наибольшее динамическое перемещение от расчетных нагрузок за вычетом перемещений опор не превышает  $1/50000$  пролета элемента;
- для колонн и стен здания, а также стоек площадок и этажерок от машин и установок всех категорий динамичности, если разность горизонтальных динамических перемещений от расчетных нагрузок нижнего и верхнего конца колонн (стены, стойки) в пределах этажа не превышает  $1/50000$  высоты этажа.

Для приближенной (субъективной) оценки уровня колебаний можно воспользоваться таблицей 4.4, содержащей характеристику воздействия колебаний на людей в зависимости от скорости и ускорения гармонических колебаний. Напомним, что амплитуды скорости ( $v_0$ ) и ускорения ( $w_0$ ) при гармонических колебаниях связаны с амплитудой перемещения ( $a_0$ ) зависимостями где  $v_0 = 2\pi n a_0$ ;  $w_0 (2\pi n)^2 a_0$ , где n- частота колебаний в Гц.

Таблица 4.4.

Характеристика воздействия колебаний на людей	Предельное ускорение колебаний $w_0$ в мм/с <sup>2</sup>	Предельная скорость колебаний $v_0$ в мм/с
	Для частот от 1 до 10 кол/сек	Для частот от 1 до 100 кол/сек
Не ощутимы	10	0,16
Слабо ощутимы	40	0,64
Хорошо ощутимы	125	2
Сильно ощутимы (мешают)	400	6,4
Вредны при длительном воздействии	1000	16
Безусловно вредны	Более 1000	Более 16

Проверка воздействия колебаний конструкций на людей и технологическое оборудование не производится:

- для машин всех категорий, когда на конструкциях нет машин, станков и приборов 1,2 и 3 классов чувствительности к колебаниям и не требуется длительное присутствие людей;

- для машин 1 категории динамичности, устанавливаемых на виброизоляторы;

- для машин и установок 2 категории динамичности, второй и третьей группы по частотности, создающих горизонтальные нагрузки.

Кроме того, проверка физиологического воздействия колебаний на людей не производится, если машины и установки создают эпизодические нагрузки малой продолжительности (непродолжительные периодические нагрузки, одиночные импульсы или удары, нагрузки при переходных режимах и т.п.).

Если частота гармонического воздействия  $\omega$  больше частоты, соответствующей верхней границе первой частотной зоны, то необходимо произвести дополнительный расчет на прочность при прохождении через резонанс при пуско-остановочных режимах. Кроме того, для некоторых типов оборудования следует оценить динамические перемещения при переходе через резонанс по условиям нормальной работы технологического оборудования.

В качестве основных способов снижения уровня колебаний несущих конструкций при гармонических воздействиях можно указать:

1. Изменение соотношения между частотами вынужденных и собственных колебаний конструкций с целью отстройки от резонансных или близких к резонансным режимов. Необходимый эффект может быть достигнут в результате изменения жесткости, массы или конструктивной схемы или частоты вынужденных колебаний. В частности, возможна установка дополнительных постаментов, изменение условий опирания и т.п.

2. Изменение расположения и способа крепления машин и установок на несущих конструкциях, передача динамических нагрузок на отдельные фундаменты, колонны, разгрузочные балки.

3. Устройство эффективной виброизоляции.

4. применение динамических и ударных гасителей, увеличение демпфирования, устройство жестких и нежестких ограничителей.

5. Уравновешивание и балансировка машин; применение специальных устройств, обеспечивающих работу нескольких машин попарно и в противофазе.

Рекомендации, содержащиеся в п.п. 2,3 могут быть использованы также и при установке машин с импульсными нагрузками.

## **Нормирование уровня вибраций в зданиях и сооружениях.**

### **Санитарно-гигиеническое нормирование уровня вибраций.**

Вибрации не только создают дискомфортные условия для человека, но и могут, при превышении некоторого уровня, вызвать физиологические изменения в организме (виброблезнь).

Возможны три способа передачи вибрации на тело человека – через опорные поверхности, когда человек находится на колеблющемся основании (перекрытии, на площадке, в вагоне движущегося поезда и т.д.) – общие вибрации; при действии вибрации на отдельные части тела (при работе с виброинструментами) – локальные вибрации; при пребывании человека в пульсирующей среде (водной, воздушной) – объемные вибрации.

Кроме непосредственного воздействия вибрации на человека классифицируют также косвенное (визуальное) воздействие, которое оказывает на людей психологическое воздействие.

Наибольшие проблемы для людей, находящихся в жилых, общественных и производственных зданиях, создают, естественно, общие вибрации. При оценке влияния вибраций на людей тело человека приближенно рассматривается как некоторая динамическая система, различные элементы которой (части тела) по-разному реагируют на колебания с определенными частотами. Так, при вертикальных колебаниях наиболее остро человек ощущает колебания с частотами 2-15 Гц. Резонансная частота всего тела, как правило, около 3-х Гц.

Влияние вибраций на людей изучались многими исследователями, однако считать эту проблему завершённой безусловно рано.

Первые санитарные нормы вибраций на промышленных предприятиях были утверждены в Советском Союзе в 1954 году. Подобные нормы были разработаны и рекомендованы в Швеции в 1963 и 1971 годах.

Подробные данные по нормированию вибраций, воздействующих на человека в производственных условиях, приведены в советском стандарте [7\*]. Многие положения этого стандарта включены в основной документ, действующий в настоящее время в рамках Федеральных санитарных правил, норм и гигиенических нормативов – «Производственная вибрация, вибрация в помещениях жилых и общественных зданий», Санитарные нормы СИ 2.2.4/2.1.8.566-96 [8\*]. Согласно этим нормам устанавливается предельно допустимый (ПДУ) и допустимый уровни вибраций.

*Предельно допустимый уровень* – уровень колебаний, при котором при ежедневной работе (но не более 40 часов в неделю) не возникает заболеваний или отклонений в состоянии здоровья.

Вибрации, уровень которых не превышает *допустимый уровень* для жилых и общественных зданий, не вызывает у человека значительного беспокойства и существенных изменений показателей функционального состояния.

Вибрации, воздействующие на человека, классифицируются по:

- способу передачи вибраций (общая, локальная);
- источнику возникновения вибраций;
- направлению действия (для локальной и общей вибраций);
- характеру спектра (узкополосные, широкополосные);
- частотному составу (низкочастотные, среднечастотные, высокочастотные);
- временным характеристикам (постоянные, непостоянные, прерывистые и т.д.)

Общую вибрацию подразделяют на три категории в зависимости от источника вибрации – транспортную, транспортно-технологическую и технологическую. Последнюю. В свою очередь, подразделяют на три типа (3а, 3б, 3в) – на постоянных рабочих местах производственных помещений; на рабочих местах на складах, в бытовых помещениях и т.п.; на рабочих местах в помещениях заводоуправления, конструкторских бюро... Отдельно нормируются уровни общей вибрации в жилых помещениях от внешних (городского транспорта, передвижных установок и т.п.) и внутренних (лифты, вентиляционные системы и т.п.) источников.

Динамические воздействия, так же как и соответствующие им реакции элементов строительных конструкций, во многих случаях имеют достаточно сложный характер, а для их описания и оценки, в том числе с точки зрения из воздействия на людей.

Не останавливаясь детально на этой теории, приведем лишь основные характеристики случайных процессов, которые учитываются при нормировании вибраций.

Важными характеристиками колебательных процессов в интервале являются пиковые значения:  $a_{\max} = |\max x(t)|$ ;  $a_{\min} = |\min x(t)|$ , размер колебаний



$a_{\max} + a_{\min}$ , а также некоторые осредненные характеристики

$a_{cp} = \sqrt{\frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} x(t) dt}$  - среднее значение;

$a_{cp.кв.} = \sqrt{\frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} x^2(t) dt}$  среднеквадратическое (эффективной) значение. Для

гармонических колебаний  $a_{\max} = a_{\min} = a; a_{cp.кв.} = \frac{a}{\sqrt{2}}$ .

Реакция человека и чувствительного к колебаниям основания оборудования существенно зависит от частотного состава колебаний. Поэтому оценка уровня колебаний (среднеквадратичных значений перемещений, скоростей или ускорений) производится в определенном частотном интервале (октавных и третьоктавных полосах частот) (см. табл. 1,2 приложения 3). В октавной полосе верхняя граничная частота вдвое больше нижней граничной частоты, в третьоктавной – в 1,26 раза. Среднегеометрические частоты полос определяются по формуле:

$$w_{cp.кв.} = \sqrt{w_n \cdot w_в}$$

где  $w_n, w_в$  - нижняя и верхняя граничные частоты полосы.

Нормируемые параметрами вибраций являются средние квадратические значения виброскорости или виброускорения или их логарифмические уровни, измеряемые в 1/1 и 1/3 октавных частот.

В санитарных нормах логарифмические уровни виброскорости ( $L_v$ ) и виброускорения ( $L_a$ ) в дБ, определяются по формулам [8\*]:

$$L_v = 20 \lg \frac{v}{5 \cdot 10^{-8}}, L_a = 20 \lg \frac{a}{1 \cdot 10^{-6}}$$

Где  $v, a$ - среднеквадратические значения виброскорости (м/с) и виброускорения (м/с<sup>2</sup>).

Увеличение уровня на 10 дБ соответствует увеличению нормируемого параметра в 3 раза.

### 3.1.5.2. Нормирование уровня вибраций зданий.

Наряду с оценкой вибраций с точки зрения физиологического воздействия на людей (санитарно-гигиенических норм), технологических требований и несущей способности в нормах многих стран (США, Швеции, Польши, Чехии) рассматривается возможность общей приближенной (интегральной) оценки реакции зданий на действие вибраций (вибростойкость). По существу, оценивается уровень вибраций, при котором не нарушаются эксплуатационные свойства сооружений. Для такой оценки используются, как правило, косвенные методы, основанные на непосредственном измерении вибраций и использовании сейсмических шкал. Указанные в шкалах допустимые уровни вибраций – эмпирические. Они устанавливались достаточно приближенно по результатам измерений вибраций, вызываемых взрывами. В качестве нормируемого параметра

принимается скорость колебаний. В большинстве норм определяющим фактором считается скорость колебаний грунта. Она нормируется в зависимости от типа охраняемого сооружения, основной частоты вибрационного воздействия, характера возможных поведений и т.д. Очевидно, что в том числе и из-за достаточно субъективной оценки различных факторов, величины допустимых скоростей колебаний грунта по нормам различных стран отличаются существенно.

Значения допустимого уровня виброскорости для различных типов сооружений по немецкому стандарту DIN4150 приведены в табл. 5.1. на рис. 5.1 показаны значения нормируемых амплитуд смещений, предложенных специалистами США на основе анализа литературных источников. Кривой 1 обозначен уровень вибраций, превышение которого ведет к авариям конструкций. Ниже кривой 2 уровень вибраций характеризуется как безопасный. По некоторым рекомендациям, также специалистов США, безопасная зона лежит ниже кривых 3 и 4. предельные значения параметров колебаний, принятые в стандартах Польши и Чехии, даны в табл. 5.2.

Таблица 5.1.

Предельные значения виброскорости для различных типов сооружения

Тип сооружения. Фундамент при частоте, Гц	Допустимая виброскорость, мм/с			Покрытие верхнего этажа для всех частот
	10	10-50	50-100	
1. Строения, используемые как административн ые и промышленные здания	20	20-40	40-50	40
2. Оштукатуренные сооружения жилые дома и присоединенные конструкции	5	5-15	15-20	15

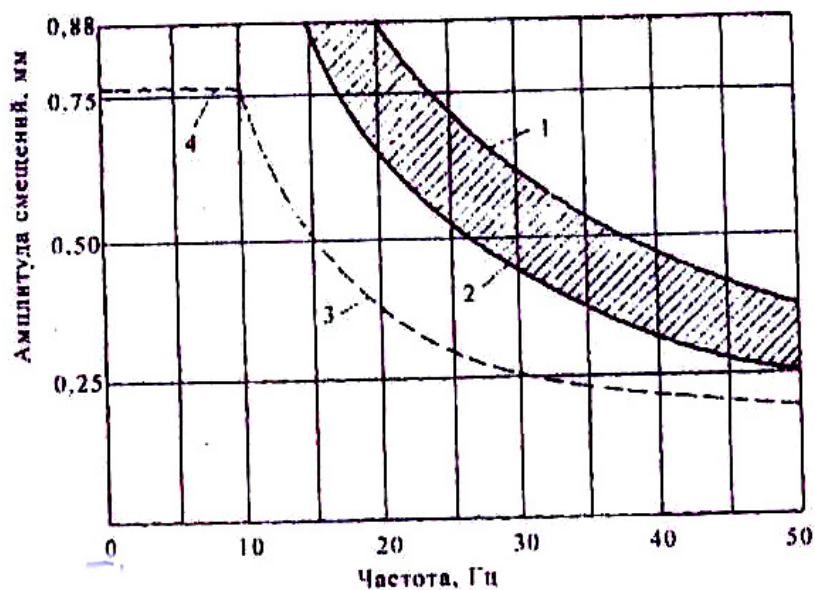


Рис. 5.1. Нормируемые уровни вибрации здания.

Представляется целесообразным оценивать отдельно реакцию зданий и сооружений на эксплуатационные или систематические (от виброактивного оборудования, транспорта и т.п.) и эпизодические (кратковременные и редко повторяющиеся) воздействия (при взрывах в грунте, забивке свай и т.п.). Можно выделить два наиболее характерных случая.

1. Вибрации зданий, находящихся в хорошем состоянии, несущая способность элементов конструкций которых сохранена в полном объеме с достаточно четкой конструктивной и расчетной схемами. При работе виброактивного оборудования внутри или вне зданий, движении транспорта и т.п. уровень и влияние вибраций на прочность конструкций можно достаточно полно оценить по результатам динамического расчета или инструментального обследования колебаний. Допускаемый уровень колебаний лимитируется, как правило, санитарно-гигиеническими нормами или технологическими требованиями. При оценке значений параметров вибраций при эпизодических интенсивных воздействиях можно воспользоваться данными табл. 5.2. или рис. 5.1.

Таблица 5.2.

Приведенные значения параметров колебаний для различных классов вибростойкости конструкций

Класс вибростойкости и сооружений	Характерные признаки сооружений	Частотный диапазон, Гц	Допустимые значения параметров затухающих колебаний		Допустимые значения параметров установившихся колебаний	
			Ускорение, мм/с <sup>2</sup>	Скорость, мм/с	Ускорение, мм/с <sup>2</sup>	Скорость, мм/с
А	Здания с видимыми повреждениями, с	1-10	125	-	63	-
		10-100	-	2	-	1

	трещинами в штукатурке, постройки из необработанного камня, пустотелых блоков с вяжущим материалом низкой несущей способности					
В	Обычные здания кирпичной кладки, постройки из блоков, из обработанного камня, фахверки. Постройки в хорошем состоянии, без повреждений	1-10	250	-	150	-
		10-100	-	4	-	2,5
С	Жесткие сооружения в хорошем состоянии (качественно выполненные здания с железнодорожным каркасом, металлоконструкции, высококачественные деревянные конструкции и т.п.)	1-10	630	-	380	-
		10-100	-	10	-	6

2. Вибрации зданий, конструкции которых ослаблены трещинами, коррозией, нарушением стыков или какими-либо другими дефектами и расчетная схема которых не может быть определена достаточно точно. Повышенные вибрации могут привести к появлению новых и раскрытию трещин, развитию недопустимых деформаций, разрушению конструкций. Оценить расчетом несущую способность (прочность) конструкций, даже используя результаты инструментального обследования колебаний, крайне затруднительно, а иногда невозможно. При действии как систематических, так и эпизодических воздействий следует учитывать рекомендации по ограничению общих вибраций (см. табл. 5.1., 5.2.), а также тип здания, общее состояние несущих и ограждающих конструкций, динамические характеристики сооружений, характер внешних воздействий и т.д.

Уровень колебаний массивных фундаментов под виброактивное оборудование 7,9 нормируется в зависимости от класса машин в соответствии с [7,9]

Допускаемые уровни колебаний оснований и фундаментов, ниже которых практически и развиваются дополнительные осадки, связанные с вибрациями, приведены в разделе 3.2.

### **Влияние вибраций на виброчувствительное и виброактивное оборудование.**

В современном промышленном производстве и, в частности, в электронной и атомной промышленности, приборостроении, в научных и научно-производственных объединениях, занимающихся вопросами биологии и генной инженерии, и многих других широко распространены технологические процессы, в которых применяется высокоточное, весьма чувствительное к вибрациям оборудование и измерительные приборы. Количество такого типа производств в связи с развитием высокотехнологичных процессов постоянно возрастает.

Во многих случаях нормируемый уровень вибраций высокоточного оборудования является определяющим при оценке допустимости колебаний конструкций.

По результатам работы отдела динамики ЦНИИСК им. Кучеренко и ряда других подразделений и, в том числе лабораторий динамики в Санкт-Петербурге (тогда еще Ленинграде), Харькове, Донецке, Екатеринбурге и др. была разработана и предложена классификация машин по чувствительности к гармоническим колебаниям основания, которая носит, однако, достаточно условный характер (табл. 5.3.)

Таблица 5.3.

Класс машин и приборов	1	2	3	4	5	6	7
Предельная амплитуда виброскорости основания (мм/с) 1-100 Гц	0,0315	0,1	0,315	1,0	3,15	10,0	Более 10,0

Все машины и приборы по чувствительности к колебаниям основания разделены на 7 классов.

Нормируется предельная амплитуда виброскорости основания. Ориентировочное деление машин на классы по чувствительности к гармоническим колебаниям основания приведено в [4].

В большинстве национальных стандартов по вибрациям на том или ином уровне затрагиваются также вопросы нормирования уровня колебаний виброактивных машин. Нормируются уровни колебаний практически всех основных видов машин с динамическими нагрузками: электрических машин, компрессоров, насосов и т.д.

Нормированные стандартами уровни колебаний машин должны гарантировать нормальную работу и безопасность. Очевидно, что безопасная работа оборудования не только обеспечивает выполнение технологических процессов, но и ограничиваем возможность возникновения чрезвычайных ситуаций, опасных для жизни и здоровья людей. Превышение нормированного уровня является сигналом о необходимости проверки эксплуатационной пригодности машин и выявления повреждений.

Нормируемым параметром уровня колебаний машин является среднеквадратическое значение виброскорости. Оценка состояния машин и оборудования при вибрациях дана в табл. 5.4. в зависимости от схемы установки оборудования (на жесткие или гибкие опоры).

Таблица 5.4

Данные стандарта ISO 3945-77 по оценке состояния машин на жестких и гибких опорах

Среднеквадратическое значение виброскорости, мм/с	Оценка состояния машин при различных типах опор	
	Жесткие опоры	Гибкие опоры
0,45	Хорошее	хорошее
0,71		
1,12		
1,18		
1,18	удовлетворительное	
2,8		
4,5		
4,5	неудовлетворительное	удовлетворительное
7,1		
11,2		
11,2	недопустимое	неудовлетворительное
18,0		
28,0		
		недопустимое

### Список литературы

1. Баркан Д.Д. Динамика оснований и фундаментов. – М.: Стройвоенмориздат, 1948.
2. Вейнер Д., Цейтман А.И. Вибрационные повреждения в промышленном строительстве. Москва-Стокгольм, Шведский Совет по исследованиям в строительстве, Научно-технический центр «Защита сооружений» Инженерной Академии России, 1994.

3. З. Дашевский М.А., Миронов Е.М. Защита окружающей среды от динамических воздействий поездов метрополитена// Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. -2000. - №4. – с.36-39.
4. Динамический расчет зданий и сооружений: Справочник проектировщика/ под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. 2-ое изд. – М.: Стройиздат, 1984.
5. Инструкция по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки. М.: Стройиздат, 1970.
6. Пятецкий В.М., Александров Б.К., Савинов О.А. Современные фундаменты машин и их автоматизированное проектирование. – М.: Стройиздат, 1993.
7. Руководство по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками. – М.: Стройиздат, 1982.
8. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. – 2-е изд. – Л.:Стройиздат, 1979.
9. Чернов Ю.Т. Вибрации строительных конструкций. – М.: Издательство АСВ, 2006.

*Нормативные документы.*

- 1\*. ГОСТ 24346-80. Вибрация. Термины и определения.
- 2\*. ГОСТ 25980-83. Вибрация. Средства защиты. Номенклатура параметров.
- 3\*. ГОСТ 26043-83. Вибрация. Динамические характеристики стационарных машин.
- 4\*. ГОСТ 12.1.034-81. Вибрация. Общие требования к проведению измерений.
- 5\*. ГОСТ 26568-85. Вибрация. Методы и средства защиты. Классификация.
- 6\*. ГОСТ 28362-89 (ИСО 2017-82). Вибрация и удар. Виброизолирующие устройства.
- 7\*. ГОСТ 12.1.012-90. Вибрационная безопасность. Общие требования.
- 8\*. СН.2.24/2.1.8.566-96. Санитарные нормы. Производственная вибрация, вибрация в помещениях жилых и общественных зданий. М., 1997.
- 9\*. СНиП 2.02.05-87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. М., 1989.

### Лекция 3

## Предотвращение прогрессирующего разрушения. Методы расчета и конструирования железобетонных конструкций, безопасных от прогрессирующего разрушения.

Прогрессирующее разрушение - процесс развития деформаций от локальных – к глобальным. Наибольшие практические достижения в решении проблемы предотвращения прогрессирующего разрушения. Задачи проектирования многоэтажных каркасов зданий.

Понятие прогрессирующего разрушения (обрушения) достаточно новое. Возникновению и выделению его из общих представлений: живучести, надежности и т. п., мы обязаны аварийным ситуациям, вызванным, как правило, человеческой деятельностью. Можно утверждать, что сегодня независимо от источника возникновения и характера нагружения прогрессирующее разрушение квалифицируется как процесс развития деформаций от локальных – к глобальным. Наибольшие практические достижения в решении проблемы предотвращения прогрессирующего разрушения имеются в задачах проектирования многоэтажных каркасов зданий. Следует признать, что и в этом случае мы находимся в начале пути. Что касается сооружений иного типа, так называемых большепролетных сооружений: мостов, систем покрытий, работающих по плоской и пространственной схеме, то здесь положение более неопределенное, и требуются исследования, направленные на изучение путей превращения локального разрушения в глобальное.

Источники прогрессирующего разрушения следует, по-видимому, искать не в сложных конструктивных системах, а в самой структуре твердого тела. Механика разрушения в поисках обнаружения очагов трещинообразования и дальнейшего развития трещин решает ту же задачу: останется ли трещина локальной или развиваясь приведет к полному разрушению тела? Для конструктивно анизотропных систем непрерывный процесс продвижения трещин становится ступенчато развивающимся. Тогда оказывается возможным зафиксировать и предотвратить дальнейшие «переходы» от локального к глобальному разрушению конструкции.

Может показаться, что эти рассуждения далеки от решения конкретных задач предотвращения ПР в многоэтажных каркасах или сложных большепролетных системах, состоящих из многоступенчатой цепи элементов, каждый из которых выполняет свою локальную роль. Тем не менее, такая связь существует, и ее выявление может способствовать эффективному решению задачи сопротивления ПР. Как правило, это не задача непрерывного континуума и, следовательно, поиск универсального аналитического решения пока что мало перспективен. Отсюда следует, что необходим анализ каждой несущей системы, и выявление «слабых мест» и путей предотвращения ПР. Действующие строительные нормы (ГОСТ 7751-88. Надежность строительных конструкций и оснований) [1] требуют, чтобы *строительные конструкции и основания были запроектированы таким*



***образом, чтобы они обладали достаточной надежностью при возведении и эксплуатации с учетом, при необходимости, особых воздействий (например, в результате землетрясения, наводнения, пожара, взрыва).***

К сожалению, в проектах последних десятилетий на это требование не обращалось особого внимания. Между тем, отечественная и мировая практика все в большей степени сталкивается с фактами аварийных воздействий различной природы. Серьезным толчком к решению проблемы стала террористическая деятельность. Хотя и до нее катастрофических разрушений зданий и сооружений вполне достаточно. 11 сентября 2001 года стало точкой отсчета для повышения внимания к проблеме, разработки новых поколений нормативов, методов проектирования и конструирования зданий с целью сделать их эксплуатацию максимально безопасной даже в случае аварийного воздействия.

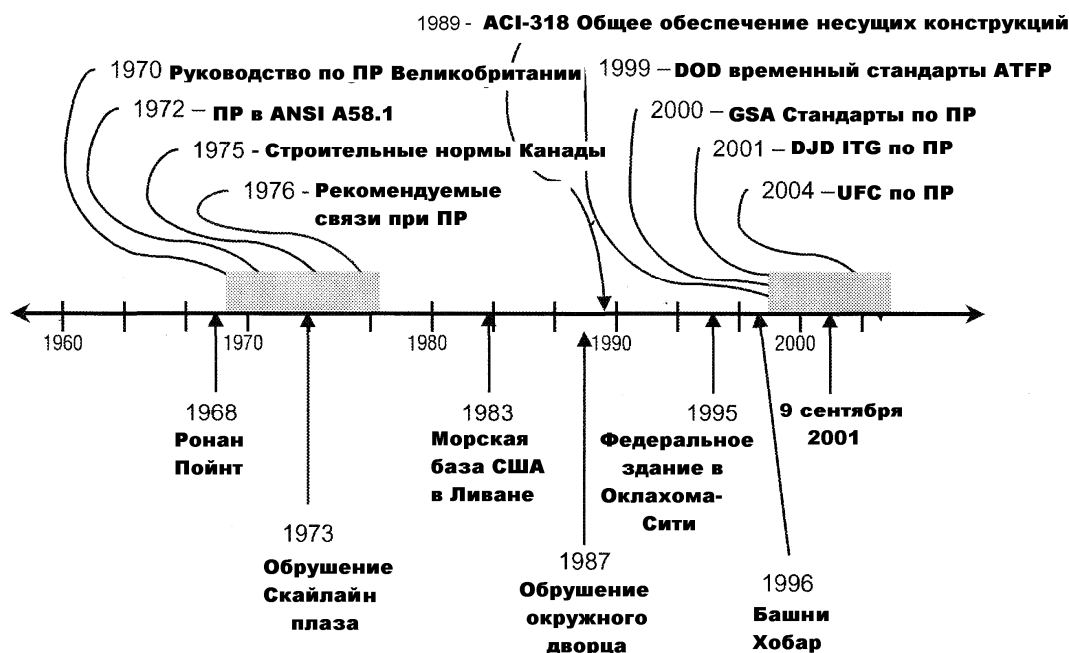
Печальный пример «близнецов» - двух 110-и этажных зданий всемирного торгового центра (ВТЦ) в Нью-Йорке, является уроком для конструкторов и строителей [2].

Причины выделения понятия прогрессирующего разрушения из ряда подобных:

- разрушения от аварийных: техногенных и природных воздействий,
- живучести – сохранения полных или частичных эксплуатационных качеств.

Представляется, что причиной выделения ПР из других аварийных повреждений является несоразмерность затрат на повреждение и экономических результатов последствий.

Сегодня в мире действует ряд нормативов, регулирующих решение проблемы. Их отличие от других – в постоянном развитии, поскольку результаты наблюдений, исследований и рекомендаций для нового строительства накапливаются быстро и очень востребованы. Среди этих нормативов (Рис. 1) национальные нормы США, Канады, Великобритании, международные нормы : Еврокод 2 и др. В России первые рекомендации разработаны в 1969 году МНИИТЭП'ом [16,17]. К последним можно отнести МГСН 4.19-2005 [4].



**Рис. 1. Хронология разработки стандартов по ПР.**

### **Прогрессирующее разрушение многоэтажных каркасов.**

Проблема оказалась наиболее понятной и продвинутой применительно к многоэтажным каркасам. Поэтому дальнейший анализ более понятен и последователен применительно именно к этим системам.

Ряд западных ученых пришел к выводу, что для мостов и большепролетных покрытий задача вообще лишена смысла. Это не так, но вопрос ПР применительно к большепролетным конструкциям имеет особенности и не столь очевиден, как это наблюдается в задачах ПР многоэтажных каркасов.

### **Методы противодействия прогрессирующему разрушению. Снижение уровня риска.**

Сопrotивление ПР можно трактовать как обеспечение нераспространения локального повреждения на другие элементы конструкции, то есть - предотвращение глобального разрушения.

Основной интерес – **экономический** – как с минимальными затратами обеспечить безопасность против ПР.

Возможны **три направления** для обеспечения нераспространения локального повреждения и превращение его в глобальное:

- снижение уровня «риска»,
- увеличение степени статической неопределенности системы,
- расчетно-конструктивные «ответы» на возможные повреждения.

# МЕТОДЫ

противодействия прогрессирующему разрушению

## А - снижение уровня «риска»

Прямой расчет «риска»

Коэффициенты обеспеченности > 1

Дифференцированная надежность

## Б – увеличение «лишних» неизвестных в каркасе

Применение более надежных конструктивных схем – «дублирование»

## В – расчетно-конструктивные «ответы» на возможные повреждения

Рис. 2. Методы противодействия прогрессирующему разрушению.

### А. Снижение уровня риска.

Имеется, как минимум, два пути решения вопроса путем снижения уровня «риска». МГСН4.19-2005, как и многие другие документы прежних лет, решает этот вопрос путем введения коэффициента надежности по ответственности. Впервые коэффициент надежности по назначению в зависимости от класса капитальности сооружения появился в нормах проектирования гидротехнических сооружений:  $\gamma_n = 1,25$  для сооружений 1-го класса капитальности. Очевидно, что такое директивное назначение коэффициента  $\gamma_n$  ведет к существенным дополнительным расходам, но одновременно существенно повышает безопасность при разрушениях от известных по величине, направлению и характеру воздействий. При этом неразрешимой проблемой являются повреждения вследствие неизвестных по направлению воздействий и воздействий после изменения расчетной схемы.

Возможен прямой расчет «риска» и его запланированное снижение, оговариваемое контрактными документами.

Методику расчета проиллюстрируем примером вычисления риска разрушения стержня от сжатия [7], которое возникает при теракте.

- Обозначим через  $S$  внешнюю силу, при которой должно произойти разрушение стержня, и через  $R$  силу, определяемую путем разрушения образцов.
- Разрушение стержня произойдет, если  $R < S$  или  $R - S < 0$ . Риск равен:  $m = R - S$ .
- Математическое ожидание риска

$$\hat{m} = \hat{R} - \hat{S}; \sigma_y = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} = \alpha \sqrt{1 + \sigma_R^2 / \sigma_S^2} = \sigma_S \alpha \dots$$

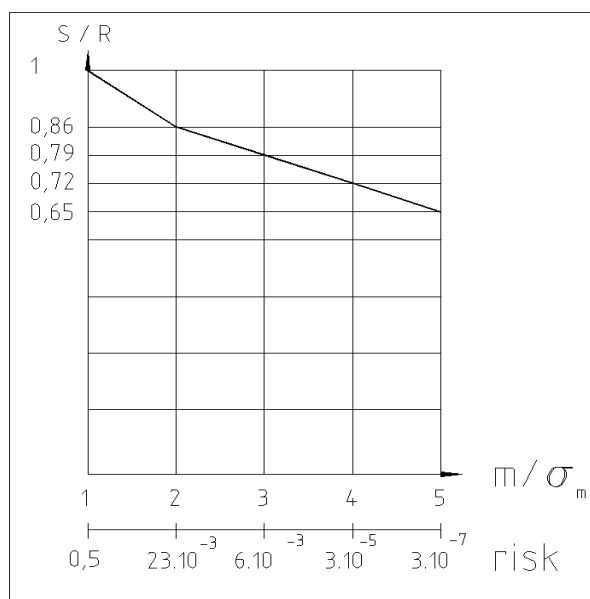
$$\alpha = \sqrt{1 + \sigma_R^2 / \sigma_S^2}.$$

Вероятность  $P(x)$  при смене переменной  $x$  на  $u=(x-\xi)/\sigma$ :

$$\hat{O}(u) = (1/\sqrt{2\pi\sigma}) \int_{-\infty}^u e^{-u^2/2} du$$

и риск равен

$$risk = P\{(R - S) > 0\} = 1 - P(m > 0) = \hat{O}\left(\frac{0 - m}{\sigma_m}\right) = \hat{O}\left(-\frac{m}{\sigma_m}\right).$$



**Рис.3. Снижение риска путем усиления сжатого стержня.**

Из графика на Рис. 3 следует, что уменьшение отношения нагрузки к сопротивлению с 1 до 0,65 приводит к снижению риска с 0,5 до  $3 \cdot 10^{-7}$ .

Следует иметь в виду, что понижение степени риска успешно решает только необходимую часть задачи – растет надежность каркаса в том виде, который предназначен

для сопротивления эксплуатационным воздействиям. Однако, изменения, происшедшие в каркасе: образование новых шарниров, исчезновение некоторых несущих элементов и т. д., никак не отражается на уровне риска при увеличении коэффициента надежности по назначению. Поэтому подчеркнем, что решение оказывается необходимым, но недостаточным.

Снижение риска может быть достигнуто и более эффективным способом. Для этого необходимо предварительно ранжировать само сооружение и составляющие его элементы, задавая в каждом случае риск по степени последствий от каждого вида разрушения.

Задача состоит в том, чтобы **при минимальном росте** затрат или без их увеличения **понижить риск** разрушения сооружения. Ее решение лежит в области деятельности конструкторов, проектировщиков, строителей и эксплуатационников.

Последствия нарушения связей между конструктивными элементами внешне мало отличаются от последствий, возникающих при разрушении элементов. Однако, в действительности, разница весьма существенна. Так, разрушение одной панели перекрытия, если оно не приводит к эффекту «домино», опасно только для обитателей 1-2-х комнат. Разрушение ригеля грозит несчастьем жителям 1-ой или нескольких квартир. Разрушение колонны верхнего этажа опасно для населения этого и, возможно,

следующего за ним этажа, а разрушение такой же колонны на 1-м этаже или в подвале вызовет существенно более тяжкие последствия.

Современное проектирование основано на **принципе равнонадежности** всех конструктивных элементов здания. Очевидно, что такой подход в задачах жизнеобеспечения неприемлем. Понятно также, что детерминистический подход к подобным задачам также неприемлем. Возможен лишь вероятностный подход, в котором вероятность разрушения каждого элемента дифференцирована и назначена в зависимости от ожидаемых последствий.

Для количественной оценки надежности конструктивных элементов и сооружения в целом целесообразно ранжирование форм разрушения и последствий разрушения.

За **нижнюю границу** следует принять плоский сдвиг, за **верхнюю границу** - опрокидывание. Дефекты, соответствующие 2-ой группе предельных состояний, в таблицу 3 не включены.

Такое ранжирование, например, может быть задано в виде, представленном в Табл. 1.

**Таблица 1.**

Конструкция и вид разрушения	Балл
Потеря устойчивости (сдвиг)	*
Разрушение панели перекрытия нижнего этажа	**
Разрушение панели перекрытия верхнего этажа	***
Разрушение балки перекрытия нижнего этажа	****
Разрушение балки перекрытия верхнего этажа	*** **
Разрушение ригеля верхнего этажа	*** ***
Разрушение колонны нижнего этажа	*** *** **
Разрушение колонны верхнего этажа	*** *** *
Разрушение стеновой панели нижнего этажа	***
Разрушение стеновой панели верхнего этажа	*** ***
Потеря устойчивости на опрокидывание	*** ** *** ** *** **

Этот способ сегодня существует только в виде предложения. Он противоречит принятому в нормах принципу равнонадежности. Но именно этот способ позволяет более рационально проектировать несущие конструкции. Для уникальных сооружений он может оказаться технически и

экономически оправданным. Дифференцированный подход к регламентации допустимого уровня риска позволяет решать задачу сопротивления ПР более экономично.

Что может произойти с сооружением при экстремальном воздействии?

Для наглядности рассмотрим жилое многоэтажное здание, подвергающееся действию горизонтального сейсма.

### ***1. Здание может потерять устойчивость против сдвига.***

При этом нарушится целостность коммуникаций: возникнет угроза затопления подвалов из-за разорвавшихся труб водопровода, теплотрассы и канализации; произойдет обесточивание или замыкание в сетях электроснабжения, остановятся лифты; возникнет угроза пожара - может создаться паника среди жильцов.

### ***2. Здание может потерять устойчивость против опрокидывания.***

Даже если в процессе опрокидывания не произойдет взаимное смещение конструктивных элементов или их разрушение, вероятность отсутствия человеческих жертв мала. В принципе, опрокидывание в чистом виде возможно только в зданиях из монолитного железобетона. В сборных зданиях панельного, каркасного типа, в том числе с металлическим каркасом, опрокидывание, как правило, приводит к полному нарушению связей между конструктивными элементами.

***3. В здании может произойти разрушение связей между конструктивными элементами:*** сход панелей перекрытий с опор на стенах и балках, разрыв стыков колонн, отрыв стеновых панелей от каркаса и разрыв связей между самими панелями.

***4. Разрушение конструктивных элементов:*** панелей перекрытий, ригелей каркаса, балок, стоек каркаса, колонн, стен.

***5. Чрезмерное раскрытие трещин в конструктивных элементах и ограждающих конструкциях.***

***6. Сверхнормативные прогибы конструктивных элементов или взаимные углы поворота между ними.***

Попытаемся проанализировать тяжесть последствий для каждой из форм нарушения проектного положения, прочностных и деформативных свойств сооружения и его конструктивных элементов. Очевидно, что чрезмерное раскрытие трещин или сверхнормативные прогибы не представляют опасности для жизни обитателей жилого дома. Непосредственной угрозы жизни и здоровья жильцов также не существует. Возможны неблагоприятные последствия из-за возникновения вторичных причин.

При заблаговременном оповещении об угрозе землетрясения перспектива плоского сдвига не опасна.

Как отмечено выше, опрокидывание может иметь самые тяжелые последствия, Добавим, что в этом случае опасности подвергаются не только жильцы самого дома, но и все, кто находится в пределах круга, радиус которого равен высоте здания.

### **Б. Увеличение «лишних» неизвестных в каркасе.**

В источниках приводятся разные даты трагического случая, происшедшего в Нью-Йорке то ли 9 мая 1945 г., то ли в 1957 году. Факт, что пилот бомбардировщика В-25 на уровне 46 - 47 этажей врезался в самое высокое здание города – 101-этажный «Эмпайр Стейтс Билдинг». Несущий каркас здания высотой 401 м с часто поставленными стальными колоннами и стальными ригелями, обладает избыточной статической неопределимостью. После ремонта – были выбиты несколько колонн и перекрытие в углу здания – оно продолжает нормально эксплуатироваться, и сегодня является самым высоким зданием Нью-Йорка.

Конечно, этот путь – избыточная статическая неопределимость и часто поставленные колонны – не является подарком для архитекторов. Но в некоторых случаях он является решением проблемы безопасности. Этот путь может оказаться весьма эффективным при проектировании большепролетных решетчатых систем с решетчатыми конструкциями. Создавая многорешетчатые фермы и арки, применяя комбинированные системы типа ферм Лангера, арок Консидера, висячие и вантовые системы с балками жесткости, конструктор может и должен создать пути резервирования несущей способности так, чтобы разрушение не оказывалось внезапным и катастрофическим.

### **В. Расчетно-конструктивные «ответы» на возможные повреждения.**

Метод В – расчетно-конструктивные ответы на возможную аварийную ситуацию, является целенаправленным и «прозрачным»

Обеспечение противодействия ПР необходимо для всех зданий и сооружений. Условно, для зданий высотой менее 25-этажей до настоящего времени не требуется расчет сопротивления ПР. Это означает, что в этих зданиях должны быть предусмотрены конструктивные мероприятия, гарантирующие минимальное сопротивление ПР.

При количестве этажей 25 и более, достаточность этих мероприятий должна быть подтверждена соответствующими расчетами, и при необходимости конструкции должны быть усилены в соответствии с результатами расчетов.

При выполнении таких расчетов необходимо руководствоваться требованиями норм и условиями контракта. Выбор инвестора должен опираться на вероятные последствия аварийной ситуации.

Возможны **три уровня** требований и, соответственно, три варианта решения проблемы:

- сооружение после аварийного воздействия не получает повреждений за пределами локального участка;
  - сооружение после аварийного воздействия сохраняет несущую способность, но становится непригодным к нормальной эксплуатации;
  - сооружение после аварийного воздействия не пригодно к эксплуатации, но сохраняет свою форму настолько, чтобы люди могли безопасно его покинуть.
- Последний уровень позволяет наиболее четко определить цель мероприятий, обеспечивающих сопротивление прогрессирующему разрушению. Методы расчета основаны на способности системы воспринимать нагрузки даже при утрате одной из ключевых связей.

Очевидно, что игнорирование требований по обеспечению сопротивления ПР может привести к полному разрушению несущих конструкций и здания в целом: (Вариант 0 на Рис. 4) .

Повышение прочности и жесткости конструкций, основанное на требовании сохранения несущей способности и пригодности к нормальной эксплуатации: (Вариант I на Рис. 4). Этот вариант после любого аварийного воздействия требует максимальных капитальных вложений.

Более экономичным является компромиссный подход, когда после аварийного воздействия сохраняется несущая способность, а пригодность к нормальной эксплуатации не обеспечивается: (Вариант II на Рис. 4) .

Минимальные расходы инвестор несет при реализации варианта III на Рис. 4. В этом случае конструкции проектируются и выполняются так, чтобы в аварийной ситуации гарантировалось сохранение жизни обитателей здания.

**Баланс расходов** при реализации любого из вариантов (Табл. 2) предварительно оценивается увеличением стоимости каркаса здания. С учетом принятых мер по обеспечению безопасности против прогрессирующего разрушения они составляют:

Для способа I - 50 %.

Для способа II - 20%

Для способа III – 10%.

При отсутствии мероприятий – 0%.

При отсутствии мероприятий, препятствующих прогрессирующему обрушению, дополнительные расходы, возникающие вследствие проявления аварийных ситуаций, достигают 684,5%.

## **Полное разрушение**

### **Вариант II**





**Вариант I**



**Вариант III**



**Рис. 4. Варианты последствий аварийного воздействия**

**Таблица 2.**

Ориентировочные расходы при различных вариантах защиты от прогрессирующего разрушения				
Вариант Наименования	Без ограничения прогрессирующего разрушения	I	II	III
Полная стоимость здания, млн. руб	25	30	27	26
Стоимость каркаса, млн. руб	10	15	12	11
Стоимость ограждающих конструкций и коммуникаций, млн. руб	15	15	15	15
Стоимость каркаса, %	100	150	120	110
Стоимость здания, %	100	120	108	104
Расходы страховых компаний, %	684,5	100	153	399

Последние две строки соответственно обозначают капитальные затраты инвестора и расходы страховой компании в случае аварии.

Очевидно, что дополнительные расходы на обеспечение сопротивления действию ПР не столь обременительны, как это может показаться на первый взгляд. Как правило, эти расходы вызываются не дополнительными объемом материалов, а устройством грамотных связевых соединений, превращающих несущий каркас в надежную единую систему.

Современное состояние статики и динамики сооружений позволяет с успехом реализовать любой из трех возможных вариантов защиты. Согласно [5] при расчете на ЧС производится проверка устойчивости здания против ПР на особое сочетание воздействий, в которое включаются:

- постоянные нагрузки,
- временная длительная нагрузка,

- одно из гипотетических воздействий (утрата колонны или участка стены):

- карстовая воронка диаметром 6 м (для карстоопасных районов),
- повреждение перекрытия площадью 80 (40) м<sup>2</sup>,
- неравномерная осадка основания,
- горизонтальная нагрузка на вертикальные несущие элементы 3,5 т для стержневых и 1

т/м<sup>2</sup> – для пластинчатых элементов.

Нагрузки на конструкции и их элементы определены федеральными нормами [8]. В силу новизны проблемы эти нормы не содержат перечня и величин расчетных нагрузок, возникающих при опасности прогрессирующего разрушения. Поэтому при формировании требований к этому виду нагружения необходимо изучить опыт национальных норм других стран и международных норм.

Так в UFC 4-023-03 [3] нагрузка на элементы перекрытий при ПР определяется выражением:

$$1,0D + 0,5L,$$

где  $D$  - постоянная нагрузка в виде собственного веса (кН/м<sup>2</sup>),

$L$  - временная нагрузка (кН/м<sup>2</sup>).

В Британских и Канадских нормах и в Еuronормах приведены иные соотношения постоянных и временных нагрузок. Эти нормативы, включая приводимые ниже рекомендации для использования на территории Москвы, объединяет то, что расчет на аварийное воздействие предусматривает применение коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ .

Согласно рекомендации п. 6.1.3 Приложения 6.1[4] и п.п. 1.11, 1.9 и 1.8\*\* [8] при расчете сопротивления ПР необходимо учитывать :

- **постоянные нагрузки- А** (вес несущих и ограждающих конструкций);
- **длительные нагрузки – В** (вес временных перегородок, вес стационарного оборудования, вес складываемых материалов, пониженное значение

нагрузок от людей, пониженное значение снеговой нагрузки);

- **особые нагрузки –В** (сейсмическое воздействие, взрывные воздействия, карстовые и просадочные явления).

Формула особого сочетания при аварийном воздействии:

$$\gamma_f (A + 0,95 \cdot B + B^{**}) .$$

Здесь А, В и В – нормативные значения нагрузок;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, по п. 1.3 [4]  $\gamma_f = 1$ ,

$\psi_1 = 0,95$  – коэффициент для длительных нагрузок при особом сочетании нагрузок согласно п. 1.12 [8].

Постоянные и длительные нагрузки принимаются по [8] с учетом уточнений, отражающих специфику высотных зданий, и приведенных в [4].

Здесь ограничимся только положениями, отличающимися эти документы:

- технические этажи с полной нагрузкой 10 МПа и пониженной 4 МПа;
- подземные автостоянки с полной нагрузкой 3,5 МПа и пониженной 1,5 МПа;
- карнизы с полной нагрузкой 1,4 МПа.

В высотных зданиях необходимо учитывать следующие кратковременные нагрузки:

- от аварийно-спасательной кабины пожарного вертолета на покрытие;
- от транспортных средств, в том числе пожарного автотранспорта на покрытия стилобатных и подземных частей здания.

Нагрузки и воздействия аварийного характера способные вызвать ПР:

- внутренний взрыв газовой смеси, способный вызвать разрушение капитальной стены, перекрытия над или под очагом взрыва; интенсивность дополнительного воздействия на элемент несущей конструкции –  $34 \text{ кН/м}^2$  в соответствии с [11];

- расчет перекрытия от обрушения перекрытия вышележащего этажа площадью до  $80 \text{ м}^2$  с коэффициентом динамичности 1,5 в соответствии с [27];

- удаление несущей колонны\*\*\* (участка стены) любого этажа в результате контактного взрыва;

- удар транспортного средства о колонну (стену) 1-го и подземных этажей с паркингами и проездами к ним силой 3,5 т на высоте 1 м от уровня пола.

---

\*) Введение коэффициента надежности по ответственности повышает общую прочность и устойчивость несущих конструкций здания, но на сопротивление ПР может не оказывать положительного воздействия, так как им не предусматривается препятствие изменению расчетной схемы при локальном повреждении несущей конструкции.

\*\*) Коэффициент при В от сейсмической нагрузки принимается по нормам проектирования сооружений для сейсмических районов.

\*\*\*) Согласно [14] колонны – это элементы, высота сечения которых не превышает 4-х толщин, в высота составляет не менее 3-х высот сечения. В противном случае колонну следует рассматривать как стену.

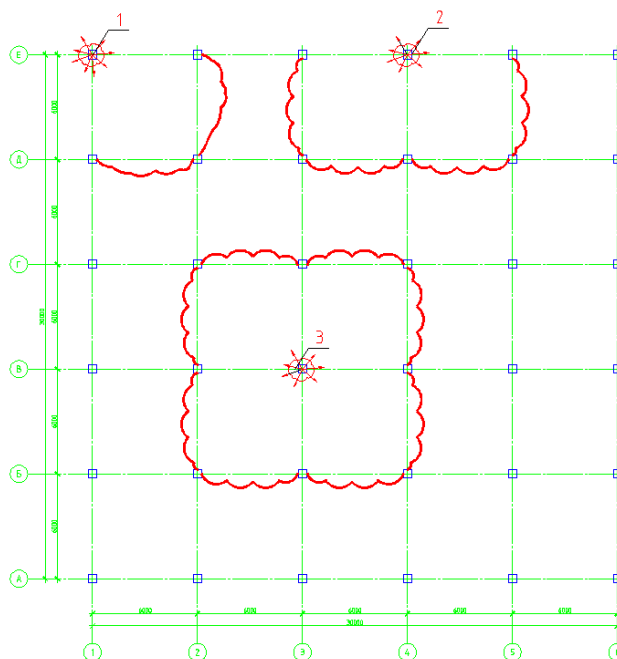
### **Контактный взрыв. Последствия контактного взрыва в многоэтажных каркасах и роль связевых этажей.**

Условно этим термином обозначается любое воздействие, вызывающее с большой скоростью удаление колонны или участка стены несущего каркаса. При контактном взрыве, как правило, происходит изменение конструктивной, и, следовательно, расчетной схемы каркаса. Мгновенное удаление опоры вызывает динамику процесса.

В результате контактного взрыва возможна полная потеря несущей способности любой из колонн здания (достаточно  $0,2 \div 0,5 \text{ кг}$  взрывчатого вещества (ВВ)). Потеря стены в этом случае маловероятна (нужны килограммы ВВ).

На основании приобретенного опыта проектирования и рекомендаций МГСН [2] противодействие ПР должно быть обеспечено в результате анализа конструктивной схемы проектируемого здания. Схема размещения удаляемых колонн (стен) определяется конструктором в соответствии с принципом, представленным на рис. 5:

- удаление угловой колонны;
- удаление крайней колонны;
- удаление промежуточной колонны.



**Рис. 5. Очаги поражения при контактном взрыве**

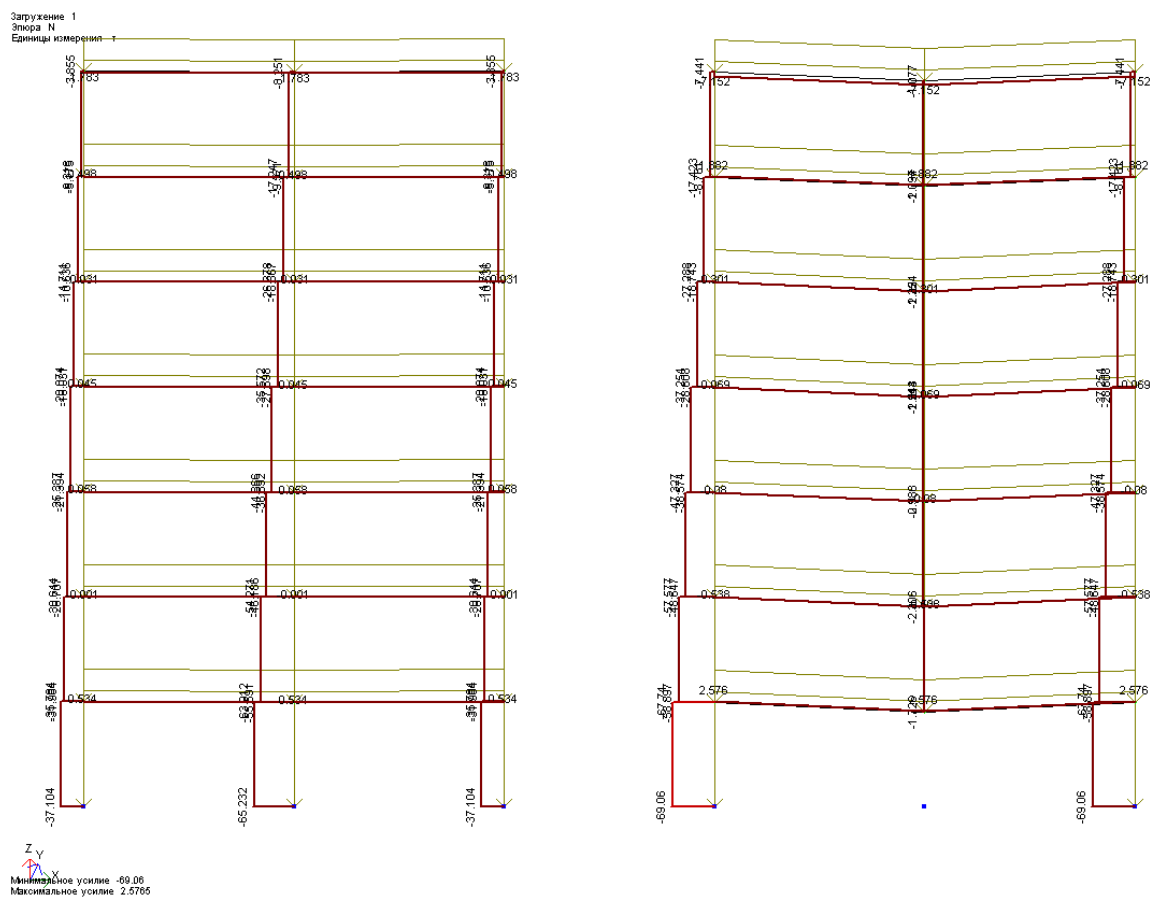
В процессе проектирования необходимо последовательно «удалять» внутренние, крайние и угловые колонны (пилоны), и в соответствии с реакцией оставшихся несущих элементов учесть:

- повышение нагрузки на оставшиеся колонны и стены;
- изменение расчетной схемы перекрытий из-за удаления колонны.

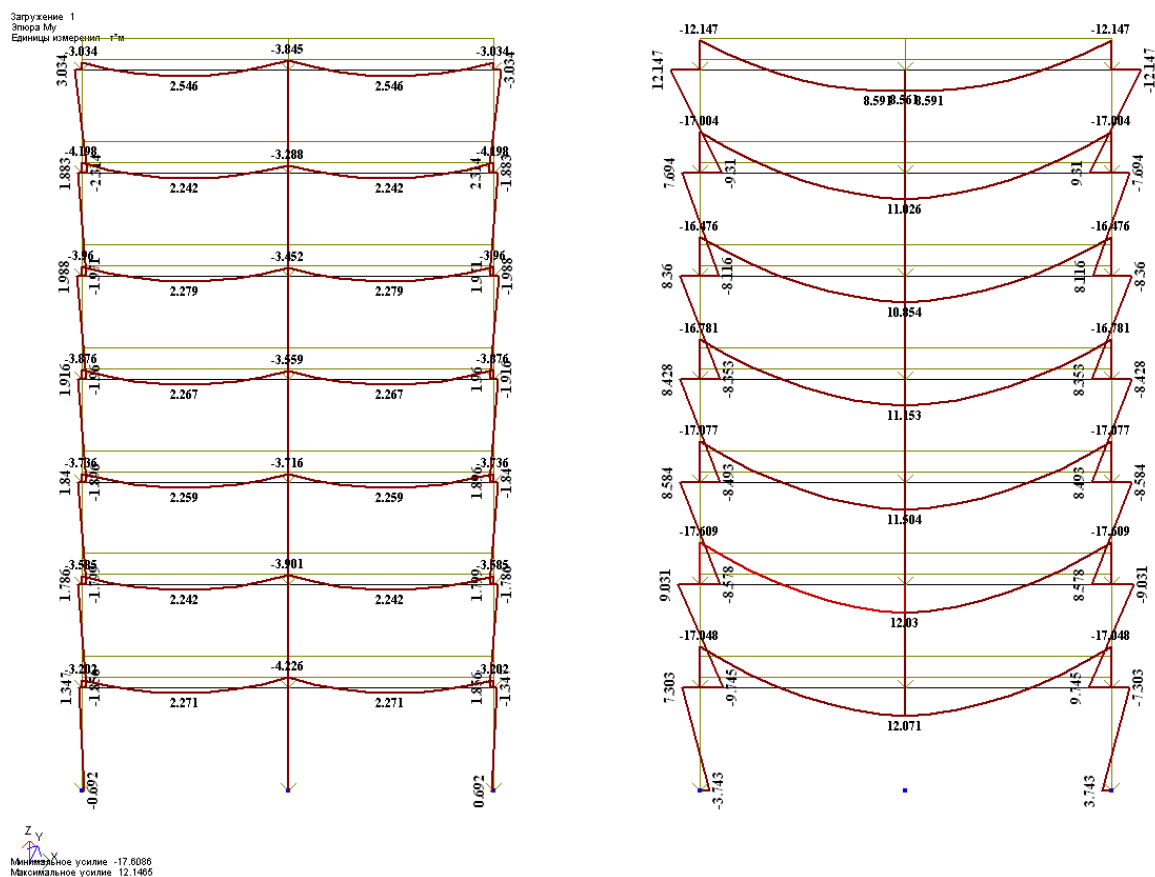
При анализе поведения плоской рамы многоэтажного каркаса (рис. 6, 7,) очевидны изменения в напряженно-деформированном состоянии ригелей и стоек рамы после удаления средней колонны.

В пространственном рамном каркасе при всех работающих колоннах распределение нагрузок от перекрытий определяется стандартным статическим расчетом. При удалении средней колонны распределение нагрузки между оставшимися колоннами меняется таким образом, что наиболее перегруженной (на 25%) оказывается крайняя (фасадная) колонна на контуре ячейки. При удалении крайней колонны перегруженной (на 50%) оказалась угловая колонна. При удалении угловой колонны перегруженной (на 25%) является крайняя (фасадная) колонна. При рассмотрении 7-и этажного каркаса видно, что из-за удаления промежуточной колонны на среднее сечение ригелей всех ярусов помимо нагрузки на самом ригеле

оказывает действие только вес колонны. Из этого следует, что все ригели работают в примерно одинаковых условиях.



**Рис. 6. Осевые усилия в стойках плоской 7-и этажной рамы до и после удаления промежуточной точки**



**Рис. 7. Моменты в ригелях плоской 7-и этажной рамы до и после удаления промежуточной колонны.**

### **Последствия контактного взрыва в многоэтажных каркасах и роль связевых этажей.**

Исследования многоэтажного рамного каркаса показали, что при этажности более 10 -11 этажей существенно меняется величина нагрузки, приходящаяся на ригель рамы над удаленной колонной. После удаления средней колонны модели момент в ригеле над удаленной колонной в 45-и этажном каркасе увеличивается в 3,75 раза по сравнению с моментом в ригеле одноэтажной рамы (рис. 8). Момент в ригеле над колонной, смежной с удаленной, увеличивается в 2,9 раза.

При высоте каркасов, не превышающей 10 – 11 этажей, усилия, возникающие в стойках и ригелях, хорошо и стабильно описываются традиционными решениями строительной механики. При большей этажности влияние деформативности разно нагруженных колонн и стен, податливости фундаментов, упругого перераспределения усилий в элементах каркаса из-за удаления колонны и других факторов, вызывает весьма сложное трудно прогнозируемое напряженное состояние. Главным в этом явлении является то, что в ригелях, непосредственно расположенных над удаленной колонной, усилия могут многократно превышать, получаемые при меньшей этажности.



**Рис. 8. Максимальный момент в пролете ригеля плоской рамы над удаленной колонной**

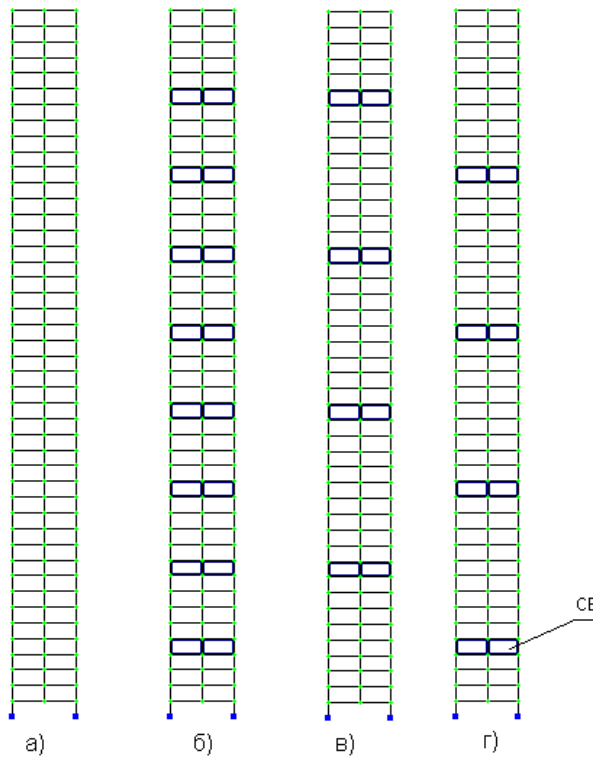
В качестве путей, альтернативных, изображенному на рис. 9, а, следует рассматривать иные решения, основанные на применении «связевых» этажей или этажей, работающих по «мостовой» схеме. На рис. 9,б – г представлены варианты решения проблемы. Из рис. 10 очевидна эффективность включения в систему связевых этажей: при удалении колонны на одном из этажей моменты в ригелях практически не изменяются.

При выполнении каждого 5-го этажа как связевого оказывается, что после удаления средней колонны модели момент в ригеле над удаленной колонной в 45-и этажном каркасе увеличивается в 1,34 раза по сравнению с моментом в ригеле одноэтажной рамы. Момент в ригеле над смежной с удаленной колонной увеличивается в 1,65 раза.

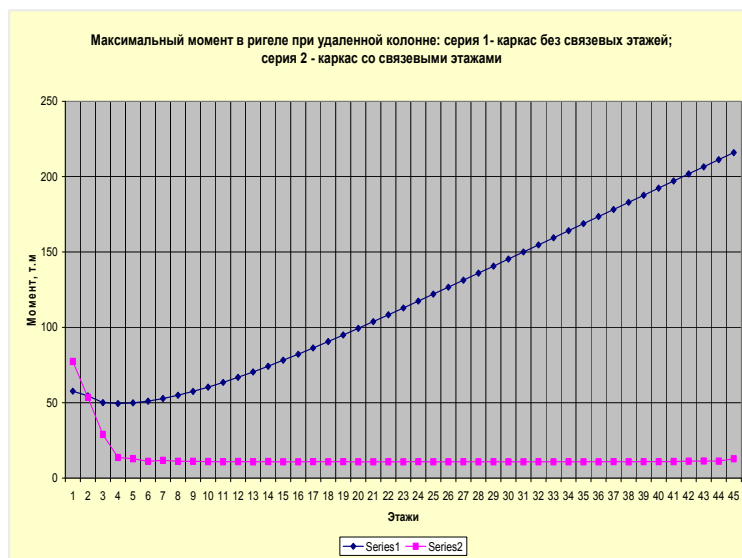
Исследования показывают, что это весьма эффективный метод обеспечения сопротивления ПР. Он применен в некоторых зданиях московского «Сити» в виде системы 5 -10 этажных рамных блоков над связевым этажом. В здании «Бурж Дубай» к связевому блоку «подвешивается» до 20 этажей. Такая система также позволяет локализовать зоны повреждения.

На рис. 11 представлены различные варианты стен (диафрагм) связевого этажа.

Коэффициент жесткости изменяется от 1 при отсутствии сдвиговой жесткости до 0,0137 при беспроемной железобетонной диафрагме. Проемность в стенах и конструкция стальных связей оказывает существенное влияние на работу связевого этажа. Выбор конструктивного решения принадлежит конструктору.

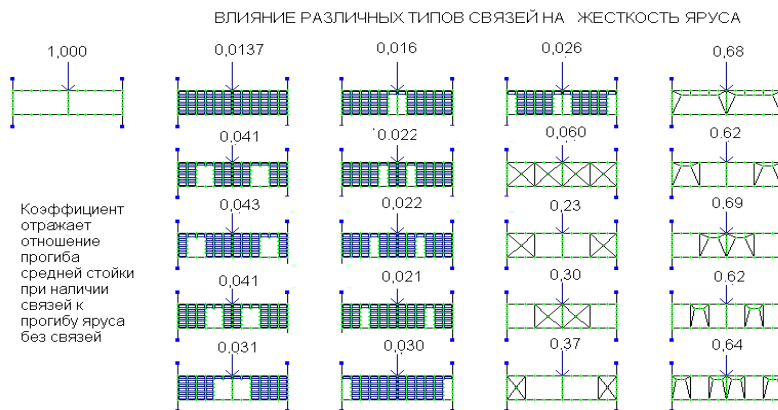


**Рис. 9. Варианты решения задачи сопротивления прогрессирующему обрушению.**



**Рис. 10. Эффективность применения связевых этажей.**





**Рис. 11. Эффективность применения различных типов диафрагм в конструкциях связевых этажей.**

В процессе проектирования несущего каркаса здания необходимо проанализировать экономическую эффективность рассмотренных вариантов: чисто рамного и с промежуточными связевыми ярусами.

### Объемный взрыв.

В МГСН не обозначена величина аварийной нагрузки, которая приводит к повреждению перекрытия в радиусе 5 м ( $\sim 80 \text{ м}^2$ ) или стены длиной 10 м. По-видимому, предполагается, что независимо от величины нагрузки произойдет падение перекрытия в очаге взрыва.

В британских и европейских нормах для такого случая в дополнение к гравитационным нагрузкам прикладывается добавочная нагрузка  $34 \text{ кН/м}^2$ , которая соответствует давлению, вызванному взрывом газа [3, 11]. Исследования проф. А.А. Комарова (МГСУ) [9] показывают, что обычные строительные конструкции имеют сопротивление избыточному давлению при взрыве газозвушной смеси существенно меньшее, чем нормируемое: кирпичные стены выдерживают 2 - 4  $\text{кН/м}^2$ , железобетонные перекрытия 8 - 10  $\text{кН/м}^2$ . Данные, которые уточняли бы характеристики этой нагрузки, отсутствуют. Можно только предположить, что эта величина учитывает динамику процесса (коэффициент динамичности). Можно также предположить, что наличие оконных и дверных проемов, а также легко разрушаемых взрывом ненесущих перегородок существенно ослабит действие взрыва на несущие конструкции.

Представим, что имеется помещение с площадью  $\leq 80 \text{ м}^2$ , внутри которого произошел взрыв газозвушной смеси. Последствия от такого взрыва могут носить достаточно разнообразный характер: может разрушиться несущая стена помещения, может разрушиться верхнее или нижнее перекрытие.

Стена помещения может разрушиться от действия аварийной боковой нагрузки

34 кН/м<sup>2</sup>, нагрузки от собственного веса и нагрузки от расположенных выше этажей. В помещениях, имеющих капитальные стены и легко разрушаемые перегородки, окна и дверные проемы, более вероятно разрушение этих перегородок, а не несущих стен и тем более колонн.

Нижнее перекрытие помещения разрушится от суммы нагрузок: аварийной нагрузки

34 кН/м<sup>2</sup>, нагрузки от собственного веса и временной длительной нагрузки. Верхнее перекрытие помещения разрушается от разности нагрузок: аварийной нагрузки 34 кН/м<sup>2</sup>, действующей снизу вверх, нагрузки от собственного веса и временной длительной нагрузки, действующих сверху вниз. Как правило, аварийная нагрузка по модулю превышает нагрузки от собственного веса и временной длительной нагрузки.

В результате аварийного воздействия, конструкции не должны преодолеть первую группу предельных состояний, но могут получить чрезмерно раскрытые трещины и прогибы, т.е. преодолеть предельные состояния по пригодности к нормальной эксплуатации.

Нормативные значения нагрузок на перекрытия жилых и многофункциональных зданий находятся в интервале 0,8 – 1,3 т/м<sup>2</sup>. Это приводит к необходимости спроектировать нижнее перекрытие в очаге взрыва на особое воздействие от нагрузки ~ 4,5 т/м<sup>2</sup>, действующей сверху вниз, а верхнее перекрытие на нагрузку ~ 2,5 т/м<sup>2</sup> снизу вверх.

И то и другое требует значительного увеличения арматуры (для нижнего перекрытия более чем в 4 раза). Так как объемный взрыв возможен в любом помещении, это касается всех перекрытий здания.

Если расчет гарантирует, что рассматриваемые перекрытия, даже преодолев предельное состояние по несущей способности, не упадет – повиснет на связевой арматуре, то ПР, вызываемое падением перекрытий, будет исключено.

- при объемном взрыве внутри помещения верхнее перекрытие после разрушения в процессе прогиба «вверх», падая вниз, оказывает динамическое воздействие на нижнее перекрытие; нижнее перекрытие может получить такое же движение вниз непосредственно от действия взрыва.

Если в каркасе не предусмотрены несущие стены, примыкающие к разрушаемому, то очаги разрушения перекрытий в отсутствии разрушенных взрывом стен могут оказаться многократно превышающими области, декларируемые в [5]. Ненесущие ограждающие конструкции могут локализовать повреждение перекрытий, что не внесет особенностей, более опасных для каркаса.

При объемном взрыве в здании рамного типа трудно ожидать разрушения колонн (пилонов). Здесь уместна проверка расчетом очага повреждения перекрытий над и под очагом разрушения от взрыва с площадью, не превышающей 80 м<sup>2</sup>.

### **Динамика процесса.**

Очевидно, что приведенные виды нагрузок могут иметь динамическую составляющую. Это относится к ударным, сейсмическим, взрывным воздействиям. Это относится и к внезапному удалению опор. Разработано множество расчетных моделей, учитывающих динамический характер воздействия нагрузки на конструкцию. Особенность задачи сопротивления ПР при контактном взрыве заключается в том, что в начальный момент система имеет вполне упругие свойства, а в процессе деформирования становится упругопластической и даже пластической. Задача не имеет универсального решения. Здесь ограничимся информацией о том, что при падении груза на упругое тело коэффициент динамичности равен 2. При падении груза на пластически деформируемое тело он равен 1, При переходе тела в процессе деформирования из упругого в пластическое состояние коэффициент динамичности приобретает промежуточное значение.

### **Расчеты перекрытий по упругой стадии и стадии предельного сопротивления.**

Для варианта I необходимо использование упругой модели, для варианта II разработана жестко-пластическая модель разрушения [16], вариант III допускает превращение перекрытий в плоские или пространственные висячие системы, не допускающие аварийного обрушения конструкций. Независимо от избранной стратегии, проверка по варианту III необходима для гарантии, что упругая или упруго-пластическая стадия не завершится хрупким разрушением.

Методика расчетов по варианту I не требует специальных пояснений.

При расчете по II-му варианту принимается, что деформирование конструкций происходит в пластической стадии без разрушения бетона сжатой зоны в пластических шарнирах (арматура находится в состоянии пластического течения, а бетон сжатых зон работает на нисходящей ветви деформирования, но ещё не разрушен).

Наступление предельного состояния в перекрытии в целом характеризуется предельными углами раскрытия в пластических шарнирах или коэффициентом пластичности, представляющим собой отношение полного прогиба к предельному упругому. При удовлетворении условия  $\xi \leq 0,7\xi_R$  коэффициент пластичности  $\chi \geq 3$ .

Расчёт обеспечивает сохранение кратковременной функциональной пригодности элементов перекрытия при значительной ширине раскрытия трещин в шарнирах пластичности в наиболее напряжённых сечениях. При этом для продолжения эксплуатации здания может потребоваться восстановительный ремонт или полная замена участка (ячейки) перекрытия, опирающейся на удалённый вертикальный несущий элемент.

Общее условие расчёта конструкций для этого случая имеет вид:

$$p_{vI} \leq q_{ud},$$

где  $p_{vI}$  – эквивалентная статическая нагрузка, равная

$$p_{v1} = k_{d1} q_0.$$

Здесь  $q_0$  – статическая нагрузка, учитываемая в особом сочетании согласно п.1.3: погонная – для стержневых элементов и равномерно распределённая по площади – для плоскостных конструкций;  $k_{d1}$  – коэффициент динамичности;

$q_{ud}$  – предельная равномерно распределённая нагрузка, определяемая по методу предельного равновесия для стержневых или плоскостных конструкций, входящих в состав ячейки перекрытия с удалённым вертикальным несущим элементом, при динамических расчётных сопротивлениях материалов.

Коэффициент динамичности в зависимости от относительной высоты сжатой зоны бетона в пролётных сечениях принимает следующие значения:

- при  $\xi = \xi_{Rd}$   $k_d = 2$ ;
- при  $\xi = 0,8\xi_{Rd}$   $k_d = 1,33$ ;
- при  $\xi = 0,64\xi_{Rd}$   $k_d = 1,2$ ;
- при  $\xi \leq 0,48\xi_{Rd}$   $k_d = 1,1$ ;

где  $\xi_{Rd}$  – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, определяемое при динамических сопротивлениях материалов по формуле:

$$\xi_{Rd} = \frac{\omega_d}{1 + \frac{R_{sd}}{400} \left(1 - \frac{\omega_d}{1,1}\right)}.$$

Здесь  $\omega_d$  – характеристика сжатой зоны бетона, определяемая из выражения:

$$\omega_d = 0,85 - 0,006R_{bd}.$$

Для промежуточных значений  $\xi$  коэффициент динамичности находится по линейной интерполяции.

Предельная нагрузка определяется по формуле:

а) для ригелей плоского каркаса

$$q_{ud} = \frac{8}{l_r^2} (M_{ud}^{(sup)} + M_{ud}^{(sp)}),$$

где  $l_r$  – пролёт ригеля, образовавшийся после удаления разрушенной колонны (пилона);

$M_{ud}^{(sup)}, M_{ud}^{(sp)}$  – предельные моменты внутренних сил соответственно по граням оставшихся и разрушенной колонн (т.е. в опорных и пролётном сечениях) при расчётных динамических сопротивлениях бетона и арматуры;

б) для системы перекрёстных ригелей ячейки каркаса с размерами в плане  $2l_1 \times 2l_2$  с разрушенной (удалённой) колонной в центре (рис.12,а):

$$q_{ud} = \frac{2}{l_1 + l_2} \left[ \frac{M_{ud,1}^{(sup)} + M_{ud,1}^{(sp)}}{l_1} + \frac{M_{ud,2}^{(sup)} + M_{ud,2}^{(sp)}}{l_2} \right]$$

Здесь значения предельных моментов с индексом «1» относятся к опорным (*sup*) и пролётным (*sp*) сечениям ригеля пролётом  $2l_1$ ; значения предельных моментов с индексом «2» – то же, для сечений ригеля пролётом  $2l_2$ .

в) для системы перекрёстных ригелей ячейки каркаса с размерами в плане  $2l_1 \times l_2$  с разрушенной (удалённой) крайней колонной (рис.7.1, б):

$$q_{ud} = \frac{1}{l_1 + 0,5l_2} \left[ \frac{2(M_{ud,1}^{(sup)} + M_{ud,1}^{(sp)})}{l_1} + \frac{M_{ud,2}^{(sup)} + M_{ud,2}^{(sp)}}{l_2} \right].$$

г) для средней ячейки безбалочного перекрытия с колоннами без капителей с размерами в плане  $l_{r1} \times l_{r2}$  (после устранения средней колонны) предельная нагрузка определяется из соотношения:

$$\frac{q_{ud} l_{r1} l_{r2}}{8} \left( \frac{l_{r1} + l_{r2}}{2} \right) \leq \frac{1}{2} (M_{ud}^{(sup,1)} + M_{ud}^{(sup,2)}) + \frac{1}{2} (M_{ud}^{(sp,1)} + M_{ud}^{(sp,2)}),$$

где  $M_{ud}^{(sup,1)}, M_{ud}^{(sup,2)}$  – предельные моменты в опорных сечениях на длине соответственно  $l_{r1}$  и  $l_{r2}$ ;

$M_{ud}^{(sp,1)}, M_{ud}^{(sp,2)}$  – то же, в пролётных сечениях;

д) для крайней ячейки, расположенной в угловой зоне каркасного здания с безбалочными перекрытиями и самонесущими наружными стенами :

$$q_{ud}^{(1)} = \frac{6(M_{ud}^{(1)} \cos^2 \alpha + M_{ud}^{(2)} \sin^2 \alpha) l_{uu}}{d l_1 l_2},$$

где  $l_{uu}$  – протяжённость линейного шарнира пластичности, равная  $l_{uu} = \sqrt{l_1^2 + l_2^2}$ ;

$$\sin \alpha = \frac{l_1}{l_{uu}}; \quad \cos \alpha = \frac{l_2}{l_{uu}}; \quad d = \frac{l_1 l_2}{l_{uu}}$$

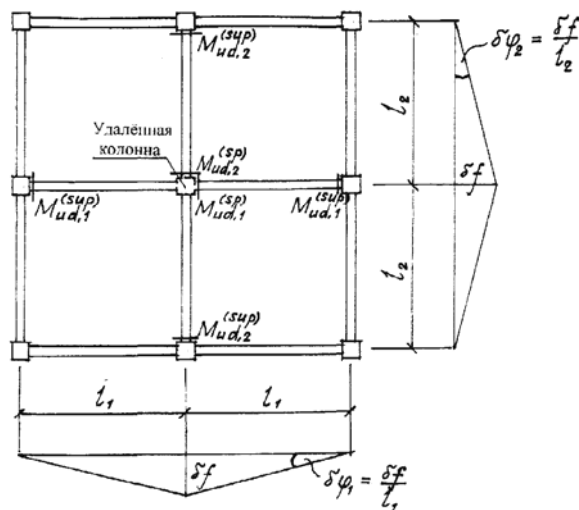
$M_{ud}^{(1)}, M_{ud}^{(2)}$  – предельные моменты внутренних сил в направлении сторон  $l_1$  и  $l_2$  на 1 п.м. ширины плиты;

– то же, с ненесущими наружными стенами, опирающимися на перекрытие по контуру:

$$q_{ud}^{(2)} = q_{ud}^{(1)} - 3g_w \frac{l_1 + l_2}{l_1 l_2},$$

здесь  $g_w$  – погонная нормативная нагрузка от собственного веса ненесущих стен в пределах высоты одного этажа.

а)



б)

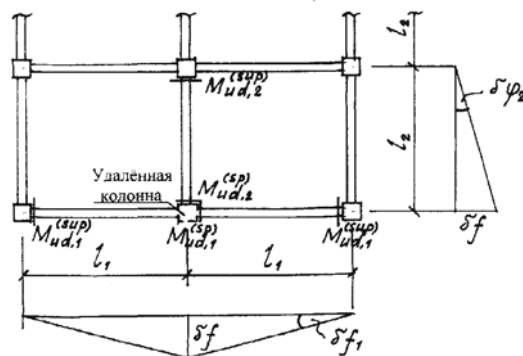


Рис. 12. К определению предельных нагрузок

### Расчеты в стадии постпредельного сопротивления

Расчет перекрытия в постпредельном состоянии основан на теории висячих систем [7,10]. Полагаем, что в результате аварийного воздействия железобетонная балка (плита) преодолела предельное состояние по несущей способности. В продольной растянутой арматуре при этом достигнут предел текучести, что соответствует ее удлинению 0,001 – 0,002. Из диаграмм «напряжения – деформации» для мягких арматурных сталей следует, что после прохождения площадки текучести арматура обладает более чем 10-и кратным запасом деформативности. Если армирование балки гарантирует, что за пределами зоны разрушения не нарушается анкеровка и не происходит обрыв стержней, то после раздробления бетона сжатой зоны и расчленения балки нормальными и наклонными трещинами ее сопротивление будет обеспечиваться только арматурой, работающей на растяжение. Такие системы широко применяются в практике строительства.

Связь между поперечной распределенной нагрузкой  $q$  на нить и усилием в ней определяется по формуле:

$$S_{\max} = \frac{q_i l^2}{8f} \sqrt{1 + 16 \frac{f^2}{l^2}},$$

где  $f$  – провис нити и  $l$  – расчетный пролет.

Предельная равномерно распределенная нагрузка равна:

$$q = \frac{8 \cdot f \cdot A_s \cdot R_{s,ult}}{l^2} \sqrt{l^2 + 16 f^2},$$

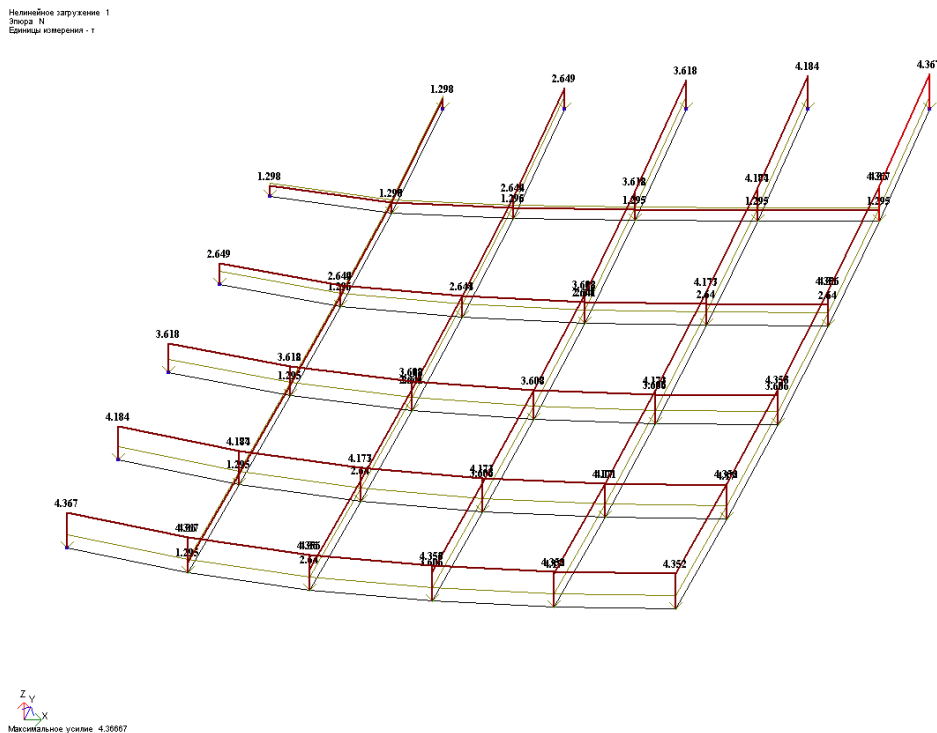
где  $A_s$  – площадь сечения арматуры, включаемой в расчет висячей системы.

В подавляющем большинстве случаев перекрытия имеют ортогонально расположенную арматуру. При квадратном плане плиты перекрытия, интенсивности полной нагрузки на единицу площади, равной  $q_0$ , и расстоянии между тросами  $d$  погонная нагрузка на трос равна:

$$q_i = \frac{q_0 d}{2}.$$

Для проверки этих предложений с помощью ПК «Ли́ра 9.4» выполнены расчеты перекрестной вантовой конструкции перекрытия как геометрически нелинейной конструкции (Рис. 13). При размерах плана 2 x 2 м, нагрузке 2,5 т/м<sup>2</sup> и 9 тросах в каждом направлении:

$$q_i = \frac{2,5 \cdot 0,2}{2} = 0,25 \delta / i^2.$$



**Рис. 13. Усилия в вантах при  $a = b$**

При прямоугольном плане распределение нагрузок между тросами полагаем таким же, как при эллиптическом плане, при условии, что тросы имеют одинаковое очертание, а на концах диаметров опорного кольца моменты равны нулю.

Если тросы одного направления имеют одинаковое натяжение и одинаково нагружены, усилия в тросах, параллельных осям  $x$  и  $y$ , равны:

$$S_x = \frac{q_r l_{\delta}^2}{8f} \sqrt{\frac{l_y}{l_x}}, \quad S_y = \frac{q_r l_{\delta}^2}{8f} \sqrt{\frac{l_x}{l_y}}.$$

Третье направление предусматривает проектирование систем, способных сопротивляться эксплуатационным воздействиям и аварийным воздействиям при изменениях расчетной и конструктивной схемы после локального повреждения.

Преимущество того или иного направления в первую очередь оценивается экономическими показателями: это соотношение затрат на усиление конструкций и потерь, вызванных аварией.

Считается, что третье направление наиболее экономически оправдано и целенаправленно.

***Цель - проектирование сооружений различного назначения, которые помимо безаварийного выполнения функций в течение заданного срока эксплуатации, в случае аварии из-за природных и техногенных явлений (дефектов в технологии производства, взрывов, ударов), а также других причин, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации, причиняли бы минимальный ущерб людям, окружающей среде и народному хозяйству.***

Нормы США при «очень низком уровне защиты» ограничиваются установкой горизонтальных связей, при «низком уровне защиты» - установкой вертикальных и горизонтальных связей, при «среднем и высоком уровнях защиты» определением усилий в связях, расчетом «альтернативного пути» и введением дополнительных требований пластичности.

Сечения связевой арматуры и ее размещение определены в Еврокоде 2. Определяющий признак связевой арматуры – ее непрерывность. Это – та же рабочая арматура, но стыки и анкеровка стержней гарантируют непрерывность передачи усилия.

#### **Список использованной литературы:**

1. ГОСТ 7751-88 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету».
2. Gann R.G. & a . Reconstruction of the Fires in the World Trade Center Towers. Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster . National Institute of Standards and Technology.
3. Унифицированные критерии устройств (UFC). (Проектирование зданий, сопротивляющихся прогрессирующему разрушению).



4. МГСН 4.19-2005. Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве.
5. Рекомендации по защите каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях. Правительство Москвы, Москомархитектура, 2002 г.
6. Eurocode 1. Action on structures.
7. Сеницын А. П. Расчет конструкций на основе теории риска. М.Стройиздат, 1985.
8. СНиП 2.01.02-84\*. Нагрузки и воздействия.
9. Комаров А. А. Разрушения зданий при аварийных взрывах бытового газа. // Пожаровзрывобезопасность № 9. 2006 г.
10. Попов Н. Н., Расторгуев Б. С. Расчет конструкций специальных сооружений М. Стройиздат. 1990.
11. Алмазов В.О. Сопротивление прогрессирующему разрушению в многоэтажных каркасах рамного типа. // Высотные и большепролетные здания. Технологии инженерной безопасности и надежности (семинар). МГСУ. Москва 2004 г.
12. Алмазов В.О., Белов С. А., Набатников А. М. Предотвращение прогрессирующего разрушения. // Городской строительный комплекс и безопасность жизнеобеспечения граждан (Научно-практическая конференция). МГСУ. Москва 2004 г.
13. Алмазов В.О., Белов С. А., Набатников А. М. Защита от прогрессирующего разрушения. // Наука и технологии в промышленности. Городской строительный комплекс и безопасность жизнеобеспечения граждан (Научно-практическая конференция). МГСУ. Москва 2004 г.
14. Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций (Ред. 2003 г.).
15. Алмазов В. О. О гармонизации российских и международных стандартов // Бюллетень строительной техники (БСТ) №6, 2006.
16. Стругацкий Ю. М. Обеспечение прочности панельных зданий при локальных разрушениях несущих конструкций. Сб. Исследования несущих бетонных и железобетонных конструкций сборных многоэтажных зданий. МНИИТЭП, М., 1980.
17. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. М. 1989.

## Лекция 4

### Разработка мероприятий по обеспечению безопасности большепролетных и высотных сооружений.

#### Конструктивные мероприятия

Опасность ПР требует не только расчетных проверок возможных неблагоприятных ситуаций. Необходимо по-новому оценить некоторые вопросы конструирования. В конечном счете, все расчеты должны заканчиваться изменениями в конструкциях в той мере которая гарантирует сохранение проектных свойств конструкции.

В Еврокоде 2 [14], В работах [3, 11-13,15] содержатся рекомендации по осуществлению вертикальных и горизонтальных связей. В соответствии с этими и другими зарубежными нормами для обеспечения сопротивления ПР во всех несущих каркасах должны быть предусмотрены: *связи по наружным колоннам и стенам, контурные связи, внутренние связи и вертикальные связи (рис. 14).*

Это относится в равной степени к зданиям и сооружениям, не требующим расчета на ПР, и к тем каркасам, которые требуют этого расчета.

Арматура связей и рабочая арматура должны не дополнять, а заменять друг друга. Это означает, что площадь арматуры связей входит в состав площади расчетной арматуры. Отличие заключается в том, что стержни связевой арматуры должны стыковаться так, чтобы они образовывали непрерывную арматурную цепь (стыковка арматуры при помощи сварки или механическим соединением) между крайними зонами анкеровки – зоны контурной связевой арматуры.

При отсутствии расчетной арматуры в зоне расположения арматуры связей, она ставится дополнительно.

Необходимая площадь сечения связей определяется расчетом, минимальное сечение – требованиями норм .

Связи следует назначать в минимальном количестве и не как дополнительную арматуру к требуемой из расчета конструкции.

#### Контурные связи

В каждом перекрытии или покрытии уровень эффективного действия контурной связи должен быть обеспечен на расстоянии 1,2 м от края. Эти связи могут включать арматуру, используемую, как часть внутренних связей.

Периферийные связи должны сопротивляться растягивающей силе:

$$F_{tie,per} = l_i q_1 \leq q_2 ,$$

где  $F_{tie,per}$  - усилие в связи (здесь: растяжение);

$l_i$  - длина крайнего пролета.

$$q_1 = 10 \text{ кН/м};$$

$$q_2 = 70 \text{ кН}.$$

Сооружения с внутренними пространствами (в том числе - атриумами, внутренними дворами и т. д.) должны иметь контурные связи, выполненные таким же образом, что и наружный контур с устройством полной анкеровки.

### Внутренние связи.

Эти связи следует устраивать в уровне каждого перекрытия и покрытия в двух направлениях примерно под углом  $90^0$ . Они должны работать эффективно по всей длине и заанкериваться каждым концом в зоне периферийной арматуры и продолжаться без перерыва как горизонтальные связи над колоннами или стенами.

Внутренние связи (полностью или частично) могут быть распределены в плите или сгруппированы в балках, стенах и иных приемлемых местах. В стенах они должны располагаться на высоте не менее 0,5 м от верхней или нижней поверхности плиты перекрытия .

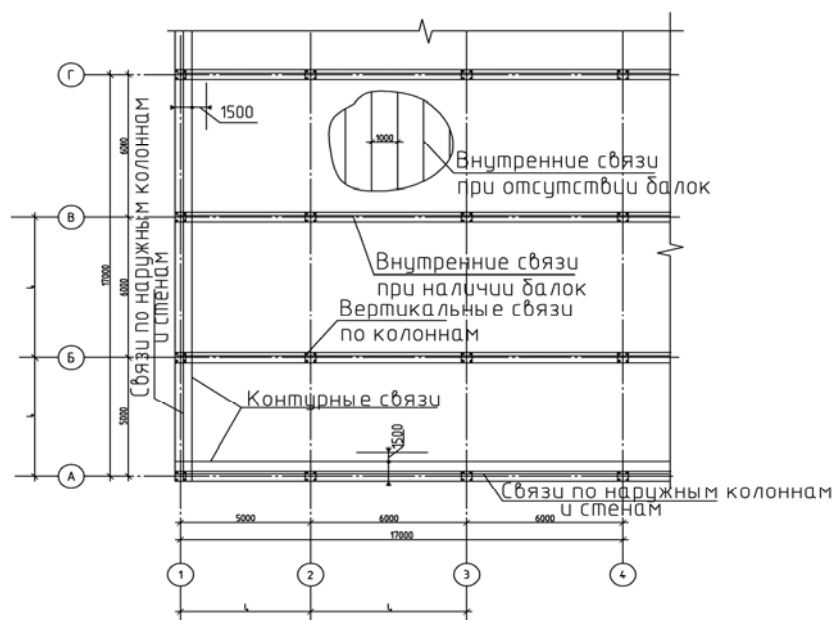


Рис. 14. Схема связевого армирования каркаса.

В каждом направлении внутренние связи должны обладать способностью к сопротивлению расчетной растягивающей силе  $F_{tie,int} = 20$  кН/м.

В перекрытиях с отверстиями, где связи не могут быть распределены поперек направления пролета, поперечные связи могут быть сгруппированы вдоль линий балок. В этом случае минимальная сила во внутренней балке должна составлять

$$F_{tie} = (l_1 + l_2) / 2 \cdot q_3 \leq q_4 ,$$

где

$l_1, l_2$  – длина пролетов в метрах плиты перекрытия с каждой стороны балки;

$$q_3 = 20 \text{ кН/м}; \quad q_4 = 70 \text{ кН}.$$

### **Горизонтальные связи по колоннам и/или стенам.**

Крайние колонны и стены должны иметь горизонтальные связи в пределах перекрытий и покрытия.

Связи должны обладать сопротивлением действию растягивающей силы  $F_{tie, fac} = 20$  кН на п. м. фасада. Для колонн эта сила не должна превышать  $F_{tie, col} = 150$  кН.

Угловые колонны должны иметь связи в двух направлениях. В этом случае стержни, предназначенные для контурных связей, могут использоваться как горизонтальные связи по колоннам.

### **Вертикальные связи.**

В панельных зданиях высотой 5 этажей и более вертикальные связи следует располагать в колоннах и/или стенах, чтобы ограничить опасность внезапного разрушения перекрытий из-за утраты ниже расположенной колонны или стены. Эти связи должны выполняться над зоной повреждения в виде мостовой пролетной системы.

Обычно вертикальные непрерывные связи должны обеспечивать сохранность формы верхнего и нижнего уровня и воспринимать нагрузку, возникающую в случайной проектной ситуации в перекрытии над утерянной колонной или стеной. При обеспечении равновесия и соответствующих деформаций могут быть приняты и другие решения, в том числе, опирающиеся на действие диафрагм в виде остатков стеновых элементов и / или мембран, действующих в плоскости перекрытия.

Если колонна или стена нижнего уровня опирается на элемент, отличный от фундамента (т. е. на балку или плиту перекрытия), случайная утрата этого элемента должна быть учтена расчетом, и должен быть обеспечен подходящий альтернативный путь передачи нагрузки.

### **Непрерывность и анкеровка связей.**

Связи в двух горизонтальных направлениях должны быть по настоящему непрерывными и заанкерены по периметру сооружения.

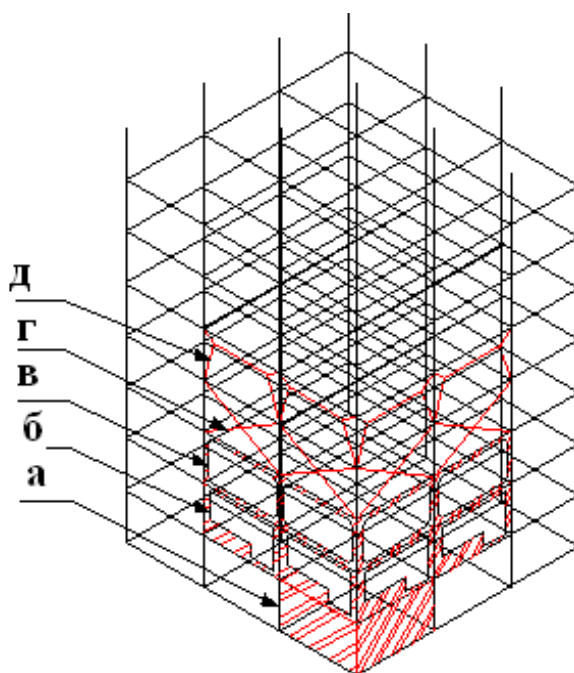
Связи могут быть обеспечены полностью в монолитных железобетонных башнях или для соединения преднапряженных элементов. Если связи не непрерывны в плане, следует учесть возможные искривления в результате эксцентриситетов.

Обычно связи не должны заанкериваться в соседние преднапряженные элементы. В этих случаях анкеровка осуществляется с помощью механических анкеров.

Гибкие металлические связи в наружных ограждениях необходимо выполнять из коррозионностойкой стали по ГОСТ 5632-72\* с расчетным сроком службы не менее проектного срока службы наружного ограждения [5].

Согл. п. 6.2.24 [5] при конструировании несущих железобетонных конструкций с гибкой арматурой дополнительно к указаниям действующих нормативных документов следует принимать:

- для колонн: симметричное продольное армирование с расположением арматуры как у граней колонн, так в необходимых случаях и внутри колонн, минимальный размер поперечного сечения 40 см;
- для стен и ядер жесткости: симметричную вертикальную и горизонтальную арматуру, расположенную у боковых граней стен.;
- для плит перекрытий: продольную арматуру у верхней и нижней граней плиты.



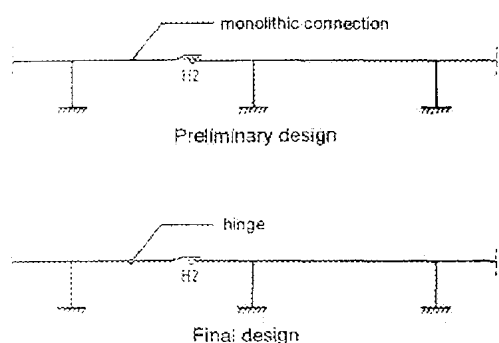
**Рис. 15. Схемы противодействия ПР при исключении угловой колонны:**  
**а) железобетонная глухая диафрагма; б) железобетонная проемная диафрагма; в) железобетонная или стальная балка Виренделя; г) стальная крестовая связь; д) стальная порталная связь.**

При выполнении конструкции каркаса, работающего в случае ПР в постпредельном состоянии экономически целесообразным решением являются не столько расчетные, сколько конструктивные мероприятия, обеспечивающие сохранность сооружения. При контактном взрыве удалению угловой колонны лучше всего противопоставить устройство угловых сплошных или проемных стен, или иных типов связей, которые способны удержать перекрытия от падения.

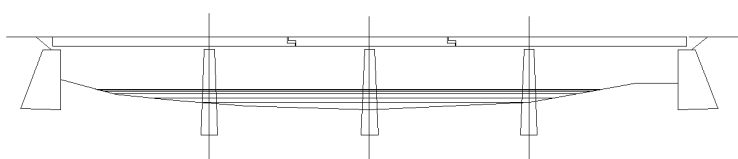
### 2.3.8. Прогрессирующее разрушение большепролетных конструкций.

Большепролетные конструкции покрытий: купола, оболочки, плоские системы, а также многопролетные мосты имеют особенности, не присущие многоэтажным каркасам.

При локальном повреждении моста реальной может быть задача препятствия распространению локального повреждения – превращению его в глобальное, т.е. решение задачи противодействия глобальному разрушению. Возможны два пути ограничения разрушений, вызванных повреждением конструктивного элемента. В одних случаях можно локализовать повреждения путем расчленения конструктивной и расчетной схем на независимые блоки. Несущий каркас при разрушении одной опоры такого блока независим. Ригель измененного каркаса может существовать так же долго, как в исходном состоянии. На рисунке 16 представлена расчетная схема моста, в ригель которой для локализации повреждения введен дополнительный шарнир. Известны системы предрасположенные к прогрессирующему разрушению. Это неразрезные балочные и рамные мосты, это мосты «цепных» систем (рис. 17), рамно-консольные и подобные им. Обладая несомненными экономическими и технологическими преимуществами перед многими другими и, в частности, разрезными системами, они уступают им в аварийных ситуациях.



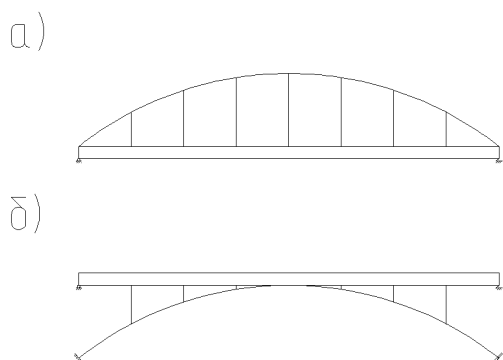
**Рис. 16 . Локализация повреждения при отказе шарнира H2 путем введения дополнительного шарнира.**



**Рис. 17 . Схема, обладающая склонностью к прогрессирующему разрушению.**

В других случаях при локальном разрушении узла или элемента возможно включение «дублирующего» элемента – «альтернативный» путь обеспечения несущей способности системы.

Для мостов более подходит путь локализации очага повреждения. Неразрезные, балочно-консольные и рамно-консольные мосты более склонны к ПР, чем разрезные, консольно-подвесные и рамно-подвесные. Альтернативный путь для стальных мостовых ферм эффективно реализуется в сложных многорешетчатых и шпренгельных системах.



**Рис. 18. Балка Лангера (а) и арка с балкой жесткости (Консидера)**

Применение комбинированных систем, в частности, арок с балками жесткости (рис. 18), вантовых систем и т. п. позволяет рассчитывать на возможность перераспределения усилий, не сопровождающегося разрушением в аварийной ситуации.

Известны предложения по классификации конструкций покрытий на большепролетные и другие (Еремеев). Вероятно, такая классификация целесообразна при оценке тяжести последствий аварии. К поведению конструкции она, конечно, отношения не имеет. Конструктора интересует, как поведет себя покрытие его сооружения при аварийной нагрузке?

Ни плоские, ни пространственные системы покрытий не состоят из одного элемента.

На рис. 19 представлена схема анализа элементов конструкции оболочки на предмет последствий их разрушения и превращения очага локального разрушения в глобальное. Железобетонная оболочка переноса состоит из плиты и контурных элементов. Контурные элементы в виде арок, ферм, стоек и т. п. опираются на другие части сооружения и, конечно, фундаменты. Аварийному (локальному) повреждению подвержен любой из элементов системы. Проектирование оболочки покрытия требует последовательного анализа возможных повреждений элементов любого уровня.

Решение задачи сопротивления глобальному разрушению обычно имеет несколько вариантов. Для плоских и пространственных конструкций покрытий характерна задача применения дублирующих систем (Крылатское), снижающих вероятность глобального разрушения при утрате одной из несущих систем.

Пример, который можно рассматривать как задачу прогрессирующего разрушения – покрытие аквапарка «Трансвааль».

Авария развивалась как последовательную цепь локальных повреждений:

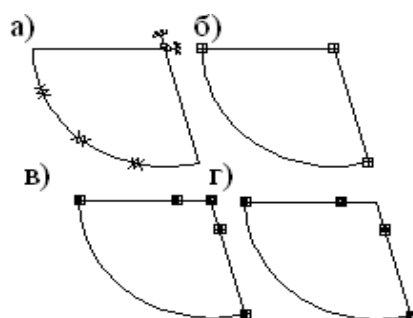
- горизонтальное смещение опорного бруса от распора железобетонной оболочки привело к:
- разрушению «блюдца» опорного бруска стальной трубчатой стойки,
- неграмотно выполненные узлы опирания вызвали падение стойки,
- частично освобожденный опорный брус продолжил горизонтальное смещение,
- связи по дуге не могли препятствовать этому движению и стойки стали последовательно выпадать,

- чрезмерно полая железобетонная оболочка «провалилась».

Включение в систему «устоев» (рис. 20), способных воспринимать горизонтальные усилия и ограничивать деформации контура оболочки, могло сохранить сооружение и при разрушении не сопровождаться катастрофой.

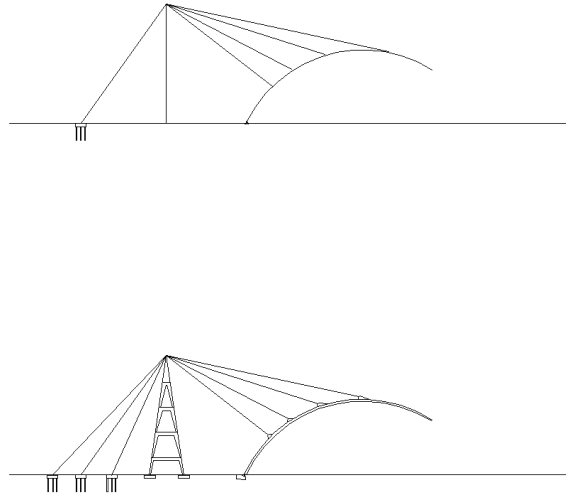


**Рис. 19. Возможные последствия разрушения элементов большепролетных конструкций.**



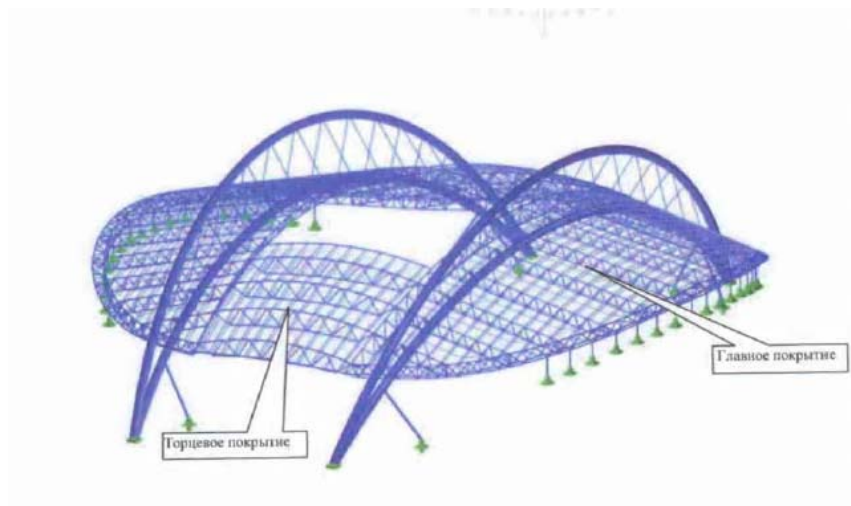






**Рис. 22. Обеспечение живучести путем устройства дублирующих связей.**

При решении вопроса о безопасности большепролетного сооружения первый шаг для выявления элементов, разрушение которых может привести к глобальным последствиям, следует выполнять по схеме, представленной на рис. 22,б. В качестве примера рассмотрим расчетную схему покрытия стадиона «Спартак» (рис. 23). Ключевыми элементами конструкции являются опорные узлы двух арок. Разрушение любой из наклонных подвесок, на которых подвешено покрытие, не может привести к ПР. В то же время удаление вертикальной подвески лишает опоры ригель главного покрытия и это грозит не только его падением, но и падением подвесного ригеля торцевого покрытия. Поэтому для предотвращения ПР необходимо «дублирование» этих подвесок. Для того, чтобы не произошло ПР из-за удаления контурной опоры, необходимо, чтобы жесткость и несущая способность контурной фермы обеспечивали сохранение формы в отсутствие этой опоры. Чтобы повреждение одной из 8-и боковых наклонных «подпорок» арок не привело к катастрофе, необходимо, чтобы каждая из «подпорок» работала на сжатие и растяжение. Тогда временное отсутствие одной «подпорки» не вызовет ПР.



**Рис. 23. Расчетная схема покрытия стадиона «Спартак» в Москве (проект)**

Известно, что железобетонные конструкции меняют свойства во времени.

Через 40 лет успешной эксплуатации мостов через Рейн и Мозель в Германии, обнаружилось, что в большинстве из них прогибы не стабилизируются. С этим столкнулись и при наблюдении за Автозаводским мостом в Москве и с мостом имени Александра Невского в Петербурге. Прогибы достигли  $0,7 \div 1$  м. Пока что приняты косметические меры по ликвидации этих прогибов, но проблема остается нерешенной.

Сегодня единственным объяснением происходящего является ползучесть бетона. Но ползучесть, не затухающая 40 лет, не изучена в достаточной степени.

Изложенное позволяет представить, что задача не имеет однообразного решения. Она может основываться на огромном многообразии достижений строительной механики и теории конструкций и во многом является конструкторской: сочетанием интуитивных рассуждений и четких теоретических доказательств.

Современное состояние проектирования, возведения и эксплуатации сложных инженерных объектов обладает опасными тенденциями: сложность растет, а проекты нередко выполняются специалистами, обладающими мощными вычислительными системами, но они не располагают достаточными знаниями для квалификации нестандартных систем. Предлагаемая статья должна обратить внимание специалистов на необходимость совершенствования культуры проектирования и освоение новых задач, предназначенных для обеспечения безопасности в области строительства.

#### **Список использованной литературы:**

18. ГОСТ 7751-88 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету».

19. Gann R.G. & a . Reconstruction of the Fires in the World Trade Center Towers. Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster . National Institute of Standards and Technology.
20. Унифицированные критерии устройств (UFC). (Проектирование зданий, сопротивляющихся прогрессирующему разрушению).
21. МГСН 4.19-2005. Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве.
22. Рекомендации по защите каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях. Правительство Москвы, Москомархитектура, 2002 г.
23. Eurocode 1. Action on structures.
24. Сеницын А. П. Расчет конструкций на основе теории риска. М.Стройиздат, 1985.
25. СНиП 2.01.02-84\*. Нагрузки и воздействия.
26. Комаров А. А. Разрушения зданий при аварийных взрывах бытового газа.// Пожаровзрывобезопасность № 9. 2006 г.
27. Попов Н. Н., Расторгуев Б. С. Расчет конструкций специальных сооружений М. Стройиздат. 1990.
28. Алмазов В.О. Сопротивление прогрессирующему разрушению в многоэтажных каркасах рамного типа. // Высотные и большепролетные здания. Технологии инженерной безопасности и надежности (семинар). МГСУ. Москва 2004 г.
29. Алмазов В.О., Белов С. А., Набатников А. М. Предотвращение прогрессирующего разрушения. // Городской строительный комплекс и безопасность жизнеобеспечения граждан (Научно-практическая конференция). МГСУ. Москва 2004 г.
30. Алмазов В.О., Белов С. А., Набатников А. М. Защита от прогрессирующего разрушения. // Наука и технологии в промышленности. Городской строительный комплекс и безопасность жизнеобеспечения граждан (Научно-практическая конференция). МГСУ. Москва 2004 г.
31. Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций (Ред. 2003 г.).
32. Алмазов В. О. О гармонизации российских и международных стандартов // Бюллетень строительной техники (БСТ) №6, 2006.
33. Стругацкий Ю. М. Обеспечение прочности панельных зданий при локальных разрушениях несущих конструкций. Сб. Исследования несущих бетонных и железобетонных конструкций сборных многоэтажных зданий. МНИИТЭП, М., 1980.
34. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. М. 1989.

## Лекции 5,6

### Цели и задачи научно–технического сопровождения системы мониторинга ответственных зданий и сооружений.

### Основные методологические принципы построения систем мониторинга инженерных конструкций (СМИК). Структура системы мониторинга.

#### 1. Концепция мониторинга

В большинстве случаев основной целью мониторинга состояния несущих конструкций зданий и сооружений является предупреждение об отклонениях в работе конструкций от проектного режима.

Зачастую в нормативных и других подобных документах встречаются амбициозные заявления о предотвращении аварий строительных конструкций с помощью системы мониторинга. Здесь в лучшем случае следует понимать под аварией некое условное состояние выхода конструкции за рамки предельного, предусмотренного проектом.

В действительности аварии, сопровождающиеся реальным частичным либо полным обрушением конструкций, происходят неожиданно, по непредсказуемым заранее причинам и, зачастую, при нагрузках и несущей способности конструктивных элементов, имеющих значительные запасы по отношению к тем, которые были заложены при проектировании.

Практика определяет некую презумпцию неизбежности аварий. Даже если все без исключения правила создания и эксплуатации сооружения, включая обустройство системой мониторинга, будут выполнены, нельзя гарантировать её безаварийность в силу несовершенства правил и их реализации. Одним из эффективных выходов из такой удручающей ситуации является обеспечение живучести несущих конструкций, то есть стойкости к авариям в смысле выполнения повреждённой конструкцией своих функциональных свойств.

Наиболее ярко и доступно иллюстрирует эти идеи ситуация на транспорте, где правила наиболее разработаны, а требования их выполнения наиболее обеспечены. Тем не менее, аварии там происходят неминуемо.

Характерная особенность мониторинга несущих конструкций состоит в чётком разделении типов мониторинга на периодический и непрерывный, осуществляемый в

режиме реального времени. Последний составляет ядро сигнальной системы оповещения по информационным каналам Дежурно-Диспетчерской Службы (ДДС) о техническом состоянии несущих конструкций строительного объекта. Осуществление непрерывного мониторинга представляет собой наиболее сложную процедуру.

Идея создания и применения непрерывного мониторинга объектов строительства привнесена из других областей человеческой деятельности и других стран. Объясняется это, с одной стороны, участившимися за последнее время авариями строительных сооружений с тяжёлыми последствиями у нас в стране и за рубежом, с другой стороны научно-техническим прогрессом, дающим надежду практического осуществления этой идеи, направленной на повышение эксплуатационной надёжности объектов строительства.

Применительно к строительным объектам система непрерывного мониторинга характеризуется специфическими особенностями и потому требует специальных научно-технических проработок. В первую очередь от такой системы требуется высокий уровень долговечности при высоком уровне надёжности и достоверности собираемой информации о состоянии строительных конструкций. Такие требования следуют из того обстоятельства, что строительные объекты рассчитаны на длительный срок эксплуатации, измеряемый десятками и даже сотнями лет, а события, приводящие к критическим ситуациям, имеют весьма малую вероятность, измеряемую десятками и даже тысячными долями процента. Именно на гарантированную идентификацию этих долей процента должна быть нацелена система непрерывного мониторинга. В противном случае она теряет смысл.

Бытует заблуждение, будто при создании автоматической (сигнальной) системы мониторинга необходимо контролировать напряжённо-деформированное состояние (НДС) несущих конструкций сооружения. Оно является следствием стремления к тому, чтобы, например, на экране монитора компьютера отображалось в реальном времени “здоровье” контролируемого сооружения. Такое пожелание наивно и несостоятельно по многим причинам.

Во-первых, измерить напряжение и деформацию (относительную) физически невозможно, так как это чисто математические понятия. Измерить, а следовательно, контролировать, можно соответствующие силы (нагрузки), и перемещения. А по ним с помощью, например, математической модели, в рамках определённых гипотез и предположений, можно рассчитать НДС сооружения. Причём результаты этих расчётов

будут кардинально зависеть от типа модели и принятых гипотез. Например, в рамках стержневой математической модели невозможно рассчитать НДС в местах концентрации напряжений, которые являются наиболее опасными местами несущего каркаса и, как правило, являются “ответственными” за аварии сооружений.

На рис. 1 показаны результаты расчёта напряжённого состояния (приведённые напряжения по Фон Мизесу) фрагмента стальной рамы в месте сопряжения ригеля с колонной. Здесь видно, что наибольшие напряжения (3521 кг/см<sup>2</sup>) появляются в небольшой зоне во входящем угле этого сопряжения. Из этой точки может развиваться роковая трещина, которая приведёт к глобальному разрушению всей конструкции. Однако же из этой картинки следует, что на большей части фрагмента рамы напряжения вполне допустимы и не вызывают опасения (синие и зелёные цвета). Вопрос: как отыскать эти зоны концентрации напряжений в сложной конструкции и “забраться” в них с измерительным инструментом с целью предвосхитить возможные неприятности?

Здесь показаны результаты расчёта для конструкции из стали – материала, для которого постулаты теории упругости при конечноэлементной реализации подходят наилучшим образом. Несущие конструкции выполненные из железобетона – материала композиционного, модель которого (хрупкий бетон + упруго-пластическая арматура) несравнимо сложнее однородной стали. Да и геометрия несущих конструкций большинства зданий несравнима по сложности с приведённым примером. Это — тысячи различных сопряжений, пересечений и других концентраторов напряжений.

V: Default XY View  
L: 1.17C+1.43S+U  
C: Pinned

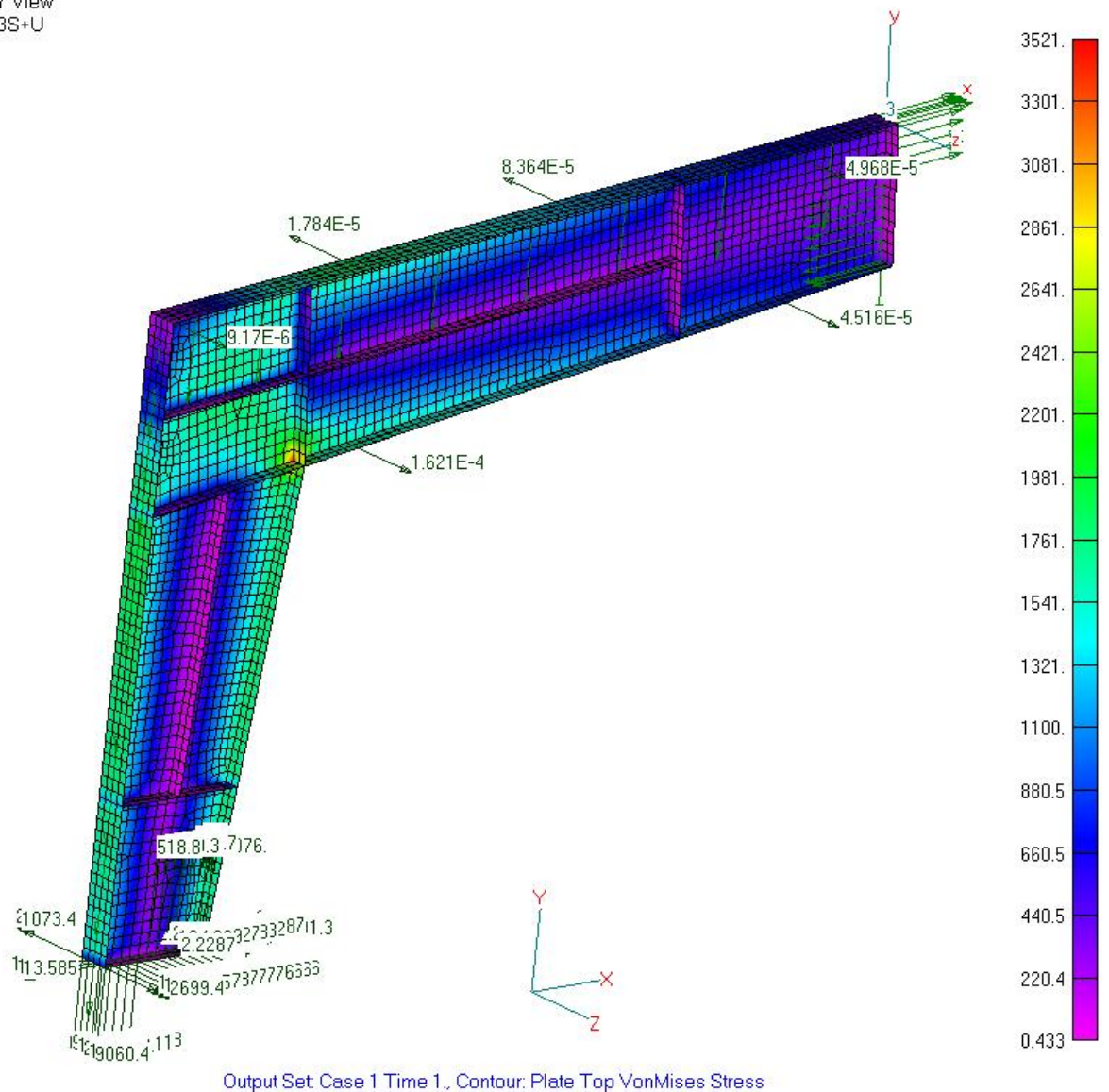


Рис. 1. Напряжённое состояние фрагмента стальной рамы.

На рис. 2 показано статистическое распределение напряжений в элементах пространственной, конструктивной системы, рассчитанной по стержневой схеме. На горизонтальной оси отложены величины напряжений в элементах, на вертикальной оси – количество элементов, имеющих соответствующее напряжение. Подобная закономерность характерна для большинства несущих конструкций реальных зданий и сооружений.



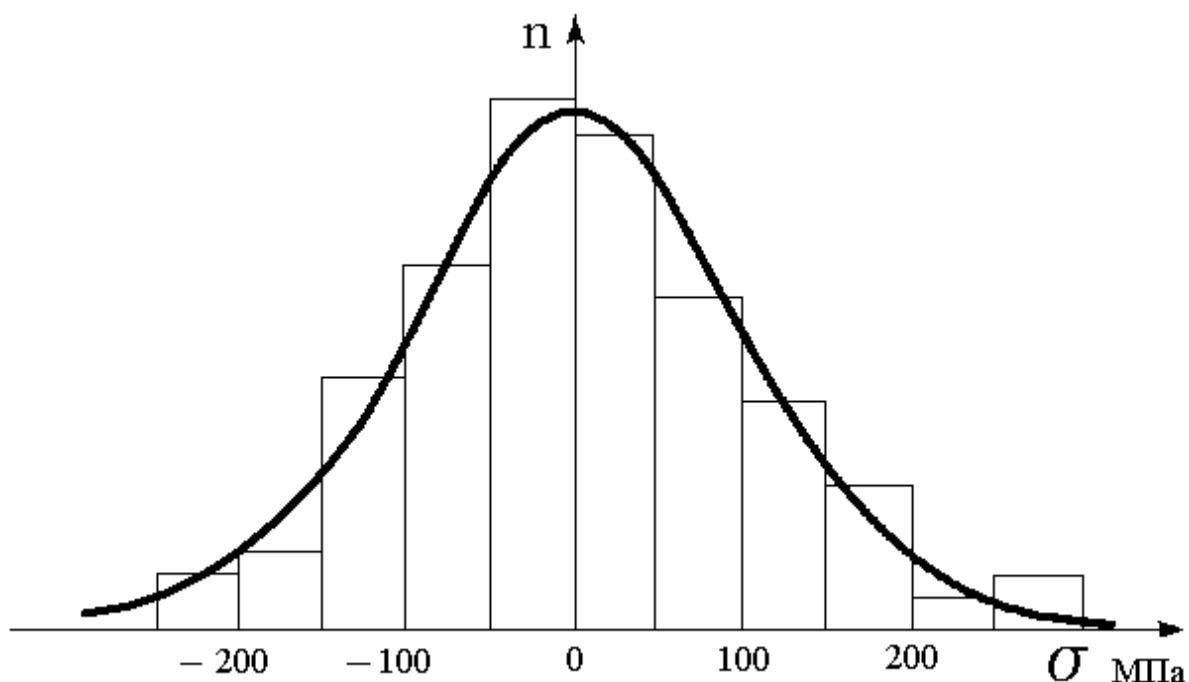


Рис. 2. Распределение напряжений в стержнях сложной пространственной конструкции.

Из рисунка видно, что распределение напряжений по элементам весьма неравномерное. Большая часть конструктивных элементов слабо нагружена (область вокруг нулевого напряжения). Сильно нагруженные элементы (на хвостах кривой распределения) немногочисленны. При действии на конструкцию различных нагрузок и их сочетаний роль элементов в обеспечении несущей способности всего каркаса меняется: мало напряжённые элементы в одном сочетании нагрузок могут стать сильно напряжёнными в другом, и наоборот.

Следует отметить, что напряжения и относительные деформации в конструкциях являются точечными характеристиками, то есть вычисляются для конкретных точек конструкции. В этом смысле концепция контроля НДС конструкции сообразна с попыткой анализа на клеточном уровне состояния живого организма. Если даже удастся это выполнить, то каким образом можно сделать однозначное заключение из рассмотрения такого громадного объёма информации?

Эта тема далеко не исчерпывается приведёнными примерами. Можно продолжить рассмотрение этой проблемы в части требований к измерительному инструментарию в отношении надёжности и стабильности измерений в течение многих десятков лет, и т. д. и т. п.

Из сказанного следует бесперспективность идеи контроля НДС при выработке концепции непрерывного мониторинга. Более того, при попытке реализации такой идеи

можно получить систему сбора технической информации, вводящей в заблуждение при принятии ответственных решений.

Более логичным, в данном случае, для непрерывного контроля состояния несущих конструкций использовать интегральные характеристики – перемещения, собственные частоты и ускорения при колебаниях сооружений.

## 2. о Критериях технического состояния несущих конструкций при непрерывном мониторинге.

Номинально, при установлении таких критериев логично исходить из принципов **методики предельных состояний**, положенных в основу обеспечения надёжности объектов строительства (ГОСТ 27751-88 надёжность строительных конструкций и оснований).

Согласно этой методике при проектировании и эксплуатации объектов строительства различают два основных предельных состояния:

- 1-е предельное состояние, когда конструкция **полностью утрачивает свои эксплуатационные свойства**, например, разрушается, теряет устойчивость, опрокидывается и т. д. При проектировании в этом случае исходят из максимально возможных (расчётных) воздействий и минимально возможных (расчётных) сопротивлений конструкционных материалов.
- 2-е предельное состояние, когда **при сохранении несущей способности** затруднена **нормальная эксплуатация** сооружения, например, перемещения (прогибы) конструкций приводят к нарушению работы технологического оборудования, колебания конструкций вызывают дискомфортное состояние людей, находящихся в помещении и т. д. Проектирование объектов строительства в этом случае выполняется, исходя из так называемых нормативных значений – пониженных для нагрузок и повышенных для прочности материала, так как предполагается, что такое дискомфортное состояние будет кратковременным или может быть устранено штатными средствами. После чего сооружение будет полностью удовлетворять эксплуатационным требованиям, в том числе требованиям безопасности.

Исходя из этих фундаментальных положений, можно сформулировать **критерии** технического состояния несущих конструкций, позволяющих установить порядок формирования заключения по этапу мониторинга технического состояния инженерных конструкций объекта и установить порядок принятия решений по обеспечению безопасности технического состояния инженерных конструкций объекта.

Если условно принять “светофорные” правила обозначения опасности то, используя **интегральные** характеристики – **перемещения** сооружения, **частоты и ускорения колебаний**:

- **зелёный свет**, когда контролируемые в процессе мониторинга величины этих характеристик не будут превосходить значений, рассчитанных при **нормативных** воздействиях. Назовём этот случай состоянием нормальной эксплуатации здания.

- **красный свет**, когда контролируемые величины достигают или превосходят значения, соответствующие **расчётным** воздействиям. Это состояние запрещения дальнейшей эксплуатации сооружения.
- **желтый свет**, когда контролируемые величины находятся в промежутке между вышеуказанными. Это состояние предупреждения о приближении серьёзной опасности. Следует оперативно выяснить причину, по возможности её устранить, либо выполнить упреждающие организационные мероприятия.

Следует иметь в виду, что методика предельных состояний располагает целой системой коэффициентов надёжности, основанных на статистической обработке многочисленных данных научных исследований и опыте эксплуатации натуральных объектов строительства. Эта методика открыта для введения дополнительных мер безопасности.

### **3. Место и роль систем мониторинга состояния несущих конструкций**

- В соответствии с "Положением о единой государственной системе предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций" (РСЧС) (введено Постановлением Правительства РФ от 30 декабря 2003 г. N 794) к ведению МЧС России относятся вопросы создания и развития функциональных подсистем мониторинга, лабораторного контроля и прогнозирования, обеспечивающих снижение риска возникновения, развития и минимизацию ущерба от чрезвычайных ситуаций.
- С целью обеспечения безопасности зданий и сооружений в соответствии с ГОСТ Р 22.1.12-2005 объекты социально-бытового, жилого и иного назначения оборудуются структурированными системами мониторинга и управления инженерными системами зданий и сооружений (СМИС), информационно сопряженными с автоматизированными системами дежурно-диспетчерских служб (ДДС) зданий, сооружений и единых дежурно-диспетчерских служб (ЕДДС, ЕСОДУ) города, района с целью предупреждения возникновения и ликвидации чрезвычайных ситуаций, в т. ч. вызванных террористическими актами.
- СМИС с целью предупреждения возникновения чрезвычайных ситуаций осуществляют контроль дестабилизирующих факторов в режиме реального времени.

Объектами контроля СМИС являются:

- несущие конструкции зданий и сооружений;
  - инженерные системы жизнеобеспечения и безопасности;
  - технологические системы.
- СМИС обеспечивают контроль основных дестабилизирующих факторов представляющих угрозу для безопасности людей, среди них - изменение состояния несущих конструкций зданий и сооружений.
  - Для решения задачи контроля изменения состояния несущих конструкций зданий и сооружений в состав СМИС включают как подсистему систему мониторинга состояния несущих конструкций зданий, сооружений (СМИК).
  - Система мониторинга состояния несущих конструкций осуществляет контроль показателей, характеризующих надежность здания, сооружения, с целью предупреждения ситуаций, при которых значения регистрируемых параметров превысят их предельно допустимые величины. Объектом мониторинга СМИК являются несущие конструкции зданий и сооружений.
  - Системы мониторинга состояния несущих конструкций зданий, сооружений (СМИК) в составе структурированных систем мониторинга и управления зданиями и сооружениями (СМИС) входят в объективное звено Единой государственной системы предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций (РСЧС).

- Роль СМИК заключается в информационном обеспечении предупреждения чрезвычайных ситуаций при представляющих угрозу для безопасности людей изменениях состояния несущих конструкций зданий и сооружений.
- Системы мониторинга являются одним из элементов обеспечивающих научно-техническое сопровождение строительства и эксплуатации зданий, сооружений.

#### **4. Назначение системы мониторинга**

Система мониторинга состояния несущих конструкций комплекса предназначена:

- для мониторинга и регистрации в течение всего срока эксплуатации изменений состояния несущих конструкций вследствие накопления в них эксплуатационных дефектов, которые с течением времени могут привести объект в предельное состояние, требующее соответствующего ремонта или прекращения эксплуатации;
- для своевременного оповещения о критическом изменении состояния несущих конструкций комплекса и обеспечения принятия обоснованных решений: по обеспечению безопасности посетителей и персонала, безопасной эксплуатации; прекращения эксплуатации.

#### **5. Цели мониторинга**

Мониторинг состояния несущих конструкций комплекса, как уникального сооружения, осуществляется на стадии эксплуатации комплекса с целями:

- обеспечение, безопасности персонала и посетителей, безопасной эксплуатации комплекса;
- своевременного обнаружения на ранней стадии негативного изменения состояния (деформированного состояния) несущих конструкций, которое может привести к их разрушению и повлечь: людские потери, переход объекта в ограниченно работоспособное или аварийное состояние;
- своевременного информирования персонала дежурно-диспетчерской службы объекта и ЕСОДУ г. Москвы о критическом изменении состояния (деформированного состояния) конструкций объекта;
- обеспечения, по результатам периодического мониторинга:
  - выдачи:
    - заключений о состоянии несущих конструкций (конструктивных элементов);
    - рекомендаций по усилению (восстановлению) несущих конструкций комплекса;
  - настройки системы мониторинга.

## 6. Структура системы мониторинга, функции подсистем

Для достижения поставленных целей **автоматизированная система мониторинга деформационного состояния конструкций (СМИК)** разделяется на две функциональные подсистемы:

### **сигнальная подсистема мониторинга**

функционирует непрерывно и реализует следующие функции:

- автоматический, в режиме реального времени мониторинг интегральных характеристик технического состояния несущих конструкций здания;
- обеспечение автоматического, в режиме реального времени информирования персонала дежурно-диспетчерской службы комплекса и ЕСОДУ г. Москвы о критическом изменении состояния (деформированного состояния) конструкций комплекса;

**подсистема периодического мониторинга** начинает функционировать по сообщениям (инцидент, авария) от сигнальной подсистемы мониторинга или в соответствии с регламентом. При этом в автоматизированном режиме реализуются следующие функции:

- оценка состояния несущих конструкций комплекса и выдача рекомендаций по их усилению (восстановлению);
- контроль и корректировка (при необходимости) функционирования сигнальной подсистемы.

Для осуществления работ периодического (внепланового периодического) мониторинга инженерно-технических конструкций объекта привлекаются специализированные организации.

## 7. Задачи СММК

На **сигнальную** подсистему возлагается в автоматическом режиме реального времени решение следующих задач:

- получение данных от, установленных в критически важных точках несущих конструкций комплекса датчиков: инклинометров, акселерометров;
- обработка полученных данных с целью определения текущих интегральных характеристик состояния несущих конструкций комплекса, соответствующих представленным в паспорте мониторинга;
- получение данных о работоспособности СММК и ее компонентов;
- формирования сообщений в СММК;



- о критически важном изменении текущих интегральных характеристик состояния конструкций комплекса в сравнении с представленными в паспорте мониторинга;
- о нарушении работоспособности СМИК и ее компонентов;
- ведение базы полученных данных и интегральных характеристик несущих конструкций комплекса.

На подсистему периодического мониторинга возлагается в автоматизированном режиме решение следующих задач:

- сбор и обработку данных, требуемых для оценки состояния несущих конструкций комплекса:
  - данных от сигнальной подсистемы СМИК;
  - данных, полученных путем обследования в ходе периодического мониторинга;
- формирование и выдача отчёта о состоянии несущих конструкций комплекса и рекомендаций по их усилению (восстановлению);
- контроль сигнальной подсистемы по точности определения интегральных характеристик и тарировка (при необходимости) приборов для измерений осадок, перемещений, прогибов, температуры и влажности;
- ведение, корректировка (при необходимости) паспорта мониторинга несущих конструкций комплекса и, соответственно, настроек программного комплекса СМИК.

## **8. Основные методологические принципы построения СМИК и требования к решению задач мониторинга**

### **Решение задач СМИК сигнальной подсистемой**

- Автоматическое принятие решений о критическом изменении состояния несущих конструкций (конструктивных элементов) комплекса осуществляется путем сравнения данных матрицы "уставок" программного комплекса мониторинга (ПК СМИК) для каждого датчика, сформированной на основании паспорта мониторинга объекта и данных соразмерной ей матрицы интегральных характеристик, получаемых системой мониторинга в режиме реального времени. В матрице "уставок" должны быть установлены критериальные значения измеряемых датчиками характеристик соответствующие предаварийному и аварийному изменению состоянию несущих конструкций.
- В случае регистрации предаварийного и аварийного состояний несущих конструкций предусматривается передача сообщений инцидент или авария в СМИС комплекса и соответственно информирование дежурных служб объекта и ЕСОДУ города. Отображение указанных сообщений должно различаться цветом (желтый, красный) и сопровождаться звуковым сигналом.
- При получении указанных сообщений дежурно-диспетчерская служба комплекса должна решать задачи по оповещению и эвакуации посетителей, персонала и/или вызову специализированных организаций для проведения внеочередного периодического мониторинга.
- Выдача сообщений о критическом изменении состояния несущих конструкций по данным сигнальной подсистемы должна осуществляться в режиме реального времени с задержкой реакции на вызвавшие их внешние события не более 5 мин.

### **Решение задач СМИК подсистемой периодического мониторинга**

- Подсистема периодического мониторинга решает задачи по оценке категории состояния комплекса традиционными методами обследований. Основная методика – обследование (предварительное - визуальное и детальное - инструментальное) в соответствии с действующей нормативной базой (СП 13-102-2003). При необходимости выполняются соответствующие расчёты или компьютерное моделирование, на основании которого получают информацию о напряженно-деформационном состоянии несущих конструкций.

- Количественные параметры состояния (категории) определяются при испытаниях сооружения в ходе работ по научно-техническому сопровождению создания СМИК и уточняются при периодическом (внеплановом периодическом) мониторинге в ходе эксплуатации СМИК. Также в ходе указанных работ составляется (уточняется) паспорт мониторинга комплекса, который служит для задания (уточнения) настроек работы сигнальной подсистемы.
- Работы периодического (внеочередного периодического) мониторинга должны проводиться в соответствии со специально разработанным регламентом.

Регламент периодического мониторинга должен быть разработан на стадии ввода в действие СМИК.

В регламенте периодического мониторинга должны быть определены:

- порядок проведения работ по обследованию и выдаче заключений о состоянии несущих конструкций комплекса;
- порядок разработки, формирования рекомендаций по обеспечению безопасности комплекса;
- порядок проведения контроля и корректировки функционирования сигнальной подсистемы;
- технологии проведения работ периодического мониторинга.

Регламент периодического мониторинга должен соответствовать "Правилам обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений" (СП 13-102-2003).

Технологии проведения работ периодического мониторинга должны быть разработаны в соответствии "Методикой оценки и сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений", М., МЧС России ФГУ ВНИИ ГОЧС (ФЦ), 2003 (аттестована Правительственной комиссией по предупреждению и ликвидации чрезвычайных ситуаций и обеспечению пожарной безопасности, протокол от 25 февраля 2003 г. № 1), другими методическими документами аттестованными установленным порядком.

### **Разработка паспорта мониторинга СМИК объекта**

Паспорт мониторинга несущих конструкций объекта включает:

- заключения о состоянии несущих конструкций объекта, рекомендации по усилению, восстановлению несущих конструкций полученные в результате работ периодического (внеочередного периодического) мониторинга;

- матрицы граничных значений измеряемых датчиками параметров состояния несущих конструкций для всех определенных сценариев воздействий и, или нагрузок на строительные конструкции комплекса.

При вводе СМИК объекта в действие производится:

- разработка паспорта мониторинга сооружения, как эталона необходимого для обеспечения работы сигнальной подсистемы и подсистемы периодического мониторинга;
- настройка системы в соответствии с паспортом мониторинга.

Первичный периодический мониторинг и категорирование состояния комплекса осуществляется в ходе работ научно-технического сопровождения ввода в действие СМИК (приложение 2, п.1).

Настройка сигнальной системы мониторинга производится путем установки в программном комплексе СМИК граничных значений показаний (уставок) для каждого используемого датчика в соответствии с паспортом мониторинга.

Разработка паспорта мониторинга СМИК объекта производится специализированными научно-техническими организациями, путем проведения экспериментальных исследований на построенном объекте и компьютерного моделирования.

Этапы работ включают:

- разработку компьютерной модели объекта адекватной построенному объекту;
- разработка паспорта мониторинга для СМИК построенного объекта.

Компьютерная модель объекта разрабатывается на основании расчетных моделей объекта (конструкторских расчетов) и дополнительных расчетов при необходимости.

Для обеспечения адекватности компьютерной модели объекту<sup>1</sup> на построенном объекте проводятся эксперименты, по данным которых осуществляется корректировка параметров компьютерной модели.

Эксперименты, обеспечивающие разработку адекватной объекту компьютерной модели осуществляются специализированными научно-исследовательскими организациями. Эксперименты должны проводиться в соответствии методикой, относящейся к неразрушающим экспериментально-расчётным методам оценки

---

<sup>1</sup> Адекватность компьютерной модели объекту здесь означает, что при производстве определенных воздействий на реальном объекте и моделировании соответствующих воздействий на компьютерной модели, интегральные характеристики, полученные путем измерений в ходе эксперимента и полученные модельные интегральные характеристики, практически совпадают, расхождение соответствует допустимой погрешности.

напряжённно-деформированного состояния сооружения, которые на сегодняшний день имеют наивысшую точность.

Методика базируется на фундаментальных свойствах параметров конструкции, заключающихся в связи жесткостных свойств и массы конструкции с параметрами собственных и вынужденных колебаний. Объект отображается конечноэлементной компьютерной моделью, для обеспечения адекватности откалиброванной по определяемым экспериментально характеристикам: матрице жесткости, формам колебаний; собственным частотам; коэффициентам демпфирования и др.

В ходе эксперимента, на объекте осуществляется:

- возбуждение гармонических (не ударных) динамических воздействий на несущие конструкции объекта;
- регистрация сигналов отклика конструкций: получение в реальном времени результатов инструментальных измерений, необходимых для последующего анализа колебаний;
- обработка результатов инструментальных измерений:
  - определение матрицы жесткости сооружения в виде амплитудо-фазо-частотных характеристик (АФЧХ) динамических прогибов для информационно-значимых, ключевых точек сооружения;
  - анимация форм колебаний, определение собственных частот и коэффициентов демпфирования, статистический анализ.

В качестве возбудителя гармонического динамического воздействия на исследуемое сооружение применяется любая, кроме ударного типа, техническая система, удовлетворяющая ряду требований:

- возможность плавного и непрерывного изменения рабочей частоты (медленный синус) в диапазоне 0.1 - 10 Гц;
- возможность внешнего управления, как по частоте, так и по амплитуде вынуждающего воздействия, от внешнего источника сигнала, включая ПЭВМ;
- стабильность выходных характеристик по частоте и по амплитуде, высокая мобильность установки и оперативность при подготовке к работе;
- отсутствие необходимости анкеровки возбудителя гармонических колебаний на объекте испытаний.

В качестве средств измерения применяются первичные преобразователи любого типа, удовлетворяющие ряду требований:

- частотный диапазон 0.1 - 10 Гц;
- класс точности измерений, не ниже 2.5;

- динамический диапазон, не менее 90 дБ;
- диапазон измеряемых перемещений (зависит от частоты) - 0.1 мкм - 0.01 м;
- простота и надежность крепления на исследуемой конструкции;
- инерциальный принцип измерения перемещений, обеспечивающий отсутствие необходимости использовать какую-либо измерительную базу (поверхность земли, другой элемент конструкции сооружения) и механическую связь с ней (провода, поводок и т.д.);
- помехоустойчивость к блуждающим токам;
- устойчивость к климатическим воздействиям.

В качестве расчетного метода анализа реакций сооружения на статическое и динамическое воздействие применяется математическое моделирование сооружения на основе метода конечного элемента (МКЭ-моделирование).

Для разработки компьютерной модели применяется программный комплекс, основанный на методе МКЭ и способный производить исследование статических и динамических реакций МКЭ-модели на различные сочетания внешних воздействий. Существенным требованием является возможность исследования реакций модели на гармоническое воздействие в частотной области.

Калибровка компьютерной модели осуществляется по результатам данных проведенного эксперимента путем обеспечения совпадения с требуемой точностью экспериментальных и полученных на модели характеристик. В результате получается компьютерная модель, отображающая фактическое состояние сооружения.

Паспорт мониторинга разрабатывается путем проведения модельных экспериментов на адекватной компьютерной модели сооружения.

При проведении экспериментов моделируются принятые сценарии статического и динамического воздействия на объект, включающие: ветровую, снеговую нагрузку; сочетания нагрузок; отказ отдельных элементов конструкций; и др. Каждая модель сценария должна предусматривать воздействие нагрузок (комбинаций нагрузок) на объект не превышающих нормативные.

Для разработки паспорта мониторинга комплекса должны быть предусмотрены следующие сценарии воздействия на объект:

- временная нагрузка на перекрытия;
- снеговые нагрузки;
- ветровые нагрузки;
- сейсмические нагрузки;
- отказ ключевых элементов;

- комбинированные.

Перечень сценариев может быть уточнен при разработке паспорта мониторинга.

По результатам моделирования для каждого сценария и для установленных на объекте датчиков определяются граничные значения предаварийного и аварийного изменения состояния (измеряемых характеристик) несущих конструкций, формируется соответствующая матрица мониторинга. Совокупность матриц мониторинга для всех принятых сценариев включается в паспорт мониторинга объекта.

## **9. Контролируемые параметры в сигнальной системе мониторинга**

- В рамках непрерывного мониторинга (сигнальная система) необходимо обеспечить определение интегральных характеристик несущих конструкций:
- **деформации** фундаментных плит основания, разделённых между собой деформационными и температурными швами;
- **пространственные колебания, резонансные частоты и формы колебаний** отдельно для каждого блока сооружения.

## **10. Средства контроля основных параметров несущих конструкций и места их установки**

**Контроль за деформациями** фундаментных плит оснований ведётся с помощью **инклинометров**. Инклинометры устанавливаются на высоте 40см от основания (фундаментной плиты). Место установки инклинометров уточняется на этапе разработки рабочих чертежей с учётом технологичности их монтажа и обслуживания.

Углы поворота в зависимости от сценария нагружения определяются расчётным путём (этап НИОКР). При сдаче системы мониторинга в эксплуатацию осуществляются испытания (этап НИОКР) в соответствии с регламентом испытаний.

**Пространственные колебания, резонансные частоты и формы колебаний** несущих конструкций контролируются с помощью **вибродатчиков**.

Вибродатчики устанавливаются по двум вертикальным осям и измеряют колебания в трёхмерной прямоугольной системе координат. Регистрация колебаний синхронизируется внутри каждой зоны. Резонансные частоты и формы колебаний определяются в ходе математической обработки с помощью быстрого преобразования Фурье, адаптивной фильтрации Винера с последующим распознаванием формы и частоты колебаний.

Граничные значения резонансных частот определяются расчётным путём с учётом сценариев нагружения.

Схема расстановки всех датчиков уточняется в процессе разработки проектной документации, на основании данных расчетного анализа, а также по результатам испытаний СМИК при вводе в действие.

## **11. Настройка СМИК**

Настройка СМИК осуществляется в ходе научно-технического сопровождения ввода в действие. Корректировка настройки СМИК осуществляется при эксплуатации в ходе проведения периодического (внеочередного периодического) мониторинга.

Состав работ по научно-техническому сопровождению создания СМИК представлен в **Приложении 2**.

## **12. Разработка заключений по результатам мониторинга**

Разработка заключений по результатам периодического (внеочередного периодического) мониторинга комплекса должен производиться специализированными научно-техническими организациями, имеющими соответствующие лицензии, аккредитации.

Состав сведений, включаемых в заключение, представлен в **Приложении 3**.

После разработки заключения направляются:

- - в организацию, ответственную за эксплуатацию комплекса;
- - в Главное Управление МЧС России по городу.

Заключения включаются в паспорт мониторинга комплекса.

В процессе разработки проектной документации на строительство комплекса, при проведении расчетного анализа его работы, других дополнительных исследований, проводимых в рамках научно-технического сопровождения, методика и технология проведения мониторинга могут быть откорректированы.

## **13. Принятие решений по обеспечению безопасности комплекса**

Принятие решений по обеспечению безопасности технического состояния комплекса принимается эксплуатирующей организацией в соответствии с полученным заключением



о состоянии несущих конструкций комплекса или по данным автоматического в режиме реального времени мониторинга параметров несущих конструкций, поступающих в Дежурно-диспетчерскую Службу комплекса от СМИК.

Пример оформления решения по обеспечению безопасности комплекса представлен в **Приложении 4**.

Е 1.

ПЕРЕЧЕНЬ ТЕРМИНОВ, ОПРЕДЕЛЕНИЙ И ИСПОЛЬЗОВАННЫХ СОКРАЩЕНИЙ

- **Автоматизированный мониторинг** – мониторинг, с помощью аппаратно - программных средств с участием человеческого фактора
- **Автоматический мониторинг** – мониторинг с помощью аппаратно - программных средств без участия человеческого фактора
- **Геотехнический мониторинг** - контроль и прогнозирование состояния системы природные объекты - сооружение, с целью выработки решений по обеспечению надёжности функционирования сооружения на всех стадиях жизненного цикла
- **Задержка реакции системы мониторинга** – промежуток времени от момента изменения контролируемых параметров до информирования ДДС о регистрации изменения состояния объекта - для сигнальной подсистемы или до выдачи заключения о категории состояния сооружения и решения по обеспечению безопасности объекта – для подсистемы периодического мониторинга
- **Интегральная характеристика** – параметр состояния несущих конструкций, являющийся инвариантом по отношению к внешним воздействиям. Например, результирующее перемещение, энергия деформирования, собственные колебания.
- **Граничные значения интегральных характеристик несущих конструкций** – используемые для настройки сигнальной подсистемы мониторинга и предназначенные для оценки изменения состояния несущих конструкций сооружения предельные значения, определенные для расчетного сценария наихудшей комбинации нагрузок и воздействий.
- **Критерии для оценки изменения состояния несущих конструкций сооружения:**
  - **предаварийное изменение состояния** - значения определенных при мониторинге интегральных характеристик несущих конструкций соответствуют предельным граничным значениям интегральных характеристик для наихудшей комбинации нагрузок и воздействий в диапазоне от нормативных до расчётных;
  - **аварийное изменение состояния** - значения определенных при мониторинге интегральных характеристик несущих конструкций соответствуют предельным граничным значениям интегральных характеристик для наихудшей комбинации нагрузок и воздействий равных расчетным или превышающих расчётные значения
- **Комбинированный мониторинг** – комбинация автоматического и периодического мониторинга
- **Матрица "уставок"** – матрица настроек программного комплекса СМИК для сигнальной подсистемы мониторинга. Содержит данные матрицы граничных значений интегральных характеристик из паспорта мониторинга объекта, соответствующих предаварийному и аварийному изменению состояния несущих конструкций. При сопоставлении определенных при мониторинге интегральных характеристик несущих конструкций с данными матрицы "уставок" программный комплекс СМИК может формировать сообщения об инциденте (предаварийное изменение состояния несущих конструкций) или аварии (аварийное изменение состояния несущих конструкций)
- **Мониторинг** – отслеживание изменения состояния несущих конструкций сооружения
- **Несущие конструкции** - строительные конструкции, воспринимающие эксплуатационные нагрузки и воздействия и обеспечивающие несущую способность здания (СП 13-102-2003)
- **Обследование выборочное** – разновидность детального (инструментального) обследования в соответствии с СП 13-102-2003

- **Обследование сплошное** – разновидность детального (инструментального) обследования в соответствии с СП 13-102-2003
- **Паспорт мониторинга** – совокупность документов - матриц, определяющих настройку сигнальной подсистемы мониторинга, и результатов периодического мониторинга. Включает: матрицы граничных значений интегральных характеристик соответствующих удовлетворительному и неудовлетворительному состоянию несущих конструкций, определенных для всех принятых расчетных сценариев; заключения о состоянии несущих конструкций объекта, рекомендации по усилению, восстановлению несущих конструкций. Данные паспорта мониторинга используются для формирования матриц "уставок" программного комплекса СМИК.
- **Периодический мониторинг** – мониторинг, при котором между циклами сбора данных – обработки – достижения цели мониторинга проходит предусмотренный регламентом период времени
- **Режим реального времени** – режим работы сигнальной подсистемы мониторинга, при котором жестко ограничивается время задержки реакции системы на критическое изменение интегральных характеристик состояния несущих конструкций. Нарушение этого ограничения считается отказом системы.
- **Расчетный сценарий** – технологическое описание приложения нагрузки и/или воздействия на конструкцию.
- **Сценарий воздействия** – технологическое описание воздействия на конструкцию
- **Сценарий нагрузки** – технологическое описание нагрузки (эксплуатационной нагрузки) на конструкцию
- **Сценарий повреждений** – технологическое описание воздействия, которое привело к образованию дефекта в конструкции

<b>СМИК</b>	<b>Автоматизированная система мониторинга деформационного состояния конструкций (СМИК)</b>
<b>ГОСТ Р</b>	<b>НАЦИОНАЛЬНЫЙ СТАНДАРТ</b>
<b>МГСН</b>	<b>МОСКОВСКИЕ ГОРОДСКИЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ</b>
<b>РД</b>	<b>РУКОВОДЯЩИЙ ДОКУМЕНТ (ОТРАСЛЕВОЙ СТАНДАРТ)</b>
<b>НИР</b>	<b>НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКАЯ РАБОТА</b>
<b>СНИП</b>	<b>СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА</b>
<b>ЕСОДУ</b>	<b>ЕДИНАЯ СИСТЕМА ОПЕРАТИВНО-ДИСПЕТЧЕРСКОГО УПРАВЛЕНИЯ</b>
<b>АЦП</b>	<b>АНАЛОГО-ЦИФРОВОЙ ПРЕОБРАЗОВАТЕЛЬ</b>
<b>СМИС</b>	<b>СТРУКТУРИРОВАННАЯ СИСТЕМА МОНИТОРИНГА И УПРАВЛЕНИЯ ИНЖЕНЕРНЫМИ СИСТЕМАМИ (ЗДАНИЯ)</b>
<b>АСДУ</b>	<b>АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ СИСТЕМА ДИСПЕТЧЕРСКОГО УПРАВЛЕНИЯ</b>
<b>TCP/ IP</b>	<b>TRANSMISSION CONTROL PROTOCOL / INTERNET PROTOCOL</b>
<b>НИОКР</b>	<b>НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЕ И ОПЫТНО-КОНСТРУКТОРСКИЕ РАБОТЫ</b>
<b>МЧС РОССИИ</b>	<b>МИНИСТЕРСТВО ПО ДЕЛАМ ГРАЖДАНСКОЙ ОБОРОНЫ, ЧРЕЗВЫЧАЙНЫМ СИТУАЦИЯМ И ЛИКВИДАЦИИ ПОСЛЕДСТВИЙ СТИХИЙНЫХ</b>

ДДС

**БЕДСТВИЙ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
ДЕЖУРНО-ДИСПЕТЧЕРСКАЯ СЛУЖБА**

## ПРИЛОЖЕНИЕ 2. ВОПРОСЫ, РЕШАЕМЫЕ В РАМКАХ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОГО СОПРОВОЖДЕНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ, СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЗДАНИЯ, НАЛАДКИ И ЭКСПЛУАТАЦИИ СМИК

- 1) Компьютерное моделирование  
Разработка компьютерной модели. Расчет на нагрузки и воздействия в соответствии со СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия". Расчёт на прогрессирующее обрушение. Разработка наиболее вероятных сценариев повреждения. Разработка паспорта мониторинга. Корректировка числа и местоположения измерительных датчиков.
- 2) Создание регламента оценки категорий состояния с использованием паспорта мониторинга. Обоснование принципов измерений с помощью инклинометров. Разработка программной реализации оценки категорий состояния и интегральных параметров состояния сооружения.
- 3) Создание методики выборочного обследования.
- 4) Создание методики сплошного обследования.
- 5) Создание регламента испытаний и калибровки измерительной системы сигнальной подсистемы мониторинга.
- 6) Настройка системы мониторинга при сдаче в эксплуатацию.
- 7) Сплошное обследование сооружения. Испытания и калибровка измерительной системы сигнальной подсистемы мониторинга

## ПРИЛОЖЕНИЕ 3 (таблица форма)

### ЗАКЛЮЧЕНИЕ О ТЕХНИЧЕСКОМ СОСТОЯНИИ КОНСТРУКЦИЙ

\_\_\_\_\_  
(наименование комплекса)

1.	Адрес комплекса	
2.	Наименование этапа мониторинга	
3.	Время проведения этапа мониторинга	
4.	Кто выполнял мониторинг	
5.	Наличие изменения ранее выявленных дефектов и повреждений	
6.	Появление новых дефектов и повреждений	
7.	Максимальное угол наклона за прошедший период наблюдений [ факт. / макс. допустимый]	
8.	Запас несущей способности по прогибу от расчётной нагрузки на кровлю	
9.	Максимальный угол наклона колонн, стен	
10.	Категория состояния сооружения	

**ПРИЛОЖЕНИЕ 4**  
(СПРАВОЧНОЕ)

## ОФОРМЛЕНИЕ РЕШЕНИЯ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ БЕЗОПАСНОСТИ ОБЪЕКТА

"Утверждаю"  
Руководитель службы  
эксплуатации объекта  
\_\_\_\_\_ <подпис  
ь>  
" \_\_\_\_ " \_\_\_\_\_ 200\_  
г.

**АКТ**

**о проведенных работах по периодическому мониторингу инженерно-технических  
конструкций объекта \_\_\_\_\_**

Состав рабочей группы \_\_\_\_\_

Содержание работ \_\_\_\_\_

Результаты работ \_\_\_\_\_

**Члены рабочей группы (подписи) \_\_\_\_\_**

**Примечание. Результаты работ описываются в соответствии с типовыми  
рекомендациями, представленными в таблице.**

№ п.п.	Конструктивная часть объекта	Категория состояния	Внеочередной периодический мониторинг с выполнением вспомогательных измерений, Решения по обеспечению безопасности обследования и выдачей заключений.
1.	Несущие железобетонные конструкции	Аварийное (неудовлетворительное) Работоспособное (нормальное)	Выявление и устранение в режиме реального времени ж/б конструкций. Проведение встречных и инженерно-аварийных обследований (с привлечением ДДС объекта). Периодический мониторинг с выдачей заключений
		Ограниченно работоспособное (удовлетворительное)	Автоматический в режиме реального времени мониторинг параметров ж/б конструкций с выдачей аварийных сообщений (сигналов) в ДДС объекта и ЕСОДУ г.Москвы (через СМИС объекта). Внеочередной периодический мониторинг с выдачей заключений. Проведение обследования. Выявление и устранение причин изменения технического состояния ж/б конструкций.

## Лекция 7

### Контролируемые параметры в системе мониторинга.

#### Мониторинг надежности несущих конструкций.

##### Общие положения.

Мониторинг несущих конструкций зданий и сооружений выполняется в соответствии с Программой, которая должна быть разработана до начала строительных работ организацией, проводящей мониторинг совместно с проектировщиком при непосредственном участии организации, осуществляющей НТСС.

Программа мониторинга должна содержать определенный проектировщиком перечень особо ответственных конструкций и узлов; параметры, подлежащие контролю, их расчетные значения; перечень состава работ; выбор системы наблюдений; методы и объемы контрольных операций; необходимое оснащение.

К особо ответственным узлам и конструкциям следует отнести:

- конструкции либо их элементы, разрушение или недопустимые деформации которых могут привести к снижению безопасности здания и людей, находящихся в нем;
- узлы и конструкции, разрушение или недопустимые деформации которых могут привести к прогрессирующему разрушению конструкций или объекта строительства в целом;
- конструкции, обеспечивающие пространственную жёсткость, неизменяемость и устойчивость сооружения;
- в большепролетных зданиях - это несущие конструкции, перекрывающие главные пролеты и опорные конструкции.

При выборе системы наблюдений необходимо учитывать скорости изменения напряженно-деформационного состояния в несущих конструкциях, продолжительность измерений, ошибки измерений, в том числе за счет изменения погодных условий, а также влияние помех и аномалий природно-техногенного характера.

При проведении мониторинга необходимо учитывать работу особо ответственных конструкций и узлов в условиях, не предусмотренных действующими нормами:

- повышенные нагрузки (особенно в высотном строительстве) на несущие конструкции, возникшие уже в ходе строительства;
- воздействие на конструкции природных и техногенных факторов - перепадов температур, ветровых и снеговых нагрузок, вибраций, аварий, пожаров, диверсий (взрывы) и т.д.

Первоначальным этапом мониторинга несущих конструкций зданий и сооружений, в случае, если он ведется не с начала строительства, является обследование технического состояния уже смонтированных конструкций, в результате чего устанавливают категории их технического состояния.

### **Задачи, решаемые в ходе мониторинга несущих конструкций.**

В ходе мониторинга несущих конструкций должен осуществляться контроль их напряженно-деформационного состояния.

Сопоставление полученных параметров состояния контролируемых конструкций с нормируемыми параметрами, определенными в проекте, либо нормативных документах.

Составление заключения о текущем техническом состоянии объекта мониторинга и прогноза по изменению технического состояния на ближайший период.

Контроль соответствия параметров нагрузок и воздействий на конструкции величинам, принятым при проектировании или указанным в действующих нормативных документах.

Обеспечение безопасного функционирования несущих конструкций при возведении зданий и сооружений, а также в ходе их эксплуатации, принятие, в случае необходимости, своевременных и адекватных мер по усилению несущих конструкций.

### **Состав работ по мониторингу несущих конструкций.**

Состав работ по мониторингу несущих конструкций зданий и сооружений определяется «Программой», включающей системы проведения измерений и анализа напряженно-деформационного состояния несущих конструкций.

Инструментальный мониторинг конструкций здания базируется на учете нагрузок и измерении деформаций в конструкциях фундаментов и надземной части, с использованием геодезических, сейсмических, вибрационных, акустических и других методов.

В ходе проведения работ по мониторингу следует проводить систематические наблюдения за:

- деформациями отдельных конструкций;
- деформациями отдельных узлов;
- общими деформациями здания.

При проведении длительных наблюдений необходимо предусмотреть и обеспечить стабильность системы наблюдений и параметров измерительных устройств, при изменениях в окружающей среде (температуры, влажности и т.д.)

Следует проводить измерение деформаций при наблюдении за особо ответственными конструкциями в процессе раскружаливания или снятия опор большепролетных конструкций.

При наблюдениях за состоянием несущих бетонных и каменных конструкций в процессе их возведения необходимо фиксировать появление и состояние трещин (направление, протяженность и величина раскрытия).

Для ранней диагностики технического состояния особо ответственных узлов и конструкций и локализации мест изменения напряженно-деформационного состояния необходимо проводить геодезический мониторинг за деформациями фундаментов, кренами здания и прогибами фундаментных плит, перекрытий и покрытий, а также проводить инструментальный мониторинг в автоматическом или автоматизированном



режиме.

Для выявления изменений напряженно-деформационного состояния конструкций, автоматические и автоматизированные средства контроля необходимо устанавливать в процессе возведения здания или сооружения. В последующем эти средства контроля могут быть использованы при проведении мониторинга здания или сооружения в период эксплуатации.

В случае выявления критических изменений напряженно-деформационного состояния конструкций или узлов, выполнять обследования этих зон с помощью инструментальных методов, производить анализ состояния всего здания и по этим результатам делать выводы о техническом состоянии конструкций, причинах изменения их напряженно-деформационного состояния и необходимости проведения мероприятий по восстановлению или усилению конструкций.

Следует применять системы инструментального мониторинга за состоянием конструкций, находящихся в проектном положении, основанные на измерениях деформаций в различных характерных точках конструкций с использованием отечественных и зарубежных магнитоупругих и струнных датчиков; пьезодинамометров; преобразователей напряжений; прогибомеров; оптоволоконных датчиков и др. устройств.

#### **Результаты мониторинга.**

По результатам мониторинга составляется отчет, который представляется Заказчику (застройщику), генеральному проектировщику и организации проводящей НТСС.

Отчет должен содержать:

- результаты мониторинга, представленные в виде дефектных ведомостей, графиков изменения деформационного состояния отдельных узлов, элементов и конструкций в целом, актов освидетельствования технического состояния конструкций;

- заключение о надежности выполненных конструкций и дальнейшей возможности продолжения работ по возведению здания, о соответствии фактических параметров состояния конструкций - расчётным (или проектным);

- техническое задание (при необходимости) на разработку мероприятий по предупреждению и устранению негативных изменений и прогноз их влияния на состояние здания в целом;

- предложения по дальнейшему проведению мониторинга.

В случае возникновения в ходе строительства деформаций (или других явлений), отличных от прогнозируемых и представляющих опасность для людей, здания или окружающей застройки, необходимо незамедлительно информировать об этом генпроектировщика и заказчика строительства.

#### **Геодезический мониторинг несущих конструкций.**

Геодезические измерения следует проводить для определения:

- вертикальных деформаций фундаментов;
- горизонтальных деформаций фундаментов;
- кренов здания (сооружения);

- деформаций ограждения котлована;
- деформаций отдельных конструкций и частей здания (прогибы, смещения).

При измерении вертикальных перемещений следует применять (как основной) метод геометрического нивелирования с использованием нивелиров с погрешностью измерений не более 2,5 мм на 1 км двойного хода.

При измерении горизонтальных перемещений следует применять:

- метод створных наблюдений (в случае прямолинейности здания (сооружения) или его частей) с использованием теодолитов с погрешностью измерений ( в секундах) 5"-2".

- метод триангуляции (при невозможности обеспечить устойчивость концевых опорных знаков створа) с использованием теодолитов с погрешностью измерений 5"-2" или тахеометров с погрешностью угловых измерений 5"-2".

При измерении кренов следует применять:

- метод проецирования с использованием теодолитов, снабжённых накладным уровнем или приборов вертикального проецирования;

- использовать метод координирования или метод измерения горизонтальных направлений с использованием теодолитов с погрешностью измерений 5"-2" или тахеометров с погрешностью угловых измерений 5"-2".

При измерении деформаций ограждения котлована следует применять методы указанные в п.п. [4.5.2.](#)- [4.5.4.](#)

Деформации отдельных конструкций и частей здания следует определять с применением высокоточных геодезических приборов, обеспечивающих погрешность измерений не более 0,2 величин отклонений (или деформаций) допускаемых проектом или строительными нормами.

При проведении геодезического мониторинга несущих конструкций следует руководствоваться требованиями, изложенными в [ГОСТ 24846-81](#) «Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений» и [СНиП 3.01.03-84](#) «Геодезические работы в строительстве».

#### **Системы и оснащение мониторинга напряженно-деформационного состояния несущих конструкций.**

При оснащении систем мониторинга применяются следующие приборы и технические средства.

- **Инклинометры.** Стационарные и переносные. По условиям установки: поверхностные и встраиваемые. Поверхностные инклинометры устанавливаются на вертикальных и горизонтальных конструкциях зданий или сооружений для фиксации перемещений. Стационарные инклинометры устанавливаются в трубных направляющих, фиксируют смещения и деформации. Переносные инклинометры позволяют производить оперативный контроль горизонтальных и вертикальных поверхностей по реперным, контрольным площадкам.

- **Экстенсометры.** Датчики осадки. DSM-система (дифференциального мониторинга осадок), предназначена для долговременного мониторинга,

контроля за поведением здания.

- **Датчики нагрузки.** Применяются для мониторинга нагрузок в основании сооружений (датчики нагрузки грунта) или в строительных конструкциях (датчики нагрузки бетона).

- **Тензометрические датчики.** Используются для измерения напряжений в стальных и железобетонных конструкциях.

Установка производится (чаще всего) на арматуру перед заливкой бетона при изготовлении железобетонных конструкций.

- **Гидравлические (анкерные) датчики нагрузки** применяются для мониторинга нагрузок на основные опорные элементы сооружения.

- **Измерители трещин и стыков.** Применяются для мониторинга раскрытия трещин, стыков в сооружениях. Эффективны для мониторинга оползневых склонов, мониторинга зданий, окружающих котлован, поведения элементов строительной конструкции при переменных нагрузках.

- **Регистраторы и накопители.** Портативные переносные устройства с жидкокристаллическим дисплеем и универсальные портативные регистраторы-накопители, в составе которых микрокомпьютер, счётчик сигналов, таймер, сканер и др.

Стационарная станция мониторинга деформационного состояния несущих конструкций.

Задание на проектирование должно предусматривать оборудование стационарной станции мониторинга деформационного состояния несущих конструкций с целью выявления мест накопления повреждений за счет анализа передаточных функций для различных частей здания и измерения его наклонов.

Необходимо обеспечить оборудование мест установки измерительных пунктов станции для размещения приборов, в соответствии с техническими условиями по мониторингу здания, в том числе вблизи:

- центральной вертикальной оси здания, если оно имеет простую, симметричную форму в плане (параллелепипед, призма, цилиндр, конус);

- центральных вертикальных осей частей здания, на которое оно может быть разделено, если имеет сложную форму в плане (в этом случае измерительные пункты должны располагаться на одном уровне по вертикали для всех частей здания).

При возможности следует устанавливать измерительные пункты станции мониторинга на грунте на расстоянии 50-100 м от здания.

При возможности также следует устанавливать измерительные пункты станции мониторинга на грунте под подошвой фундамента (для фиксации контактных напряжений), в арматурном каркасе фундамента, внутри и/или на поверхности вертикальных несущих конструкций (для фиксации деформаций).

Отдельно оборудуются измерительные пункты станции для установки приборов, измеряющих крены здания. Эти пункты устанавливаются на самом нижнем подземном этаже здания в пяти точках для простых симметричных зданий (параллелепипед, призма, цилиндр, пирамида, конус) и в пяти точках

для каждой части сложного в плане здания.

Измерительные пункты станции для установки приборов, фиксирующих крены здания, располагаются симметрично по отношению к вертикальной оси здания на максимальном удалении от нее, но не ближе 0,2 м от стен, вдоль продольной и поперечной осей здания. Один измерительный пункт оборудуется в центре здания. Таким образом, в каждой вертикальной плоскости здания располагается по три измерительных пункта.

Места установки измерительных пунктов станции должны располагаться в монолитных железобетонных или кирпичных нишах с закрывающимися на замок дверцами, либо в металлических закрывающихся на замок контейнерах, жестко соединенных с несущими конструкциями здания. Доступ к измерительным пунктам должен быть обеспечен только персоналу станции.

По заданию заказчика строительства допускается разработка математической модели здания или сооружения с целью объективного анализа результатов мониторинга и сравнения контролируемых параметров с расчетными.

4.1.6.3. Система мониторинга строительных конструкций на базе волоконно-оптических датчиков (ВОД), разработана в ООО «Мониторинг-центр» при участии ОАО «КТБ ЖБ». Позволяет производить замеры в автоматизированном и автоматическом режимах.

Датчики расположены в защитном кожухе и крепятся в намеченных точках к конструкциям. Применение ВОД позволяет:

- получить информацию об изменении деформаций контролируемых конструкций в непрерывном режиме;
- получить информацию об изменении состояния давления на подошве фундаментной плиты здания;
- обеспечить съем данных дистанционно;
- обработать, хранить и выдать информацию внешним потребителям;
- организовать высокую точность измерений и независимость их от электрических и магнитных помех.

4.1.6.4. Стационарная станция, работающая по методике динамического зондирования и ранней диагностики деформационного состояния несущих конструкций, основанной на анализе изменения передаточных функций, построенных для различных по высоте участков здания либо для различных участков здания вдоль протяженной оси.

**Техническая характеристика системы измерения деформаций на базе комплекса с волоконно-оптическими датчиками**

Наименование параметра	Величина
Диапазон измеряемой относительной деформации	0...2·10 <sup>-2</sup>
Погрешность измерения на всем диапазоне	1,5%
Порог чувствительности	10 мк
Удаленность объекта контроля	<3000 м
Потребляемая мощность	Не более 2 Вт
Температура эксплуатации	-30...+60 °С
Устойчивость к коррозии	Да

Влажность при эксплуатации	0...100%
Срок службы	Не менее 15 лет
Размеры корпуса датчика	60мм × 60 мм × 20мм
Диапазон измерительной базы	0,1...1,0 м

Датчики обеспечивают измерение ускорений колебаний здания от  $10 \text{ м/с}^2$  по трем ортогональным компонентам в полосе, частот от 0,5 до 50 Гц, в динамическом диапазоне от 120 Дб, при частоте дискретизации сигнала 400 Гц/канал. Для размещения датчиков необходимы ниши или ящики размером  $500 \times 500 \times 500$  мм на несущих конструкциях здания через каждые пять этажей.

Датчики регистрации крена здания обеспечивают измерения углов наклона при точности измерения  $\pm 3''$ .

Система связи обеспечивает передачу данных 32 датчиков в центр сбора в стандарте интерфейса RS-485.

Программное обеспечение разработано для Windows 2000 Windows XP. Станция разработана ГУП МНИИТЭП совместно с РИА и ООО «Сервиспрогресс».

Станция сейсмометрического мониторинга высотного здания. Рекомендуются к внедрению аппаратура с применением сейсмометрических технологий для мониторинга высотных зданий. Этот комплекс позволяет вести мониторинг с использованием измерений соотношения амплитуд собственных частот колебаний здания.

Используется эффект влияния изменения механических характеристик материала и уменьшения площади сечения строительной конструкции на частотные характеристики здания.

Технические характеристики интерфейсного блока:

Число входных каналов	4;8
Разрядность АЦП	22
Диапазон измерения	-2,56В+2,56В
Темп измерения	139,5 измерений/сек (7,168 мсек) 279 измерений/сек (3,584 мсек)
Частота среза ВЧ фильтра на уровне 3 Дб	36,5 Гц, 73 Гц
Ослабление сигнала на частоте, равной половине темпа измерений	16 Дб
Усиление	1,10,100,1000
Частота среза НЧ в режиме подавления постоянной составляющей	0,1 Гц макс.
Потребляемый ток I	120 мА
Габариты (мм)	225×73×199

Могут быть рекомендованы также стационарные системы наблюдения на базе роботизированных тахеометров, системы GPS (глобальная система позиционирования), системы на базе датчиков наклона, заранее закрепленных в определенных точках ответственных конструкций и проводящие непрерывные измерения под управлением компьютерных программ.

## **Мониторинг ограждающих конструкций.**

### **Общие положения.**

При проведении мониторинга следует руководствоваться критериями качества, содержащимися в проектной документации, стандартах, а также

государственных нормативных актах в части устройства наружных ограждений, и соответствующими нормативами регионального уровня по устройству и монтажу систем наружной теплоизоляции, покрытий и светопрозрачных конструкций.

При отсутствии стандартов на применяемое наружное ограждение, как временной мерой, следует руководствоваться критериями качества при монтаже, определёнными в Технических свидетельствах или Технических условиях на систему наружного утепления.

При мониторинге осуществляется контроль состояния элементов наружных ограждений на предмет соответствия деформационным и другим характеристикам, подлежащим контролю и приведённым в проектной документации (либо в соответствующем нормативном документе).

Мониторинг ограждающих конструкций зданий и сооружений осуществляется в соответствии с Программой, которая разрабатывается организацией, проводящей мониторинг и согласовывается с организацией осуществляющей НТСС.

В случае применения автоматизированных систем контроля к разработке Программы мониторинга целесообразно привлекать организацию - разработчика автоматизированной системы.

Программа мониторинга ограждающих конструкций должна разрабатываться до начала работ по их устройству и учитывать уровень ответственности и технологические особенности возведения здания (сооружения).

В Программе должны быть указаны ответственные узлы и конструкции, подлежащие мониторингу, их контролируемые параметры, (которые указываются в проекте на устройство наружных ограждений), а также состав работ и выбор системы и методики наблюдений, объемы контрольных операций, оборудование и т.д.

Ответственные узлы и конструкции наружных ограждений:

«Разрушение либо недопустимые деформации, которых, могут привести к прогрессирующему разрушению других конструкций или обрушению фрагментов наружных ограждений здания (сооружения), либо привести к снижению безопасности здания, или людей, находящихся в нем или вблизи него». Применительно к навесным фасадным системам (НФС) это могут быть узлы крепления к основным конструкциям каркаса и узлы крепления облицовочных элементов к каркасу НФС.

При проведении мониторинга необходимо учитывать малую инерционность современных наружных ограждений, их повышенную уязвимость при воздействии природных и техногенных факторов ( перепады температур, ветровая и снеговая нагрузки, вибрации, сейсмика, аварии, пожары, диверсии и т.д.), а также невозможность проведения визуального контроля за смонтированными и закрытыми слоями.

Необходимо учитывать работу ограждающих конструкций в условиях экстремальных воздействий уже в ходе выполнения СМР, и принимать эффективные меры по предотвращению увлажнения слоя утеплителя и

затеканию атмосферной влаги внутрь конструкции по выступающим частям и кронштейнам.

При выборе системы наблюдений необходимо учитывать повышенные скорости протекания процессов изменения напряженно-деформационного состояния в ограждающих конструкциях, продолжительность измерений, ошибки измерений, в том числе за счет изменения погодных параметров, а также влияния помех и аномалий природно-техногенного характера.

При проведении длительных наблюдений и изменении внешних условий (температуры, влажности, характера ветровых воздействий и т.д.) необходимо обеспечить стабильность системы наблюдений и параметров измерительных устройств.

Используемые для наблюдений приборы и оборудование должны регулярно поверяться с заданной в «Программе» периодичностью.

Для раннего выявления негативных изменений напряженно-деформационного состояния ограждающих конструкций, автоматизированные средства контроля необходимо устанавливать в процессе их монтажа. В дальнейшем эти средства целесообразно использовать для возможного проведения мониторинга в период эксплуатации.

Первоначальным этапом мониторинга ограждающих конструкций зданий и сооружений, в случае, если он ведется не с начала строительства, (реконструкция), является обследование их технического состояния. При этом фиксируются дефекты и повреждения конструкций и устанавливаются категории их технического состояния, определяются критические зоны в отношении механической или иной безопасности и уточняются адекватные зафиксированному состоянию способы наблюдений, а в необходимых случаях разрабатываются рекомендации по приведению конструкций в работоспособное состояние.

### **Цели мониторинга состояния ограждающих конструкций.**

Обеспечение безопасного функционирования ограждающих конструкций (или их частей) при возведении зданий и сооружений и в течение установленного срока их эксплуатации.

Получение объективной информации о напряженно-деформационном состоянии контролируемых конструкций, их коррозионной стойкости, теплозащитных свойствах наружного ограждения для внесения необходимых изменений в проект или в технологию работ.

Своевременное обнаружение на ранней стадии дефектов, которые могут быть скрыты последовательно устраиваемыми слоями (утеплитель, ветрозащита, наружная облицовка).

Получение достоверной информации по параметрам климатических, техногенных и иных воздействий на ограждающие конструкции.

Получение исходной информации для проведения мониторинга в ходе эксплуатации наружных ограждений.

### **Задачи, решаемые в ходе мониторинга ограждающих конструкций.**

В ходе мониторинга должен осуществляться контроль:

- напряжённно-деформационного состояния ограждающих конструкций возводимого здания или сооружения;
- геометрических параметров в взаимного расположения отдельных компонентов фасадных систем;
- коррозионной стойкости элементов конструкций;
- теплозащитных свойств наружных ограждений;
- климатических параметров в приграничных (с атмосферой) зонах наружных ограждений (показатели скорости и давления ветра, температура, влажность) - при необходимости.

Сопоставление полученных параметров состояния контролируемых конструкций с нормируемыми параметрами, определёнными в проекте (или нормативными документами).

Оценка соответствия конструкций наружных ограждений, зафиксированным климатическим воздействиям, в т.ч. проверка расчетных усилий в монтажных элементах.

### **Состав мониторинга ограждающих конструкций.**

Состав работ по мониторингу состояния ограждающих конструкций зданий и сооружений регламентируется «Программой» и должен включать последовательный цикл наблюдений за осуществлением монтажа (для варианта применения НФС: - установка кронштейнов, утеплителя, ветрогидрозащиты, направляющих, элементов облицовки).

При выявлении мест критических изменений напряженно-деформационного состояния ограждающих конструкций производится обследования этих зон, выполняется оценка технического состояния конструкций, устанавливаются причины возникновения критического состояния и необходимость проведения мероприятий по восстановлению, усилению или замене конструкций (а также вносятся изменения в программу мониторинга).

Для проведения наблюдений могут быть рекомендованы различные инструментальные системы, основанные на измерениях деформаций в характерных точках конструкций: преобразователи напряжений; прогибомеры; оптиковолоконные датчики и др.

В случае выявленного недостаточного качества стены-основания (по критериям, содержащимся в [СНиП 3.03.01-87](#) «Несущие и ограждающие конструкции»), «Программа» должна быть дополнена разделом «Наблюдения за состоянием бетонных и каменных конструкций» с целью фиксации появления и раскрытия трещин, а также контроля деформаций несущих ( по отношению к системе утепления) конструкций.

### **Результаты мониторинга состояния ограждающих конструкций.**

По результатам мониторинга составляется отчет, который представляется Заказчику, генеральному проектировщику и организации, проводящей



НТСС.

Отчет должен содержать:

- результаты мониторинга, представленные в виде дефектных ведомостей, исполнительных схем с нанесёнными геометрическими отклонениями, графиков изменения деформационного состояния отдельных узлов, элементов и конструкций в целом, актов освидетельствования технического состояния конструкций, актов, подтверждающих соблюдение технологической последовательности работ по мониторингу, фотоматериалов;

- заключение о надежности установленных конструкций и дальнейшей возможности продолжения работ по устройству наружных ограждений, о соответствии фактических параметров состояния конструкций расчётным или проектным;

- техническое задание (при необходимости) на разработку проектных и технологических мероприятий по предупреждению и устранению негативных изменений;

- предложения по дальнейшему проведению мониторинга;

В случае выявления в ходе монтажа деформаций, отличных от прогнозируемых, и представляющих опасность для людей, здания или окружающей застройки, необходимо незамедлительно информировать об этом Заказчика, производителя работ и принять меры по недопущению аварийных и чрезвычайных ситуаций.

## Лекция 8

### Разработка общей и специальной части проекта производства геодезических работ

1. Выполнение топографо-геодезических работ на строительной площадке. «СП 11-104-97 Инженерно-геодезические изыскания для строительства. Раздел 5. Состав инженерно-геодезических изысканий»
  - 1.1 Досъемка территории с целью размещения пунктов геодезического обоснования; составление проекта геодезической сети на строительной площадке. Обоснование типа геодезического обеспечения; чертежи плановых и высотных пунктов; прокладка полигонометрического хода; расчет точности строительной сетки. «Пособие по производству геодезических работ в строительстве (к СНиП 3.01.03-84) Раздел 3. Геодезическая разбивочная основа для строительства»
2. Предложения по проектированию дополнительных элементов сооружений и конструкций, необходимых для обеспечения эффективности геодезических методов обеспечения, соблюдения и контроля проектной геометрии здания. «Пособие по производству геодезических работ в строительстве (к СНиП 3.01.03-84) Раздел 7. Геодезический контроль точности геометрических параметров здания»
3. Разработка общей части и специальных разделов проекта производства геодезических работ ППГР (обеспечение проектной геометрии). «1. Проект производства геодезических работ на объекте: Высотный жилой комплекс г. Москва 2. Пособие по производству геодезических работ в строительстве (к СНиП 3.01.03-84) Раздел 2. Состав проекта производства геодезических работ»
  - 3.1 Разбивочные геодезические работы на исходном горизонте.
  - 3.2 Разбивочные геодезические работы на монтажных горизонтах.

### 3.3 Методы передачи осей на этажи

- 3.3.1 Вертикальное проецирование (принципы, приборы, обеспечение точности, методика работы, необходимые конструктивные проектные решения для реализации метода). «Приборы оптического вертикального проецирования»
- 3.3.2 Определение положения разбивочных осей на высотных горизонтах методом обратной линейно-угловой засечки.  
Теория метода; Расчет точности в зависимости от этажности строящегося сооружения и окружающей застройки; методы и приборы; контрольные измерения.  
«1.Пособие по производству геодезических работ в строительстве (к СНиП 3.01.03-84) Раздел 6 п. 6.21. 2. Метод обратной многократной засечки при создании плановой разбивочной сети на монтажном горизонте 3.Обоснование точности линейно-угловых измерений при производстве основных и детальнх разбивочных работ на строительной площадке. 4. Обратная засечка.»
- 3.3.3 Геодезические работы по обеспечению монтажа элементов конструкций (колонны, опалубка). «1.СНиП 3.01.03-84 Геодезические работы в строительстве. Раздел 4.Геодезический контроль точности геометрических параметров зданий(сооружений) и исполнительные геодезические съемки 2. Проект производства геодезических работ на объекте: Высотный жилой комплекс г.Москва.»
- 3.3.4 Геодезические работы по обеспечению возведения большепролетных сооружений.  
Расположения пунктов геодезического обоснования, методы построения разбивочных осей. «Пособие по

производству геодезических работ в строительстве (к СНиП 3.01.03-84) Раздел 3 п.3.92-3.96»

3.3.5 Геодезическое обеспечение возведения подземной части высотных и большепролетных сооружений. «Программа работ по инструментальному мониторингу смещений стены в грунте на объекте “Гостиница Минск”»

Методы передачи отметок и разбивочных осей при строительстве многоэтажных подземных сооружений. «СНиП 3.01.03-84 Геодезические работы в строительстве. Приложение 3,4,5»

4. Поэтажный и выходной контроль проектной геометрии сооружения.

4.1 Состав геодезических работ для поэтажных исполнительных съемок (передача осей и отметок на этажи, контрольные промеры, отчетные материалы фактического и проектного положения элементов конструкции, схемы отклонений несущих элементов конструкций (стен, колон, перекрытий); схемы положения ограждающих конструкций). «Документация исполнительная геодезическая. Правила выполнения.»

4.2 Определение положения сооружения в плане.

Определение крена сооружения.

5. Геодезические работы по определению влияния строительства на окружающую застройку и коммуникации. «Инструкция по определению сдвига земной поверхности и расположенных на ней объектов при подземном строительстве в г. Москве. (Москомархитектура 1997 г.)»

5.1 Измерение осадок зданий, коммуникаций и земной поверхности. «ГОСТ 24846-81 Грунты. Методы измерения деформаций зданий и сооружений»

5.2 Определение крена эксплуатируемых зданий. «ГОСТ 24846-81 Грунты. Методы измерения деформаций зданий и сооружений»