

Реализация предложенных решений позволит повысить надежность станции, снизить эксплуатационные расходы и обеспечить соответствие экологическим требованиям.

Литература

1. Правила определения количественных и качественных характеристик водного режима при создании плотин и водохранилищ на реках : ТКП 17.06-06-2012 (02120). – Введ. 16.01.2012. – Минск : Минприроды, 2012. – 40 с.

2. О государственной экологической экспертизе, стратегической экологической оценке и оценке воздействия на окружающую среду : Закон Республики Беларусь от 8 июля 2016 г. № 399-З // Нац. правовой Интернет-портал Респ. Беларусь. – URL: <https://pravo.by/document/?guid=12551&p0=N11600399> (дата обращения: 23.04.2025).

3. Пособие по проведению оценки воздействия на окружающую среду водохранилищных ГЭС / Концерн «Белэнерго». – Минск : Белэнерго, 2005. – 68 с.

4. Обеспечение безопасности и надежности низконапорных гидротехнических сооружений / В. Н. Щедрин, Ю. М. Косиченко, Д. В. Бакланова, [и др.]. – Новочеркасск : РосНИИПМ, 2016. – 283 с.

5. Гидротехнические сооружения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-3.04-169-2009 (02250). – Введ. 30.12.2009. – Минск : Минстройархитектуры, 2011. – 74 с.

6. Водоохранилища Беларуси : справочник / М. Ю. Калинин, В. Н. Счисленок, П. П. Рутковский [и др.]. – Минск : ЦНИИ КИВР, 2005. – 183 с.

УДК 624.131.552

Методика оценки влияния вибродинамических воздействий при производстве работ на строительной площадке на эксплуатационную надежность рельсовых путей башенных кранов

Повколас К. Э., Шавловская О. А.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Республика Беларусь

Предложена методика расчета дополнительной динамической осадки плитных фундаментов на примере расчета деформаций (абсолютных и относительных) оснований рельсовых путей башенных кранов. Она основана на экспериментально обоснованном факте о достижении предельного уплотнения основания при вибродинамических воздействиях, распространяющихся в грунте, после превышения критического ускорения колебаний грунта.

Цель работы – демонстрация применения инженерной методики расчета дополнительных динамических осадок плитных фундаментов на примере забивки свай вблизи рельсовых путей башенных кранов.

Для достижения указанной цели выполнено формирование исходных данных, численное моделирование методом конечных элементов системы «источник вибрации – грунтовая среда – рельсовые пути башенных кранов», определены дополнительные статические и динамические осадки рельсовых нитей.

Данная работа является примером практического применения исследований, изложенных в работе [1].

Вблизи рельсового пути под передвижной полноповоротного башенного крана КБМ-401П выполняются сваебойные работы по устройству свайного основания под возводимое здание. Основные параметры крана КБМ-401П: максимальная грузоподъемность, т – 8,0; максимальный грузовой момент, т·м (кН·м) – 160 (1570); вылет, м: максимальный – 30, минимальный – 5,6; база, м – 6; колея, м – 6; расчетная нагрузка ходового колеса на рельс, кН – 270; число колес – 8 (4 двухколесные тележки). Вес, кН: – крана конструктивная – 571; крана общая – 1071,5; противовеса – 500,5. Момент, кНм: удерживающий грузовой МУ – 2034; удерживающий собственный МУС – 1856; опрокидывающий грузовой МО – 1863; опрокидывающий собственный МОС – 1536.

Обозначения реакций опор приводятся на рис. 1.

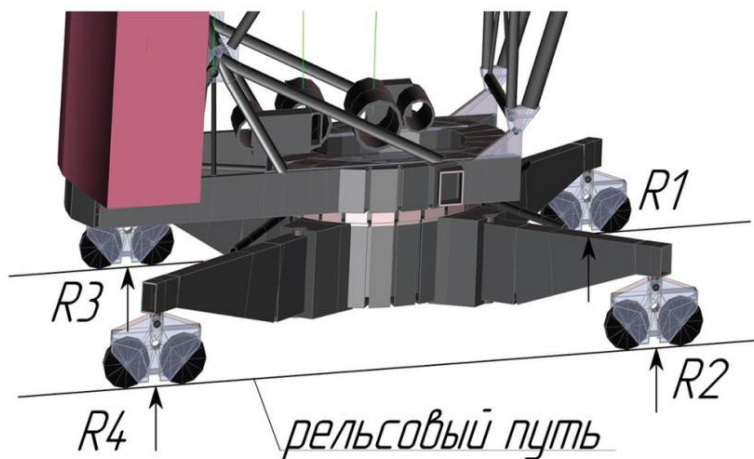


Рис. 1. Реакции, возникающие в 4-х опорах при расчете башенного крана КБМ-401П

На расстоянии 18,5 м от оси крайнего рельса моделируется забивка сваи длиной 8 м. Так как забивка сваи происходит на расстояниях менее 25 м от эксплуатируемых рельсовых путей следует выполнить оценку влияния данных работ на эксплуатационную надежность рельсовых путей в соответствии с п. 4.12. Так же в соответствии с п. 4.12 работа крана в период проведения работ, связанных с вибродинамическими воздействиями и выполняемых на расстоянии менее 25 метров от крайней рельсовой нити, должна быть остановлена. В этой связи в расчет приняты 4 опорные реакции, которые определены с учетом действия опрокидывающих и удерживающих моментов, приложенных относительно центральных осей поворотного механизма башенного крана, по его паспортным данным. Был рассмотрен вариант приложения нагрузок с расположением стрелы крана поперек путей и ориентацией наиболее нагруженного участка рельсовой нити на точку забивки сваи. Опорные реакции тележек $R_2 = R_4 = 71,8$ кН, $R_1, R_3 = 464,1$ кН.

Забивка свай сечением 300×300 мм длиной 8 м производится дизель-молотом С-222 с наибольшей высотой падения ударной части молота $H_m = 1,79$ м и весом ударной части молота $G = 12$ кН. Сопротивление грунта под нижним концом сваи принято равным 2600 кПа.

Форма графика зависимости ударной нагрузки в верхнем сечении сваи от времени, принята в виде полуволны синусоиды, что не превышает погрешности в 15 % по сравнению с диаграммой удара, согласно экспериментальным данным. Максимальное напряжение $\sigma_{\max}$ в голове сваи определяется на основе волновой теории удара, примененной Н. М. Герсевановым к решению задачи удара молота о сваю, с использованием упрощенного метода Каншина-Плуталова-Смита в соответствии с Приложением 40 [2]. В нашем случае $\sigma_{\max} = 20,02$ МПа.

Длительность ударного импульса t (сек.) определяется по следующей формуле [3]:

$$t = \frac{1}{2(k_f g_c + b_f)},$$

где k_f – коэффициент, равный 1,0 для песков и 3,0 для пылевато-глинистых грунтов; g_c – сопротивление грунта погружению конуса при статическом зондировании, МПа; b_f – коэффициент, равный 6,0 для песков и 3,5 для пылевато-глинистых грунтов.

В примере принят песок средней крупности средней прочности с $g_c = 10$ МПа.

Длительность ударного импульса составит $t = 0,03125$ с.

В ходе забивки сваи вероятно возникновение дополнительной динамической осадки грунта в основании нижнего строения рельсового пути.

Расчет динамических осадок производится следующим образом:

1. Построение математической модели системы «источник колебаний – грунтовая среда – строение» на основании метода конечных элементов и положений теории упругого инерционного полупространства.

2. Определение статических и динамических параметров элементов системы (смещений, скоростей, ускорений, напряжений, изгибающих моментов, продольных и поперечных сил).

3. Определение на основании опытных или справочных данных критического ускорения колебаний $a_{кр}$.

4. Построение кривых $a_{max} = f(z)$ по вертикальным осям, проходящим через каждую из рельсовых нитей в поперечном сечении, наиболее близком к источнику вибродинамических воздействий и имеющему наиболее неблагоприятную комбинацию геологических условий.

5. Определение зоны динамического уплотнения грунта H под подошвой фундамента, нижняя граница которой определяется точкой пересечения кривых $a_{max} = f(z)$ и $a_{кр} = f(z)$.

6. Расчет максимальных суммарных (статических и динамических) осадок фундаментов.

7. Сравнение полученных данных с лимитируемыми параметрами.

Динамическая осадка фундамента определяется по формуле:

$$S_{max} = \sum_{i=1}^n h_i \frac{e_i - e_{min,i}}{1 + e_i},$$

где e_i – коэффициент пористости i -го слоя грунта под подошвой фундамента в естественных условиях; $e_{min,i}$ – максимально достижимый коэффициент пористости i -го слоя грунта при максимальном уплотнении, который может определяться по формуле:

$$e_{min,i} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d,max}} - 1,$$

где γ_s – удельный вес частиц грунта; $\gamma_{d,max}$ – удельный вес сухого грунта в предельно плотном состоянии.

Зона развития осадок грунта H («активная» толща), в пределах которой развивается дополнительная динамическая осадка, определяется превышением ускорения вибраций под нижним строением рельсового пути (уплотненной грунтовой подушкой) критического ускорения $a_{кр}$. Под критическим ускорением колебания грунта $a_{кр}$ понимается величина, при достижении которой начинают развиваться объемные и сдвиговые деформации грунта, сопровождающиеся разрушением его структуры. Величины критических

ускорений для пылевато-глинистых грунтов и песков приводятся соответственно в табл. 1 и 2.

Таблица 1

Величины критических ускорений (в долях от ускорения силы тяжести, равном $9,8 \text{ м/с}^2$) для пылевато-глинистых грунтов*

Пылевато-глинистые грунты	Консистенция пылевато-глинистого грунта I_L								
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,9
глина	0,70	0,55	0,43	0,35	0,28	0,23	0,18	0,16	0,14
суглинок	0,68	0,52	0,39	0,33	0,26	0,20	0,17	0,14	0,12
супесь	0,63	0,50	0,36	0,31	0,22	0,20	0,15	0,12	0,10

*Промежуточные значения критических ускорений колебаний $a_{кр}$ определяются путем линейной интерполяции.

Они приняты по данным приложения Д ТКП 45-5.01-264-2012. Методика определения критического ускорения колебания грунта $a_{кр}$ по данным лабораторных исследований приводится в [4]. Расчет выполнен в конечно-элементном расчетном комплексе Lira 10.10 с использованием элементов, моделирующих упругое инерционное полупространство. Общее количество конечных элементов составило 57582. Время интегрирования 0,6 с. Для исключения отражения волн от боковых и нижней границ массива применялся конечный элемент «неотражаемые границы». Конечно-элементная схема смоделированного грунтового пространственного массива размерами $36 \times 36 \text{ м}$ высотой 21 м представлена на рис. 2, а, а взаимное расположение забиваемой сваи и нижнего строения рельсового пути на рис. 2, б.

При назначении размеров пространственной расчетной схемы в методе конечных элементов (МКЭ) для задач динамики грунтов с использованием модели упругого инерционного пространства следует учитывать волновые процессы при назначении граничных условий за счет:

1. *Сокращения размеров области:* Без неотражающих (поглощающих граничных условий) границ размеры КЭ схемы должны быть такими, чтобы за время расчета отраженная от границы продольная волна не достигала объекта моделирования. С неотражающими границами допустимо уменьшение размеров, так как поглощающие условия устраняют отражения.

Рекомендуется назначать наименьший размер схемы не менее, чем $2L_R$, где L_R – длина поверхностной (Релевской) волны. При этом расстояние от крайней точки объекта исследования или точки приложения динамической нагрузки до границы КЭ схемы не должно быть меньше $0,5 L_R$.

Таблица 2

Величины критических ускорений (в долях от ускорения силы тяжести, равном $9,8 \text{ м/с}^2$) для песков*

Песок	крупный			средний			мелкий		
	маловлажный	влажный	насыщенный водой	маловлажный	влажный	насыщенный водой	маловлажный	влажный	насыщенный водой
прочный	0,29–0,39	0,15–0,18	0,10–0,14	0,24–0,33	0,15–0,24	0,09–0,13	0,24–0,33	0,14–0,25	0,11–0,14
средней прочности	0,25–0,34	0,14–0,16	0,08–0,11	0,20–0,26	0,12–0,18	0,08–0,10	0,18–0,23	0,10–0,15	0,06–0,09

*Меньшему значению $a_{кр}$ соответствует меньшее значение песка по прочности и большее по влажности в рассматриваемом диапазоне.

2. *Минимизации дисперсионных ошибок*: Наибольший размер конечного элемента Δx должен быть не более $L_R/8$.

Длина поверхностной волны L_R определяется по формуле:

$$L_R = \frac{V_R}{f},$$

где f – техническая частота вибродинамического воздействия, Гц; V_R – скорость распространения поверхностной (Рэлеевской) волны, м/с;

Определяется по приближенной формуле Бергманна-Викторова:

$$V_R = \frac{0,87 + 1,12\mu}{1 + \mu} V_s,$$

где V_s – скорость распространения поперечной волны, м/с; μ – коэффициент Пуассона.

Определяется по формуле теории упругости:

$$V_s = \sqrt{\frac{E_o}{2\rho(1+\mu)}},$$

где ρ – плотность грунта.

Определяется по формуле:

$$\rho = \frac{\gamma}{g},$$

где γ – удельный вес грунта; g – ускорение свободного падения, м/с^2 .

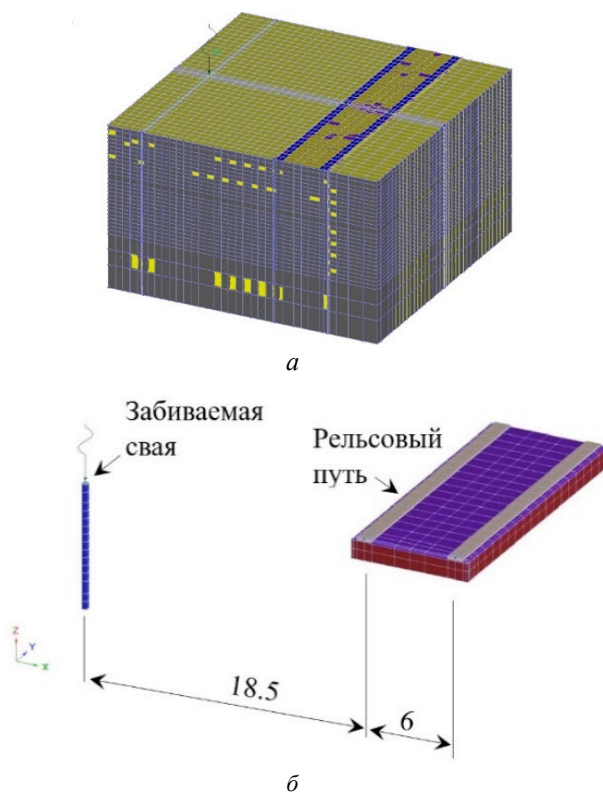


Рис. 2. Расчетная схема:

a – конечно-элементная схема грунтового пространственного массива;

b – расположение забиваемой сваи и нижнего строения рельсового пути

Динамический модуль упругости E_d и скорость распространения поперечной волны в грунте V_s рекомендуется определять по методике натуральных исследований и корреляционным зависимостям, приведенным в рекомендациях [5].

В данном примере E_o (в МПа) определялся по коэффициенту пористости грунта e естественного сложения e по следующей эмпирической формуле:

$$E_d = \frac{37,5}{e - 0,364}, \text{ где } 0,391 \leq e \leq 0,71.$$

Также существует возможность определения E_d по остальным физико-механическим характеристикам, используемым в геотехнических расчетах и имеющихся в распоряжении специалиста, выполняющего расчет.

Коэффициент Пуассона μ допускается принимать равным: 0,30–0,35 для песков и супесей; 0,35–0,37 для суглинков; 0,2–0,3 при $I_L < 0$; 0,3–0,38 при $0 < I_L \leq 0,25$; 0,38–0,45 при $0,25 < I_L \leq 1,0$ для глин. При этом меньшие значения μ принимают при большей плотности грунта. Для водонасыщенных песков, супесей и суглинков (за исключением твердых и полутвердых) μ рекомендуется принимать равным 0,45.

Грунт представляет из себя песок средней крупности средней прочности со следующими физико-механическими свойствами: – удельный вес грунта $\gamma = 20,13 \text{ кН/м}^3$; удельный вес сухого грунта $\gamma_d = 17,29 \text{ кН/м}^3$; удельный вес сухого грунта в предельно плотном состоянии $\gamma_{dmax} = 17,86 \text{ кН/м}^3$; удельный вес частиц грунта $\gamma_s = 26,8 \text{ кН/м}^3$; коэффициент пористости в природном сложении $e = 0,55$; коэффициент пористости в предельно плотном состоянии $e_{min} = 0,5$; динамический модуль упругости $E_d = 201,6 \text{ МПа}$; модуль общей деформации $E_o = 23 \text{ МПа}$; коэффициент Пуассона $\mu = 0,3$; угол внутреннего трения $\varphi = 35^\circ$; удельное сцепление $C = 2 \text{ кПа}$. Степень влажности грунта $S_r = 0,8$, влажность грунта $W = 17,05 \%$. В примере характеристики назначались по справочным данным для песчаных грунтов четвертичных отложений. Механические свойства бетона забивной сваи сечением $300 \times 300 \text{ мм}$ длиной 8 м приняты для бетона класса $C25/30$. Модуль упругости бетона E_{cm} принят как для мелкозернистого бетона и класса бетонной (марки) бетонной смеси $S1$ (П1) равным 29750 МПа .

Расчет выполнялся методом конечных элементов в трехмерной постановке при помощи расчетной программы ЛИРА 10.10 разработка (разработка ООО «Лира софт», г. Москва) с использованием нелинейных конечных элементов в соответствии с теорией прочности Кулона-Мора и учетом бытовых (природных) напряжений.

Значения характеристик грунтовой подушки из песка крупного насыпного при значении коэффициента уплотнения $K_{com} = 0,98$ приняты равными $\varphi = 35^\circ$, $C = 0,001 \text{ МПа}$, $E_o = 50 \text{ МПа}$, $\mu = 0,3$ при показателе максимальной

неоднородности $L_m = 4$ мм и оптимальной влажности $W_0 = 13,8$ % согласно табл. Б.1 прил. Б П5-2000 «Проектирование и устройство оснований из насыпных, малопрочных грунтов, уплотненных вибродинамическим методом» к СП 5.01.01. Геометрические параметры грунтовой подушки согласно обозначениям на рис. В.1 приложения В приняты следующими: $B = 8$ м, $A = 6$ м, $d_1 = 1300$ мм, включая толщину балластной призмы $h_b = 110$ мм, $S = 1000$ мм.

Значения характеристик балластной призмы из песчано-гравийной смеси приняты равными: $\varphi = 43^\circ$, $C = 0,002$ МПа, $E_0 = 50$ МПа, $\mu = 0,27$.

Механические свойства бетона инвентарной железобетонной подшпальной распределительной плиты размерами 4150×1000 мм толщиной 200 мм приняты для бетона класса С25/30. Модуль упругости бетона $E_{ст}$ принят как для мелкозернистого бетона и класса бетонной (марки) бетонной смеси S1 (П1) равным 29750 МПа. Механические свойства и геометрические параметры рельс приняты согласно справочным данным для рельса Р65.

На рис. 3 представлена расчетная зависимость распределения максимальных ускорений колебаний a_{max} по глубине z под подошвой уплотненной грунтовой подушки для первого (ближайшего к погружаемой свае) рельса (график 1) и второго (удаленного рельса) (график 2).

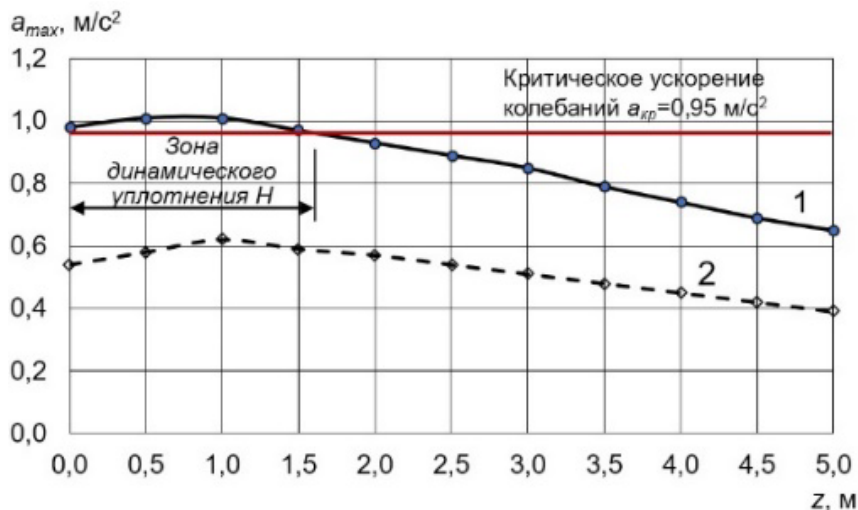


Рис. 3. Зависимости максимальных ускорений колебаний a_{max} от расстояния z от подошвы уплотненной грунтовой подушки по глубине основания, под рельсами, расположенными на расстояниях:
1 – 18,5 м; 2 – 24,5 м от точки забивки

Критическое ускорение колебаний $a_{кр}$ для данного грунта по данным табл. 2 составит $0,95 \text{ м/с}^2$. Сравнение этой величины с данными рис. 3 показывает, что имеет место превышение критических ускорений колебаний на глубину $H = 1,6 \text{ м}$ для грунта, расположенного под крайним рельсом от точки забивки свай на кратчайшем расстоянии.

Динамическая осадка первого (ближайшего к погружаемой свае) наиболее нагруженного участка рельсовой нити, определенная по формуле 2 составит $51,6 \text{ мм}$. Его расчетная статическая осадка в том же поперечном сечении составила $2,73 \text{ мм}$.

Разность осадок головок рельс не должна превышать превышает предельных величин в 30 мм и $0,004 \times 6000 = 24 \text{ мм}$ (6000 мм – расстояние между рельсами в поперечном направлении). Условие не выполняется. Требуется выполнение мероприятий по снижению вибраций (изменение технологии устройства свай с переходом на лидерное бурение или буронабивные сваи, увеличение расстояния до точки погружения свай забивкой от рельсового пути, устройство временного виброзащитного барьера в грунте).

Литература

1. Повколас, К. Э. Методика расчета дополнительных динамических осадок оснований плитных фундаментов зданий и сооружений от вибраций, распространяющихся в грунтовой среде / К. Э. Повколас // Наука и техника. 2024. – Т. 23, № 1. – С. 46–57.
2. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01—83) / НИИОСП им. Н. М. Герсевича. – М. : Стройиздат, 1986. – 567 с.
3. Калужнюк, М. М. Свайбойные работы при реконструкции (Влияние колебаний на здания и сооружения) / М. М. Калужнюк, В. К. Рудь. – Л. : Стройиздат, 1989. – 160 с.
4. Рекомендации по определению устойчивости структуры и уплотняемости несвязных грунтов при динамических деформациях одноосного сжатия : П 67-76. – Л. : ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1978.
5. Методические рекомендации по определению состава, состояния и свойств грунтов сейсмоакустическими методами, инженерные изыскания для строительства. Технические требования к производству геофизических работ. Сейсморазведка : РСН 66-87. – М. : Госстрой РСФСР, 1987. – 30 с.