

## **ОПЫТ РЕАЛИЗАЦИИ ПРОЕКТА МГСН СНГ "СТРОИТЕЛЬСТВО В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ" В ПРОГРАММНОЙ СИСТЕМЕ SCAD**

**Перельмутер А.В.** (*д.т.н., гл. научн. сотр., Украинский институт исследований окружающей среды и ресурсов, Киев*)

**Карпиловский В.С.** (*к.т.н, зав. лаб. ООО SCAD Soft, Киев-Москва*)

**Фиалко С.Ю.** (*к.т.н., ст. научн. сотр. Институт механики им. С.П. Тимошенко НАНУ, Киев*)

**Егунов К.В.** (*к.т.н., доцент, Украинская ассоциация сейсмостойкого строительства, Одесса*)

**Рассматривается проект межгосударственного нормативного документа по сейсмостойкому строительству, и анализируются имеющиеся в нем противоречия и недостатки.**

### **1. Введение**

Появление нового нормативного документа, связанного с проектированием строительных конструкций, вызывает потребность в соответствующей корректировке используемого программного обеспечения. Поэтому не удивительно, что публикация проекта межгосударственных строительных норм (МГСН СНГ) «Строительство в сейсмических районах» [5] инициировало попытку реализации этих норм в проектно-вычислительном комплексе SCAD [4], который нашел себе широкое применение во многих организациях СНГ. Целью этой работы была проверка рекомендаций МГСН СНГ на примерах решения больших проектных задач. Программная реализация нормативного документа является хорошей тестовой процедурой, поскольку в ее процессе выявляются нестыковки, логические противоречия, неполнота и нечеткость формулировок и другие недостатки норм. В особенности сказанное относится к случаям, когда реализация связана с использованием не специализированного, а универсального программного продукта. Здесь особенно остро встают вопросы, связанные с не оговоренными пределами применимости требований норм, с тем, что не фиксируется при неформальном прочтении их человеком, но становится препятствием при создании алгоритма.

В настоящей работе приводятся сведения об опыте реализации проекта МГСН и сообщается о возникших при этом трудностях, вытекающих из-за неточности некоторых положений и формулировок рассматриваемого нормативного документа.

Известно о реализации проекта нормативного документа в расчетном комплексе Profet-Stark-ES. Авторы этой разработки тесно сотрудничали с составителями норм [6] и, скорее всего, различного типа нестыковки преодолевали в рабочем порядке. Информация о возникших проблемах реализации не известна научно-технической общественности. Потенциальные пользователи программы не проинформированы о способе преодоления имеющихся противоречий и недомолвок и специалисты не могут проверить вычисления. А это может привести к неквалифицированному использованию результатов компьютерных расчетов.

Именно поэтому наш коллектив посчитал необходимым выступить с инициативой открытого обсуждения того опыта, который возник в процессе реализации проекта МГСН СНГ.

### **2. Расчетная динамическая модель**

В программной системе SCAD, как и в подавляющем большинстве конечно-элементных моделей, используется пространственная расчетная динамическая модель, в которой инерционные свойства приводятся к узлам. Как показывает опыт, при достаточно детальном разбиении системы на конечные элементы приемлемая точность достигается при приведении инерционных характеристик только к узловым силам, тогда как инерционные моменты по сути заменяются парами сил, приложенными к узлам системы (рис. 1). По сути здесь используется метод вычисления моментов инерции тел, собранных из конечных элементов, с помощью редуцирования площадей [11].

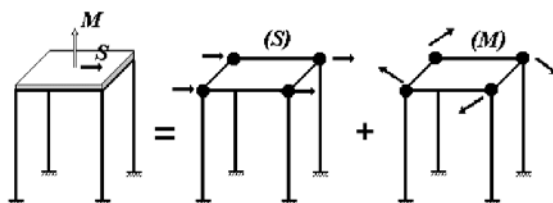


Рис.1. Расчетная динамическая модель

Расчет на сейсмическое воздействие в комплексе SCAD выполняется в форме прямого динамического расчета с использованием разложения нагрузки (переносных сил инерции) по формам собственных колебаний упругой системы без демпфирования, или в форме спектрального метода.

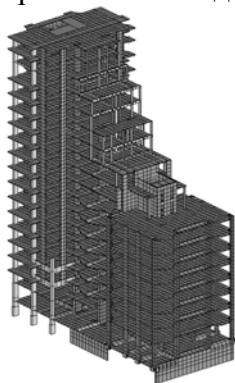


Рис.2. МКЭ модель многоэтажного жилого здания

В обоих случаях для определения частот и форм собственных колебаний может использоваться метод итерации подпространства [16] или блочный алгоритм Ланцоша со сдвигами [12]. Последний обеспечивает высокую точность и расширяет круг задач, для которых можно получить решение. Это наглядно показывает пример расчета многоэтажного здания, показанного на рис.2. Для этого примера в табл.1 указаны данные о времени ЭВМ (компьютер Р-III, тактовая частота 1000 MHz, 512 MB RAM), затраченного для получения  $n$  собственных пар с точностью не хуже чем  $10^{-4}$ .

Реализованный в системе SCAD вариант блочного метода Ланцоша со сдвигами оснащен механизмом подсчета процента учтенной модальной массы. Определение процента удержанной массы особенно важно в тех случаях, когда в нижней части спектра содержатся локальные формы колебаний с низкой частотой. Одним из очевидных случаев такой ситуации является пример зданий и сооружений, подсистемы которых имеют значительно отличающиеся жесткостные или инерционные характеристики (рис.3).

Таблица 1

Количество собственных пар, $n$	Итерация подпространств $a$	Блочная итерация подпространства	Блочный метод Ланцоша со сдвигами
25	2°28'31"	1°49'38"	38'14"
50	5°18'13"	3°06'16"	55'56"
100	решение не получено	решение не получено	1°52'14"
1000	решение не получено	решение не получено	11°25'02"

Для этой конструкции на рис.4 показана зависимость процента удержанных масс по направлениям X, Y и Z от количества учтенных форм собственных колебаний. Из этого рисунка видно, что первые 6-7 собственных форм попросту не влияют на решение, поскольку они связаны с локальными движениями легкой надстройки (вытяжной трубы) и реализуют известный «эффект хлыста».

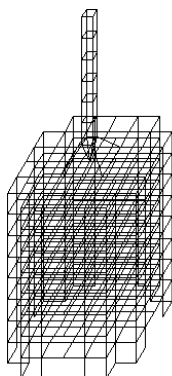


Рис.3. Производственное здание с вытяжной трубой

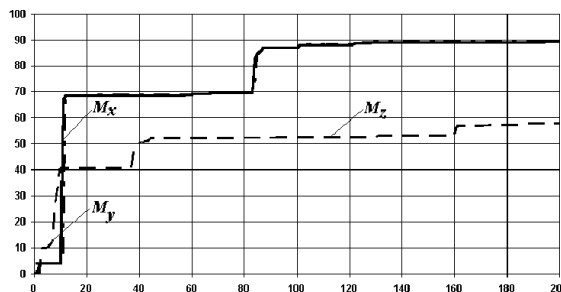


Рис.4. Зависимость процента модальных масс от учтенного числа форм собственных колебаний

Однако появление низкочастотных локальных мод не всегда столь очевидно вытекает из рассмотрения схемы конструкции. В частности, такие эффекты зачастую реализуются в форме локальных колебаний междуэтажных перекрытий или легких навесных панелей стенового ограждения. На рис. 5 показаны формы собственных колебаний того же здания, что было показано на рис.3, но без вытяжной трубы. Видно, что первые формы соответствуют движениям покрытия и перекрытий.

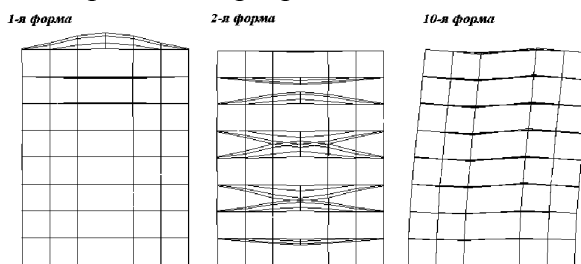


Рис.5. Локальные низкочастотные собственные формы

В связи со сказанным возникает недоумение по поводу требования п.2.20 из проекта МГСН о числе учитываемых форм собственных колебаний (точнее — категоричность использованной формулировки «следует принимать...»). Но даже в случае, подразумеваемом этим пунктом, когда достаточно ограничиться небольшим числом первых форм, нельзя обрывать расчетную модель на кратной форме собственных колебаний. Нетрудно представить себе, что произойдет, если, например, первая собственная частота  $\omega_1 = 0,8$  (период  $T = \omega_1/2\pi = 0,123 < 0,4$  с) окажется двукратной, а формальное следование указаниям норм ограничит вычисления только первой формой. Высказанное замечание не является мелкой придиркой. Как показывает опыт реальных расчетов, именно сооружения простой геометрической формы при их пространственном расчете часто обладают кратными частотами.

Вопрос о том, какое количество собственных форм следует учитывать, является очень важным и должен решаться на основе математически обоснованных критериев. Таким критерием в случае применения модели воздействия в форме синхронных смещений основания может быть сумма модальных масс по каждому направлению. Этот критерий уже много лет используется в нормах США, Франции и других стран и основан на том, что если учесть все собственные формы, то сумма модальных масс по каждому из направлений X, Y,

Z равняется 100%. В упомянутых нормах требуется, чтобы, чтобы сумма модальных масс по каждому из направлений была не меньше 90%.

В работе [12, стр. 594] на простом примере проиллюстрирована зависимость внутренних усилий в конструкции от суммы модальных масс и показано, что малое значение этой суммы может привести к существенному занижению расчетных усилий.

Подчеркнем еще раз: количество требуемых форм собственных колебаний не может декларироваться, а должно устанавливаться в процессе расчета.

Динамический расчет на сейсмическое воздействие, будь то спектральный метод или интегрирование уравнений движения, должен основываться на одинаковых предположениях о сейсмическом движении основания (хотя бы на качественном уровне описания), однако это условие в проект МГСН не выдержано. Нечетко сформулированы и области применения различных методов расчета, представленные в табл.2.1. Так, например прямой динамический расчет предписывается выполнять для зданий и сооружений высотой более 75 метров, однако ничего не сказано о большепролетных конструкциях, для которых такой расчет не менее необходим.

В этой таблице довольно нечетко используется понятие «здания и сооружения простой геометрической формы». По некоторым косвенным признакам можно понять, что имеются в виду здания и сооружения, у которых крутильная форма собственных колебаний не входит в число первых. Однако нетрудно показать, что квадратное в плане здание даже большой высоты с чисто сдвиговой формой поэтажного деформирования может иметь трехкратную первую собственную частоту и в числе форм собственных колебаний, принадлежащей этой частоте, присутствуют два сдвига и одно закручивание дисков междуэтажных перекрытий.

### 3. Крутильная компонента

В проекте МГСН проводится абсолютно правильная мысль, что на сооружение действуют не только сейсмическая сила (как это было предусмотрено в СНиП II-7-81\*), но и сейсмический момент. Комбинация этих нагрузок приводит к напряженно-деформированному состоянию элементов конструкций, которое по своему характеру и по интенсивности усилий полнее, определеннее и корректнее соответствует фактическому напряженно-деформированному состоянию сооружения при землетрясении. Подробные рекомендации по этому поводу приведены в п.2.21 и приложении 5, а более упрощенный прием их учета — в п. 2.22.

Однако способ изложения указанных требований и ряд имеющихся неточностей создают определенные затруднения и могут привести к неправильным решениям. Именно на этих вопросах мы остановимся более детально.

Пункт 2.21 определяет значение крутильной сейсмической нагрузки таким образом, что она оказывается пропорциональной моменту инерции массы в  $k$ -ом узле расчетной модели, но при использовании расчетных схем, в которых инерционные свойства отнесены только к материальным точкам (а большинство современных программных систем, построенных на конечно-элементной идеологии, оперируют именно с такими схемами) мы получим нулевые результаты. Конечно, приложение 5, к которому нас отправляет п.2.21, дает правильные результаты, поскольку вращательные движения грунта учтутся за счет слагаемых, входящих в квадратные скобки числителя формулы (2), но возникает некоторая терминологическая нечеткость, которую следовало бы, как минимум, пояснить.

В качестве альтернативной возможности п.2.22 дает формулу для подсчета сейсмического момента  $M_{kcr}$  через значение поперечной силы  $P_k$  на уровне  $k$ -го этажа. При этом остаются неясными два вопроса:

во-первых, является ли  $P_k$  силой инерции, возникающей при поступательном движении масс этого этажа, или же она равна сумме всех сил инерции, расположенных выше  $k$ -го этажа (термин «поперечная сила» да еще применительно к консольной схеме дает основание для второй интерпретации, но рассмотрение международного стандарта [13], где

используется формула типа формулы (2.8) проекта МГСН, свидетельствует в пользу первой интерпретации).

во-вторых, никак не определяется способ приложения момента  $M_{кр}^k$ , который не безразличен для схем, не имеющих абсолютно жесткого диска в уровне его действия. Так для междуэтажного перекрытия, показанного на рис. 6 (монолитная железобетонная плита толщиной 18 см), две эквивалентные по суммарному значению  $M_{кр}$  схемы реализации сейсмического момента приводят к 25% расхождению значений изгибающих моментов в колоннах.

В этом же пункте, как и в действующем СНиП, вновь используется совершенно нечеткое понятие центра жесткости этажа, определение которого не является тривиальной операцией для любого случая нерегулярной в плане компоновки элементов жесткости. Возможно, что авторы норм имели в виду точку, через которую проходят равнодействующие реакций при строго поступательном движении междуэтажного перекрытия, но тогда это следовало бы четко оговорить. Правда, тогда возникнет вопрос о том, что же необходимо делать, если междуэтажное перекрытие не образует жесткого диска (возможность использования конструкции такого рода не исключается указаниями пп.3.13-3.15). Кроме того, в рассматриваемом пункте ошибочно определено значение дополнительного расчетного эксцентриситета от вращательного движения грунта, никак не привязанное к размеру здания в плане В, о чем уже говорилось в работе [9].

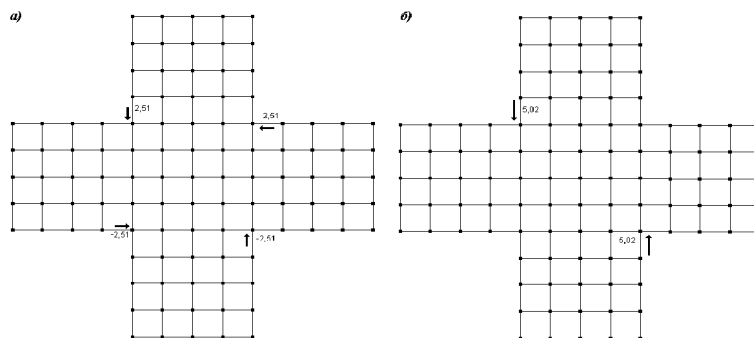


Рис.6. Варианты реализации крутящего момента

Следует отметить, что результаты расчетов по п.2.21 и п.2.22 плохо согласовываются. Так, если взять пример 1 из Рекомендаций [10] и принять ориентацию номер 1, ограничиваясь рассмотрением только 3-х форм собственных колебаний, то будем иметь инерционные силы и моменты:  $S_1 = 998,0722$ ;  $S_2 = 667,8101$ ;  $S_3 = 0,008914$ ;  $M_1 = 24,63697$ ;  $M_2 = 36,83083$ ;  $M_3 = 314,6168$ . Поперечная сила  $P = (998,0722^2 + 667,8101^2)^{1/2} = 1200,882$ , а крутящий момент  $M_{кр} = (0,1 + 0,06) \times 4,0 \times 1200,882 = 748,5647$ . Разница в 2,5 раза представляется весьма внушительной.

И, наконец, последнее соображение относительно учета крутильной компоненты. Для наиболее ответственных объектов, где в соответствии с требованиями табл. 2.1 должен использоваться прямой динамический расчет, эта компонента будет упущена, поскольку нормы обходят полным молчанием вопрос о соответствующем преобразовании акселерограмм.

#### 4. Направление сейсмического воздействия

Вызывает вопросы и рекомендация приложения 5, которая требует, чтобы ориентация векторов сейсмического воздействия выбиралась "...из условия опасного направления воздействия для рассматриваемой формы колебаний...", т.е. каждое модальное движение конструкции возбуждается по-разному ориентированными векторами поступательного движения и вращения.

Сейсмическое воздействие действительно может иметь произвольную ориентацию в пространстве, но из этого не следует, что упомянутая ориентация зависит от такого нашего

произвола, как выбор базисных функций для решения задачи, в роли которых выступают формы собственных колебаний.

Если же согласиться с упомянутой рекомендацией, то возникают сомнения в справедливости формулы (2.5), обоснование которой основывается на том, что модальные формы, вызванные вполне определенным вектором движения основания, являются статистически независимыми [1, стр.72]. Но некоррелированность модальных откликов сразу же будет нарушена вмешательством расчетчика, который воспользуется предлагаемым правилом селекции направляющих косинусов для векторов  $\vec{\ddot{X}}_0$  и  $\vec{\ddot{\alpha}}_0$ .

Кроме того, наиболее невыгодное направление сейсмического воздействия зависит от того, какой именно элемент конструкции мы рассматриваем, и уже поэтому оно не может приниматься из условия максимизации отклика по форме собственных колебаний. Если для колонн здания невыгодным оказывается горизонтальное направление вектора  $\vec{\ddot{X}}_0$ , а для балок междуэтажных перекрытий — вертикальное, и при этом ни одна из форм не реализует чисто горизонтальное или чисто вертикальное движение, то что даст максимизация отклика по формам колебаний?

Авторам упомянутой формулировки о максимизации реакций по формам колебаний было бы полезно подумать над таким вопросом: "А что если для определения сейсмической реакции сооружения используется метод интегрирования уравнений движения, причем в качестве базисных функций выбраны не собственные формы колебаний, а специальным образом построенные векторы Риза [16]?" Тогда получается, что направление сейсмического входа для каждой моды зависит от базиса, что является грубой методологической ошибкой.

Желание авторов проекта норм обезопасить ситуацию выбором наиболее опасного направления воздействия вполне понятно, но рекомендуемый ими метод оставляет желать лучшего. По нашему мнению следовало бы считать вероятности возникновения сейсмической нагрузки по каждому из трех ортогональных направлений XYZ (ось X вертикальна) статистически независимыми. Тогда именно в силу статистической независимости для расчетного значения получим среднеквадратичную комбинацию

$$S = \sqrt{S_x^2 + S_y^2 + S_z^2} . \quad (1)$$

В [16] доказано, что в этом случае результат не зависит от выбранной системы координатных осей. Такой подход много лет используется в сейсмических нормах США [15]. Другой подход демонстрируют нормы Франции [14], где направления X и Y выбираются тоже произвольно, а затем после определения динамической реакции  $S_x$ ,  $S_y$  и  $S_z$  по каждому из вариантов действия сейсмической нагрузки составляются вероятностные комбинации

$$\begin{aligned} S &= \pm S_x \pm \lambda S_y \pm \mu S_z \\ S &= \pm \lambda S_x \pm S_y \pm \mu S_z \\ S &= \pm \lambda S_x \pm \mu S_y \pm S_z \end{aligned} \quad (2)$$

с использованием коэффициентов Ньюмарка  $\lambda = 0,3$  и  $\mu = 0,3$ . Аналогичные требования сформулированы и в новых нормах России по проектированию атомных станций [8], но с коэффициентами  $\lambda = 0,4$  и  $\mu = 0,4$ .

## 5. Вертикальная составляющая

Формулировки пп. 2.6 и 2.14 относительно учета вертикальной составляющей сейсмического воздействия совершенно неудовлетворительны. Во-первых не ясно, идет ли речь о вертикальной составляющей (п.2.6) или вертикальной сейсмической нагрузке (п.2.14). При первой трактовке это можно понять таким образом, что вертикальные компоненты сейсмической нагрузки отбрасываются, если только речь не идет о конструкциях, перечисленных в п.2.6. Вторая трактовка приводит к необходимости рассматривать вертикальное направление вектора  $\vec{\ddot{X}}_0$  и требует, чтобы в формуле (2.3) присутствовали

направляющие косинусы этого вектора, как это сделано в разделе «Гидротехнические сооружения» действующих норм и реализовано в большинстве расчетных программ.

Остается не ясным, относятся ли указания п.2.14 относительно специальных значений коэффициентов  $A$  и  $k_1$  к вертикальным компонентам инерционных сил при любых направлениях вектора  $\vec{X}_0$ . По отношению к коэффициенту  $A$ , это косвенно подтверждается указаниями п.2.25 для прямого динамического расчета и отражает определенные объективные закономерности распространения сейсмических волн. Но остается непонятным, почему неупругие деформации и локальные повреждения элементов реализуются различным способом в элементах, ориентированных по разному в пространстве.

Пункт 2.13 требует одновременного рассмотрения горизонтальной сейсмической нагрузки с коэффициентом сочетания 1,0 (0,5) и вертикальной — с коэффициентом сочетания 0,5 (1,0). Это требование можно трактовать не только как необходимость выполнения отдельных расчетов на вертикальную и горизонтальные сейсмические нагрузки и последующее комбинирование их результатов с коэффициентами 1,0 и 0,5, но также и как требование выполнить расчет на действие сейсмической нагрузки под углом  $27^\circ$  ( $63^\circ$ ) к горизонту, направляющие косинусы которого соответствуют указанным выше значениям. Последнее следует из того, что только при действии сейсмической нагрузки под углом к горизонту реализуется одновременное действие горизонтальной и вертикальной нагрузки.

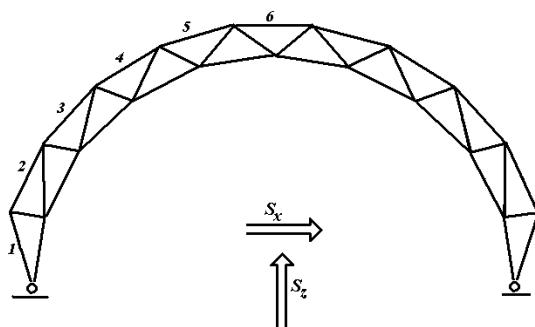


Рис. 4. Пример арочной схемы

Для сопоставления упомянутых интерпретаций требования норм были выполнены сопоставительные расчеты простой арочной конструкции, схема которой показана на рис.4. В соответствии с требованиями п.2.6 рассматриваемого проекта для этой арка, имеющей пролет 28 метров, необходимо учитывать вертикальную составляющую сейсмического воздействия.

Результаты сопоставительных расчетов представлены в табл. 2.

Таблица 2

Номер элемента	Продольные силы при действии:					
	$S_x$	$S_z$	$S_x+0,5S_z$	Угол $23^\circ$	$0,5S_x+S_z$	Угол $67^\circ$
1	4,681	1,084	5,223	4,745	3,425	2,806
2	4,688	1,116	5,245	4,755	3,459	2,834
3	7,198	1,391	7,893	7,266	4,990	4,111
4	6,943	0,731	7,308	6,962	4,202	3,625
5	4,208	0,200	4,108	4,210	1,904	2,123
6	0,000	0,644	0,322	0,460	0,644	0,921
Среднее расхождение				11,0%		20,3%

Оказалось, что даже для столь простого примера расхождение является весьма заметным. Оно значительно увеличивалось для многоэлементных систем, достигая средних значений порядка  $30 \div 40\%$ .

В МГСН введено положение о том, что при расчете сооружений высотой более 25 этажей (75 м) необходимо учитывать дополнительный момент от вертикальных нагрузок, возникающий при горизонтальных перемещениях сооружения от сейсмических воздействий (учет эффекта "пи-дельта" [16]).

Здесь хотелось бы отметить что в соответствии с п.2.26 подлежит учету момент только от вертикальной составляющей сейсмической нагрузки, а не от всех вертикальных нагрузок, входящих в особое сочетание (постоянных и длительно действующих, на которые указывает п.2.1). Следуя п.2.26 мы не только приходим к противоречию, поскольку отбрасываем фактически присутствующие нагрузки, но и для многочисленных зданий, у которых в числе учитываемых форм колебаний отсутствуют вертикальные компоненты перемещений и, следовательно, равны нулю вертикально направленные инерционные силы, выхолащиваем само понятие эффекта "пи-дельта".

Необходимо уточнить формулировку п.2.26, указав, что для каждой формы собственных колебаний должны учитываться моменты, возникающие от действия всех вертикальных нагрузок на горизонтальных перемещениях, вычисляемых по формуле (2.4) проекта МГСН.

## Выводы

Представленные выше соображения свидетельствуют о необходимости детальной доработки проекта межгосударственного нормативного документа перед его вынесением на утверждение компетентными органами членов СНГ. При этом целесообразна параллельная разработка текста норм и компьютерных программ, реализующих эти требования.

## Литература

1. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость.— СПб.: Наука, 1998.— 255 с.
2. Егупов В.К. и др. Расчет зданий на сейсмические воздействия.— К.: Будівельник, 1969.— 208 с.
3. Егупов К.В. Проблемы проектирования протяженных и несимметричных сооружений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2000, №1. — С. 23-29.
4. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А., Трофимчук А.М. SCAD для пользователя.— Киев: ВВП «Компас», 2000.— 332 с.
5. Международные строительные нормы СНГ «Строительство в сейсмических районах» (проект) 2002 г. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2002, №3.— С. 27-54.
6. Назаров Ю.П. Совершенствование программных средств для расчета сооружений на динамические воздействия // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2002, №1. — С. 11-12.
7. Немчинов Ю.И. Особенности строительства в сейсмических районах Украины и совершенствование норм проектирования зданий и сооружений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2000, №1.— С. 8-15.
8. НП-031-01. Нормы проектирования атомных станций // Вестник Госатомнадзора России, 2001, №6
9. Перельмутер А.В. Замечания к проекту международных строительных норм СНГ «Строительство в сейсмических районах» // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2002, №6. — С. 40-42.
10. Рекомендации по определению сейсмической нагрузки для сооружений с учетом пространственного характера воздействия и работы конструкции / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.— М.: 1989.— 142 с.
11. Уманский А.А. О редуцировании площадей при вычислении моментов инерции // Строительная механика и расчет сооружений, 1959, №1.
12. Фиалко С.Ю. О решении обобщенной проблемы собственных значений // Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / Перельмутер А.В., Сливкер В.И.— К.: Изд-во Сталь, 2002.— С. 570-597.
13. ISO/DIS 3010/ Basis for design of structures. Seismic actions on structures.— International Organization for Standardization, 2000.
14. PS 1992. Regles Parasismiques.— Paris: EUROLLES. 1996.
15. UBC (2000). Uniform Building Code.— International Conference of Building Officials/ Whittier, Ca/



16. Wilson E.L. Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures.— Berkeley: Computer and Structures, Inc., 1997.
17. Yegupov V., Yegupov K., Starodub V., Mazur P., Kostrijitskiy A. Simulation and Automation of Calculations of Buildings (Structures) on Seismic Effects // Computer & Structures, Vol.63, No 6, P. 1065-1083.