

Сеитов Б.М. – доктор тех-х наук, профессор ОшТУ;  
Ордобаев Б.С. – к.т.н., и.о. профессора КРСУ;  
Абдуллаев У. Д. – аспирант ОшТУ.

## НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ ПРИ СИЛЬНЕЙШИХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

### SOME PROBLEMS OF SEISMIC RESISTANCE OF BUILDINGS AND STRUCTURES DURING STRONG EARTHQUAKES

---

*Аннотациясы:* берилген макалада жер титироодогу сейсмкалык басымдуулугу каралган. Негизинен карасак инерциянын олчому ар бир басымдын циклында ийилме пластикалык системаларда, ар кандай болот, ал эми каттуу басым болгондо энергия ар кандай маалымат берип турат, ошондуктан ар бир аянтта ийилме пластикалардын корсотмолору ар кандай болот.

*Аннотация:* В этой статье рассматривается сейсмическая нагрузка, в процессе землетрясения. Величина инерционной нагрузки, приходящейся на конструкцию, при каждом цикле нагружения различна, упругопластической системе, то в процессе нагружения ей сообщаются различные порции энергии, следовательно, при каждом упругопластическом цикле деформации, в первую очередь на пластическом участке, также будут различными.

*Abstract:* This article discusses the seismic load, during an earthquake. The magnitude of inertial load attributable to the structure in each loading cycle varies, elastoplastic system, the process loading it communicated different amounts of energy, and hence, each cycle of elastoplastic deformation, primarily to the plastic portion, will also be different.

---

Сейсмостойкость сооружений — сравнительно молодая отрасль строительной науки, которая развивается на основе ряда наук: строительной механики, динамики сооружений, теории упругости, механики грунтов и основание, строительных конструкций, теории прочности, пластичности, надежности и т.п. Новые возможности развития теории сейсмостойкости связаны с успехами вычислительной математики и широкого использования информационной технологии. В становление и развитие теории сейсмостойкости большой вклад внесли В. А. Быховский, И. И. Гольденблат, К. С. Завриев, И. Л. Корчинский, С. В. Медведев, Г. Назаров, Ш. Г. Напетваридзе; С. В. Поляков, В. Т. Рассказовский, М. Т. Уразбаев, К. С. Абдурашидов, Я. М. Айзенберг, М. Ф. Барштейн, С. С. Дарбинян, В. К. Егупов, Т. Ж. Жунусов, В. К. Кабулов, Б. К. Карапетян, Г. Н. Карцивадзе, А. И. Мартемьянов, Н. А. Николаенко, Т. Р. Рашидов, А. О. Саакян, О. А. Савинов, А. П. Синнцын, Э. Е. Хачиян, Г. А. Шапиро и многие другие. Среди зарубежных исследователей необходи-

мо отметить работы М. Био, Дж. Блюма, Дж. Бортжерса, А. Велетсоса, Л. Джекобссна, П. Дженннгса, К. Канаи, Р. Клафа, К. Муто, Н. Ньюмарка, Ш. Окамото, Дж. Пензиена, Э. Розенблюета, Дж. Хаузнера.

Развитие теории сейсмостойкого строительства опиралось на фундаментальные исследования в области строительной механики и динамики сооружений А. Н. Крылова, С. П. Тимошенко, И. М. Рабиновича, А. Ф. Смирнова, В. В. Болотина, А. А. Гвоздева, И. И. Гольденблата. Б. К. Коренева, О. В. Лужина, Л. Г. Пановко, А. Р. Ржаницина, Н. К. Снитко, Е. С. Сорокина, Н. С. Стрелецкого, А. П. Филиппова, в области общей и инженерной сейсмологии — на работы Е. Ф. Саваренского, Е. М. Бутовской, В. М. Бунэ, А. З. Каца, В. И. Кейлис-Борока, С. В. Медведева, Ю. В. Ризниченко.

В соответствии с действующим СНиПом здания и сооружения, строящиеся в сейсмически активных районах, должны быть рассчитаны и запроектированы на восприятие расчетных сейсмических нагрузок. Расчет ведется по

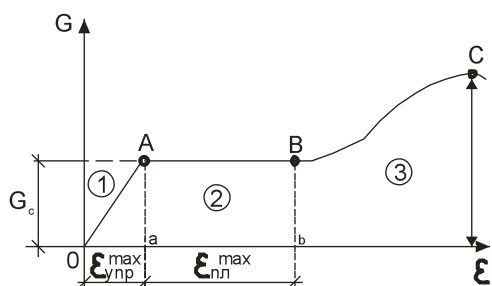
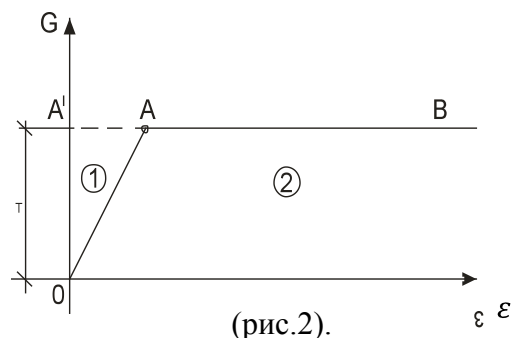


Рис.1



(рис.2).

упругой стадии на некоторое осредненное воздействие, интенсивность которого зависит от балльности района строительства и характеризуется коэффициентом сейсмичности  $A$ , по физическому смыслу представляющему собой значение ускорений в долях  $g$ . Вместе с тем уже на стадии расчета и проектирования в большинстве зданий и сооружений при землетрясениях допускаются остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования. Как показывает опыт прошлых землетрясений, при сейсмических воздействиях даже в сейсмостойких сооружениях наблюдаются повреждения, в той числе и отдельных несущих конструкций.

Прочностной расчет, основанный на анализе условий предельного равновесия конструкций, правомерен лишь при наличии пластических свойств в их материале. Прочностной расчет системы из абсолютно хрупкого материала (тепа стекла) следует производить только по допускаемым напряжениям.

Пластичность или текучесть материала – это его способность деформироваться (течь) при постоянном напряжении  $\sigma = \sigma_T = \text{const}$ , называемом пределом пластичности или текучести материала при одноосном сжатии или растяжении.

На (рис. 1) показана упрощенная диаграмма " $\sigma - \varepsilon$ " для пластичных строительных сталей. Участок  $OA$  отвечает 1-ой упругой стадии деформирования, где  $\sigma = E\varepsilon$ ;

$$E = tg\varphi \neq 0; \quad \varepsilon_{упр}^{max} \approx \sigma_T / E. \quad (1)$$

Горизонтальный участок  $AB$  описывает 2-ую пластическую стадию, где  $\sigma = \sigma_T = \text{const}$ ;  $E = 0$ . Линии  $BC$  отвечает 3-я стадия – стадия

упрочнения. Она завершается хрупким разрывом стали в образовавшейся шейке при напряжении  $\sigma_{вр}$ , называемом временным сопротивлением.

Реальную диаграмму " $\sigma - \varepsilon$ " при расчетах удобно заменять условной диаграммой Прандтля.  $OAB$ , отвечающей идеальному упруго-пластическому материалу, или даже диаграммой  $A1-AB$  отвечающей жестко-пластическому материалу (рис.2).

В диаграмме  $OAB$  (рис.3) выбрасывается реальная зона упрочнения, но взамен пластическая зона  $AB$  превращается в бесконечную. В результате работа материала становится 2-х стадийной. При этом конструкция из такого материала (согласно рис. 2) проходит три стадии деформирования: 1-ую упругую, 2-ую упруго-пластическую и 3-ую Пластическую (стадию неограниченного течения). Наиболее сложив для расчета 2-ая упруго-пластическая стадия работы статически неопределимой системы. Именно из-за чрезвычайных сложностей ее анализа прочностной расчет конструкций с учетом пластичности материала длительное время не мог быть внедрен в инженерную практику.

Поведение упругопластических систем при реальных сейсмических воздействиях во многом зависит от свойств и способностей конструкций деформироваться за пределами упругости в пластической стадии работы.

Неупругие свойства конструкций или их отдельных элементов описываются диаграммами, которые с той или иной степенью приближения аппроксимируют действительные движения упругопластических систем. Наиболее распространенные из них: диаграмма Прандтля, билинейная, трилинейная диаграммы, диаграмма Рамберга-Осгуда и другие. Подробно все виды

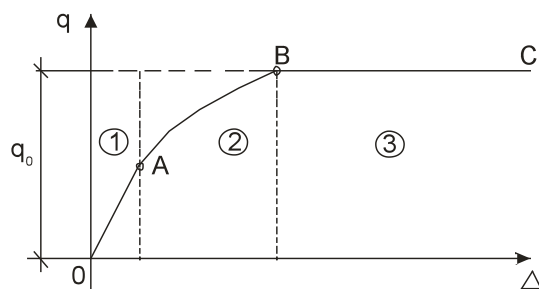


Рис.3.

диаграмм рассмотрены в работах [1, 2, 8, 9, 10, 11]. Некоторые типы диаграмм приведены в [3 и 5].

Основной причиной почти всегда является особенность самого сейсмического процесса и прежде всего его интенсивность. В работе [6] отмечается, что даже землетрясения средней силы вызывают существенные перенапряжения в конструкциях зданий запроектированных в соответствии с требованиями сейсмических норм США, и поэтому в сооружениях следует ожидать повреждений при землетрясениях, интенсивность которых ниже расчетной. Такая же мысль содержится в работах советских ученых [2, 4, 7], которые считают, что в настоящее время дальнейшего развития требуют исследования на сейсмические воздействия расчетной интенсивности, когда сооружение работает в предельной стадии, в которой должны быть использованы все запасы несущей способности конструкций.

При сильных землетрясениях в сооружениях возникают и развиваются зоны и участки повреждений отдельных элементов и узлов конструкций, что приводит к изменению основных динамических параметров системы (жесткостные и диссипативные характеристики, частоты и формы колебаний). Другими словами, параметры системы «на выходе», то есть конечное состояние сооружения, перенесшего землетрясение (оценка которого в большинстве случаев по существу и является целью расчета), зависит не только от параметров системы «на входе», но и от особенностей внешнего воздействия (акселерограммы) и характера изменения параметров расчетной модели в процессе землетрясения. Таким образом, для всесторонней оценки поведения зданий в условиях реальных землетрясений необходимо рассматривать сооружение как нестационар-

ную модель, работающую в существенно нелинейной области при воздействии акселерограмм реальных землетрясений.

Сейсмическая нагрузка имеет явно выраженный нестационарный характер и поэтому в процессе землетрясения величина инерционной нагрузки, приходящейся на конструкцию, при каждом цикле нагружения различна. При этом, если речь идет об упругопластической системе, то в процессе нагружения ей сообщаются различные порции энергии, и следовательно, при каждом упругопластическом цикле деформации, в первую очередь на пластическом участке, также будут различными.

В этих условиях, видимо, изменение диаграмм на любом этапе деформирования целесообразно описывать, ориентируясь не на величину исходной пластической деформации первого полупериода нагружения [12, 13], а на пластические деформации всех предыдущих циклов. Действительно, легко представить себе ситуацию, когда вначале нагружения пластические деформации небольшие, а затем с ростом внешней нагрузки увеличиваются. Более того, эта ситуация, видимо, наиболее вероятна для большинства землетрясений, о чем свидетельствует анализ акселерограмм, на которых отмечается начальный участок (участок нарастания ускорений, а следовательно, и нагрузки, приходящейся на конструкцию), участок максимальных ускорений и конечный участок, на котором амплитуды ускорений уменьшаются.

В таких условиях величина исходной пластической деформации полной мере характеризует упругопластические свойства конструкций в процессе нестационарного нагружения (для материалов, свойства которых описываются диаграммами с постоянными параметрами это обстоятельство не играет существенной

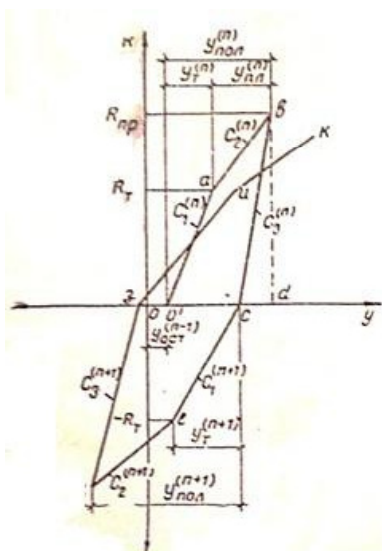


Рис. 4.

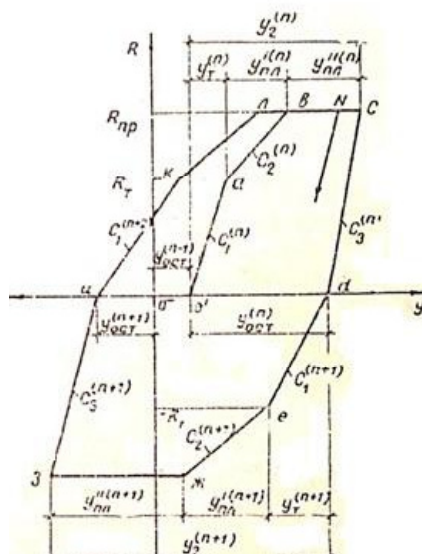


Рис. 5.

роли и их свойства вполне удовлетворительно описываются в зависимости от величины исходной пластической деформации).

С учетом сказанного были обработаны результаты испытаний железобетонных конструкций при знакопеременном квазистатическом нагружении, когда изменение жесткостных характеристик на участках диаграммы каждого полуцикла оценивалось по величинам пластических деформаций всех предыдущих циклов, то есть учитывалась, если можно так выразиться, «история» нагружения. В качестве меры оценки изменения параметров диаграмм упругопластического деформирования использовалась сумма пластических деформаций всех предыдущих циклов.

Исходя из этих предположений рассмотрим результаты исследований железобетонных крупномасштабных моделей каркасных зданий, изложенные в предыдущей главе. На рис. 4 показана идеализированная диаграмма с упрочнением с переменными характеристиками. Ее основными параметрами являются: жесткость на упругом и упруго-пластическом участках (соответственно  $C_1^{(n)}$  и  $C_2^{(n)}$ , жесткость на участке разгрузки  $C_3^{(n)}$ , предельная упругая реакция деформации на упругом и упруго-пластическом участках  $\gamma_T^{(n)}$  и  $\gamma_{II}^{(n)}$ . Если вводится предельная несущая способность конструкции  $R_{np}$  то диаграмма с упрочнением переходит в так называемую три линейную диаграмму с чисто пластическим участком, имеющим нулевую жесткость (рис. 5).

Для описания закона деформирования железобетонных каркасных зданий при знакопеременном нестационарном циклическом нагружении принята билинейная диаграмма с упрочнением (рис. 4), на которой кривые между характерными точками заменены прямыми отрезками. Жесткость системы на участках нагружения  $C_1^{(n)}$  упругопластического деформирования  $C_2^{(n)}$  и разгрузки  $C_3^{(n)}$  изменяется в процессе циклического нагружения. При обработке результатов испытаний моделей железобетонных каркасных зданий использовались диаграммы, построенные в координатах «перерезывающая сила — относительное смещение» для каждого этажа каркасной системы.

Обработка результатов испытаний моделей РМ-I, РМ-II и РМ-IV (первый этап) позволила определить значения местностей  $C_1^{(n)}$ ,  $C_2^{(n)}$ ,  $C_3^{(n)}$  на всех полуциклах нагружения для всех этажей испытанных систем. При этом для каждого n-го полуцикла определялись величины суммарных относительных пластических деформаций на предыдущих полуциклах нагружения  $\gamma^{(n)}$ . Учитывая, что для разных моделей значения предельных упругих реакций  $R_{OT}$  оказались в пределах 0,58—0,68  $R_{np}$ , при обработке приняли среднюю величину  $R_{OT}^{cp} = 0,64 R_{np}$ .

При анализе устанавливалась зависимость изменения жесткости  $C_1^{(n)}$  на участке нагружения от величины суммарной пластической деформации на всех предыдущих полуциклах  $\gamma^{(n)}$ . Кроме того, на каждом полуцикле определялись соотношения между жесткостью участ-

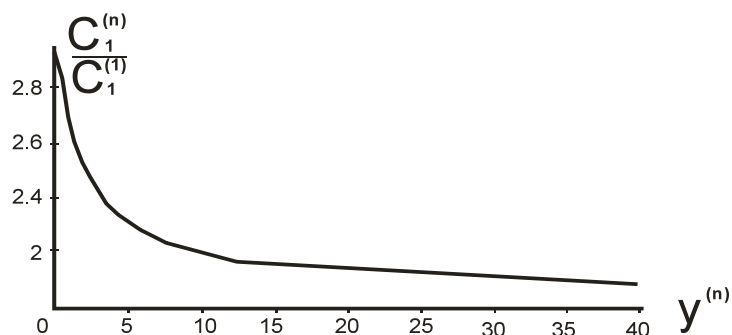


Рис.6 Изменение жесткости на участках нагружения билинейной изменяемой диаграммы.

ка нагружения  $C_1^{(n)}$  и жесткостями системы на участках упрочнения  $C_2^{(n)}$  и разгрузки  $C_3^{(n)}$ .

Полученные при испытаниях закономерности изменения жесткостей в процессе накопления пластических деформаций, характеризующихся величиной  $\gamma^{(n)}$ , показаны на рис. 6. Как видно из рисунка, жесткость  $C_1^{(n)}$  при увеличении суммарных относительных пластических деформаций сначала падает резко, потом более плавно. Зависимости между жесткостями участков упругопластического деформирования  $C_1^{(n)}$  и разгрузки  $C_1^{(n)}$ , как показали результаты обработки, имеют линейный характер (коэффициенты корреляции равны 0,89 и 0,93). Следовательно, хотя в процессе пластического деформирования происходит изменение параметров диаграмм на каждом упругопластическом цикле, соотношения жесткостей  $C_1^{(n)} / C_2^{(n)}$  и  $C_1^{(n)} / C_3^{(n)}$  остаются постоянными, а изменение диаграмм полностью зависит от изменения жесткости первого (упругого) участка  $C_1^{(n)}$ .

Для аналитического описания параметров диаграмм результаты испытаний были обработаны методом наименьших квадратов

В качестве исходных задавались значения жесткостей  $C_1^{(n)}$  на каждом  $n$ -ом полуцикле неупругого нагружения и суммарные относительные деформации, накопленные системой за предыдущие пластические циклы  $\gamma^{(n)}$ . Оказалось, что закон изменения жесткости на упругом участке в зависимости от  $\gamma^{(n)}$  хорошо описывается выражением

$$C_1^{(n)} = C_1^{(1)} e^{-B_k \text{Arcsh} \gamma^{(n)}} \quad (3).$$

где  $C_1^{(1)}$  — начальная жесткость;

$C_1^{(n)}$  — жесткость на  $n$ -ом полуцикле,

$B_k$  — постоянный коэффициент  $K$ -го этажа.

Обработка результатов испытаний показала, что для первого — этажа  $B_1 = 0,45$ , второго  $B_2 = 0,49$ , третьего  $B_3 = 0,54$ . Следует учесть, что чем больше величина тем в большей мере снижаются жесткости упругого участка диаграммы в процессе деформирования. Учитывая, что дифференцированный подход к оценке изменения жесткости для разных этажей железобетонных каркасов несущественно сказывается на конечных результатах обработки все экспериментальные данные. При этом  $B_k = 0,50$ .

Таким образом, диаграммы упругопластического деформирования железобетонных каркасов описываются уравнениями

$$C_1^{(n)} = C_1^{(1)} e^{-0,5 \text{Arcsh} \gamma^{(n)}} \quad (4).$$

$$C_2^{(n)} = 0,57 C_1^{(n)} \quad (5).$$

$$C_3^{(n)} = 0,08 + 1,08 C_1^{(n)}, \quad (6).$$

Где  $\gamma^{(n)} = \sum_{i=1}^{n-1} \alpha_i$  — сумма относительных пластических деформаций за  $(n-1)$  полуциклов нагружения;

$\alpha_i$  — относительные пластические деформации на  $i$ -ом полуцикле;

$$\alpha_i = \gamma_{пл}^i / \gamma_T^1;$$

$\gamma_T^1$  — величина упругой деформации на первом полуцикле;

$\gamma_{пл}^i$  — пластическая деформация на первом полуцикле;

Проанализируем, в какой степени  $\gamma_T^1 = \frac{R_T}{C_1^{(1)}}$  диаграммы, описываемые уравнениями (3)—(6), соответствуют фактическому поведению железобетонных каркасных зданий при нагрузках высокой интенсивности.

Фактические диаграммы железобетонных каркасов при знакопеременном квазистатическом нагружении приводились выше при исследовании каркасов РМ-I и РМ-II. На рис.

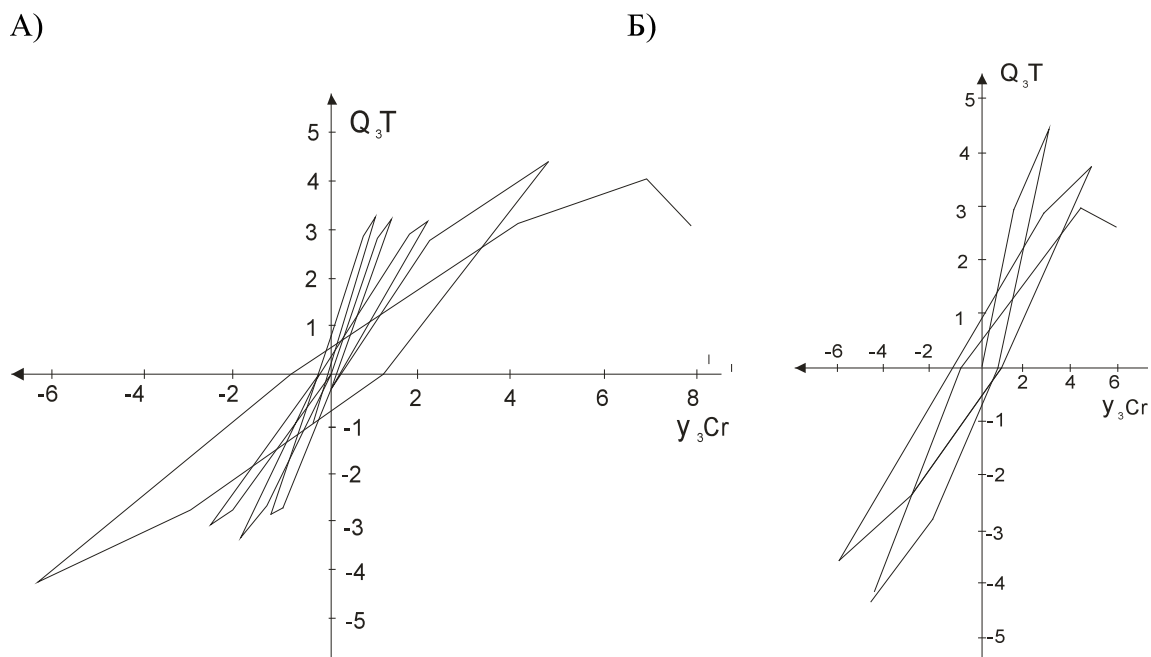


Рис. 7. Расчетные диаграммы каркасов : А) РМ-I, Б) РМ-II

7 показаны расчетные диаграммы этих же моделей, построенные по уравнениям (3)÷(6). При построении диаграмм жесткость на упругом участке первого полуцикла принималась равной единице, отношение  $R_T/R_{пр}=0,64$ , а значения  $\gamma^{(n)}$  используемые для вычисления  $C_1$ , определялись по экспериментальным данным. Для сопоставления с фактическими диаграммами устанавливались соответствующие масштабы нагрузок и относительных смещений. Для сравнения результатов значения нагрузок на каждом полуцикле брались по опытным данным. Оказалось, что расчетные диаграммы позволяют довольно точно учесть изменение жесткостных параметров железобетонных каркасных систем. Деформации, особенно в предельной стадии, на диаграммах также совпадают вполне удовлетворительно.

Таким образом, зависимости «восстанавливающая сила-перемещение», построенные по формулам (3)÷(6), довольно хорошо аппроксимируют фактические диаграммы деформирования железобетонных каркасных зданий при их работе в предельной стадии. Следовательно, предположение об изменении жесткостных параметров железобетонных каркасов на любом этапе неупругого деформирования в зависимости от суммы пластических деформаций

$\gamma^{(n)}$  является справедливым и может быть использовано в практических расчетах.

Изложенные результаты интерпретации опытных диаграмм заслуживают, по нашему мнению, некоторого дополнительного анализа.

Как оказалось, для объективной оценки поведения неупругих элементов и продольной стадии необходимо учитывать нестационарный характер внешней нагрузки, так как при землетрясениях здания находятся и условиях нестационарных воздействий. Это влечет за собой изменение пластических свойств, жесткостных деформативных и энергетических характеристик так же, как чередуются циклы высокой интенсивности (так называемых «пиковых» циклов),

В основном и вызывают пластические деформации конструкций. Поэтому изменение свойств упругопластической системы при расчете на сейсмические нагрузки должно проводиться на основе некоторого интегрального фактора, учитывающего интенсивность не только отдельных циклов, но и особенности всего сейсмического процесса. Предлагаемая оценка с использованием параметра  $\gamma^{(n)}$  учитывающего накопление относительных пластических деформаций

на все предыдущих циклах нагружения, является именно таким интегральным признаком, описывающим особенности поведения неупругой системы при реальных сейсмических воздействиях.

Действительно, уравнение (4) позволяет оценить изменение параметров системы с учетом особенностей самого воздействия. Это видно из диаграмм (рис. 7): воздействие малой интенсивности вызывает небольшие пластические деформации и свойства системы меняются сравнительно медленно. С увеличением нагрузки пластические деформации возрастают, значительно увеличиваются суммарные относительные пластические деформации, что приводит к резкому падению жесткостных параметров и возрастанию деформативности системы.

Таким образом, предлагаемые зависимости позволяют описать физическую сторону явлений, имеющих место при упругопластической работе конструкций в условиях реальных землетрясений.

#### *Литература:*

1. Айзенберг Я. М. «Сооружения выключающимися связями для сейсмических районов», -М.: Стройиздат-1976, 229с.
2. Борджерс Д. Ж., Равара Л. «Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов (перевод с англ.)», -М.: Стройиздат-1978, 135с.
3. Гольденблат И.И., Быховский В.А. «Актуальные вопросы сейсмостойкого строительства», М.: Стройиздат-1957, с.5-21.
4. Карпенко Н. И. «Методика конечных приращений для расчета деформаций железобетонных элементов при знакопеременной нагрузке», Совершенствование конструктивных форм, методов расчета и проектирования железобетонных конструкций, -М.: НИИЖБ, 1983, 3-11с.
5. Клаф Р., Пензиен Д.Ж. «Динамика сооружений», -М., Стройиздат-1979 (перевод с английского), 320с.
6. Поляков С. В. «Сейсмостойкие конструкции зданий», -М.: Высшая школа, 1983, 304с.
7. Ржевский В. А. «Упруго пластические свойства железобетонных каркасных систем», Строительство и архитектура Узбекистана, 1981, № 7, с.6-10.
8. Хачиян Э. Е., Амбарцумян В. А. «Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости», -М.: наука, 1981, 204с.
9. Шнейдерович Р. М. Прочность при статическом и повторно статическом нагружении. -М.: Машиностроение, 1968, 343с.
10. Сеитов Б. М., Ордобаев Б. С. Сейсмическое защита и её организация. – Бишкек: 2015. -287с.
11. Кутуев М. Б., Укуев Б. Т., Матазимов Б. С., Мамбетов Э. М. «Теория и практика сейсмозащиты сооружений», Бишкек-2010, КГУСТА, 332с.
12. Смирнов С. Б., Сеитов Б. М. «Расчет строительных конструкций по прочности и несущей способности», ОшТУ, Ош-1997, 117с.
13. Berg G. V. F/ Study of the Eaphquake Response of Inelastle System//Proseeding Structural Engineers Association of California, 1965.