

## КОЭФФИЦИЕНТ ПОСТЕЛИ И ЕГО ВЛИЯНИЕ НА РАБОТУ ЗДАНИЙ ПОВЫШЕННОЙ ЭТАЖНОСТИ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

*В.С. Семенов, Ж.А. Акматова*

---

Проведен анализ численных исследований работы сейсмостойких зданий при различных способах моделирования основания.

*Ключевые слова:* численные исследования; сейсмостойкие здания; моделирование грунтового основания; коэффициент постели.

Гражданские многоэтажные здания являются одним из наиболее массовых видов сооружений в современном строительстве. Возрастающая в последнее время этажность и появление новых конструктивных форм таких зданий ставят задачу создания простых, экономичных, но, в то же время, достаточно точных методов оценки напряженно-деформированного состояния их

надземных конструкций, взаимодействующих с грунтовым основанием. Особенно актуальна эта задача при расчетах зданий повышенной этажности на сейсмические и ветровые нагрузки.

В настоящее время в расчетах взаимодействия сооружений и оснований наиболее часто применяются следующие модели грунтового основания: винклеровская модель, модели линей-

но-деформируемого полупространства (ЛПП), модель линейно-деформируемого слоя (ЛДС), многослойные схемы и различные комбинированные модели.

При этом винклеровская модель является весьма востребованной и реализуемой в многообразном пространстве современных компьютерных средств, используемых для расчета взаимодействия сооружений с грунтовым основанием.

Проблеме учета взаимодействия сооружения с основанием посвящено большое количество исследований [1–3].

При этом инженерные методы учета такого взаимодействия в действующих нормативных документах пока отсутствуют. Ни российские, ни нормативные документы КР [4–7] никак не регламентируют способы моделирования грунтового основания.

Как известно, в инженерной практике используются две модели основания. Первая модель – с малым числом степеней свободы, состоящая из небольшого числа пружин, масс и демпферов детально рассмотрена в работе [2]. Вторая модель, основанная на использовании метода конечных элементов (МКЭ), позволяет описать грунтовый массив как неоднородную упругую или упруго-пластичную среду [1, 3].

Для простых в плане зданий небольшой этажности нормы допускают принимать расчетную модель в виде консольного стержня, жестко защемленного в основании. Однако такая расчетная модель не учитывает реальную работу системы “основание – сооружение”.

Чтобы оценить степень влияния грунтового основания на работу здания различной этажности при сейсмических нагрузках были проведены численные исследования, методика и результаты которых описываются ниже.

В качестве инструмента исследования выбран программно-вычислительный комплекс “ЛИРА” версии 9.4. В данном комплексе грунты основания моделируются при помощи коэффициентов постели  $C_1$  и  $C_2$ , которые рассчитываются по нескольким методикам [8, 9].

1. Независимо от выбранной схемы расчета на основании отношения (1) определяется граница сжимаемой толщи  $H_c$  по схеме ЛПП с учетом требований СНиП 2.02.01-83\* или СП 50-101-2004:

$$\sigma_{zp} = \lambda \sigma_{zg}, \quad (1)$$

где  $\sigma_{zp}$  – дополнительное вертикальное напряжение на глубине  $Z = H_c$ ;  $\sigma_{zg}$  – вертикальное напряжение от собственного веса грунта.

$\lambda$  – коэффициент, определяемый соответствующими нормативами в зависимости от вида грунтов и типа сооружения; как правило,  $\lambda = 0,2$ .

**Расчет по схеме ЛПП в соответствии с СНиП 2.02.01-83\*.**

2. Осадка основания  $S$  по ЛПП вычисляется методом послойного суммирования по следующей формуле:

$$S = 0,8 W; \quad (2)$$

$$W = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (3)$$

где  $h_i$ ,  $E_i$  – соответственно толщина и модуль деформации  $i$ -го слоя грунта (с учетом его дробления на подслои);  $n$  – количество слоев грунта от подошвы фундамента до глубины  $z = H_c$  учетом дробления на подслои ( $i = 1 \sim n$ ).

3. Для вычисления коэффициентов постели используются средние (в пределах зафиксированной глубины сжимаемой толщи  $H_c$ ) значения модуля деформации  $E_{cp}$  и коэффициента Пуассона  $m_{cp}$ . Эти значения вычисляются в соответствии с формулами 11 и 12 Приложения 2 СНиП 2.02.01-83\*.

$$E_{гр} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{zp,i} h_i}{W}; \quad m_{гр} = \frac{\sum_{i=1}^n \lambda_i h_i}{H_c}. \quad (4)$$

**Расчет по схеме ЛПП (в соответствии с СП 50-101-2004)**

На коэффициент  $\lambda$  и глубину  $H_c$  налагаются следующие ограничения (таблица 1):

а) при  $b \leq 5$  -  $\lambda = 0,2$ , но  $H_c$  не менее  $b/2$ ;

б) при  $5 < b \leq 10$  -  $\lambda = 0,02xb + 0,1$ , но  $H_c$  не менее  $b/2$ ;

Таблица 1 – Коэффициент  $\lambda$  и предельные значения  $H_c$

$b, м$	$\lambda$	$H_c, м$ не менее	$b, м$	$\lambda$	$H_c, м$ не менее
1 - 5	0,2	2,5	15	0,4	5,5
6	0,22	3,0	16	0,42	5,6
7	0,24	3,5	17	0,44	5,7
8	0,26	4,0	18	0,46	5,8
9	0,28	4,5	19	0,48	5,9
10	0,3	5,0	20	0,5	6,0
11	0,32	5,1	30	0,5	7,0
12	0,34	5,2	40	0,5	8,0
13	0,36	5,3	50	0,5	9,0
14	0,38	5,4	100	0,5	10,0

в) при  $10 < b \leq 20 - \lambda = 0,02xb + 0,1$ , но  $H_c$  не менее  $(4+0,1xb)$ ;

г) при  $20 < b - \lambda = 0,02xb + 0,1$ , но  $H_c$  не менее  $(4+0,1xb)$ .

$b$  – меньшая сторона фундамента.

4. Осадка вычисляется следующим образом:

$$\begin{aligned} W_1 &= \sum_1^n \frac{((\sigma)_{zp,i} - \sigma_{zy,i})h_i}{E_i}, \\ W_2 &= \sum_1^n \frac{\sigma_{zy,i}h_i}{E_{ei}}, \\ W_3 &= \sum_1^n \frac{\sigma_{zp,i}h_i}{E_{ei}}, \end{aligned} \quad (5)$$

где  $E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви первичного нагружения;  $E_{ei}$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения (по умолчанию  $E_{ei} = E_i$ );  $\sigma_{zp,i}$  – напряжение в  $i$ -том слое грунта от внешней нагрузки;  $\sigma_{zy,i}$  – напряжение в  $i$ -том слое грунта от собственного веса.

Если собственный вес грунта на уровне подошвы больше среднего давления под подошвой, то  $W = W_3$ , иначе  $W = W_1 + W_2$ , осадка вычисляется по (2).

Для вычисления коэффициентов постели используются средние (в пределах зафиксированной глубины сжимаемой толщи  $H_c$ ) значения модуля деформации  $E_{zp}$  и коэффициента Пуассона  $M_{zp}$ , вычисленные аналогично формулам (4).

5. Вычисление коэффициента постели  $C_1$  производится тремя методами.

*Метод 1.* Коэффициент постели  $C_1$  вычисляется по усредненным значениям модуля деформации и коэффициента Пуассона грунта:

$$C_1 = \frac{E_{ГР}}{H_c(1-2m_{ГР}^2)}. \quad (6)$$

*Метод 2.* Коэффициент постели  $C_1$  вычисляется по формуле Винклера

$$C_1 = \frac{q}{S}, \quad (7)$$

где  $q = \frac{P}{\eta \times b^2}$  – среднее давление под подошвой фундамента;  $b$  – размер меньшей стороны фундамента;  $\eta$  – отношение сторон фундамента;  $S$  – осадка основания.

*Метод 3.* Для определения коэффициента постели  $C_1$ , так же как и в методе 1, используется формула (6). Отличие состоит в том, что для определения среднего модуля деформации вводится поправочный коэффициент к величине модуля деформации  $i$ -го подслоя. Этот коэффициент из-

меняется от  $u_i = 1$  на уровне подошвы фундамента до  $u_n = 12$  на уровне уже вычисленной границы сжимаемой толщи. Принято, что коэффициент изменяется по закону квадратной параболы

$$u = \frac{11z^2}{H_c^2} + 1 \quad (8)$$

Кроме того, принимается, что дополнительное вертикальное напряжение по глубине распределено равномерно. Тогда

$$E_{ГР2} = \frac{H_c}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{u_i E_i}}. \quad (9)$$

*Метод 3* предложен с целью устранения недостатков первых двух. Для метода 1 – это невозможность учесть нарастание модуля деформации грунта по глубине, что приводит к завышенным значениям осадок, а следовательно и заниженным значениям коэффициента постели  $C_1$ . Недостаток метода 2 заключается в том, что в местах резкого изменения величин приложенных нагрузок коэффициент постели  $C_1$  также испытывает резкий скачок, что противоречит здравому смыслу. Этот недостаток сохраняется даже при использовании нарастающего по глубине модуля деформации грунта.

6. Для всех методов коэффициент постели  $C_2$  вычисляется по формуле

$$C_2 = \frac{C_1 H_c^2 (1 - 2m_{ГР}^2)}{6(1 + m_{ГР})}. \quad (10)$$

**Расчет по схеме ЛДС (линейно-деформируемого слоя)**

7. Определяется граница сжимаемой толщи  $H_n$  для схемы ЛДС с учетом требований п. 2.40 и пп. 7–8 Приложения 2 СНиП 2.02.01-83\*.

Если эти требования не удовлетворяются, то пользователю предлагается ответить на вопрос, желает ли он продолжить вычисления. Если да, то принимается  $H_n = H_c$  и расчет продолжается, а иначе – прекращается.

8. Для вычисления коэффициентов постели по трем методам используются средние (с учетом слоев  $j = 1 \sim n$  в пределах зафиксированной глубины сжимаемой толщи  $H_n$ ) значения модуля деформации  $E_{zp}$ ,  $E_{zp3}$  и коэффициента Пуассона  $m_{zp}$ . Коэффициент  $u$  вычисляется по формуле (8).

$$E_{ГР3} = \frac{\sum_{j=1}^n (k_j - k_{j-1})}{\sum_{j=1}^n \frac{(k_j - k_{j-1})}{u_j E_j}} \quad (11)$$

9. Вычисляется осадка  $S$  по формуле (7) Приложения 2 СНиП 2.02.01-83\*.

Таблица 2 – Коэффициенты жесткости (Цытович Н.А. Механика грунтов. С. 358)

№	Наименование грунта	$C_{гр}$ тс/м <sup>3</sup>
1	Пески: 1) пылеватые, очень влажные и насыщенные водой; 2) мелкие, независимо от плотности и влажности; 3) средней крупности, крупные и гравелистые, независимо от плотности и влажности	800–1000 1000–1200 1200–1600
2	Глины, суглинки и супеси: 1) находящиеся в пластическом состоянии, близком к границе текучести; 2) пластичные; 3) твердые	500–1000 1000–2000 2000–3000

10. Вычисляется коэффициент постели  $C_1$  тремя методами. Используются формула (6) с заменой  $H_c$  на  $H_d$  и формула (7). Коэффициент постели  $C_2$  вычисляется по формуле (10) с заменой  $H_c$  на  $H_d$ .

**Расчет по формуле О.А. Савинова**

11. На основании заданных для каждого слоя грунта коэффициентов жесткости  $C_0$  и вычисленной границы сжимаемой толщи  $H_c$  производится вычисление усредненного коэффициента жесткости по формуле

$$C_{гр0} = \frac{\sum_{j=1}^n C_{0j} h_j}{H_c} \quad (12)$$

12. Вычисляется коэффициент постели  $C_1$  по следующей формуле: для прямоугольного фундамента с размерами  $l \times b$ .

$$C_1 = C_0 \left( 1 + \frac{2(l+b)}{\Delta l b} \right) \sqrt{\frac{q}{p_0}} \quad (13)$$

где  $C_0$  – коэффициент жесткости, принимаемый по таблице 2;  $p_0$  – давление под опытным штампом, равное 2 т/м<sup>2</sup>;  $q$  – среднее давление под подошвой в т/м<sup>2</sup>;  $\Delta$  – константа упругости основания, равная единице в 1/м.

13. Коэффициент постели  $C_2$  вычисляется по (10) (таблица 2).

Для анализа были проведены расчеты зданий различной этажности при двух вариантах моделирования основания. В первом случае

опирание моделировалось с помощью коэффициентов постели  $C_1$  и  $C_2$  по методу 1, а во втором здании были жестко защемлены. Расчетные модели зданий и план типового этажа приведены на рисунках 1, 2.

Результаты проведенных исследований представлены на рисунках 3–6.

На первой диаграмме (рисунок 3) обозначены перемещения вдоль основных осей при упругом опирании зданий. Видно, что с увеличением этажности перемещения также возрастают, сначала плавно, а затем резко. При 28 этажах они достигают предельно допустимых значений.

На диаграмме 2 (рисунок 4) представлены результаты расчета аналогичных зданий, но при жестком защемлении. В данном случае картина

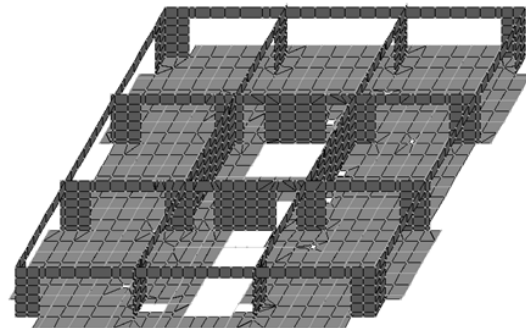


Рисунок 1 – Расчетная модель типового этажа

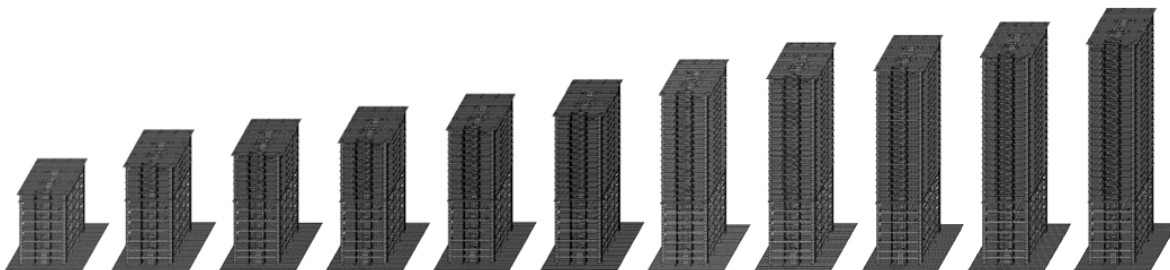


Рисунок 2 – Расчетные модели зданий

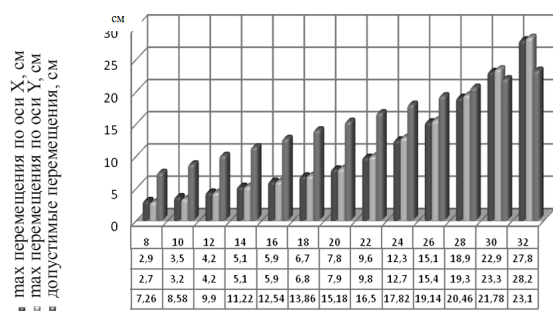


Рисунок 3 – Максимальные перемещения зданий при упругом основании

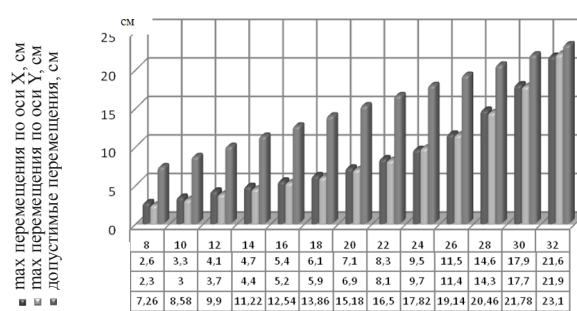


Рисунок 4 – Максимальные перемещения зданий при жестком защемлении



Рисунок 5 – Сопоставление перемещений различных моделей



Рисунок 6 – Зависимость периода колебаний от этажности здания

роста перемещений в целом такая же, как и в случае упругого основания. Если же сравнить абсолютные значения, то они существенно отличаются. Теперь предельно допустимые перемещения достигаются в модели 32-этажного здания.

Сопоставив результаты двух вариантов расчета (рисунок 5), видим, что с увеличением высоты расчетной модели наблюдается рост максимальных перемещений диска верхнего перекрытия.

Для зданий высотой до 12–14 этажей значения перемещений отличаются незначительно, и с ростом высоты здания эта разница увеличивается (растет по нелинейной функции).

Аналогичная картина наблюдается и для периодов собственных колебаний расчетных моделей (рисунок 6).

Существенная разница периодов колебаний расчетных моделей наблюдается уже при небольшом количестве этажей и возрастает с увеличением высоты здания.

Таким образом, результаты проведенных исследований показывают, что упругие свойства основания необходимо учитывать уже при динамическом расчете зданий малой и средней этажности. При расчете на такие нагрузки зда-

ний повышенной этажности учет характеристик грунтового основания является единственно правильным подходом, отражающим реальную работу системы “основание – сооружение”.

### Литература

1. Петров В.А. Инженерные методы учета динамического взаимодействия сооружения с основанием / В.А. Петров, А.М. Уздин // Избр. ст. профессора О.А. Савинова и ключевые доклады, представленные на Четвертые Савиновские чтения в Л.: Изд-во ЗАО “Ленинградский Промстройпроект”, 2004. С. 42–69.
2. Wolf J.P. Foundation vibration analysis using simple physical models. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ 07632. 1994. 423 p.
3. Александров Б.А. К вопросу о возможности использования упругого полупространства в качестве расчетной модели грунтового основания / Б.А. Александров и др. Тр. коорд. совещ. по гидротехнике. Вып. 115. Повышение надежности гидротехнических сооружений при динамических воздействиях. Л.: Энергия, 1977. С. 75–78.
4. СП 14-13330.2011. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редак-

- ция. СНиП II-7-81. Госстрой России. М.: ГУП ЦПП, 2011. 86 с.
5. СНиП КР 20-02:2009. Сейсмостойкое строительство / Госстрой КР. Бишкек, 2009. 56 с.
6. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений / Минстрой России. М.: ГП ЦПП, 1995.
7. СП 31-114-2004. Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах / Госстрой России. М.: ГУП ЦПП, 2005. 50 с.
8. ЛИРА 9.4. Примеры расчета и проектирования: учебн. пособие / В.Е. Боговис и др. Киев: ФАКТ, 2008. 280 с.
9. Программный комплекс “ЛИРА”. Руководство пользователя / НИИАСС. Т. 7. Киев: Изд-во НИИАСС, 1998.