

Ордобаев Б.С.

СЕЙСМИКАЛЫК КУРУЛУШТУН ТЕОРИЯЛЫК ЖАГЫН ӨНҮКТҮРҮҮ
МАСЕЛЕСИ

Ордобаев Б.С.

О СОВЕРШЕНСТВОВАНИИ ТЕОРИИ СЕЙСМОСТОЙКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

B.C.Ordobayev

ON THE IMPROVEMENT OF THE THEORY OF EARTHQUAKE ENGINEERING

УДК: 699.05

Бул макалада турак-жайлардын сейсмикалык туруктуулугу теориялык жагы жана алардын нормалары каралган. Изилдөөчүлөрдүн статикалык жана динамикалык теориялары салыштырмаланган. Сейсмикалык жүк артуунун эсептик анализдери келтирилип жана сейсмикалык райондорго иштеп жаткан нормалар менен турак-жайларды куруу долбоор маселелери каралган.

В данной статье рассматриваются теории и нормы сейсмостойкости и сейсмоустойчивости зданий и сооружений. Сравнивается статическая и динамическая теории исследователей. Приведен анализ расчета на сейсмические нагрузки и действующие нормы проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах.

This article discusses the theory and standards of earthquake resistance and seismic resistance of buildings and structures. Comparing static and dynamic theory researchers. The analysis based on seismic loads and applicable design standards of buildings and structures in seismic areas.

Начало нормирования сейсмостойкого строительства относится, по-видимому, к 1908 г., когда в Италии после разрушительного Мессинского землетрясения были введены некоторые обязательные строительные правила для сейсмических районов. Разработка норм в других странах в большинстве случаев также стимулировалась крупными землетрясениями (землетрясение Канто, 1923 г. в Японии, Санта-Барбара, 1925г. в США). В настоящее время почти во всех сейсмических странах мира имеются нормативные документы общегосударственного или местного характера, в законодательном порядке регулирующие основные установки сейсмостойкого строительства. Представляют актуальные проблемы в области сейсмостойкого строительства [1...8].

Рассмотрим теории и нормы сейсмостойкости и сейсмоустойчивости здания и сооружения, которые вызывает практический интерес.

Статическая теория определения сейсмических сил была разработана вначале XIX века в Японии и основывалась на гипотезе об абсолютной недеформируемости здания во время землетрясения. То есть здание представляет собой абсолютное твердое тело, жестко заделанное в основание. При колебаниях грунта по некоторому закону $y_0(t)$ здание совершает колебания по тому же закону, что и основание, т.е.

горизонтальные поступательные перемещения, скорости и ускорения всех точек здания одинаковы и равны соответствующим характеристикам колебания грунта. Предполагалось, что сооружение не имеет вращательных перемещений.

Автор теории Ф. Омори полагал, что ускорение y_{0max} также как и ускорение силы тяжести, постоянно действует на сооружение, поэтому сейсмическая сила, под которой понимались сила инерции, возникшая в любой точке сооружения с весом Q , действует на здание статически. Вследствие этого значение максимальной сейсмической силы S_{max} возникающей в них, определялось по общим правилам строительной механики, используя формулы статики:

$$S_{max} = \frac{y_{0max}}{g} = K_c Q \quad (1)$$

где K_c – коэффициент сейсмостойкости, принимаемый в зависимости от расчетной силы землетрясения. Для 7,8,9-балльного землетрясения этот коэффициент соответственно равен 0,025; 0,05 и 0,1; Q – вес сооружения определяется по формуле: $Q = mg$, где m – масса сооружения; $g = 9,81$ т/с² – ускорение силы тяжести.

Все это предопределило справедливость названия разработанной Ф.Омори теории как статической теории сейсмостойкости. Следующим этапом в развитии теории сейсмостойкости является динамическая теория Н. Мононобе, в которой он отказывается от гипотезы об абсолютной недеформируемости сооружения, а сейсмические силы, действующие на систему, определяет с учетом ее упругих свойств. В качестве расчетной модели здания была выбрана линейно-упругая система с жесткостью K и одной сосредоточенной массой M , жестко заделанная в основание. Предполагалось, что основание сооружения совершает вынужденные колебания по установившемуся гармоническому закону $y_0(t)$ с периодом T_0 без учета диссипации энергии.

Максимальные значения сейсмической силы определялись по формуле:

$$S_{max} = \beta_1 k_c Q,$$

где, $Q = mg$ – вес системы;

$k_c = K_c \frac{y_{0max}}{q}$ коэффициент сейсмостойкости;

β_l – динамический коэффициент, определяемый по формуле:

$$\beta_l = \frac{1}{1 - T^2/T_0^2}$$

где $T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$ – период собственных колебаний

сооружения.

Впервые идея о том, что главной причиной сейсмических разрушений зданий являются их колебания по собственным формам в начальной стадии землетрясения, высказана в 1927 году советским ученым К.С. Завриевым. Впоследствии эта теория была развита другими учеными и получила название динамической теории расчета сейсмических сил.

Принимая ту же расчетную модель, что и Н. Монобе, и рассматривая сейсмические перемещения грунта как незатухающие колебания по гармоническому закону косинуса, К.С. Завриев получил формулу для определения максимальной сейсмической силы, в которой коэффициент динамичности был вдвое выше, чем у Н. Монобе.

Максимальные значения сейсмической силы определялись по формуле:

$$S_{max} = \beta_l k_1 Q \quad (3)$$

где $\beta_l = \frac{1}{1 - T^2/T_0^2}$ – динамический коэффициент.

В настоящее время около 30 наиболее экономически развитых стран мира (в том числе Россия) располагают национальными нормами, регламентирующими основные правила строительства в сейсмически опасных районах. Основываясь на результатах большого количества теоретических и экспериментальных исследований, подавляющее большинство норм расчета зданий на сейсмическую нагрузку ведут на эквивалентную статическую нагрузку на основе динамического метода расчета.

В процессе расчета зданий на эквивалентную статическую нагрузку, основанного на спектральном методе расчета, определяются сейсмические нагрузки, приходящиеся на каждый элемент, и сравниваются с их несущей способностью по общим правилам расчета железобетонных конструкций. Такой подход к расчету сейсмостойкости зданий и сооружений получил название условно-статического метода расчета на сейсмические воздействия.

В проектах новой редакции СНиП при расчете на сейсмические воздействия используются условно статический и динамический методы расчета.

Условно статический расчет производится по обычным правилам на условную сейсмическую

нагрузку, при этом принимаются линейно-упругие модели конструктивных систем.

Полная сейсмическая нагрузка определяется по формуле:

$$S_{ik} = \rho S_{0ik} \quad (4)$$

где, ρ – коэффициент редукции, учитывающий неупругие деформации, вводится при определении усилий в элементах системы:

$$\rho = \frac{1}{\mu}$$

где μ – деформационная характеристика элемента в предельном состоянии.

В настоящее время расчет зданий и сооружений на воздействие сейсмических нагрузок производится в соответствии со СНиПом II-7-81, в основу которых заложена резонансно-колебательная концепция, суть которой в том, что причиной сейсмических разрушений зданий являются их резонансные колебания по собственным формам.

В качестве нормативной расчетной схемы каркасных зданий применяется линейно-упругая консольная система с (n) сосредоточенными массами (в зависимости от этажности), жестко заделанной в основание и нагруженной горизонтальными силами, приложенными к центрам масс. Движение системы раскладывается по формам собственных колебаний. Сейсмическая нагрузка определяется отдельно для каждой формы собственных колебаний.

Полная сейсмическая нагрузка S_k определяется в предположении упругого деформирования конструкций с введением условных эмпирических коэффициентов, учитывающих различные формы разрушения элементов системы, образования шарниров и особенностей конструктивной схемы сооружения по формуле:

$$S_{iik} = k_1 k_2 S_{0ik}, \quad (5)$$

где $k_1 = 0,25$ – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений;

k_2 – коэффициент, учитывающий особенности конструктивного решения зданий и сооружений;

S_k – расчетная сейсмическая нагрузка, соответствующая i -й форме собственных колебаний здания, приложенная к массам m_k , определяется по формуле:

$$S_{0ik} = Q_k \alpha \beta_i k_{\psi} \eta_{0ik}, \quad (6)$$

где $Q_k = m_k g$ – все здания, соответствующие массе;

α – коэффициент сейсмичности, равный 0,1; 0,2; 0,4 в зависимости от расчетной сейсмостойкости в 7, 8, 9 баллов соответственно;

$\beta_i = AT_i$ – коэффициент динамичности, изменяющийся в зависимости от 1-го тона периода собственных колебаний T_i здания и категории грунта, в пределах 0,8÷2,7; k_{ψ} – коэффициент демпфирования; η_{0ik} – коэффициент, зависящий от всех учитываемых в расчете форм собственных колебаний, определяется

по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{x_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j x_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j x_j^2(x_j)} \quad (7)$$

где, x_i, x_j – расстояния между точками, в которых приняты сосредоточенные массы, и верхним обрезом фундамента.

От действия расчетных сейсмических нагрузок статическим расчетом по правилам строительной механики находят внутренние усилия N_i в сечениях конструкций зданий, соответствующие i -ой форме собственных колебаний отдельно по каждой форме, а полное расчетное усилие определяется в виде:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2} \quad (8)$$

где n – число учитываемых в расчете форм собственных колебаний. Для систем с одной степенью свободы $n = 1$.

Дополнительный коэффициент условий работы $m_{кр}$ учитывает кратковременность и малое число повторений сейсмических нагружений.

Кроме этого нормы имеют и некоторые другие недостатки:

- локальные повреждения и неупругие деформации в железобетонных элементах учитываются условными эмпирическими коэффициентами, как при определении сейсмической нагрузки, так и при расчете прочности отдельных элементов. Эти коэффициенты не поддаются проверке.

- нормы допускают в расчетах на сейсмостойкость применять расчетную модель здания в виде линейно-упругой консольной системы с жесткой заделкой в основании.

- образование неупругих остаточных деформаций, трещин, повреждений отдельных элементов, что прямо противоречит первому положению.

В основу американских норм по расчету и проектированию строительства в сейсмических районах, принятых по Единому строительному коду США, введенных в 1977 году, заложено неупругое деформирование основных несущих железобетонных конструкций.

Полная горизонтальная сейсмическая нагрузка в основании здания определяется по формуле:

$$S_{max} = QC_s \quad (9)$$

где Q – нагрузка на уровне обреза фундамента;

C_s – коэффициент сейсмической нагрузки в основании сооружения, определяется по расчетному спектру в зависимости от периода основного тона колебаний по формуле:

$$C_s = \frac{1,2GA}{RT^{2/3}} \quad (10)$$

где $G = I \div 1,5$ – коэффициент, учитывающий тип грунтовых условий, при этом для площадок со

скальными и плотными фунтами $C_s < 2,5AR$, а с мягкими $C_s < 2,5AR$;

A – приведенное максимальное ускорение основания, определяемое по картам сейсмического районирования;

R – понижающий коэффициент, зависящий от конструктивной схемы здания;

T – период основного тона собственных колебаний.

По японским нормам сейсмический расчет конструкций должен обеспечивать их безопасность во время землетрясения и эксплуатационную пригодность после землетрясения.

Расчетное сейсмическое воздействие должно определяться в соответствии с типом конструкции и характеристиками района строительства и отвечать наибольшему землетрясению, которое может иметь место в рассмотренном районе в течение всего срока эксплуатации конструкции. При этом рассматривается только горизонтальная составляющая сейсмического воздействия.

Сейсмическое воздействие S_{ik} определяется по формуле:

$$S_{ik} = S_{0ik} k \quad (11)$$

где S_{0ik} – расчетная сейсмическая нагрузка соответствующая i -й форме собственных колебаний зданий, к массе m_k ;

k – расчетный сейсмический коэффициент, определяется, исходя из жесткости элемента по полному поперечному сечению по формуле:

$$k = v_1 v_2 v_3 v_q v_s k_0$$

где $v_1 = 0,7 \div 1,0$ – коэффициент, учитывающий влияние сейсмической зоны;

$v_2 = 0,9 \div 1,2$ – коэффициент, учитывающий условия основания;

$v_3 = 0,5 \div 2,0$ – коэффициент, учитывающий период собственных колебаний здания;

$v_q = 0,4 \div 1,0$ – коэффициент, учитывающий уровень повреждаемости конструкций (образования и раскрытия трещин, пластических деформаций), при этом $v_s = 0,7 \div 1,0$ – коэффициент, учитывающий влияние отдельных элементов на прочность конструкции или конструктивной системы коэффициент для базовой горизонтальной сейсмической силы.

Расчет зданий и сооружений на сейсмические воздействия в Новой Зеландии производится в соответствии с положениями норм NZS4203, введенных в 1976 году. Сейсмический расчет конструкций основан на принципах резонансно-колебательной концепции, учитывающей податливость систем и образование пластических шарниров в несущих элементах конструкции, с введением целого ряда обобщающих коэффициентов. Расчет разрешается вести тремя методами: на эквивалентную сейсмическую нагрузку, на основе спектрального расчета и численным интегрированием уравнений движения системы.

Полная горизонтальная сейсмическая нагрузка в основании здания определяется по формуле

$$S_{max} = GJSMRW_i \quad (12)$$

Где $G=1\div 6,5$ – коэффициент сейсмичности, зависящий от площадки строительства и типа грунтовых условий;

$J=1\div 1,6$ – коэффициент конструктивного решения здания, зависящий от типа несущих конструкций;

$S = 1\div 3$ – дополнительный коэффициент меры риска;

M – коэффициент, зависящий от материала несущих конструкций;

W – масса здания.

Расчет зданий на сейсмическую нагрузку в Португалии ведется в соответствии с нормами, введенными в 1976 году. В качестве расчетной схемы для каркасных зданий принята система с одной или несколькими степенями свободы (в зависимости от этажности здания).

Горизонтальная сейсмическая нагрузка, действующая в уровне сосредоточенных масс, определяется с помощью введения обобщающих коэффициентов по формуле:

$$S_{max} = \frac{aC_0\beta Q}{\mu} \quad (13)$$

где $a = 0,5\div 1$ – коэффициент сейсмичности, зависящий от площадки строительства;

$\mu=1\div 4$ – коэффициент податливости, зависящий от конструктивного решения здания;

C_0 – коэффициент, зависящий от грунтовых условий и частоты основного тона колебаний;

β – коэффициент, учитывающий влияние высших форм колебаний;

Q – собственный вес здания.

В действующих нормативных документах (СНиП II-7-81) особенности работы отдельных конструктивных систем учитывается с помощью набора поправочных коэффициентов. При этом влияние неупругих деформаций, образования и развития трещин и пластичных зон учитывается с помощью некоторого обобщающего постоянного коэффициента, равного 0,25 или 0,12 независимо от степени возможного развития неупругих деформаций в отдельных железобетонных элементах и в системе в целом. В нормах практически отсутствуют расчетные и конструктивные требования, обеспечивающие развитие пластических деформаций и подтверждающие справедливость применения указанного выше коэффициента, значительно снижающего расчетную сейсмическую нагрузку. При определении сопротивления железобетонных элементов нормы требуют включения коэффициентов условий работы, учитывающих особенности сейсмического воздействия, а в большинстве случаев больших единиц, то есть повышающих несущую способность железобетонных конструкций при сейсмическом

воздействии по сравнению с обычным нагружением, что представляется недостаточно обоснованным. В нормах отсутствуют конкретные указания по динамическому расчету железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях, который позволит более полно и обоснованно учитывать реальную работу и реальный характер разрушения конструкций в целом.

В проекте новых норм проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах (вариант Госстроя РФ) предусмотрено существенное изменение методики расчета, и конструирования в части учета особенностей работы железобетонных конструкций. Причем особенности работы конструкций предлагается учитывать с помощью трех специальных коэффициентов редукции, принимаемых, во-первых, в зависимости от армирования железобетонных элементов и вида силового воздействия, во-вторых, от опасности разрушения, и, в-третьих, от характера конструктивной системы. Одновременно при определении сейсмической нагрузки вводятся два дополнительных коэффициента, принимаемых в зависимости от демпфирующих свойств конструкции и особенностей конструктивного решения. Более точно учитывается отрицательное влияние малоциклового сейсмического воздействия на сопротивление железобетонных элементов в зависимости от типа конструктивного элемента и вида предельного состояния. Кроме того, в проекте новых норм проектирования устанавливаются повышенные требования к конструированию поперечной арматуры.

Положительным качеством принятых изменений является попытка в более дифференцированном виде с помощью коэффициентов редукции учесть как особенности деформирования железобетонных элементов, так и отдельных конструктивных систем в целом. Однако главный недостаток заключается в том, что коэффициенты редукции вводятся не на сейсмическую нагрузку, а на полученные усилия в отдельных элементах, что противоречит тому, что реакция на сейсмические воздействия формируется всей системой в целом, а не независимыми параметрами отдельных элементов, и искажает распределение усилия в элементах системы. Кроме того, проект новых норм проектирования не содержит дополнительных расчетных требований, обеспечивающих пластические деформации железобетонных конструкций системы, с которыми связано назначение коэффициентов редукции.

В международных нормативных документах – (Еврокод-8, Модель-код ЕКБ, нормы США) особенности работы рамных конструктивных железобетонных систем учитывается с помощью единого коэффициента, значения которого принимаются в зависимости от так называемого класса неупругой деформативности системы. При этом класс неупругой деформативности системы определяется расчетными и конструктивными положениями,

обеспечивающими соответствующее пластическое деформирование системы. Основные положения включают требования по обеспечению более раннего образования пластических шарниров в балках, чем в колоннах, повышенного сопротивления узловых сопряжений по сравнению с сопротивлением балок и колонн, повышенного сопротивления на срез по сравнению с сопротивлением на изгиб и внецентренное сжатие.

Эти требования реализуются путем повышения действующих поперечных сил по сравнению со значениями, полученными из статического расчета, путем введения повышенных конструктивных требований к поперечной арматуре, размещаемой в зонах пластического деформирования элементов, и путем введения ограничений для продольной арматуры. Такой подход дает возможность достаточно полно и надежно учитывать неупругие деформации железобетонной системы в целом.

Следует отметить, что и международные нормы проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах показывает, что международные нормы дают более четкий целостный физически обоснованный подход к оценке влияния неупругого деформирования при расчете и конструировании железобетонных конструкций, подвергающихся сейсмическому воздействию.

В тоже время связь между величиной обобщенного коэффициента, учитывающего неупругую деформативность системы, и конструктивными параметрами, характеризующими класс конструктивной системы по неупругому деформированию, остается достаточно условной, принятой на основе некоторых общих соображений об особенностях работы и надежности системы с учетом их поведения при прошедших землетрясениях и экспериментальных данных. То же самое, но в еще большей степени, относится к действующим отечественным нормам и проекту новых норм.

В отечественных и зарубежных нормах проектирования отсутствуют конкретные указания по динамическому расчету сейсмостойкости зданий и сооружений, позволяющие учитывать реальный характер разрушений и реальную работу конструкций в зависимости от конструктивной схемы зданий.

Представляется целесообразным разработка нового динамического метода расчета сейсмо-

стойкости одноэтажных каркасных зданий, учитывающего реальный характер разрушения и реальные условия работы вертикальных несущих элементов при совместном действии изгибающих моментов поперечных и продольных сил в условиях сейсмических нагрузжений.

Выводы:

В международных нормативных документах по сейсмостойкому строительству (нормы Японии, США, ЕКБ, Португалии, Новой Зеландии и др.) используется статический метод расчета на условные сейсмические нагрузки, основанный на общих принципиальных позициях, в основу которых заложено упругое деформирование конструкций с введением некоторых обобщенных корректив, учитывающих податливость систем, образование пластических шарниров и особенности сейсмического воздействия. В то же время имеются существенные различия при учете особенностей работы отдельных конструктивных систем с учетом пластических свойств материалов.

Литература

1. Айзенберг Я.М. и др. Сейсмоизоляция и адаптивные системы сейсмозащиты. М.: Наука, 1983. 140с.
2. Гольденблат И.И., Николаенко Н.А. Расчет конструкций на действие сейсмических сил. М.: Госстройиздат, 1961. С.350
3. Жунусов Т.Ж. Колебания зданий при мощных взрывах в Медео. В кн.: Колебания зданий при мощных взрывах и землетрясениях, вып.6. Алма-Ата, 1972. С.65-79.
4. Завриев К.С. Динамическая теория сейсмостойкости. Тбилиси: 1936. 258-с.
5. Корчинский И.Д., Поляков С.В. и др. Основы проектирования зданий в сейсмических районах. М.: Госстройиздат, 1961. 488-с.
6. Ньюмарк Н., Розенблюет Э. Основы сейсмостойкого строительства. М.: Стройиздат, 1980.215-с.
7. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий (основы теории сейсмостойкости). М.: Высшая школа, 1983. 304-с.
8. Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С. Сейсмическая защита и ее организация: Учебник для вузов. Б.: Айат, 2013. 168 с.
9. Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Айдаралиев Б.Р. Сейсмические разрушения – альтернативный взгляд // Сборник научных трудов, ч.1, Бишкек, 2012 – 138 с.
10. Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Айдаралиев Б.Р. Сейсмические разрушения – альтернативный взгляд // Сборник научных трудов, ч.2, Бишкек, 2013 – 144 с.

Рецензент: д.т.н., профессор Тентиев Ж.Т.