

УДК 699.841:624.042

ПРОГРАММА МАГАТЭ ПО ОЦЕНКЕ ВЛИЯНИЯ БЛИЖНИХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ НА БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ АЭС: ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ И ОСНОВНЫЕ ПОДХОДЫ.

*Берковский А.М., главный специалист,
Костарев В.В., к.т.н., директор*

ООО ЦКТИ-Вибросейсм

часть 1

АННОТАЦИЯ.

В статье рассматриваются вопросы специфики ближних землетрясений и их влияния на безопасность зданий и сооружений АЭС. Сравнительный анализ проводился на основе экспериментальных результатов тестирования типовой конструкции несущих сдвиговых стен (эксперимент CAMUS). Приведено описание метода перемещений, широко используемого в мировой инженерной практике, для сейсмической реквалификации существующих гражданских сооружений. Исследования проводились в рамках международной научно – исследовательской программы МАГАТЭ по оценке влияния ближних землетрясений на безопасность зданий и сооружений АЭС.

ABSTRACT: (английский текст).

Co-ordinated Research Program (CRP) of the International Atomic energy Agency for Safety Significance of Near Field Earthquakes (NFE) was launched due to well-known technical finding that the usual engineering practices in seismic design of Nuclear Facilities result in a poor estimate of safety implications of near field earthquakes. This is clearly illustrated by experimental results (CAMUS experiment) that were used in the frame of this CRP in order to conduct a benchmark on the damaging capacities of near field versus far field seismic inputs on a typical shear wall structure.

ВВЕДЕНИЕ.

Цель предлагаемой статьи – описание содержания и результатов координационной научно – исследовательской программы по оценке влияния ближних землетрясений (БЗ) на безопасность зданий и сооружений АЭС. Программа была инициирована Международным Агентством по Атомной Энергии (МАГАТЭ) для оценки приемлемости традиционных инженерных подходов, принятых для сейсмического проектирования и анализа зданий и сооружений АЭС, в свете современной практики, применяемой главным образом в гражданском строительстве для сейсмической реквалификации существующих конструкций. Опыт последних 20-ти лет показал, что, основываясь на традиционных расчетных методах, сложно корректно спрогнозировать результаты эффекта БЗ: при незначительных амплитудах существует переоценка их влияния на безопасность конструкций, а при значительных магнитудах традиционные методы могут недооценивать опасные и разрушительные последствия БЗ.

В качестве исходных данных в программу были заложены следующие экспериментальные и аналитические исследования:

- 1) Результаты экспериментальных исследований "СAMUS" на сейсмоплатформе "Azali" (EDF, Франция);
- 2) Записи ближних землетрясений в Японии;
- 3) Опыт применения "метода перемещений", широко используемого в гражданском строительстве США для сейсмической реквалификации существующих строительных конструкций.

В программе принимали участие 21 команда из 18 стран. На основе исследований, проведенных участниками, будет выпущен технический документ МАГАТЭ "Влияние ближних землетрясений на безопасность зданий и сооружений АЭС".

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ.

Слабоармированные железобетонные несущие сдвиговые стены являются типовой конструкцией, используемой в гражданском строительстве во Франции. С середины 90-х годов правительство и ряд ведущих строительных и энергетических компаний Франции инициировали проект по экспериментальному динамическому исследованию этих конструкций с целью определения их сейсмостойкости, а также для верификации национальных норм по сейсмостойкому строительству PS 92 в связи с введением общих Европейских Норм по антисейсмическому проектированию зданий и сооружений. (Еврокод 8, [2]).

Испытания проводились во Франции в 1996 – 1998 гг. на сейсмоплатформе "Azalee" Комиссариата по Атомной Энергии (СЕА) в г. Сакле. Испытывались 2 образца массой по 35 т, имитирующие оригинальные конструкции в масштабе 1:3. Эти тесты получили названия СAMUS-I и СAMUS-II. Описание и результаты экспериментов были доложены на 11-ой Международной Конференции по Сейсмостойкому строительству, Париж, 1998 г, [3].

СAMUS является моделью пятиэтажной железобетонной стены без проемов, выполненной в масштабе 1:3. Модель представляет собой конструкцию, состоящую из двух прямоугольных бетонных стен, расположенных на железобетонном основании. Стены соединены шестью горизонтальными перекрытиями (включая перекрытие, соединенное с основанием). Основание жестко крепится к вибростолу. Вибростол представляет собой параллелепипед, установленный на 4-х упругих опорах. К перекрытиям крепятся дополнительные массы и жесткие стальные раскосные связи, препятствующие изгибу конструкции из плоскости стен. Бетонные стены армированы стальными прутками, расположенными по краям и в центральной части стен. Степень армирования стен изменяется по высоте. Стены нагружены в своей плоскости собственным весом и горизонтальной динамической нагрузкой, передаваемой на конструкцию через вибростол. Каждая стена имеет длину $L = 1.7$ м, толщину $b = 6$ см. Высота каждого этажа $H = 0.9$ м. Полный вес модели составляет $M1 = 36$ т. Вес вибростола: $M2 = 25$ т. Жесткость каждой из четырех опор $K \cong 400$ МН/м. На рис. 1 представлена фотография модели СAMUS и упрощенная схема экспериментальной установки, [4].

Для участников программы были предложены результаты эксперимента, состоящего из 4-х серий испытаний. Каждое испытание проводилось при различных уровнях и характеристиках сейсмического воздействия. Испытания проводились последовательно: серия 1 – серия 4. После каждого эксперимента конструкция восстанавливалась, и все повреждения устранялись. На стол сейсмоплатформы подавалось 2 типа

сейсмического воздействия: аналог землетрясения в Ницце, как пример дальнего землетрясения, и аналог землетрясения, записанного в Сан-Франциско – ближнее землетрясение. Акселерограммы и спектры ответов этих землетрясений изображены на рис. 2, 3. Таблица 1 показывает интенсивность сейсмического воздействия для каждой серии испытаний.

Первая серия испытаний (RUN 1) может рассматриваться как типичное проектное землетрясение. При этом интенсивность воздействий 1-ой и 2-ой серии (RUN 1 и RUN 2) можно охарактеризовать как низкий или средний уровень сейсмического воздействия. Воздействия же серии 3 и 4 (RUN 3 - 1.11g и RUN 4 – 0.41g) характерны для разрушительных землетрясений. Если оценивать разрушительную способность сейсмических воздействий, основываясь на традиционных подходах, то последствия воздействия серии 3 должны были в 4 раза превосходить повреждения, вызванные землетрясением с интенсивностью серии 4. Однако, результаты экспериментов показали сопоставимый уровень повреждений в образце в обоих случаях.

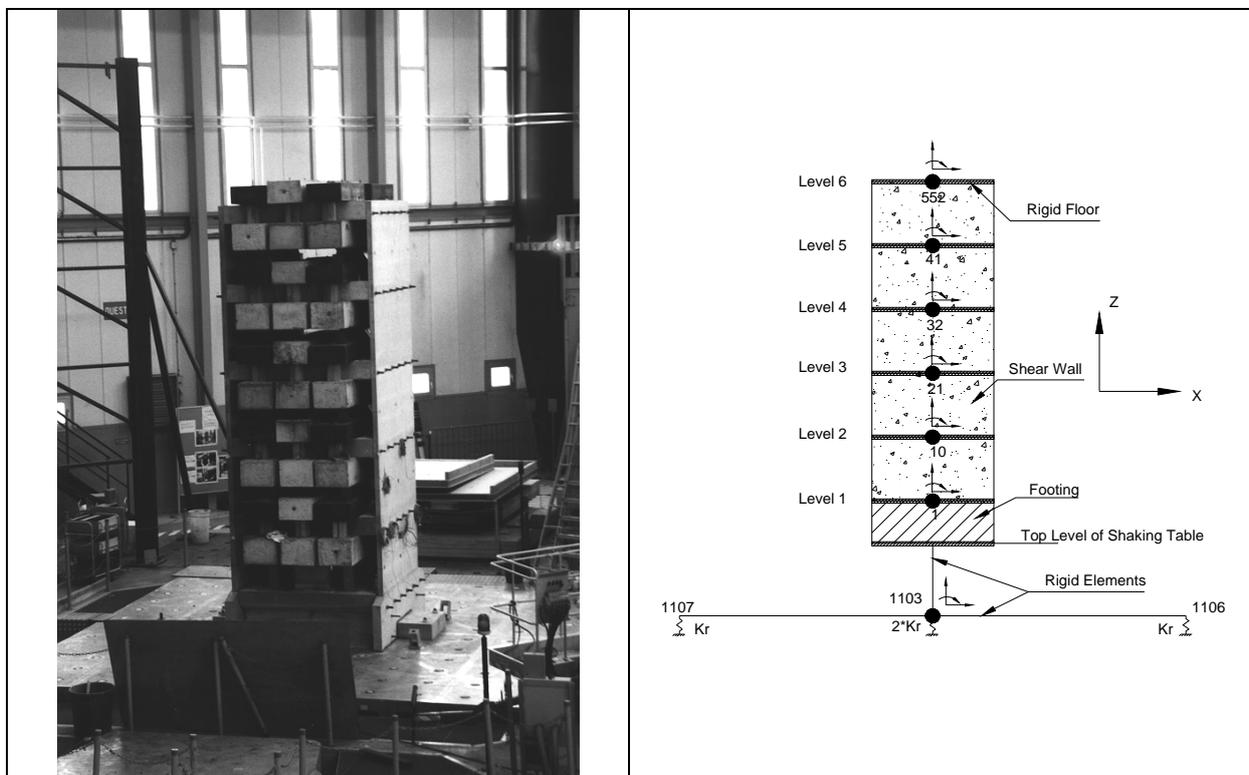


Рис. 1 Общий вид и схема экспериментальной установки CAMUS.

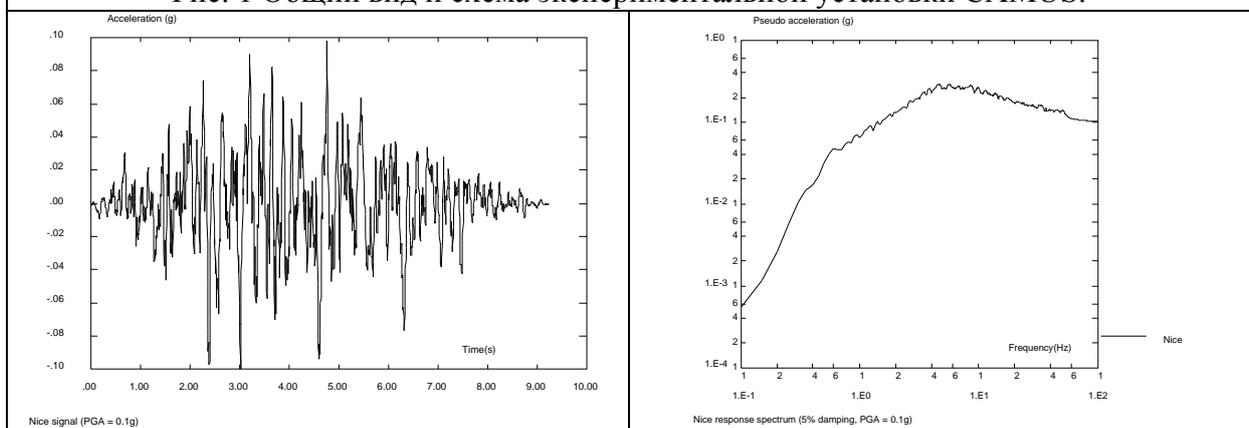


Рис. 2 Акселерограмма и спектры ответа "дальнего" землетрясения (Ницца)

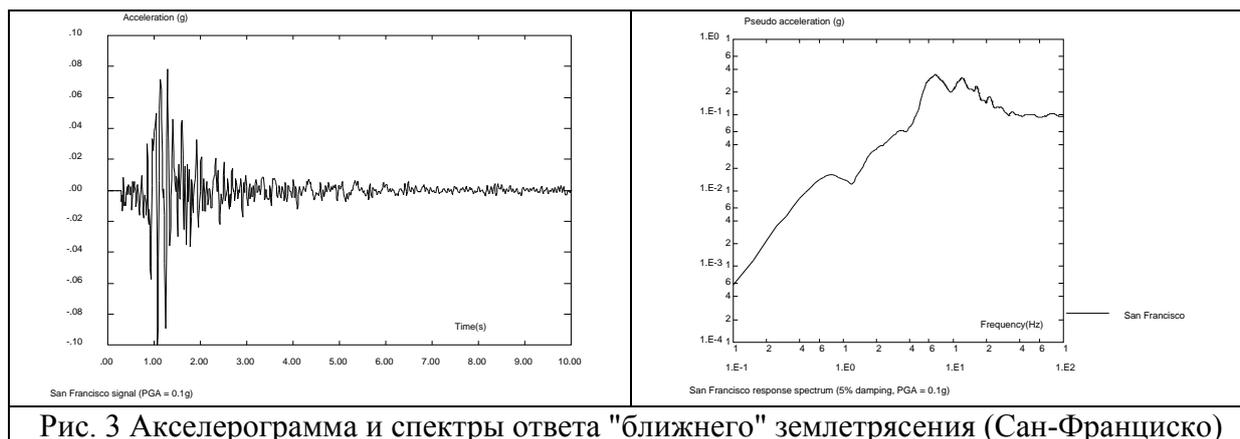


Рис. 3 Акселерограмма и спектры ответа "ближнего" землетрясения (Сан-Франциско)

Таблица 1. Интенсивность сейсмического воздействия, подаваемого на вибростол для каждой из серии испытаний.

	RUN 1	RUN 2	RUN 3	RUN 4
Тип воздействия	Ницца	Сан-Франциско	Сан-Франциско	Ницца
максимальное ускорение	0.25 g	0.13 g	1.11 g	0.41 g

Результаты эксперимента, предоставленные участникам, включали в себя следующие данные:

- полное описание модели и условий эксперимента (геометрические характеристики, распределение масс, схема армирования, характеристики материалов, способы закрепления образцов на столе сейсмоплатформы)
- оцифровки исходного сейсмического воздействия (акселерограммы);
- записи перемещений и ускорений для каждого этажа;
- записи поэтажных изгибающих моментов и перерезывающих сил;
- диаграммы распределения повреждений в испытываемых образцах.

ХАРАКТЕРИСТИКИ "БЛИЖНИХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ"

Понятие "ближнее землетрясение" достаточно условно и до сих пор находится в центре непрекращающихся споров между сейсмологами и инженерами. Для сейсмологов к ближним землетрясениям относятся сейсмические воздействия, наблюдаемые в зонах ближних к эпицентру землетрясений. Теоретическое описание этих воздействий затруднено из-за многочисленных факторов, влияющих на их форму и продолжительность: характеристики разломов, эффектов взаимодействия грунта и оснований массивных конструкций (Soil – Structure Interaction) и т.д. Для инженеров же эти воздействия характеризуются небольшой продолжительностью интенсивной части, высокочастотным характером спектров и незначительным уровнем пиковых ускорений грунта (PGA).

Вплоть до начала 90-х годов прошлого века природа и разрушительный потенциал этих землетрясений оставались плохо изученными из-за недостатка сейсмометрической информации. В то же время исторические наблюдения показали, что землетрясения с умеренной и высокой интенсивностью вызывают в ближних от эпицентра зонах существенные повреждения и разрушения. К ближним землетрясениям, записи которых существуют, можно отнести Паркфильдское (Parkfield) землетрясение (1966), землетрясение Ландерс (Landers), 1992 г, землетрясения 1999 г. в Кокаели (Kocaeli), Турция и в Чи-Чи (Chi-Chi), Тайвань. Однако, вплоть до 1992 г во всем мире существовало

лишь 8 записей БЗ интенсивностью выше 7 баллов. Недавние землетрясения в Нордридже (Northridge) и Кобе (Kobe), характеризующиеся низкочастотными и высокочастотными импульсами, также были отнесены к ближним землетрясениям. В результате этих 2-ух землетрясений современные строения, расположенные на расстоянии 16 - 20 км от эпицентра, подверглись значительным повреждениям и разрушениям. По мнению специалистов некоторые из этих повреждений были обусловлены недостатками в проектировании, связанными с неадекватностью оценки эффекта БЗ.

Анализ записей акселерограмм, сделанных в районе БЗ, показал, что характер ускорений хорошо коррелирует с теоретическими прогнозами, а вот скорости и перемещения оказываются существенно выше прогнозируемых. Более того, записи ускорений БЗ выявили уникальные вибрационные характеристики, не присущие дальним землетрясениям. Даже для средних магнитуд БЗ ускорения, скорости и перемещения могут быть достаточно высокими, особенно по направлению распространения сдвигового разлома. Пиковые ускорения при этом могут достигать величин $1g$, а пиковые скорости и перемещения 1 м/сек и 1 м соответственно, [5].

Было выявлено, что сейсмические импульсы БЗ могут вызвать существенные повреждения в строительных конструкциях определенного типа. При этом аналитические исследования ответных параметров зданий и сооружений, подверженных БЗ показали, что распределение сдвиговых деформаций по высоте конструкций не соответствует базовым принципам антисейсмического проектирования, основанных на прогнозировании резонансных явлений конструкции во время землетрясения. При БЗ, продолжительность интенсивной фазы которых составляет 3 - 5 сек, конструкция "не успевает" войти в резонанс с сейсмическим воздействием. Таким образом, спектры ответа не могут должным образом описать эффекты, присущие БЗ. Альтернативой применения линейно-спектральной теории для анализа сейсмостойкости конструкций в этом случае является метод динамического анализа – прямое интегрирование уравнений движения. В рамках этого метода есть возможность проанализировать нелинейную работу материала, а также специфические особенности самого сейсмического воздействия, характерного для БЗ.

МЕТОД ПЕРЕМЕЩЕНИЙ

В последние годы в международной инженерной практике сейсмической переоценки зданий и сооружений широкое распространение получили методы, основанные на определении несущей способности конструкций по деформационным критериям. Одним из документов, определяющих процедуру выполнения такого анализа, является публикация Американского Федерального Агентства Управления Чрезвычайными Ситуациями (Federal Emergency Management Agency) – руководство по сейсмическому восстановлению зданий, FEMA 273 [6]. Документ был подготовлен Американским Советом по сейсмостойкому Строительству (Building Seismic Safety Council, BSSC) в рамках национальной программы по снижению сейсмического риска (National Earthquake Hazards Reduction Program, NEHRP).

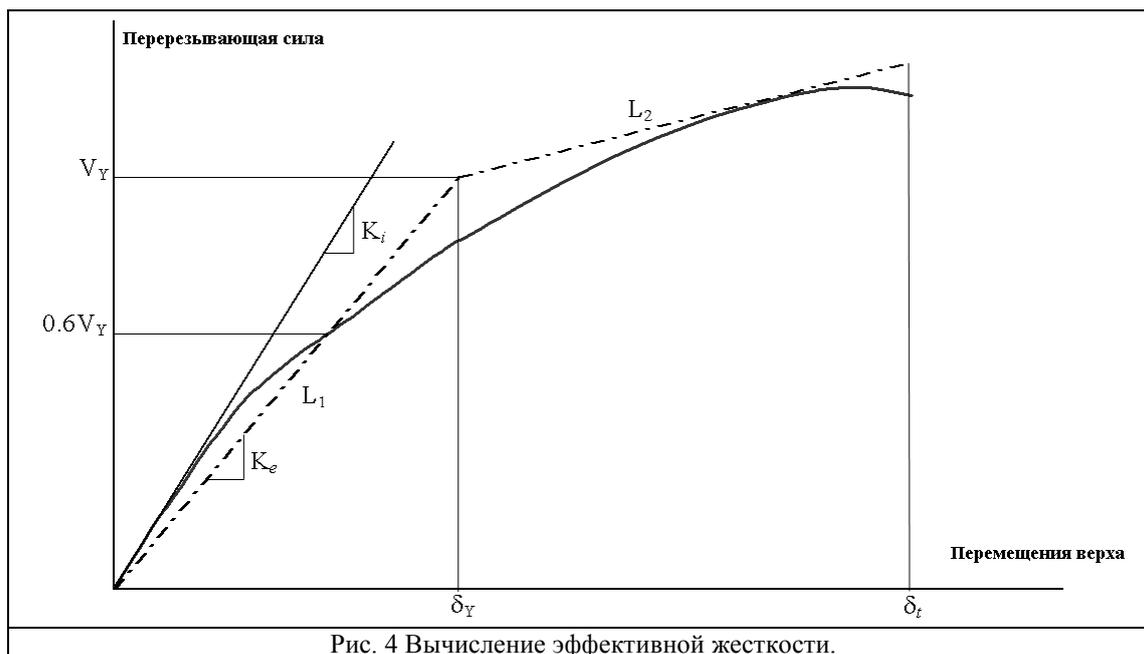
Одним из приемлемых методов, указанных в этом документе, является Нелинейная Статическая Процедура (НСП). Суть этой процедуры состоит в том, что модель, отражающая нелинейные, пластические свойства материала, нагружается до уровня прогнозируемых (целевых) перемещений, при которых определяются внутренние усилия и деформации. Модель нагружается монотонно-возрастающей боковой нагрузкой или перемещением вплоть до достижения верхними точками конструкции целевых перемещений, либо до коллапса здания. В свою очередь "целевое" перемещение должно

отражать максимальное перемещение конструкции, которое может быть достигнуто во время проектного землетрясения. Величину целевого перемещения можно вычислить по любой процедуре, учитывающей влияние нелинейного ответа конструкции при определении амплитуды ее перемещений.

Процедура для нелинейного статического анализа, описанная в FEMA-273, может быть представлена последовательностью следующих 11 шагов:

1. Выполнение нелинейного статического анализа конструкции, нагруженной боковой распределенной нагрузкой, вплоть до предельного состояния (pushover analysis). Боковая нагрузка формируется пропорционально массе каждого перекрытия (этажа) здания.
2. На основе результатов п. 1 строится деформационная кривая "перемещение верхней точки конструкции – сдвиговое усилие в основании".
3. По кривой, полученной в п. 2, определяются "начальная" K_i и "эффективная" K_e жесткости конструкции.

Для выполнения этого шага используется итерационная процедура построения билинейной аппроксимации деформационной кривой, т.е. строятся два прямолинейных сегмента $L1$ и $L2$ таким образом, чтобы соотношение между ординатами точки пересечения $L1$ - деформационная кривая и $L1 - L2$ составило 0.6 (рис. 4). Начальная (упругая) жесткость при этом определяется тангенсом угла наклона касательной к деформационной кривой в зоне линейной работы конструкции, а эффективная жесткость определяется углом наклона прямолинейного сегмента $L1$.



4. Вычисляется эффективный период колебаний конструкции T_e .

На основании вычисленных величин K_i и K_e определяется основной эффективный период колебаний конструкции:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}},$$

где T_i – основной период колебания сооружения в линейной постановке.

5. Определение коэффициентов C_0 , C_1 , C_2 и C_3 .

C_0 – коэффициент, относящийся к спектральным перемещениям. Зависит от этажности здания. Изменяется в диапазоне от 1 (1 этаж) до 1.5 (более 10 этажей);

C_1 – коэффициент, отражающий отношение максимальных неупругих перемещений к перемещениям, вычисленным, исходя из упругой модели материала. Величина этого коэффициента варьируется от 1 до 1.5.

C_2 – коэффициент, отражающий процесс деградации жесткости при максимальных перемещениях. В зависимости от типа и ответственности сооружения варьируется в диапазоне от 1 до 1.5

C_3 – коэффициент, отражающий нарастание динамических перемещений вследствие "P - Δ" эффекта. $C_3 \geq 1$.

6. Из спектра ответа определяется спектральное ускорение S_a , соответствующее эффективному периоду T_e .

7. Вычисляется прогнозируемое перемещение δ_i :

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a (T_e / 2\pi)^2 g$$

8. По этому перемещению на деформационной кривой определяются соответствующие нагрузки.

9. Вычисляются поэтажные сдвиговые деформации, соответствующие определенной нагрузке.

10. Шаги 1 – 9 повторяются для нагрузки, имеющей модальное распределение.

Форма приложения боковой распределенной нагрузки к зданию должна отражать наиболее вероятное распределение инерционных сил, вызванных землетрясением. Для 3-мерного анализа горизонтальное распределение должно воспроизводить распределение инерционных сил в плоскости каждого перекрытия (этажа). Для обоих типов анализа (двух и трехмерного) должно быть рассмотрено по меньшей мере 2 варианта распределения инерционных сил. Первое распределение может быть основано на инерционных силах, пропорциональных общей массе каждого перекрытия (этажа), п. 1. Второе, модальное, распределение может быть выбрано из 2-ух следующих вариантов:

1. Если более чем 75 % общей массы конструкции участвует в основной форме колебаний, то применимо распределение, выражающееся следующей зависимостью (уравнение 3-8 из FEMA 372):

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k},$$

где: C_{vx} – коэффициент распределения боковой нагрузки по высоте здания;

$w_i(x)$ – часть общего веса здания для отметки $i(x)$;

$h_i(x)$ – высота отметки $i(x)$, отсчитываемая от основания здания;

k – коэффициент, зависящий от величины основного периода колебаний конструкции в рассматриваемом направлении и принимающий следующие значения:

$k = 1$, если $T \leq 0.5$ сек;

$k = 2.0$, если $T \geq 2.5$ сек,

промежуточные значения k определяются линейной интерполяцией.

2. Распределение боковой инерционной нагрузки принимается пропорциональным величинам поэтажных сдвиговых внутренних усилий. Сдвиговые усилия при этом вычисляются линейно – спектральным методом при условии, что в расчете участвует достаточное число форм колебаний, отражающее не менее 90% общей массы сооружения.

11. Из п.п. 9 – 10 определяется максимальная сдвиговая деформация, которая сравнивается с допускаемыми величинами.

Максимальная сдвиговая деформация определяется в терминах угла поворота хорды (рис. 5). В зависимости от типа сооружения FEMA-273 дает следующие допускаемые значения:

Железобетонные элементы	Допускаемая деформация (в радианах)	
	Разрушение при изгибе	Разрушение при сдвиге
Балки	$\Theta = 0.01 \sim 0.05$	$\Theta = 0.0 \sim 0.02$
Колонны	$0 \sim 0.03$	$0.0 \sim 0.015$
Сдвиговые стены	$0.002 \sim 0.02$	$0.0075 \sim 0.015$

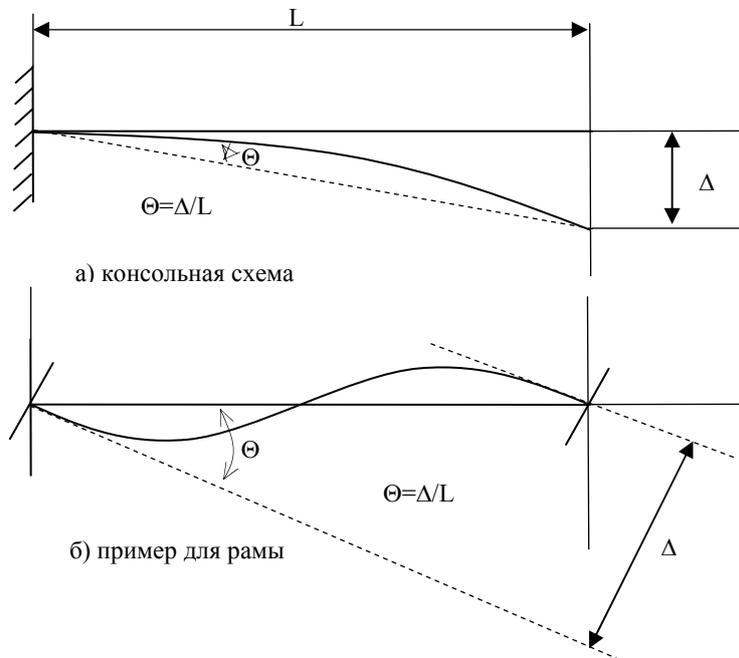


Рис. 5 Схема определения относительных деформаций (угол поворота хорды)

УДК 699.841:624.042

ПРОГРАММА МАГАТЭ ПО ОЦЕНКЕ ВЛИЯНИЯ БЛИЖНИХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ НА БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ АЭС: СОДЕРЖАНИЕ И РЕЗУЛЬТАТЫ.

*Берковский А.М., главный специалист,
Костарев В.В., к.т.н., директор*

ООО ЦКТИ-Вибросейсм

часть 2

АННОТАЦИЯ.

Статья является продолжением дискуссии о влиянии ближних землетрясений на безопасность зданий и сооружений АЭС. Во второй части описываются содержание и основные этапы программы МАГАТЭ, а также обсуждаются некоторые полученные результаты.

ABSTRACT: (английский текст).

Paper continues discussion for safety significance of Near Field Earthquakes for Buildings and Structures of Nuclear Facilities. This part provides description of the Program's scope and presents discussion for some selected results.

СОДЕРЖАНИЕ И ОСНОВНЫЕ ЭТАПЫ ПРОГРАММЫ.

На начальной стадии программы участникам было предложено выполнить следующие этапы расчетно-аналитических исследований:

1. **Нелинейный Статический Анализ конструкции**
В рамках статического анализа участникам предлагалось выполнить набор расчетов модели тестового образца при его нагружении пошаговым набором сосредоточенных сил, распределенных по высоте конструкции (рис. 6). По результатам расчетов было необходимо построить зависимости "усилие – перемещение" для верхней точки конструкции, а также зависимости изгибающего момента от кривизны для межэтажных пролетов. По результатам выполнения статического анализа следовало оценить параметры нагружения и деформации конструкции при смещении верхнего этажа, соответствующего 1, 10, 15 и 20 мм.
2. **Модальный анализ и расчет по линейно-спектральному методу**
В рамках этого задания требовалось:
 - а) *определить передаточную функцию ускорений от стола к верхнему этажу. Для этого рассматривались результаты эксперимента серии 1, так как при заданной интенсивности воздействия конструкция продемонстрировала слабо-нелинейное динамическое поведение.*

- b) выполнить традиционный расчет сейсмостойкости конструкции, используя линейно-спектральный метод.

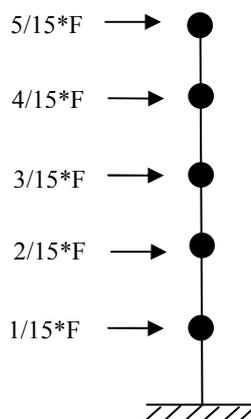


Рис. 6 Задание для статического расчета.

3. Расчет по "методу перемещений" (Displacement based approach)

В соответствии с методологией расчета по методу перемещений в рамках этого задания следовало выполнить следующие этапы:

- a) *"pushover analysis" - расчёт, основанный на последовательности разрушения элементов конструкции при приложенной нагрузке. Результаты этого типа анализа следовало оформить аналогично заданию на "статический" анализ, т.е. построить набор зависимостей перемещений верха конструкции от прикладываемых нагрузок, а также определить параметры НДС.*
 - b) *на основе результатов "pushover analysis" следовало определить динамический отклик конструкции для каждой серии испытаний. И, наконец, основываясь на результатах выполненных расчетов, участники должны были ответить на вопрос: какой уровень сейсмического воздействия соответствует перемещениям верха конструкции равным 1, 10, 15 и 20 мм. Требовалось ответить на этот вопрос как для дальнего (Nice), так и для ближнего (San Francisco) землетрясений.*
4. Расчет методом динамического анализа (Time History Analysis)
В рамках этого этапа участники должны были привести временные зависимости ответных параметров, а также построить спектры ответа верха конструкции для каждой серии испытаний. (следует отметить, что ввиду сугубой нелинейности наиболее интенсивных воздействий (RUN 3, RUN 4) эти спектры ответа носят условный характер.
5. Расчет другими методами (по выбору Участников)
В рамках этого этапа участникам предлагалось выбрать и применить другие методики для расчета, представить их и привести сравнение с описанными выше методами.

Позже к этим этапам добавились расчеты методом динамического анализа на набор акселерограмм, отражающих записи ближних землетрясений в Японии, а также расчеты на базовые воздействия как от ближнего землетрясения (RUN 2), так и дальнего землетрясения (RUN 1) с вариацией их интенсивности.

РЕЗУЛЬТАТЫ ВЫПОЛНЕНИЯ ПРОГРАММЫ.

Ниже, в качестве иллюстрации, показаны основные результаты выполнения программы на базе данных, полученных одним из участников – организацией ЦКТИ-Вибросейсм. Для выполнения расчетов была использована универсальная конечно – элементная программа SOLVIA [7, 8].

На первом этапе были опробованы различные подходы к моделированию конструкции (рис. 7):

1. одномерная стержневая модель;
2. 3 – мерная балочная модель;
3. 2 – мерная модель, состоящая из стержневых и плоских 4-х узловых элементов.

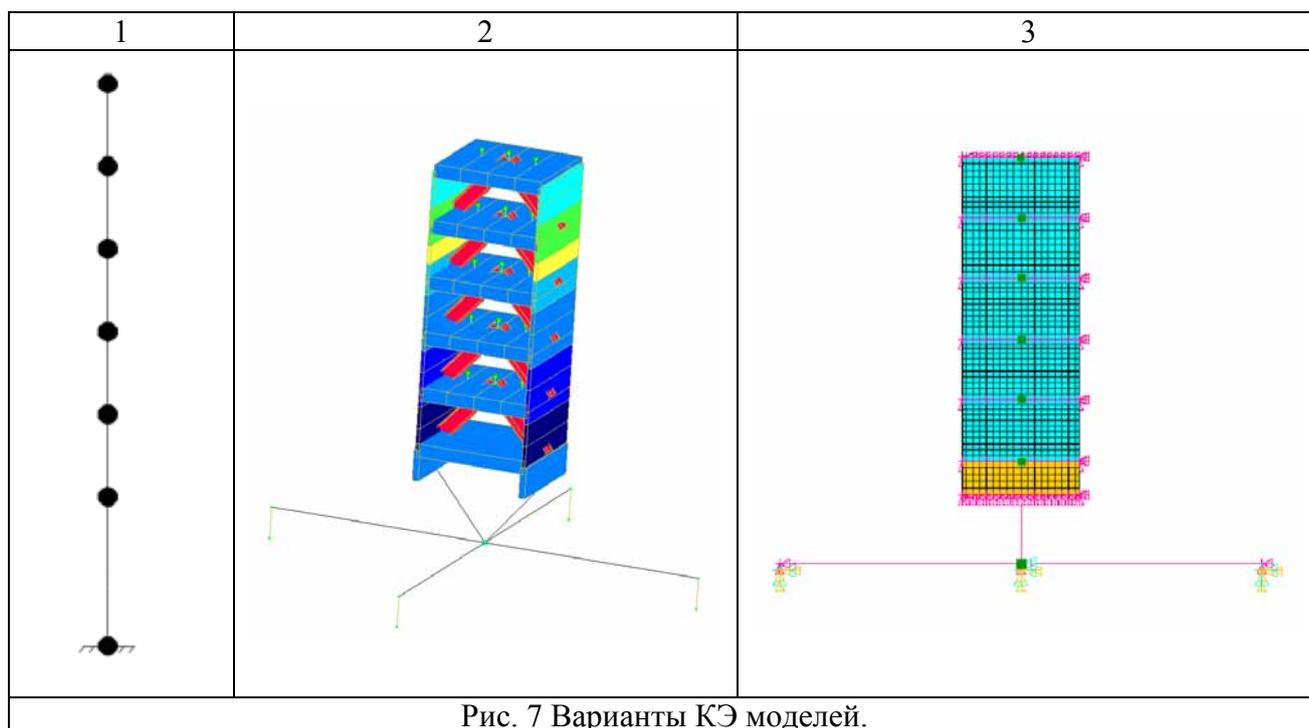


Рис. 7 Варианты КЭ моделей.

На рисунке 8 показаны характеристики материала CONCRETE, использовавшегося для моделирования конструктивных свойств бетона. Для материала элементов, отображающих бетонную арматуру, использовалась модель с изотропным упрочнением, рис. 9.

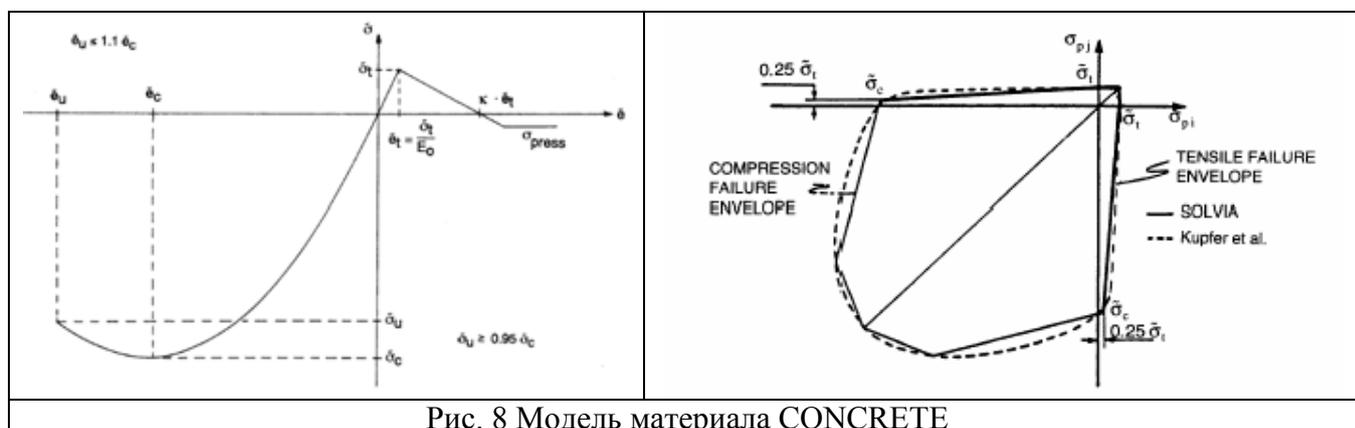
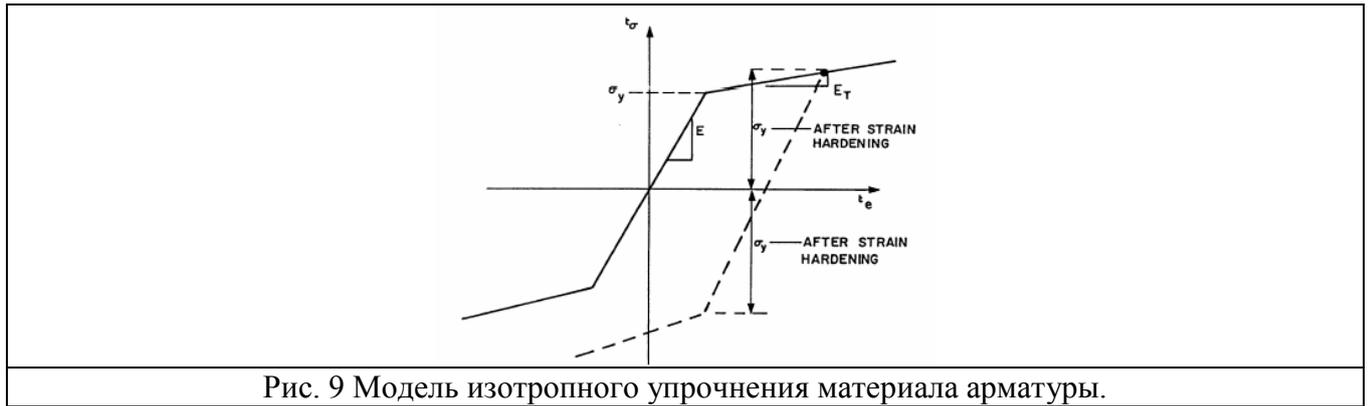


Рис. 8 Модель материала CONCRETE



После проведения вариантных расчетов было выявлено, что наиболее близкие результаты к данным эксперимента дает последняя, двумерная модель (рис. 7-3). В нее была включена одна сдвиговая стена, арматура, жесткие перекрытия и дополнительные массы, приходящиеся на одну стену, а также вибростол. Для моделирования использовались 4-узловые элементы типа PLANE (2-мерные элементы, реализующие плоское напряженное состояние) с линейной аппроксимацией перемещений. Арматура моделировалась с использованием двухузловых элементов типа TRUSS (стержни). Опоры вибростола моделировались элементами типа SPRING (пружины), а сам вибростол считался жестким.

Модель верифицировалась по первым собственным частотам колебаний и ответным кинематическим параметрам: перемещениям и ускорениям верхней части конструкции (рис. 10 – 12). Результаты верификации были признаны удовлетворительными, т.к. анализ продемонстрировал основные особенности нелинейного динамического поведения конструкции. В то же время, некоторые различия между экспериментальными и расчетными результатами можно интерпретировать как результат не вполне адекватного способа учета демпфирования в системе (в расчетах использовалось Рэлеевское демпфирование, которое вносит существенную диссипацию для высших форм колебания конструкции).

Результаты нелинейного статического расчета приведены на рис. 13.

На рисунках 14, 15 представлены сравнения перемещений верха конструкции и изгибающего момента при расчетах различными методами.

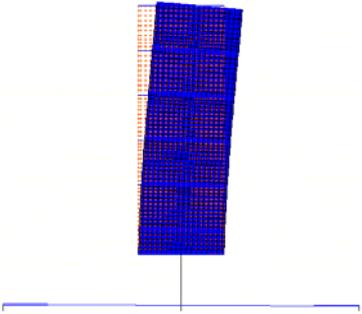
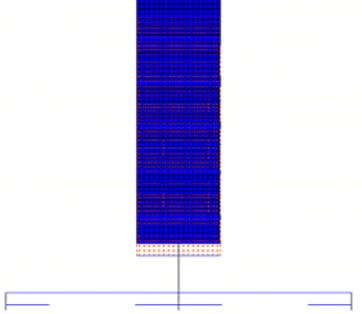
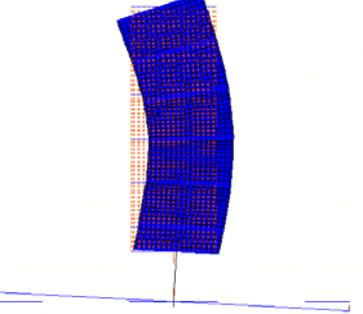
7.25 Гц – расчет 7.24 – эксперимент	23.13 Гц – расчет (эксперимент - данные отсутствуют)	34.8 Гц – расчет (~33 Гц – эксперимент)
		

Рис. 9 Первые формы собственных колебаний

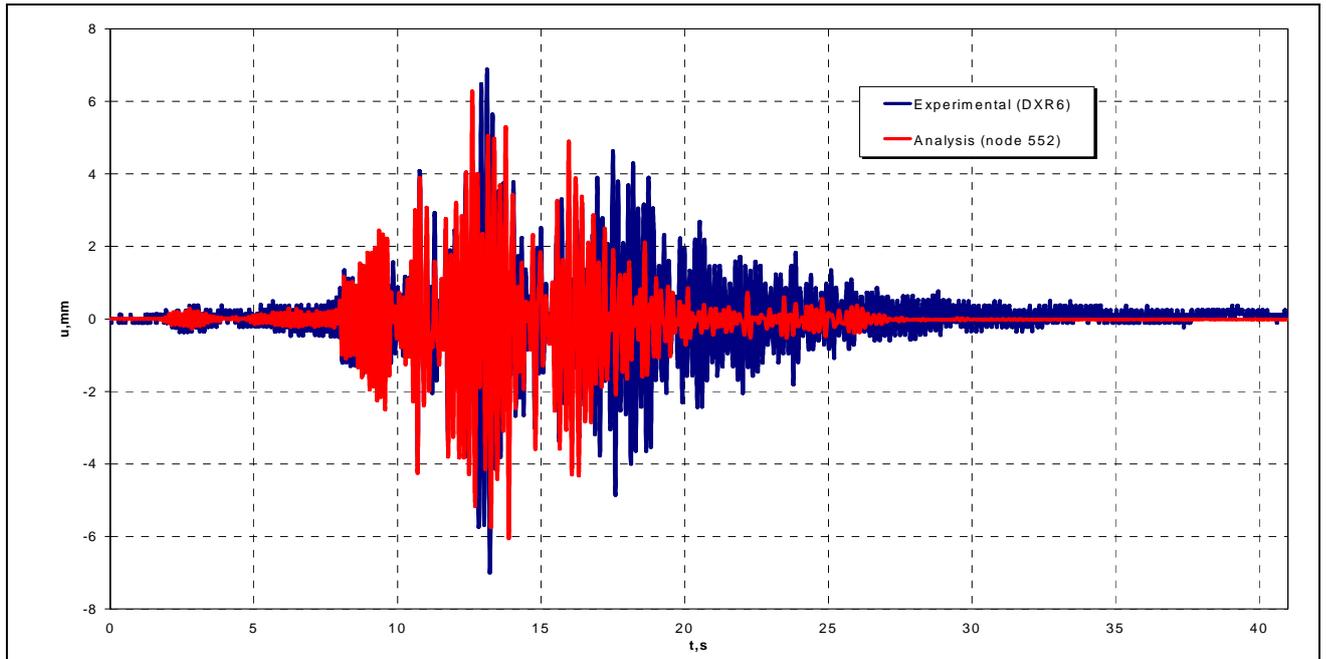


Рис. 10 Перемещения верха конструкции

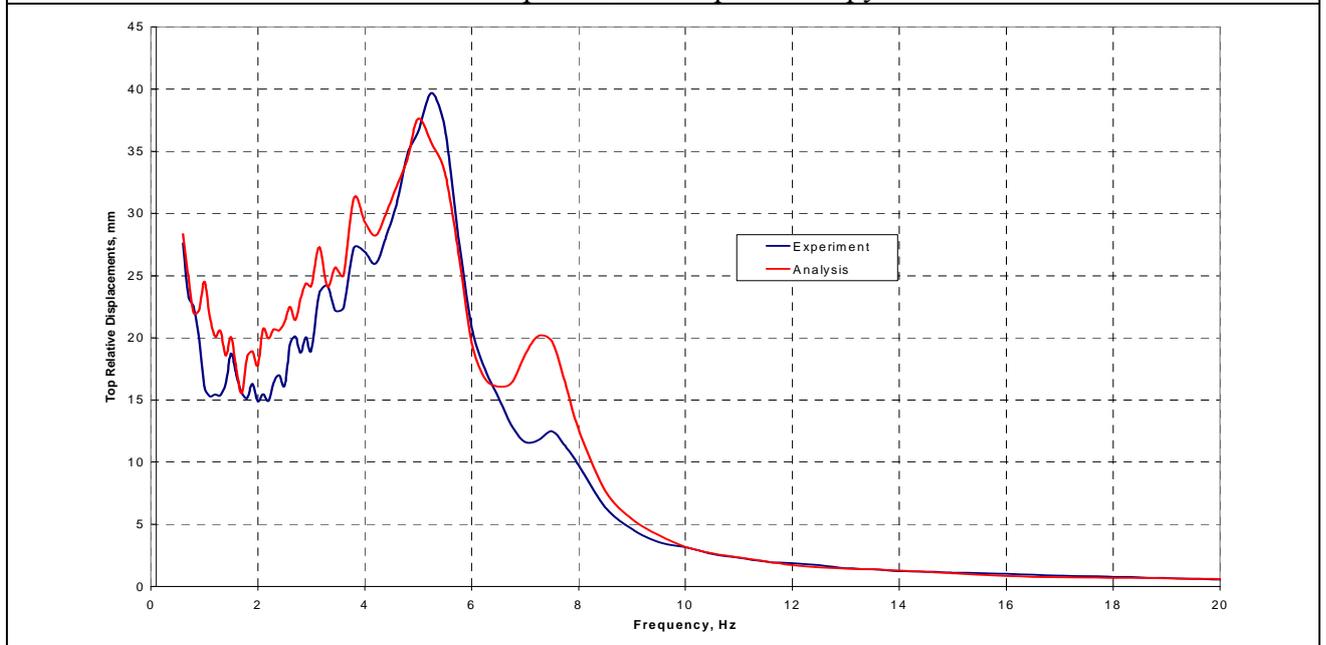


Рис. 11 Спектры ответа перемещений (демпфирование 5 %)

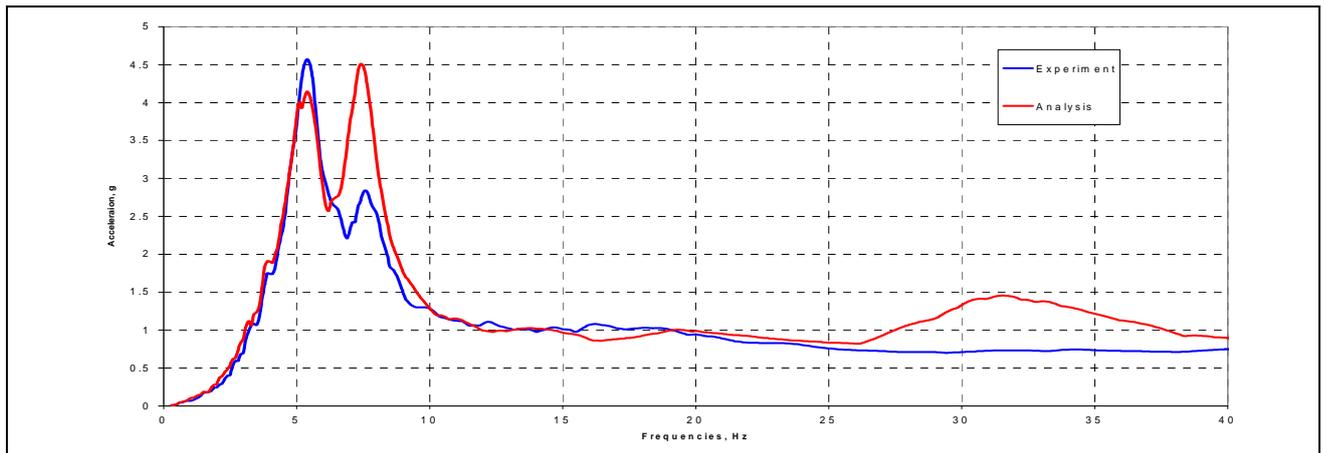


Рис. 12 Спектры ответа ускорений (демпфирование 5 %)

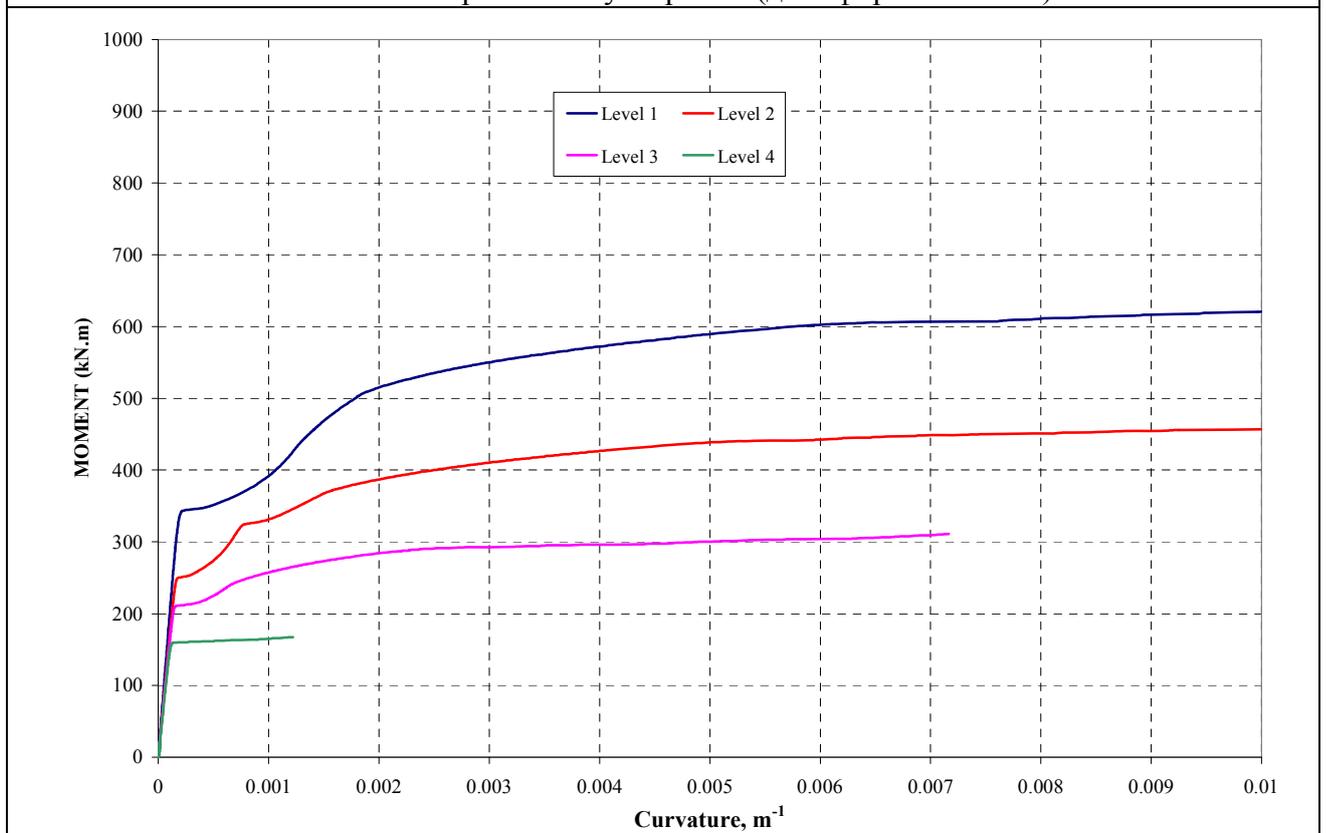


Рис. 13 Зависимость изгибающего момента от угла поворота сечения (кривизны)

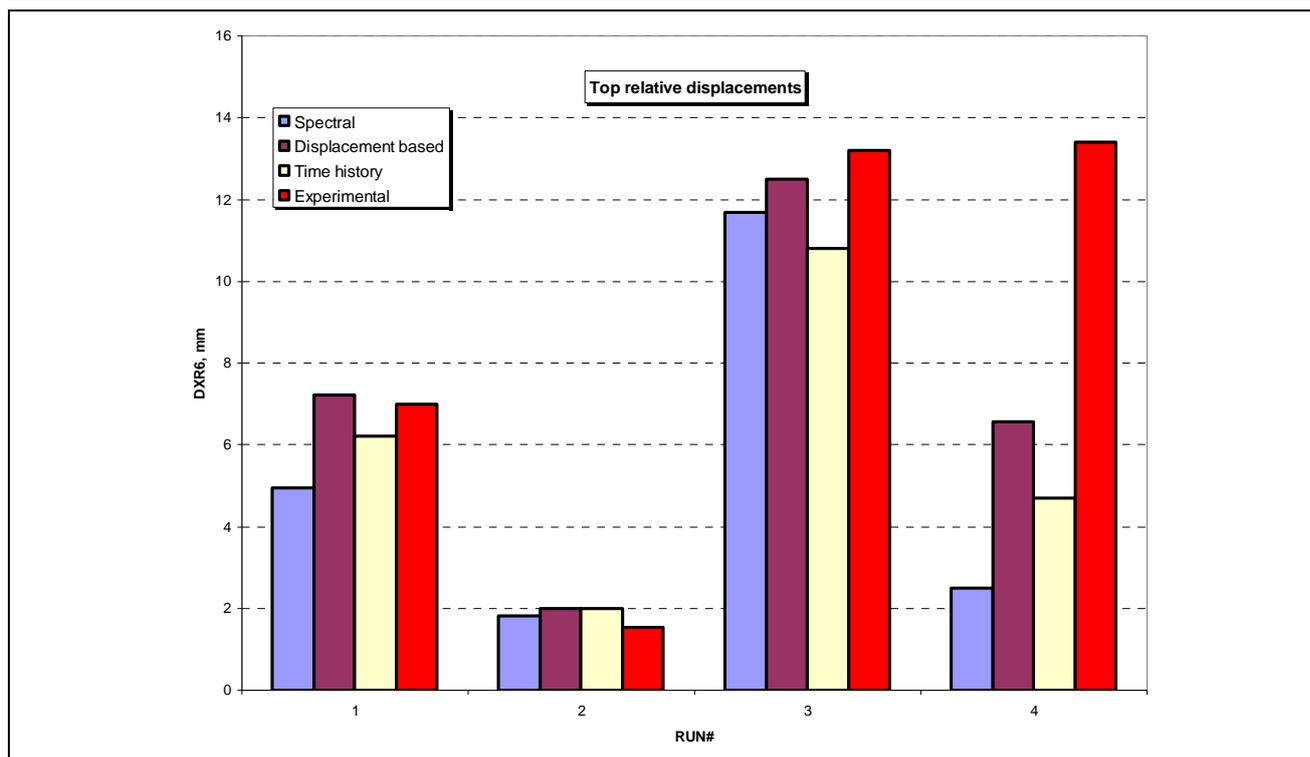


Рис. 14 Перемещение верха конструкции. Сравнение результатов для различных методов.

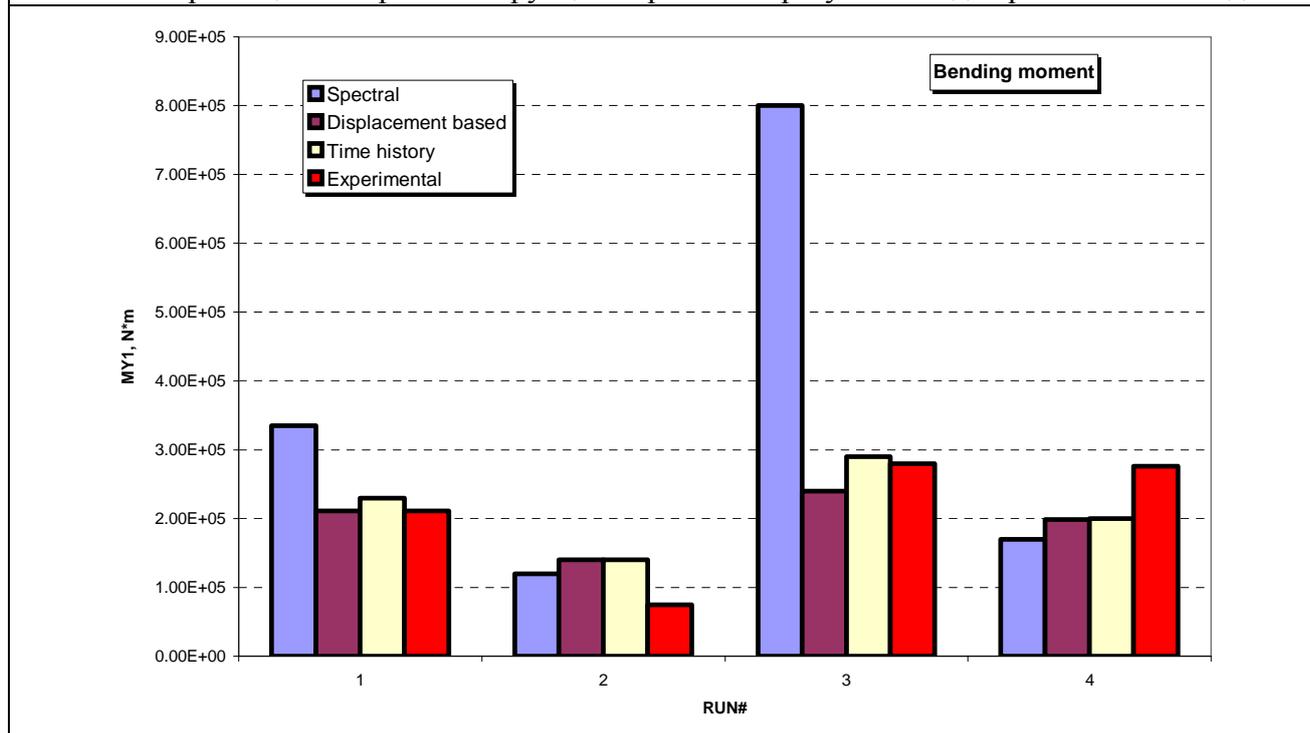


Рис. 15 Изгибающий момент. Сравнение результатов для различных методов.

ВЫВОДЫ

1. Результаты, полученные участниками Программы, показали, что применение традиционного линейно-спектрального метода для оценки сейсмостойкости строительных конструкций при действии БЗ с высокой магнитудой приводит к существенной переоценке нелинейного динамического ответа систем.

2. С инженерной точки зрения "метод перемещений" является весьма привлекательным инструментом, позволяющим обосновано снизить чрезмерный консерватизм традиционных расчетов. Тем не менее, его широкому применению для сейсмической реквалификации зданий и сооружений АЭС должна предшествовать серьезная апробация этого метода на типовых конструкциях.
3. Безусловно, наиболее мощным инструментом для инженерной оценки нелинейных систем является метод динамического анализа, основанный на прямом интегрировании уравнений движения. Современное программное обеспечение и компьютеры дают практически неограниченные возможности для моделирования очень сложных и специфических особенностей динамического поведения конструкций. Однако, опасность сложных нелинейных расчетов заключается в том, что зачастую весьма правдоподобные и приемлемые результаты отражают лишь концепцию расчетчика... В этом смысле, материалы координационной научно – исследовательской программы по оценке влияния ближних землетрясений на безопасность зданий и сооружений АЭС дают очень хорошую экспериментальную основу для выполнения нелинейных динамических расчетов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Pierre Labbé, Safety Significance of Near Field Earthquakes, An IAEA Co-ordinated Research Program, Paper # K01-1, Transactions of SMiRT 17, Prague, Czech Republic, August 17 –22, 2003
2. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, prEN 1998, December 2003
3. The CAMUS research, Ph. Bisch and A. Coin, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, 1998
4. IAEA CRP-NFE Camus Benchmark, Experimental results and specifications to the participants. D. Combescure and P. Sollogoub, CEA report SEMT/EMSI/RT/02-047/C, 20-02-2004
5. Kitada, Y., Near-field earthquakes observed recently in Japan, Research Co-ordination Meeting of the IAEA CRP on Safety Significance of NFE, Istanbul, 14-16 Oct. 2002.
6. BSSA, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA-273, October 1997
7. SOLVIA Finite Element System, Version 99.0, SOLVIA-PRE for Stress Analysis, Users Manual, Report SE 99-1, SOLVIA Engineering AB.
8. Отчет о верификации программы SOLVIA SYSTEM 99.0, ЦКТИ-Вибросейсм, Отчет No REP01-03_slv01, Ноябрь 2004