

## Расчет конструкций на действие сейсмических сил и оценка их сейсмостойкости

### ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВОССТАНАВЛИВАЮЩЕГО ГРАВИТАЦИОННОГО ЭФФЕКТА В СЕЙСМОСТОЙКИХ ОБЪЕКТАХ НА КИНЕМАТИЧЕСКИХ ОПОРАХ

Л.А. БОРОДИН, канд. техн. наук, доцент,  
Т.В. ТИМОФЕЕВА, инженер  
Российский университет дружбы народов,  
117198, Москва, ГСП-6, ул. Миклухо-Маклая, 6

*Предложен метод расчета горизонтальной реакции на сейсмическую нагрузку зданий на кинематических опорах.*

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** сейсмостойкие здания, кинематические опоры, гравитационная восстанавливающая сила, пластические деформации.

Сильные землетрясения причиняют сооружениям большой урон. При этом известны случаи, когда у наиболее ответственных несущих конструкций происходит чуть ли не полное исчерпание прочности, и, тем не менее, сооружения с такими повреждениями не обрушиваются и даже сохраняют свои основные геометрические формы. На рис. 1, а приводится фотография школьного здания, пострадавшего во время землетрясения в г. Газли (Узбекистан) 20 апреля 1984 г. Железобетонные колонны зданий в целом повреждений не имеют, только лишь в местах сопряжений колонн с фундаментом и перекрытием возникли, судя по всему, сквозные поперечные трещины. При этом вследствие нарушения монолитности в зонах локальных повреждений продольная рабочая арматура колонн вышла, очевидно, из строя. Однако колонны не обрушились, и, более того, сохранили свое первоначальное вертикальное положение. Особо интересен представленный на рис. 1, б фрагмент строения, поврежденного при землетрясении в г. Сан-Фернандо (США) 9 февраля 1975 г. [1].

Нетрудно заметить, что колонна на переднем плане имеет в основании поперечную сквозную трещину. Аналогичные повреждения получили, надо полагать, и другие колонны, т.к. иначе в здании не возникли бы такие большие смещения, при которых произошли значительные выпучивания и разрывы связей жесткости. В целом же, как и в предыдущем примере, колонны объекта сохранили свое исходное вертикальное положение.

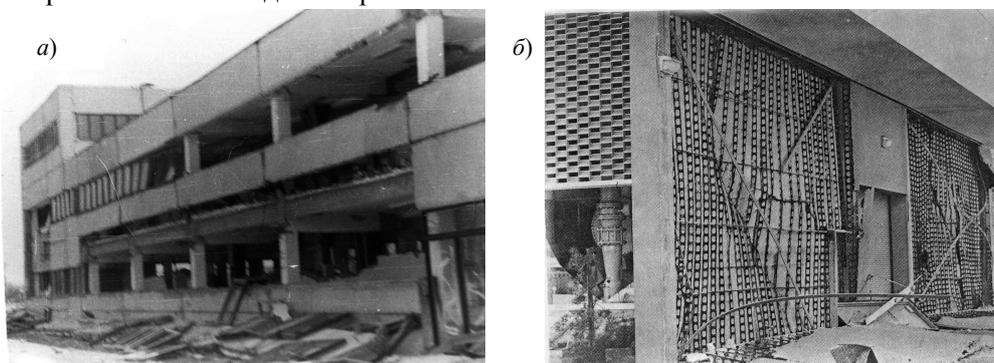


Рис. 1. Повреждения конструкций в результате землетрясений  
а - здания школы, г. Газли (Узбекистан), землетрясение 20 апреля 1984 г.  
б - фрагмент строения, г. Сан-Фернандо (США), землетрясение 9 февраля

Сказанное дает основание полагать, что колонны, получив такие серьезные повреждения, функционируют в процессе последующих сейсмоколебаний как свободно опертые кинематические опоры и сохранность колонн от обрушения объяснима принципом работы «падающей» пизанской башни. Этот принцип, как установил Леонардо да Винчи, состоит в том, что тело, опирающееся на горизонтальную плоскость, остается в равновесии, если вертикаль, проведенная через ее центр тяжести, не выходит за границы площади опоры. При этом отметим, что еще в первой половине 20-го века в США был зарегистрирован ряд оригинальных изобретений по сейсмоизоляции сооружений на кинематических опорах разного типа. Г. Кавальери, например, (пат. № 2035009) была предложена конструкция здания, опертого на шаровые катки, помещенные в выемках сферической формы, расположенных сверху и снизу по отношению к шаровой опоре. Ф. Роппом (пат. № 2208872) был предложен способ сейсмоизоляции зданий на качающихся опорах эллипсоидной формы. Судя по типу данных решений горизонтальная реакция на сейсмические воздействия должна иметь нелинейный характер с возрастанием по мере отклонений от положения равновесия. Для реальных объектов значительный интерес должны иметь решения по сейсмоизоляции, при которых обеспечивается определенный постоянный уровень предельной горизонтальной реакции.

На рис. 2, *а* схематически представлена конструкция в виде свободно опертой, геометрически неизменяемой стойки. Высота стойки  $H$ . Размер поперечного сечения  $2a_0$ . Опора воспринимает приложенную к точке  $O$  по нейтральной оси продольную сжимающую статическую нагрузку  $N$ . Торцевая поверхность опоры, контактирующая с основанием, плоская. При отклонении такой конструкции от положения равновесия, между торцевой поверхностью опоры и основанием появляется угловое смещение  $\varphi$  и возникает соответственно гравитационная восстанавливающая сила (ГВС) в виде удерживающего момента  $M_G = N(a_0 - H\varphi)$  и пропорциональной ему горизонтальной реакции  $S_G = M_G/H = N(H^{-1}a_0 - \varphi)$ . Разность, заключенная в скобках, представляет плечо вертикальной восстанавливающей реакции опоры, равной  $N$ , приложенной к крайней точке торцевой поверхности опоры  $B$  (рис. 2, *б*). И это плечо уменьшается по мере отклонения опоры от положения равновесия, соответственно происходит уменьшение ГВС вплоть до нулевого уровня при угловом смещении, равном  $\varphi_{np} = H^{-1}a_0$ . Графически диаграмма реакции кинематической опоры на горизонтальную нагрузку дана на рис. 2, *в* в виде прямой 1 с нисходящим отрицательным уклоном. Площадь диаграммы в диапазоне угловых смещений  $\theta - \varphi_{np}$  представляет обратимую потенциальную энергию, за счет которой смещенная система обладает способностью самостоятельно возвращаться к исходному положению равновесия.

Несущая способность кинематических опор такого типа может быть существенно повышена за счет использования более рациональной геометрической формы торцевой контактной поверхности опоры в виде плоскости в сочетании с поверхностью криволинейного очертания [2].

Рассмотрим конструкцию кинематической опоры, у которой форма нелинейного участка торцевой поверхности решена исходя из такого расчета, чтобы величина ГВС, возникающая при отклонении конструкции от положения равновесия (до известного предела) оставалась постоянной. На рис. 2, *з*, *д* представлена схема опорной конструкции в двух позициях: в состоянии равновесия (рис. 2, *з*) и в смещенном положении (рис. 2, *д*). Как и в предыдущем примере, высота опоры  $H$ , ширина плоской части торцевой поверхности  $2a_0$ , вертикаль-

ная статическая нагрузка  $N$  приложена к точке  $O$ . Линии кривизны и плоскости основания имеют на рис. 2, з и рис. 2, д обозначения  $BL$  и  $A-A_1$  соответственно.

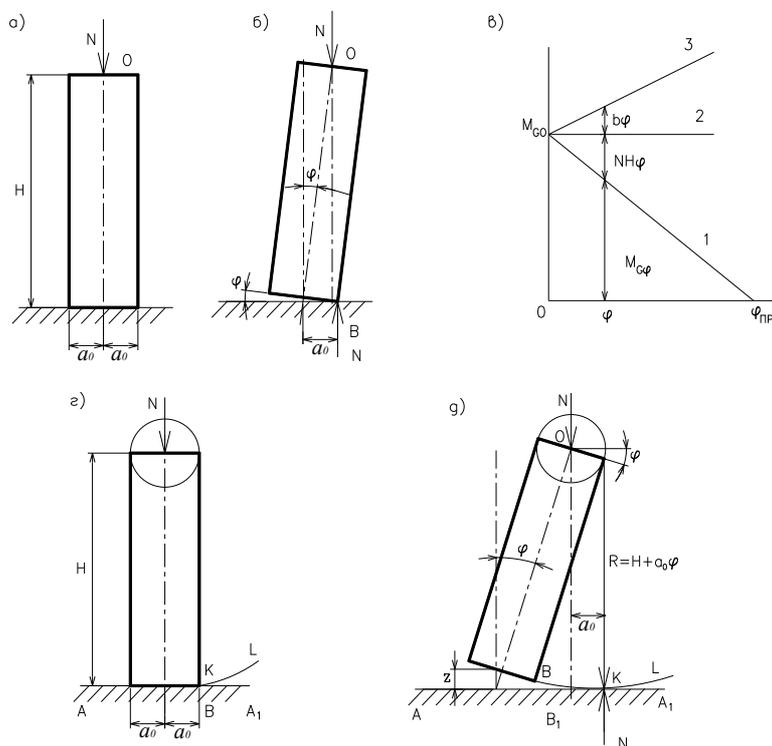


Рис. 2. Схемы кинематических опор

$a, б$  – опоры с плоской формой торцевой контактной поверхности:  $в$  – диаграммы ГВС: 1 – падающая реакция, 2 – постоянная реакция, 3 – возрастающая реакция;  $з, д$  – опоры с плоско-криволинейной торцевой поверхностью.

Формообразование кривизны торцевой поверхности опорной конструкции можно пояснить, построив окружность с центром в т.  $O$ , радиусом  $a_0$ . Когда угловое смещение опоры  $\varphi=0$  (рис. 2, з) радиус кривизны  $BL$  равен высоте  $H$ , а момент  $M_G$ , представляющий ГВС, равен  $M_G = Na_0$ . В смещенном состоянии (рис. 2, д), когда  $\varphi>0$ , радиус линии кривизны  $BL$  принимает некоторое значение  $R>H$ , в то же время величина ГВС по условию должна оставаться неизменной, т.е.  $M_G = Na_0$ . Отметим, что при таком условии радиусы кривизны  $H$  и  $R$  являются касательными к построенной окружности и отстоят, следовательно, от вертикальной линии приложения нагрузки  $N$  на расстоянии  $a_0$ . С другой же стороны, эти радиусы перпендикулярны к линии основания  $A-A_1$  в точках ее касания  $K$  (рис. 2, з и 2, д) с линией кривизны  $BL$ ; точка  $K$  является вместе с тем точкой приложения опорной реакции в основании, равной нагрузке  $N$ . Выполненное построение отвечает, таким образом, заданному условию постоянства ГВС и полностью согласуется с известной теоремой - «касательная к эволюте служит нормалью к эвольвенте» [3]. Эвольвотой является в данном случае окружность радиусом  $a_0$ , а эвольвенту, иначе развертку окружности, представляет на рис. 2, з и 2, д дуга  $BL$ . Условию постоянства ГВС отвечает на диаграмме реакции (рис. 2, в) прямая с нулевым уклоном 2. Длина дуги развертки  $BK$  (рис. 2, д) при соответствующем угловом смещении  $\varphi$  от нейтрального положения определяется по формуле

$$L_{BK} = H\varphi + \frac{1}{2} a_0 \varphi^2. \quad (1)$$

При этом отклонение опорной конструкции от положения равновесия представляет, как видно из рис. 2,  $\delta$ , отрезок  $BK$ , равный проекции дуги  $L_{BK}$  на прямую  $A-A_1$ .

Радиус кривизны при угловом смещении  $\varphi$  находится по формуле:

$$R = H + a_0 \varphi. \quad (2)$$

Отметим, что второй член правой части формулы (1) может быть слишком малым для того, чтобы его следовало учитывать при выполнении реальных задач. Рассмотрим, например, заведомо предвзятый случай, при котором отношение поперечного размера плоской поверхности кинематической опоры  $2a_0$  к ее высоте  $H$  равно 0,4, а расчетная величина горизонтального отклонения,  $y = 0,1H$  при этом  $\varphi \approx 0,1$ . Выполнив расчет, получаем два результата: 0,101H и 0,1H. Разница между ними составляет всего лишь 1%. Это дает основание на практике форму кривизны нелинейной поверхности принимать по дуге окружности и расчет отклонений выполнять по формуле:

$$y = H \varphi. \quad (3)$$

Радиус кривизны при упрощенном подходе равен высоте опоры  $H$ , а перемещение по вертикали  $z = a_0 \varphi$ . Величина ГВС будет в таком случае сохраняться при отклонении на неизменном уровне. Наряду с этим при необходимости можно избрать такое решение кинематической опоры, при котором горизонтальная реакция по мере отклонения опоры будет меняться. На рис.3а приводится схема опоры, у которой центр окружности развертки расположен на нейтральной оси конструкции выше по отношению к точке приложения продольной силы  $N$  на некоторую величину  $b$ . При таком условии восстанавливающий момент и соответствующая горизонтальная реакция ГВС составляют  $M_G = N(a_0 + b\varphi)$ ;  $S_G = M_G H^{-1} = N(H^{-1}a_0 + b\varphi)$ . При этом горизонтальная реакция будет возрастать по линейному закону. На диаграмме (рис.2в) данная реакция представлена в виде восходящей прямой 3.

Конструкции кинематических опор будут более компактными, если оба торца верхний и нижний будут иметь геометрически подобные формы, обеспечивающие синхронность работы (рис. 3, б). В таких случаях следует соблюдать равенство отношений  $h_1/h_2 = a_1/a_2 = b_1/b_2$ , где  $h_1$  и  $h_2$  – высоты верхней и нижней частей опоры, при этом  $h_1 + h_2 = H$ ; радиусы кривизны контактных поверхностей верхнего и нижнего торцов:  $R_1 = h_1 + b_1$ ;  $R_2 = h_2 + b_2$ ;  $a_1$  и  $a_2$  – половины ширины плоской части поверхности торцов. Обозначим  $a_1 + a_2 = a$ ,  $b_1 + b_2 = b$ . Момент и соответствующая горизонтальная реакция ГВС при таком обозначении запишутся в виде:

$$M_G = N(a + b\varphi); \quad (a) \quad S_G = M_G H^{-1} (a + b\varphi). \quad (б) \quad (4)$$

Кинематические опоры могут использоваться, например, в пределах нижних податливых этажей зданий, верхние этажи которых представляют относительно жесткие, геометрически неизменяемые образования. Сами по себе кинематические опоры практически могут рассматриваться как совершенно недеформируемые тела, отклонения которых пропорциональны угловым смещениям  $\varphi$  относительно нейтрального положения. При этом суммарная реакция сооружения на горизонтальную нагрузку получается в виде:

$$M_\Sigma = N_\Sigma (a + b\varphi) + c_y^\varphi \varphi + M_{\Sigma T} - (Q_\Sigma - N_\Sigma) H\varphi; \quad (5)$$

где  $N_\Sigma$  - суммарная статическая нагрузка, воспринимаемая кинематическими опорами;  $c_y^\varphi$  – суммарная угловая жесткость конструкций, работающих упруго;  $M_{\Sigma T}$  – суммарный предельный момент реакции конструктивных элементов, работающих в пластической области (схема реакции жесткопластическая);  $Q_\Sigma$  - суммарная статическая нагрузка (вес здания), создающая в сооружении (за вычетом  $N_\Sigma$ ) опрокидывающий момент равный  $(Q_\Sigma - N_\Sigma)H\varphi$ .

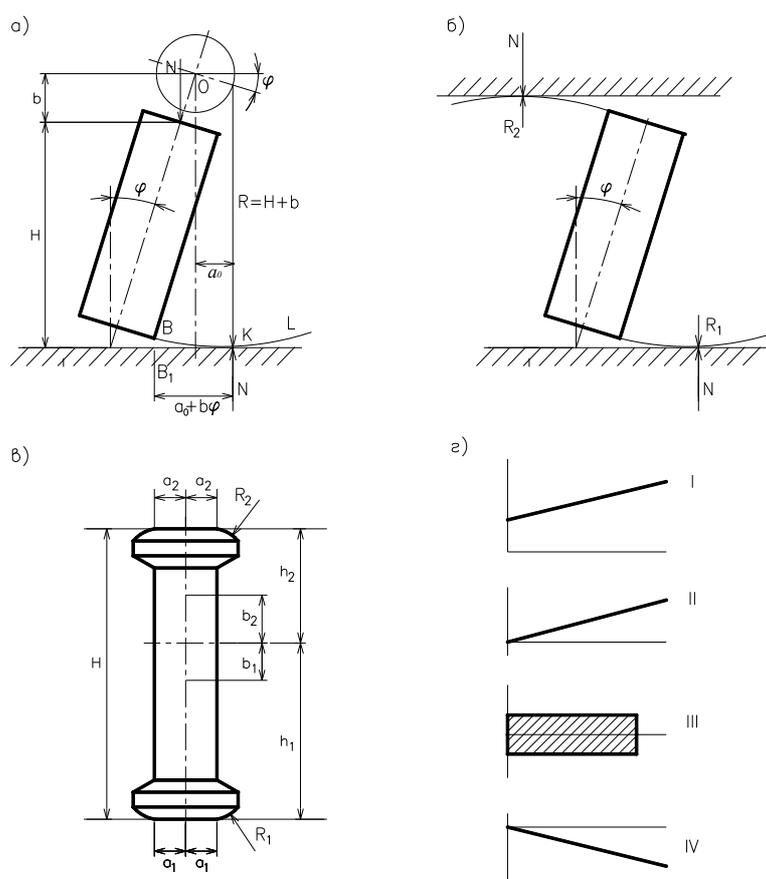


Рис. 3. Кинематические опоры с изменением уровня ГВС

*a, б* – кинематические схемы опор с возрастающим уровнем ГВС; *в* – конструктивная схема опоры; *г* – диаграммы компонентов реакции сооружения: I – ГВС; II – упругая реакция; III – пластическая реакция; IV – отрицательная статическая реакция.

Графически реакция каждого слагаемого из выражения (5) приводится на диаграммах (рис. 3, *г*) с последовательной нумерацией I...IV.

Суть сейсмоизоляционных мероприятий в зданиях с кинематическими опорами состоит в том, чтобы горизонтальная реакция, достигающая в процессе сейсмоколебаний при отклонении сооружения от положения равновесия определенного уровня, оставалась затем по мере смещения сооружения до крайнего деформированного состояния постоянной. Это связано с величиной радиуса кривизны торцевой поверхности опоры  $R = H + b$ . Значение  $b$  получаем из условия

$$\frac{\partial M_{\Sigma}}{\partial \varphi} = 0, \text{ т.е. } N_{\Sigma} b + c_y^{\varphi} - (Q_{\Sigma} - N_{\Sigma}) H = 0, \text{ откуда } b = [(Q_{\Sigma} - N_{\Sigma}) H - c_y^{\varphi}] N_{\Sigma}^{-1}. \quad (6)$$

Кинематические опоры способны воспринимать значительную долю энергии, сообщаемой сооружению во время землетрясения. Таким образом, отклонения сооружения в процессе сейсмоколебаний будут происходить главным образом за счет смещений, допустимая величина которых может быть очень большой и зависит от размеров опор и геометрической формы. Например, при испытании 17-ти этажного экспериментального здания в г. Сочи [4] отклонения составляли более 30 см. Решения зданий на кинематических опорах целесообразно использовать в тех случаях, когда надопорная часть здания представляет

жесткую малоизменяемую систему, и в таких объектах при непосредственной установке на грунт будут возникать в случае землетрясений предельно высокие усилия. Расчетная схема жесткого здания на податливых опорах отождествима с расчетной схемой системы, обладающей одной степенью свободы. При этом упругая податливость самих опор настолько мала, что ею при расчетах сооружений на сейсмику можно пренебречь.

Расчет сейсмостойкости значительного большинства строительных объектов согласно нормам проектирования выполняется по нагрузке, отвечающей определенному среднеквадратичному значению ускорений грунта в период активной фазы землетрясения. В то же время возникающие при выбросах ускорений грунта перегрузки могут в 1,5-2 раза превышать осредненные значения нагружений [5]. При этом здания на кинематических опорах представляется целесообразным проектировать исходя из такого расчета, чтобы при сейсмических нагружениях, не превышающих уровень, отвечающий осредненной нормативной нагрузке, опоры целиком как жестко заземленные колонны опирались плоской частью торцевой поверхности на основание, и чтобы угловые смещения торцевой поверхности опор происходили только при уровнях нагружений более интенсивных, нежели осредненный уровень.

Приведем иллюстративный пример расчета сейсмостойкости 15-ти этажного здания на кинематических опорах.

Размер здания в плане  $18 \times 36 = 648 \text{ м}^2$ . Здание опирается на 6 кинематических опор высотой 4 м, 2 опоры средние, 4 – крайние (рис. 4 а, б). Опоры недеформируемые, верхние и нижние торцы опор имеют одинаковые геометрические размеры в виде сопряжений плоской поверхности с криволинейной. Надпорные этажи здания имеют жесткую геометрически неизменяемую структуру. Общий вес здания  $Q = 19000 \text{ т} = 1,9 \cdot 10^5 \text{ кН}$ . Продольная статическая нагрузка, воспринимаемая крайней и средней опорами, распределяется в соответствии с грузовыми площадями:  $A_{кр} = 54 \text{ м}^2$ ;  $A_{ср} = 72 \text{ м}^2$ , статическая нагрузка на опоры:  $N_{кр} = 54 \cdot 19000 / 680 = 1583,3 \text{ т} = 15833,3 \text{ кН}$ ;  $N_{ср} = 72 \cdot 19000 / 680 = 2111,1 \text{ т} = 21111,1 \text{ кН}$ . Суммарная статическая нагрузка на опоры:  $N_{\Sigma} = 10555,5 \text{ т} = 105555,5 \text{ кН}$ . Остальная часть веса здания  $N_{см}$  приходится на расположенные по контуру вертикальные стойки с шарнирными сверху и снизу узловыми соединениями:  $N_{см} = Q - N_{\Sigma} = 19000 - [1583,3 \cdot 4 + 2111,1 \cdot 2] = 8444,4 \text{ т} = 84444,4 \text{ кН}$ . Сооружение имеет систему энергопоглощающих конструкций, работающих в пластической области.

Подберем размеры кинематических опор, исходя из такого расчета, чтобы горизонтальная нагрузка, которая приходится на долю надпорных конструкций, была снижена на 1 балл. При этом на долю кинематических опор отнесем 0,75 от горизонтальной нагрузки, а на долю энергопоглотителей 0,25 от горизонтальной нагрузки.

Поскольку надпорные конструкции здания представляют по условию неизменяемую систему, расчетная схема объекта отождествима с расчетной схемой системы, обладающей одной степенью свободы. При этом величину расчетной сейсмической нагрузки на здание установим по упругой расчетной схеме высокочастотного сооружения с максимально возможным коэффициентом динамичности  $\beta = 2,5$ . На основании СНиП II-7-81\* расчетная суммарная нагрузка определится по формуле:  $S_H = K_I Q_{\Sigma} A K_{\psi} \beta$ , где  $K_I = 0,22$ ;  $A = 0,4$ ;  $K_{\psi} = 1$ ;  $\beta = 2,5$ . Находим  $S_H = 0,22 \cdot 19000 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 2,5 = 4180 \text{ т} = 41800 \text{ кН}$ . Согласно условию понижения нагрузки на 1 балл получаем  $S_p = 2090 \text{ т} = 20900 \text{ кН}$ . Горизонтальная нагрузка, воспринимаемая опорами  $S_0 = 0,75 S_p = 1567,5 \text{ т} = 15675 \text{ кН}$ . Усилие в энергопоглощающей системе будет  $S_T = 0,25 S_p = 522,5 \text{ т} = 5225 \text{ кН}$ .

При расчете сейсмостойкости здания податливостью опор и энергопоглощающих конструкций в упругих границах в виду относительной малости в порядке упрощений пренебрегаем. Согласно условию ограничения сейсмических усилий в надпорных этажах кинематические опоры должны быть спроектированы таким образом, чтобы реакция, воспринимаемая опорами была по мере отклонений от положения равновесия постоянной на уровне  $S_0$ . Учитывая при этом, что энергопоглощающие конструкции также имеют в пластической стадии постоянную реакцию  $S_T$ , суммарную реакцию сооружения в уровне первого этажа можно представить в виде диаграммы жесткого гравитационно-пластического деформирования (рис.4, в). Воспользуемся при определении величины отклонений энергетическим принципом. Объем кинетической энергии  $K_{\Sigma}$ , сообщаемой сооружению от источника внешнего воздействия, находим по скорости количества движения. По известной градации компоненты смещений грунта: ускорение, скорость, отклонение ( $\omega_0, v_0, y_0$ ) для 9-ти бального землетрясения составляют соответственно:  $4 м/с^2$ ;  $0,4 м/с$ ;  $0,04 м$ . Максимальную скорость, возникающую при раскачивании сооружения в процессе сейсмоколебаний, примем, обратившись к спектрам, приведенным в [6]. При затухании 0,1 от критического эта скорость примерно вдвое выше скорости основания, т.е.  $v_{max} = 2 v_0 = 0,8 м/с$ . Отсюда  $K_{\Sigma} = 0,5 m \cdot v_{max} = 0,5 \cdot 1900 \cdot 0,8 = 608 м = 6080 кНм$ . Величину максимальных отклонений  $y_{GT}$  находим при условии, что энергия  $K_{\Sigma}$  совершает работу, которой соответствует определенная площадь диаграммы реакции, обладающая формой прямоугольника с высотой  $S_P$  (рис.4в). Таким образом,  $y_{GT} = K_{\Sigma} / S_P = 608/2090 = 0,2(90) м = 0,3 м$ . Поперечный размер плоской части торцевой поверхности опоры находим, учитывая, что  $M_G = N_{\Sigma} a_0$ , а также, что  $M_G = S_P H$ , отсюда  $a_0 = S_P H / N_{\Sigma} = 1507,54 / 10555,5 = 0,594 = 0,6 м$ . Радиусы кривизны нелинейной торцевой поверхности опор составляют  $R = H + b$ . Пользуясь формулой (6) и учитывая отсутствие в здании упруго работающих элементов, находим  $b = (Q_{\Sigma} - N_{\Sigma}) H / N_{\Sigma} = [19000 - 10555,5] \cdot 4 / 10555,5 = 3,2 м$ . В результате  $R = 4 + 3,2 = 7,2 м$ .

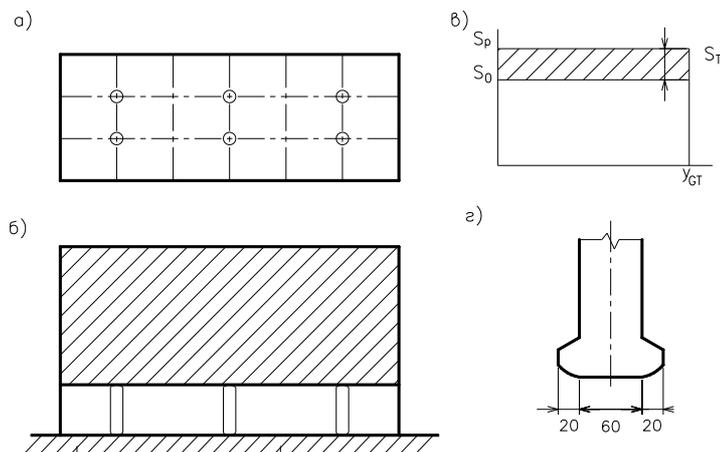


Рис. 4. Здание на кинематических опорах  
а, б – схемы здания в плане и разрезе; в – диаграмма реакции;  
з – схематический фрагмент гравитационной опоры.

Таким образом, получено: ширина плоской поверхности  $a_0 = 0,6 м$ , радиус криволинейной поверхности  $R = 7,2 м$ ; максимальное отклонение  $y_{GT} = 0,3 м$ . Отвечающая такому отклонению проекция дуг у верхнего и нижнего торца опоры составляет  $0,15 м$ , при этом назначив запас, конструктивно примем величину  $0,2 м$ . Схематический фрагмент опоры дан на рис. 4, з.

Важно отметить следующее. Если в таком здании подвижные опоры заменить на жестко защемленные колонны, то в случае возникновения двукратной сейсмической перегрузки максимальное поперечное усилие в уровне первого этажа составит  $S_{max} = 8360t = 83600кН$ . Это в четыре раза больше реакции в здании на кинематических опорах. Таким образом, для сомнений в эффективности мероприятий по сейсмоизоляции конструкций нет особых причин.

#### Литература

1. *Steinbrugge K.V.* San Fernando earthquake, February 9, 1971. – San Francisco, Calif.: Pacific Fire Rating Bureau, 1971, VIII, 93 p.
2. *Бородин Л.А.* Исследование несущей способности при сейсмической нагрузке неупругих систем с учетом гравитационной восстанавливающей силы. // Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство.- М.: Изд. ВНИИС Госстроя СССР. 1986. Серия 14, вып.8, с 19-23.
3. *Бермант А.Ф.* Курс математического анализа, ч.1 – М.: Госиздат технико-теоретической литературы, 1957, с. 267-268.
4. *Курзанов А.М., Семенов С.Ю.* Натурные динамические испытания строящегося многоэтажного сейсмоизолированного монолитного дома в Сочи. // Промышленное и гражданское строительство.- М.: Изд. ПГС, 2005, №3, с. 42-43.
5. *Бородин Л.А.* Перегрузки на сооружения при сейсмическом воздействии. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, серия 14, вып.8, 1979, - с. 8-11.
6. *Н. Ньюмарк, Э.Розенблюэт.* Основы сейсмостойкого строительства. – М.: Стройиздат, 1980, 343с.

#### USING OF RESTORING GRAVITATIONAL EFFECT IN EARTHQUAKE – RESISTANT FACILITIES ON KINEMATIC SUPPORTS

Borodin L.A., Timofeeva T.V.

Kinematic design of earthquake resistant building support with the complex edge contact surface and providing seismic isolation of structures of buildings has been developed.

KEY WORDS: earthquake resistant building, kinematic supports, gravitational effect, plastic deformation.

