

РОЛЬ ПОЛЕВЫХ ДАННЫХ ДЛЯ РАЗРАБОТКИ И КАЛИБРОВКИ ПРОЦЕДУР АНАЛИЗА ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ОСНОВАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

*ДЖ. П. СТЮАРТ, Д. Х. ВАНГ, Р. Л. НИГБОР И ДЖ. В. ВОЛЛС – Университет Калифорнии (Лос-Анджелес, США).
С. КИМ – Корпорация «Самсунг» (Сеул, Южная Корея).*

На сегодняшний день выполнено много исследований по взаимодействию грунта основания и сооружения (SSI). Это теоретические или численные изыскания, рассматривающие, с одной стороны, отличия колебаний грунта основания (под нагрузкой от конструкций здания) от колебаний свободного поля (в основном задачи кинематического взаимодействия) и, с другой стороны, гибкость и демпфирование системы «фундамент–грунт» (задачи инерционного взаимодействия). В проведенных исследованиях содержится много полезных решений, однако все они имеют упрощения. Между тем практическое применение результатов подобных исследований возможно лишь после адекватной калибровки и сверки их результатов с результатами полевых измерений.

Рассматриваются калиброванные таким образом процедуры анализа для кинематического представления эффектов SSI, используемые в США. Полевые исследования гибкости системы «фундамент–грунт» и демпфирования фундаментов довольно немногочисленны. В статье описаны аппаратура для проведения таких исследований, методы, с помощью которых должна проводиться обработка данных, а также результаты предыдущих исследований по данной теме.

ВВЕДЕНИЕ

Прогресс в инженерной сейсмологии часто строится на наблюдении за поведением сооружений. Особенно это справедливо для области геотехники, когда современное проектирование и анализ разнообразных проблем основываются либо на конкретных данных из практики, либо на теоретических выкладках, достоверность которых подтверждена такими случаями. В геотехнической практике выполняют анализ явлений, приведших к разжижению грунта [22, 31, 32] и анализ так называемых факторов площадки, с помощью которых объясняется влияние местных геологических особенностей на подвижки грунта во время землетрясения [4]. Среди примеров второго рода, применимость которых была проверена сравнением со случаями из практики, можно назвать анализ сейсмической устойчивости

откоса методом Ньюмарка [18] и одномерный анализ грунта в специфических условиях площадки для оценки подвижек грунта при землетрясении [3, 5, 15, 23]. Таким образом, во всех перечисленных случаях данные, полученные из конкретных примеров, играют ключевую роль в развитии методологии оценки сейсмической угрозы и последующего проектирования.

Исключением из такой практики является вопрос взаимодействия грунта основания и сооружения (SSI), для которого конкретные полевые данные по реальным условиям сейсмического нагружения отсутствуют. Многие проблемы взаимодействия грунта основания и сооружения либо игнорируются, либо анализируются с применением теоретических моделей, недостаточно подтвержденных полевыми данными.

В ряде американских норм по сейсмическому проектированию (например, NEHRP Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures [7]) эффекты взаимодействия грунта основания и сооруже-

ния оцениваются через отношения удлинения периодов волн первого порядка и коэффициентов демпфирования фундаментов, в последнем из которых учитываются эффекты гистерезиса и затухания колебаний в грунте. Для фундаментов неглубокого заложения аналитические зависимости для расчета этих эффектов основываются на теоретических моделях, построенных для функций волнового сопротивления конструкций фундамента [25, 26]. Эти теоретические модели, в свою очередь, применимы в упрощенных условиях, таких как однородный грунт (когда не учитывается изменение поперечной или вертикальной жесткости грунта), линейный грунт (когда не учитывается снижение модуля при нарастании сдвиговой деформации) или идеальная связь фундамента и грунта основания. На практике применение таких упрощенных моделей усложняют повышенная (в сравнении со свободным состоянием грунта на площадке) жесткость грунтов основания под подошвой фундамента из-за нагрузки от собственного веса здания, недоступность информации о показателях сдвиговой деформации грунта в свободном состоянии и непосредственно под подошвой фундамента, а также возможное нарушение контактной зоны «фундамент–грунт» и потенциальное развитие критической ситуации в результате скольжения. Таким образом, для успешного использования и оценки применимости моделей в реальных полевых условиях требуется их калибровка.

Мы рассматриваем: 1) влияние эффектов кинематического взаимодействия на вариативность динамики грунта в основании здания и в свободном состоянии; 2) гибкость и демпфирование системы «фундамент–грунт».

1. КИНЕМАТИЧЕСКОЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ

Кинематическое взаимодействие обусловлено присутствием жестких элементов конструкций фундамента на поверхности или в массиве грунта, в результате чего колебания фундамента отклоняются от колебаний в свободном поле в силу явлений, которые мы назовем эффектами усреднения и углубления. Эффект усреднения взаимодействия основания и фундаментной плиты можно выразить с

помощью представления, что колебание, которое в условиях отсутствия конструкции произошло бы в границах подошвы фундамента и в массиве грунта основания, отличается пространственной изменчивостью. Расположение фундаментной плиты поперек траектории этих колебательных перемещений производит эффект усреднения, в рамках которого колебание фундамента меньше локального максимума перемещений, которые произошли бы в условиях свободного поля. Эффект углубления – это понижение колебаний в массиве грунта по глубине.

Теоретические модели эффекта кинематического взаимодействия выражаются в виде частотно-зависимых отношений амплитуд Фурье (функций преобразования), т. е. отношений колебательных перемещений фундамента (foundation input motion – FIM) к перемещениям свободного поля. FIM – теоретическое перемещение фундаментной плиты при нулевой массе фундамента и сооружения – представляется более подходящим для анализа реакции сооружения на вибрационное воздействие, нежели колебание свободного поля.

1.1. Фундаменты на поверхности грунта

Эффект усреднения фундаментной плиты вызван влиянием наклонных или некогерентных полей падающих объемных волн. Колебания фундамента на поверхности грунта видоизменяются по отношению к свободному полю, когда падающие объемные волны сталкиваются с фундаментом под углом к вертикальной оси α_v или когда падающая волна некогерентна. Назовем первый случай эффектом распространения волны, а второй – эффектом некогерентности колебаний грунта. В присутствии этих волновых полей поступательные колебательные перемещения фундаментной плиты уменьшаются по отношению к условиям свободного поля, причем возникают также вращательные колебания. Снижение поступательного перемещения фундаментной плиты, наряду с возрастанием крутящего и вращательного компонентов в вертикальной плоскости, более ярко выражены при уменьшении периода колебаний. Зависимость вышеупомянутых явлений от периода колеба-

ний ассоциируется с увеличением размеров фундамента по отношению к длинам сейсмических волн при низких периодах. Кроме того, колебательные перемещения грунта при низких периодах отличаются большей некогерентностью.

В литературе можно найти описание моделей усреднения фундаментной плиты, сочетающих аналитическое представление пространственной вариабельности колебательного перемещения грунта с тщательной проработкой контактной зоны «фундамент–грунт» [27, 28]. В этих моделях оценивается работа жестких невесомых круглых и прямоугольных фундаментов, расположенных на поверхности упругого полупространства, под влиянием плоских гармонических горизонтально поляризованных сдвиговых волн (SH-волн), распространяющихся вертикально или под углом α_v к вертикали. Результатом моделирования является функция корреляции между колебаниями свободного поля и поступательными колебательными перемещениями фундамента.

Амплитуды функций корреляции, рассчитанные вышеупомянутыми авторами для круглых и прямоугольных фундаментов, подверженных действию вертикальных SH-волн, представлены на рис. 1. Сходные кривые для неvertикально падающих когерентных волн можно найти в литературы. На рис. 1 зависимость функции корреляции от безразмерного параметра частоты \tilde{a}_0 , который для круглого фундамента определяется следующим образом:

$$\tilde{a}_0 = a_0 \sqrt{\kappa^2 + \sin^2 \alpha_v}; \quad (1a)$$

для прямоугольного фундамента

$$\tilde{a}_0 = \frac{\omega b_e}{2v_{s,r}} \sqrt{\kappa^2 + \sin^2 \alpha_v \left(\frac{b}{b_e}\right)^2}. \quad (1b)$$

Здесь $a_0 = \omega r/v_{s,r}$; $v_{s,r}$ – скорость снижения сдвиговой волны; r – радиус круглого фундамента; $a \times b$ – полные размеры подошвы прямоугольного фундамента (сторона b измерена перпендикулярно направлению поляризации плоских гармонических сдвиговых волн); $b_e = \sqrt{ab}$; κ – параметр некогерентности колебательного перемещения грунта.

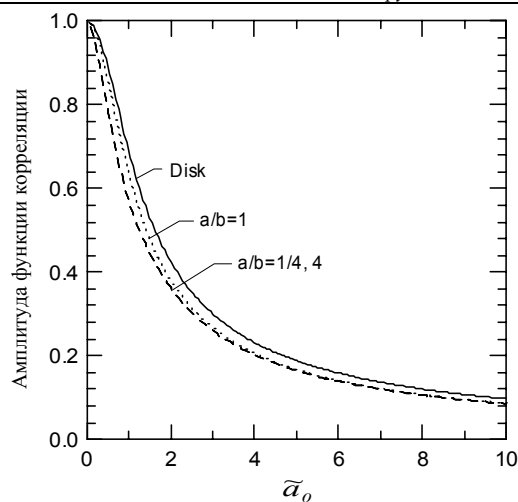


Рис. 1. Амплитуда функции корреляции между колебательным перемещением свободного поля и FIM для вертикально падающих некогерентных волн [27, 28]

Из рис. 1 видно, что функции корреляции для округлой и различных прямоугольных конфигураций во многом сходны. Как показано в работе Велетсоса [28], практическое совпадение результатов при отношении $a/b=1/4...4$ для прямоугольных фундаментов предполагает, что функции корреляции в первую очередь зависят от площади фундамента. С учетом данного практически полного совпадения функция корреляции является в основном функцией безразмерной частоты \tilde{a}_0 . Как видно из уравнения (1), величина \tilde{a}_0 представляет, в сущности, размер фундамента, нормализованный по отношению к длине волны (так как длина волны есть скорость волны, деленная на частоту) и затем масштабированный через компонент некогерентности/падения волны. При большой величине отношения размера фундамента к длине волны величина \tilde{a}_0 значительно возрастает, а ордината функции корреляции уменьшается. И, наоборот, если размеры фундамента малы по отношению к длине волны, то ординаты функции корреляции близки к единице.

Ким и Стюарт [17] откалибровали данную процедуру анализа по отношению к наблюдаемым вариациям колебаний грунта в условиях свободного поля и грунта основания под подошвой фундамента. Эта калибровка выведена в количественном выражении по отношению к частотно-зависимым амплитудам функции трансмиссии $|H|$. Приведенные

выше аналитические модели подставляли в $|H|$ для условий жесткой плиты, подверженной воздействию вертикально распространяющегося некогерентного поля падающих волн. Таким образом вычисляли параметр некогерентности колебательного перемещения грунта κ . Поскольку допущения модели представлялись не вполне подходящими для конкретных сооружений, результатом идентификации явились величины κ (κ_a), которые отражают не только эффекты некогерентности, но и усредненную гибкость фундамента, а также эффекты падения волны в пределах множества калибровочных величин. Параметры фундамента, представленные множеством калибровочных величин, главным образом характеризуют связанные между собой фундаменты неглубокого заложения (например, сплошные фундаментные плиты или элементы фундамента, объединенные балками). Таким образом, системы фундаментов в целом представляются относительно жесткими, однако не являются неподвижными. Удалось определить, что параметр κ_a коррелирует со средней скоростью поперечных волн в грунте, как показано на рис. 2. Данные величины κ_a можно использовать применительно к рис. 1 (принимая $\alpha_v = 0$) для определения функций корреляции для данной площадки, если известны радиус фундамента r и удельная скорость поперечных волн при малых деформациях v_s . В таких расчетах удельный радиус фундамента определяется как $r = \sqrt{A_f / \pi}$ (где A_f – площадь фундамента), а удельная v_s для площадки – как r / t (время прохождения поперечной волны от глубины r до поверхности грунта). Глубина измеряется от уровня по-

дошвы фундамента.

1.2. Заглубленные фундаменты

Заглубление фундамента означает, что фундаментная плита располагается ниже окружающего массива грунта, что характерно для зданий с подвалом. Когда заглубленные фундаменты попадают в зону действия вертикальных когерентных плоских гармонических поляризованных сдвиговых волн, поступательные колебательные перемещения в них уменьшаются (по сравнению со свободным полем). При этом, однако, в результате несовместимых сдвиговых деформаций вдоль границ котлована и в свободном поле появляются вращения в вертикальной плоскости.

Elsabee и Mogray [11], а также Дэй [9] рассчитали аналитические функции корреляции, представляющие соотношения поступательных и вращательных колебательных перемещений плиты фундамента по сравнению с преобразованиями в свободном поле при вертикально распространяющихся когерентных сдвиговых волнах. Перемещения фундаментов понижаются по сравнению с перемещениями в свободном поле, что обусловлено уменьшением колебательных перемещений грунта с глубиной, а также эффектом рассеивания волн. Дэй [9] использовал конечно-элементное моделирование для оценки колебательных перемещений плиты неподвижного фундамента цилиндрической конфигурации, заглубленного в однородное полупространство ($\beta = 0$, $\nu = 0,25$) и подверженного действию вертикальных когерентных плоских гармониче-

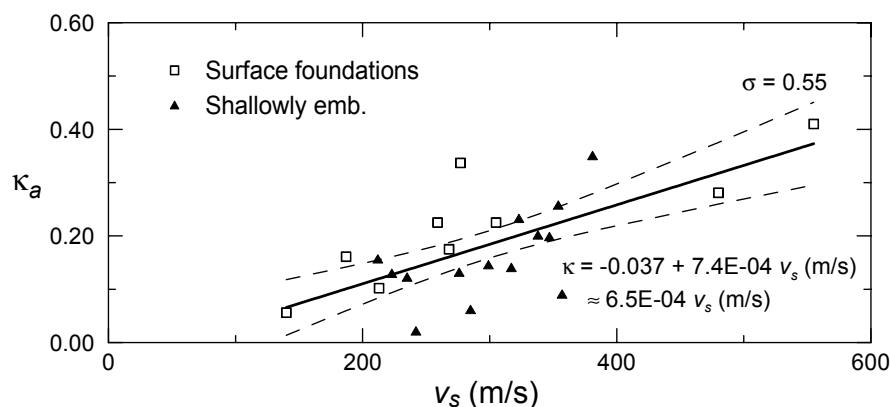


Рис. 2. Корреляция между удельным параметром некогерентности κ_a и скоростью поперечной волны v_s на основании изучения случаев из практики [17]

ческих горизонтально поляризованных сдвиговых волн. Elsabee и Morray [11] провели сходные исследования для вязкоупругого слоя грунта ограниченной глубины, подстилаемого неподвижным жестким слоем ($\beta = 0,05$ и $\nu = 0,33$). Амплитуды функций корреляции в массиве полупространства и массиве ограниченной мощности показаны на рис. 3 для отношения отметка заглупления/радиус фундамента $e/r = 1,0$. Основное различие между двумя решениями – это колебания в слое грунта ограниченной мощности при высоких частотах. Как показано на рис. 3, приближенная функция корреляции амплитуд по модели, представленной в работе [11], такова:

$$|H(\omega)| = \cos\left(\frac{e}{r}a_0\right) = \cos\left(\frac{e\omega}{V_s}\right), \quad (2)$$

где e – заглупление фундамента.

Результаты, представленные на рис. 3, можно сравнить с работой незаглупленного фундамента, где под воздействием падающих когерентных поперечных волн не будет наблюдаться снижения поступательных колебательных перемещений и будут отсутствовать вращательные перемещения. Амплитуды функций корреляций для заглупленных фундаментов, испытывающих воздействие некогерентных волновых полей, можно рассчитать для каждой частоты. Они определяются как произведение ординат функции перехода при усредненном взаимодействии основания и фундаментной плиты на ординате на рис. 3 для соответствующей частоты.

Аналитическая модель, представленная в уравнении (2), была проверена на двух площадках с круглыми фундаментами глубокого заложения. Первая площадка (площадка 3), представляет сильно заглупленную конструкцию защитной оболочки ядерного накопителя в Калифорнии. На этой площадке отношение заглупления к радиусу фундамента составляет $e/r = 26,2/9,0 = 2,9$. Вторая площадка (площадка 46) представляет собой модель заглупленной защитной оболочки ядерного накопителя в Лотунге (Тайвань). На этой площадке отношение заглупления к радиусу фундамента $e/r = 4,6/5,0 = 0,9$. Амплитуды функции корреляции $|H|$, рассчитанные для этих площадок,

показаны на рис. 4 вместе с упрощенными аналитическими функциями корреляции в уравнении (2). Эти упрощенные функции корреляции соответствуют экспериментальным данным. Хорошие результаты были также получены для раскачивания [16].

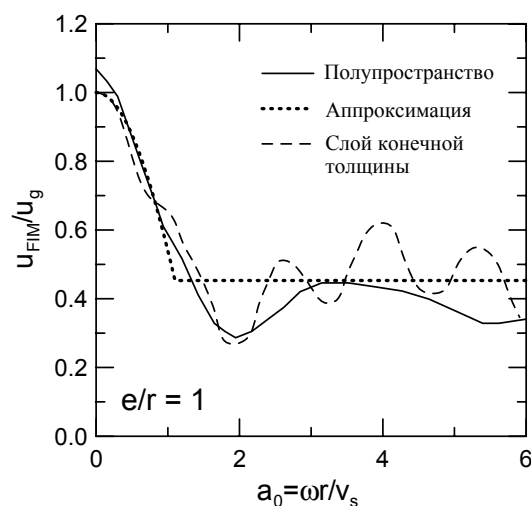


Рис. 3. Амплитуды функция корреляции для заглупленных цилиндров [9, 11], а также приближенное решение, предложенное Elsabee и Morray

1.3. Применение

Эмпирически калиброванные и выверенные процедуры, представленные выше, были приняты в рекомендациях по корректировке сейсмических моделей для существующих зданий [12]. В этих процедурах общие неупругие деформации конструкций рассчитываются путем анализа реакции эквивалентной нелинейной системы с одной степенью свободы (SDOF). Эта реакция оценивалась при помощи упругой системой с одной степенью свободы (т. е. через ординаты спектров реакции системы). Модели кинематического взаимодействия участвуют в анализе в форме модификаций упругого спектра для свободного поля. Предполагалось, что отношение спектральных ординат отклика фундамента к спектральным ординатам реакции свободного поля совпадает с ординатами функция корреляции при соответствующем периоде для $T > 0,2$ с; для $T < 0,2$ с принятое спектральное отношение реакции составило 0,2 с. Уместность такого подхода подтверждается в [12, 24].

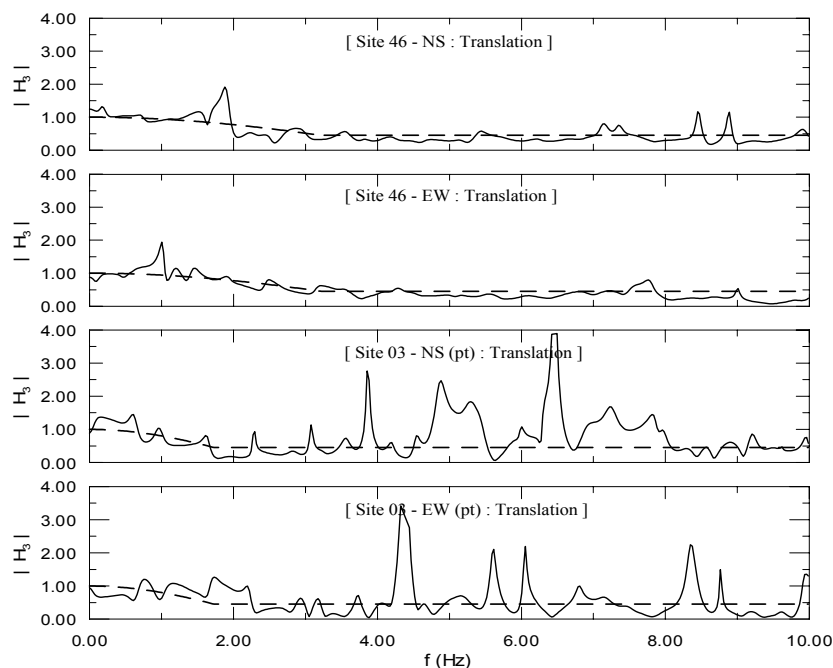


Рис. 4. Сравнение упрощенной модели с данными полевых измерений по двум площадкам с большим заглублением фундамента

2. ЖЕСТКОСТЬ СИСТЕМЫ «ФУНДАМЕНТ–ГРУНТ» И ДЕМПФИРОВАНИЕ

2.1. Математическое представление

Конструкция на рис. 5 состоит из системы с несколькими степенями свободы, высотой H , массой m_{si} , параметрами жесткости k_{si} и коэффициентами демпфирования c_{si} . Взаимодействие фундамента и грунта основания представляется в виде функции волнового сопротивления (см. рис. 5) как \bar{k}_u и \bar{k}_θ для горизонтальной и качающейся комплекснозначных пружинных жесткостей. Смещение u_g представляет колебательное перемещение грунта в условиях свободного поля, u_{si} — искажение конструкции при массе i , u_f и θ_f — соответственно поступательные деформации и деформации качения на уровне фундамента.

Функции волнового сопротивления дают отношение между инерционными усилиями (например, сдвиг на уровне подошвы и момент) и смещения фундамента относительно свободного поля. Следовательно, функции волнового сопротивления частично выража-

ются показателями пружинной жесткости \bar{k}_u и \bar{k}_θ , которые являются комплекснозначными и частотнозависимыми. Полная функция волнового сопротивления также включает соединительные компоненты $\bar{k}_{u\theta}$ и $\bar{k}_{\theta u}$. Реальные части этих компонентов представляют жесткость, в то время как их несобственные (мнимые) части представляют демпфирование.

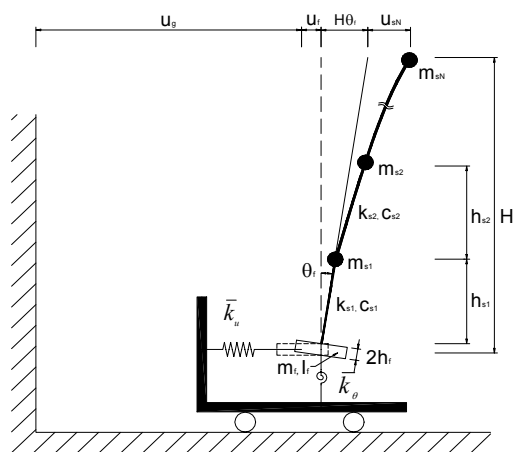


Рис. 5. Упрощенная модель для анализа инерционного взаимодействия

Существует множество теоретических решений функции волнового сопротивления (см. обзор [14]). Но результаты этих решений до сих пор сравнивались с данными полевых измерений.

2.2. Оценка функции волнового сопротивления по данным измерения колебаний в полевых условиях

Анализ, выполненный в данном разделе, подобен проведенному в работе [21]. Колебания конструкций и фундамента (см. рис. 5) вызывают сдвиг грунта F_{soil} и момент M_{soil} . Используя жесткую модель фундамента, усилие и момент можно записать следующим образом [20]:

$$\begin{aligned} F_{soil} &= \bar{k}_u \bar{u}_f + \bar{k}_{u\theta} \bar{\theta}_f; \\ M_{soil} &= \bar{k}_{\theta u} \bar{u}_f + \bar{k}_{\theta} \bar{\theta}_f, \end{aligned} \quad (3)$$

где \bar{k}_u , $\bar{k}_{u\theta}$, $\bar{k}_{\theta u}$ и \bar{k}_{θ} – комплекснозначные и частотно-зависимые горизонтальные, объединяющие и раскачивающие функции волнового сопротивления; \bar{u}_f и $\bar{\theta}_f$ – преобразования Фурье для поступательных и раскачивающих перемещений фундамента (как показано на рис. 5).

Сдвиг на уровне подошвы и момент можно также рассчитать на основе инерции, развивающейся в вибрирующей конструкции:

$$\begin{aligned} F_{soil} &= \omega^2 m_f \bar{u}_{ft} + \omega^2 \mathbf{1}^T \mathbf{M}_{so} \bar{\mathbf{u}}_t, \\ M_{soil} &= \omega^2 I_f \bar{\theta}_f + \omega^2 I_s \bar{\theta}_f + \omega^2 \mathbf{h}^T \mathbf{M}_{so} \bar{\mathbf{u}}_t + \\ &+ \omega^2 h_f m_f \bar{u}_{ft}. \end{aligned} \quad (4)$$

Все компоненты в уравнении (4) выводятся из рис. 5 с добавлением компонентов, определяемых для трех масс конструкций (которые можно легко вывести для масс N):

$$\mathbf{M}_{so} = \begin{bmatrix} m_{s1} & 0 & 0 \\ 0 & m_{s2} & 0 \\ 0 & 0 & m_{s3} \end{bmatrix};$$

$$\bar{u}_{ft} = \bar{u}_g + \bar{u}_f;$$

$I_s = I_{s1} + I_{s2} + I_{s3}$ (I_{si} – крутящий момент инерции массы i);

$\mathbf{1}$ – вектор-столбец;

$$\mathbf{h} = [2h_f + h_{s1}, 2h_f + h_{s1} + h_{s2}, 2h_f + h_{s1} + h_{s2} + h_{s3}]^T;$$

$\bar{\mathbf{u}}_t$ – преобразование Фурье тотального вектора смещения массы конструкций. Величина $\bar{\mathbf{u}}_t$ связана с относительным вектором смещения $\mathbf{u}_s = [u_{s1}, u_{s2}, u_{s3}]^T$:

$$\bar{\mathbf{u}}_t = \mathbf{1} \bar{u}_{ft} + \mathbf{h} \bar{\theta}_f + \bar{\mathbf{u}}_s. \quad (5)$$

Подставив (5) в (4), получаем

$$\begin{aligned} F_{soil} &= \omega^2 m_f \bar{u}_{ft} + \omega^2 \mathbf{1}^T \mathbf{M}_{so} (\mathbf{1} \bar{u}_{ft} + \mathbf{h} \bar{\theta}_f + \bar{\mathbf{u}}_s); \\ M_{soil} &= \omega^2 I_f \bar{\theta}_f + \omega^2 I_s \bar{\theta}_f + \\ &+ \omega^2 \mathbf{h}^T \mathbf{M}_{so} (\mathbf{1} \bar{u}_{ft} + \mathbf{h} \bar{\theta}_f + \bar{\mathbf{u}}_s) + \omega^2 h_f m_f \bar{u}_{ft}. \end{aligned} \quad (6)$$

Фундаментальная мода вибраций часто в значительной степени вызывает сдвиг на уровне подошвы и момент. Следовательно, разумно пренебречь долей более высоких мод колебаний. Более того, если первый вектор формы колебаний Ψ_1 нормализуется до единицы в верхней части конструкции, относительный вектор смещения можно приблизительно выразить в виде

$$\bar{\mathbf{u}}_s = \Psi_1 \bar{u}_{sN}. \quad (7)$$

Можно также выразить массу первой моды M_1 и коэффициент присутствия Γ_1 :

$$\begin{aligned} M_1 &= \Psi_1^T \mathbf{M}_{so} \Psi_1; \\ \Gamma_1 &= \frac{1}{M} \Psi_1^T \mathbf{M}_{so} \mathbf{1}. \end{aligned} \quad (8)$$

По определению,

$$\Gamma_1 M_1 = \mathbf{1}^T \mathbf{M}_{so} \Psi_1. \quad (9)$$

Умножая обе части уравнения (9) на \bar{u}_{sN} и используя уравнение (7), получаем

$$\Gamma_1 M_1 \bar{u}_{sN} = \mathbf{1}^T \mathbf{M}_{so} \bar{\mathbf{u}}_s. \quad (10)$$

Применив приближение $M_1 \Gamma_1^2 = M_{13}$ [21] (M_{13} – общая масса конструкций), можно соотнести $\bar{\mathbf{u}}_s$ с \bar{u}_{sN} следующим способом:

$$\frac{M_{13}}{\Gamma_1} \bar{u}_{sN} = \mathbf{1}^T \mathbf{M}_{so} \bar{\mathbf{u}}_s. \quad (11)$$

Это – полезная подстановка для компонента $\bar{\mathbf{u}}_s$ в первой части уравнения (6). Для компонента $\bar{\mathbf{u}}_s$ во второй части (6), если

форма моды Ψ_1 нормализуется как пиковая, то

$$\begin{aligned} \mathbf{h}^T \mathbf{M}_{so} \bar{\mathbf{u}}_s &\approx H \Psi_1^T \mathbf{M}_{so} \bar{\mathbf{u}}_s \approx H \Psi_1^T \mathbf{M}_{so} \Psi_1 \bar{u}_{sN} = \\ &= HM_1 \bar{u}_{sN} = H \frac{M_{13}}{\Gamma_1^2} \bar{u}_{sN}. \end{aligned} \quad (12)$$

Подставив уравнения (11) и (12) в (6), получим

$$\begin{aligned} F_{soil} &= \omega^2 (m_f + M_{13}) \bar{u}_{ft} + \omega^2 M_{23} \bar{\theta}_f + \\ &+ \omega^2 \frac{M_{13}}{\Gamma_1} \bar{u}_{sN}. \\ M_{soil} &= \omega^2 (M_{23} + m_f h_f) \bar{u}_{ft} + \\ &+ \omega^2 (M_{22} - m_f h_f^2) \bar{\theta}_f + \omega^2 \frac{M_{13} H}{\Gamma_1^2} \bar{u}_{sN}, \end{aligned} \quad (13)$$

где M_{13} – сумма масс конструкций; M_{23} – сумма масс конструкций и их высот над уровнем подошвы фундамента; M_{22} – ротационная инерция фундамента и массы конструкций в уровне подошвы фундамента ($= I_f + I_s + \mathbf{h}^T \mathbf{M}_{so} \mathbf{h} + m_f h_f^2$).

Объединив уравнения (3) и (13) и опустив второстепенный компонент $m_f h_f^2$, получаем

$$\begin{aligned} (\bar{k}_u \bar{u}_f + \bar{k}_{u\theta} \bar{\theta}_f) &= \omega^2 (m_f + M_{13}) \bar{u}_{ft} + \\ &+ \omega^2 M_{23} \bar{\theta}_f + \omega^2 \frac{M_{13}}{\Gamma_1} \bar{u}_{sN}; \\ (\bar{k}_{\theta u} \bar{u}_f + \bar{k}_{\theta} \bar{\theta}_f) &= \omega^2 (M_{23} + m_f h_f) \bar{u}_{ft} + \\ &+ \omega^2 M_{22} \bar{\theta}_f + \omega^2 \frac{M_{13} H}{\Gamma_1^2} \bar{u}_{sN}. \end{aligned} \quad (14)$$

Все величины смещений в уравнении (14) могут быть измерены на конструкциях, где установлено измерительное оборудование, при проведении экспериментов с имитацией колебаний или во время реальных землетрясений, причем можно рассчитать все параметры конструкций. Следовательно, если эти данные доступны, расчет составляющих волнового сопротивления (k_u , k_{θ} , $k_{u\theta} = k_{\theta u}$) требует решения двух уравнений с тремя неизвестными. Можно решить эту задачу в приближенной постановке путем подстановки отношения величин волнового сопротивления. В этом случае уравнение (14) может быть преобразовано к виду

$$\begin{aligned} \bar{k}_u (\bar{u}_f + \frac{\bar{k}_{u\theta}}{\bar{k}_u} \bar{\theta}_f) &= \omega^2 (m_f + M_{13}) \bar{u}_{ft} + \\ &+ \omega^2 M_{23} \bar{\theta}_f + \omega^2 \frac{M_{13}}{\Gamma_1} \bar{u}_{sN}; \\ \bar{k}_{\theta} (\frac{\bar{k}_{\theta u}}{\bar{k}_{\theta}} \bar{u}_f + \bar{\theta}_f) &= \omega^2 (M_{23} + m_f h_f) \bar{u}_{ft} + \\ &+ \omega^2 M_{22} \bar{\theta}_f + \omega^2 \frac{M_{13} H}{\Gamma_1^2} \bar{u}_{sN}. \end{aligned} \quad (15)$$

Компоненты M_{23} и M_{22} можно переписать в следующем виде:

$$\begin{aligned} M_{23} &= (m_{s1} + m_{s2} + m_{s3})H - [m_{s1} (h_{s2} + h_{s3}) + \\ &+ m_{s2} (h_{s3})] = M_{13} H - M^{*1}; \\ M_{22} &= I_f + I_s + m_f h_f^2 + m_{s1} [H - (h_{s2} + h_{s3})]^2 + \\ &+ m_{s2} [H - h_{s3}]^2 + m_{s3} H^2 = M_{13} H^2 + M^{*2}, \end{aligned}$$

где $M^{*1} = m_{s1} (h_{s2} + h_{s3}) + m_{s2} (h_{s3})$ и $M^{*2} = I_f + I_s + m_{s1} [(h_{s2} + h_{s3})^2 - 2H(h_{s2} + h_{s3})] + m_{s2} h_{s3} (h_{s3} - 2H) + m_f h_f^2$.

Решив уравнение (15) для \bar{k}_u и \bar{k}_{θ} при помощи вышеуказанных подстановок для M_{23} и M_{22} получим

$$\begin{aligned} \bar{k}_u &= \frac{\left[(\bar{u}_{ft} + H \bar{\theta}_f + \frac{\bar{u}_{sN}}{\Gamma_1}) \omega^2 M_{13} + \right. \\ &\left. + \omega^2 m_f \bar{u}_{ft} - \omega^2 M^{*1} \bar{\theta}_f \right]}{(\bar{u}_f + \frac{\bar{k}_{u\theta}}{\bar{k}_u} \bar{\theta}_f)} = \\ &= \frac{\bar{u}_{t1}}{\bar{u}_f} \cdot \frac{\omega^2 M_{13} (1 + A)}{(1 + B)}. \end{aligned} \quad (16a)$$

$$\begin{aligned} \bar{k}_{\theta} &= \frac{\left[(\bar{u}_{ft} + H \bar{\theta}_f + \frac{\bar{u}_{sN}}{\Gamma_1}) \omega^2 M_{13} H + \right. \\ &\left. + \bar{u}_{ft} \omega^2 (m_f h_f - M^{*1}) + \bar{\theta}_f \omega^2 M^{*2} \right]}{(\bar{\theta}_f + \frac{\bar{k}_{\theta u}}{\bar{k}_{\theta}} \bar{u}_f)} = \\ &= \frac{\bar{u}_{t2}}{\bar{\theta}_f} \cdot \frac{\omega^2 M_{13} H (1 + C)}{(1 + D)}, \end{aligned} \quad (16b)$$

где

$$\begin{aligned} \bar{u}_{t1} &= \bar{u}_{ft} + H \bar{\theta}_f + \frac{\bar{u}_{sN}}{\Gamma_1}; \\ \bar{u}_{t2} &= \bar{u}_{ft} + H \bar{\theta}_f + \frac{\bar{u}_{sN}}{\Gamma_1^2}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{m_f \bar{u}_{f1} - M^{*1} \bar{\theta}_f}{M_{13} \bar{u}_{t1}}; \\
 B &= \frac{\bar{k}_{u\theta}}{\bar{k}_u} \cdot \frac{\bar{\theta}_f}{\bar{u}_f}; \\
 C &= \frac{(m_f h_f - M^{*1}) \bar{u}_{f1} + M^{*2} \bar{\theta}_f}{M_{13} H \bar{u}_{t2}}; \\
 D &= \frac{\bar{k}_{\theta u}}{\bar{k}_\theta} \cdot \frac{\bar{u}_f}{\bar{\theta}_f}.
 \end{aligned}
 \tag{17}$$

Коэффициенты функций волнового сопротивления ($\bar{k}_{u\theta} / \bar{k}_u$ и $\bar{k}_{\theta u} / \bar{k}_\theta$) в уравнении (17) можно рассчитать численными методами [25, 29]. Для неподвижных фундаментов неглубокого заложения на полупространстве величины $\bar{k}_{u\theta}$ и $\bar{k}_{\theta u}$ пренебрежимо малы.

3. ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ ГИБКОСТИ И ДЕМПФИРОВАНИЯ СИСТЕМЫ «ПОДОШВА ФУНДАМЕНТА–ГРУНТ ОСНОВАНИЯ»

Национальный научный фонд США (U.S. National Science Foundation) финансирует программу по развитию сети сейсмо моделирования им. Дж. Е. Брауна (NEES) для улучшения условий исследования сейсмике в Соединенных Штатах. NEES стремится сместить акценты с популярных сегодня физических методов испытаний в сторону интегрированных экспериментов, компьютерных расчетов, развития теории, баз данных и модели-

рования. Для этого на территории США было создано 15 высокотехнологичных испытательных полигонов, состоящих из лабораторий, вибростендов, геотехнических центрифуг, передвижных и стационарных средств для проведения полевых испытаний и бассейна для моделирования эффектов цунами.

Один из этих полигонов был создан при Университете Калифорнии и Лос-Анджелеса (UCLA). Полигон UCLA оснащен высокотехнологичным современным оборудованием для проведения испытаний с целью оценки работы конструкций в условиях вынужденных колебаний и мониторинга в условиях сейсмической активности полномасштабных конструкций и геотехнических систем. Основные компоненты оборудования полигона (рис. 6) включают:

А. *Эксцентрические виброгенераторы*, генерирующие гармонические возбуждения в широком диапазоне частот с усилиями до 890 кН. Они могут генерировать слабые и сильные колебания конструкции. При использовании более мощных усилий можно вызвать генерации колебаний нелинейного диапазона в конструкциях или конструктивных элементах.

Б. *Линейный инерционный генератор*, вызывающий широкополосные возбуждения при низких усилиях. Этот вибростенд можно программировать для приблизительного воспроизведения сейсмических условий, которые возникли бы на конструкциях при любой хронологии ускорения колебаний в основании (при условии, что известны свойства конструкций).

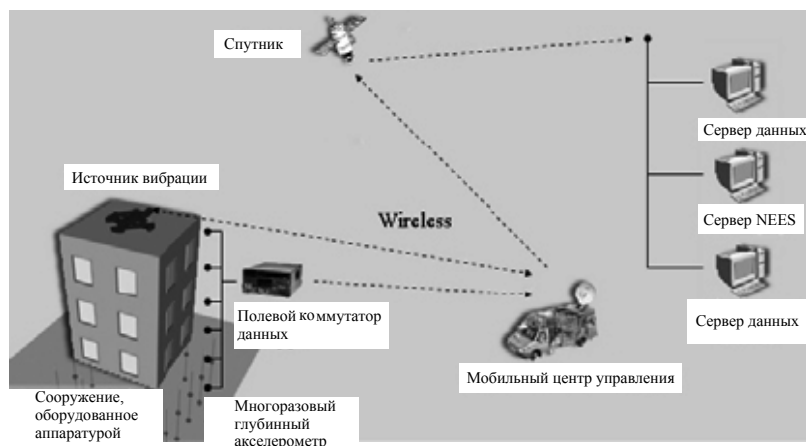


Рис. 6. Схематическое изображение размещения оборудования на испытательном полигоне UCLA

В. *Поверхностные датчики*, устанавливаемые на поверхности грунта или на зданиях, мостах и подземных сооружениях для регистрации ускорения колебаний или реакции на деформации. Ускорения колебаний регистрируются с помощью однонаправленных или трехосных акселерометров. Деформации (относительные смещения между двумя точками) регистрируются с помощью серии измерительных преобразователей линейных перемещений (LVDT).

Г. *Многоразовые глубинные акселерометры (RSA)*, устанавливаемые в массиве грунта для регистрации колебаний грунтового массива. Датчики и их защитные кожухи спроектированы так, чтобы по завершении испытания их можно было использовать повторно.

Д. *Беспроводную систему записи данных*, передающую данные с испытываемой конструкции на высокопроизводительную передвижную сеть регистрации данных. Каждое регистрирующее устройство имеет систему синхронизации времени GPS для обеспечения совместимости данных, полученных из различных узлов регистрации.

Е. *Передвижную сеть регистрации данных*, которая принимает и сохраняет данные на передвижном командном пункте, расположенном поблизости от полигона; передает принятые данные в реальном времени через спутник на центральный терминал UCLA; транслирует данные через центральный сервер NEES в сеть NEES для отслеживания экспериментов.

3.1. Спецификации оборудования

В этом разделе приводятся спецификации оборудования, доступного в UCLA. Подробное описание приборов можно найти на сайте <http://nees.ucla.edu>.

Эксцентрические генераторы (производитель – компания ANCO Engineers)

МК14А (один генератор): работа во всех направлениях (единичная вращательная масса), диапазон частот – 0...4,2 Гц, максимальный вектор силы – 89 кН;

МК15 (два генератора): работа в одном направлении (противодействующая вращательная масса), диапазон частот – 0...25 Гц,

максимальный вектор силы – 445 кН на каждом из вибростендов, максимальный вектор силы диапазон частот – 2,7...25 Гц, максимальный синхронизированный вектор силы – 890 кН.

Линейный инерционный генератор (производитель – компания Apco (генератор) и компания dSpace (контроллер)): 66,7 кН преобразователь, 340,7 lpm сервораспределитель, 113,6 lpm hps, четыре 37,9-л аккумулятора, электронная система управления, максимальное смещение – $\pm 38,1$ см, максимальная скорость – 198,2 см/с, максимальное усилие – 66,7 кН.

Поверхностные датчики

Акселерометры (производитель – компания Kinematics): количество – 55 одноосных, 15 трехосных, диапазон частот – 0...200 Гц, максимальное ускорение – $\pm 2g$.

Датчики смещений (производитель – компания Transtek): тип – DCDT, количество – 45 шт., диапазон – ± 25 и ± 50 мм.

Многоразовые глубинные акселерометры: тип датчика – емкостный акселерометр MEMS, производитель – концерн Silicon Designs, диапазон частот – 0...200 Гц, максимальное ускорение – $\pm 2g$, компоновка – многоцелевая; прибор предназначен для установки на стандартный грузовик СРТ, обычно используемый в США для зондирования грунта при проведении инженерно-геологических испытаний.

Передвижная система получения и хранения данных

Беспроводные регистраторы данных (производитель – компания Kinematics): модель – Q330, количество – 20 шт., каналов в одном устройстве – 6, разрешение – 24 бит, система синхронизации времени GPS (среднеквадратическая точность < 1 мс), 802.11a/b WiFi, TCP/IP протокол, трансляция данных – в режиме реального времени.

Программное обеспечение по управлению данными (производитель – компания Kinematics): модель – Antelope.

Подключаемая система получения и хранения данных (производитель – концерн National Instruments): модель – монтируемая на штативе PXI-SCXI, шасси, оборудованные GPS ресивером/счетчиком-таймером, количество каналов – 96, модуляционное преобразо-

вание сигнала, GPS – среднеквадратическая точность < 1 мс.

Высокопроизводительная передвижная сеть

Передвижной командный фургон.

Система спутниковой связи: спутниковая «тарелка» диаметром 1,8 м, смонтированная на крыше фургона, скорость передачи данных – 1,54 Мбит/с (тип передачи данных – T1).

Сетевое оборудование: WiFi концентраторы хаб, полевая локальная сеть LAN.

4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ПОЛЕВЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ФУНДАМЕНТА И ГРУНТА ОСНОВАНИЯ

В таблице представлены результаты испытаний, проведенных в полевых условиях для установления функций волнового сопротивления фундамента. Математическая оценка функции волнового сопротивления на основании полученных данных производилась с использованием процедуры, аналогичной описанной в разд. 3. Также проводились лабораторные исследования взаимодействия оснований и сооружений для фундаментов неглубокого заложения (см. [13]). Такие исследования могут предоставить ценные данные, однако ограниченный масштаб и лабораторные условия могут помешать адекватной регистрации таких важных явлений SSI, как демпфирование колебаний.

Испытания Лина и Дженнингса [19] выполнялись на модели малого размера, а данные были преобразованы для вычисления

демпферных и пружинных коэффициентов в пределах частот системы волн низшего порядка. Результаты использовались для оценки влияния заглубления фундаментов на функции волнового сопротивления. Сравнения с моделями функций волнового сопротивления для незаглубленных фундаментов были реалистичны, однако наблюдалось отклонение для заглубленных фундаментов.

Луко [20] проводил испытания на полно-размерной конструкции (9-этажное здание библиотеки Милликан в кампусе Калтек). Результаты использовались для оценки способности моделей, основанных на простых функциях волнового сопротивления по Апселю и Луко [2], воспроизвести наблюдаемые функции волнового сопротивления фундаментов. Результаты, полученные для раскачиваемых моделей хорошо коррелируют с теоретическими выкладками, в то время как величины для трансляции сильно отклонялись от теоретических.

В испытаниях Кроузе [8] использовались секции фундаментов в постановке, типичной для акселерографических испытаний. Испытываемые фундаменты – квадратные бетонные секции с длиной сторон ~ 1,2 м, с угловыми тумбами и без них. Для сравнения наблюдаемых функций волнового сопротивления с результатами теоретического прогнозирования учитывались поправки на скорость распространения поперечных волн.

В работе де Барроса [10] описаны испытания на железобетонных моделях защитных оболочек ядерных реакторов (в масштабе 1:4) в Хуалиене (Тайвань). Моделируемая конст-

Сводка испытаний на вибрацию, использованных для вывода функций волнового сопротивления

Параметры				Колебание		Результаты			
Размеры фундамента	Глубина, м	f_i , Гц	V_s , м/с	Источник	Частота, Гц	f/\tilde{f}	Параметры волнового сопротивления	Диапазон частот	Источник
3×3 м	0...1,5	17,5	305	Вибратор на грунте	7...70	1,3 ($e=1,5$), 1,5 ($e=0$)	$k_{ш}$, $c_{ш}$, $k_{ф}$, $c_{ф}$	Только частотная модуляция	Lin and Jennings, 1984
25×25 м	4...5,5	СЮ: 2,16 ВЗ: 1,26	120; 75	То же на крыше	СЮ: 0,8...2,5 ВЗ: 0,8...1,75	СЮ: 1,06, ВЗ: 1,1	$k_{ш}$, $c_{ш}$, $k_{ф}$, $c_{ф}$	СЮ: 0,8...2,5, ВЗ: 0,8...1,75	Luco et al., 1988 Wong et al., 1988
1,3×1,3 м 1,2×1,1 м	0	Нет данных	120; 75	То же на фундаменте	10...60	Нет данных	$k_{ш}$, $c_{ш}$, $k_{ф}$, $c_{ф}$	0...60	Crouse et al., 1990
D=10,8 м	5,5	9,37	300	То же на крыше/фундаменте	2...20	2	$k_{ш}$, $c_{ш}$, $k_{ф}$, $c_{ф}$ $k_{шф}$, $c_{шф}$, $k_{ш}$, $c_{ш}$	5...4	DeBarros et al., 1995

рукция по конструктивному решению была сходна с известной моделью оболочки реактора в Лотунге и Хуалиене, но в основании залежали грунты с более высокими показателями прочности на сдвиг ($V_s \approx 300$ м/с в Хуалиене, $V_s \approx 100...150$ м/с в Лотунге). Как и в случае с библиотекой Милликана, корреляция результатов испытаний с теоретическими выкладками была более приемлемой для раскачивания моделей, нежели для горизонтальных трансляций. Интерпретация данных затруднялась разницей в результатах по перпендикулярным горизонталям, что, по мнению исследователей, обусловлено неоднородностью грунтов основания в горизонтальном направлении.

Попытки оценить волновое сопротивление на основе сейсмических данных были предприняты Мослемом и Трифуначем, а также Кимом [16, 21]. Результаты для жесткости при раскачивании имели смысл только для величин вокруг частот первой моды. Преобразования по идентификации не привели к какому-либо результату ни для жесткости трансляции, ни для демпфирования из-за шума и проблем синхронизации потенциала в системах сбора данных (небольшие задержки во времени могут привести к значительным погрешностям измеряемых величин подавления колебаний). Мослем и Трифунач [21] обнаружили, что жесткость раскачивания во время землетрясения была ниже жесткости при испытаниях вынужденными колебаниями. Это было объяснено нелинейным характером работы грунтов основания.

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБОСНОВАНИЕ НЕОБХОДИМОСТИ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Недостаток качественных полевых данных препятствует дальнейшему развитию и применению теоретических моделей взаимодействия сооружений и оснований. Эта проблема существует как в области исследований по кинематическому взаимодействию, так и в сфере изучения волнового сопротивления фундамента, причем в последнем случае проблема представляется более насущной.

В сфере кинематического взаимодействия применяются различные эмпирические моде-

ли (см. разд. 2). Однако полученные результаты сильно различаются. Например, некоторые ученые исследуют работу трехмерной конечноэлементной модели системы «фундамент–грунт» (SASSI 2000), испытывающей влияние некогерентного волнового поля [1]. Как результаты такого анализа коррелируют с результатами полевых наблюдений или с данными о работе модели, предоставленными в настоящей статье, остается неясным. Более того, надежные теоретические и эмпирические модели кинематического взаимодействия для гибких систем фундаментов или для свайных фундаментов (особенно когда ростверки не контактируют с грунтом основания) сегодня отсутствуют. Решение этих вопросов по-прежнему актуально и, безусловно, потребует использования соответствующих полевых данных.

Потребность в дальнейших исследованиях еще острее при анализе гибкости и демпфирования системы «фундамент–грунт основания». На основании проведенных на сегодняшний день исследований можно сделать несколько выводов. Во-первых, исследователи часто имели возможность удостовериться в том, что увязывание профиля скоростей поперечных волн на площадке со скоростью, наиболее полно соответствующей данным полевых измерений, является нетривиальной задачей. Это заставляет задуматься о сложности аппроксимации упрощенных теоретических моделей к реальным условиям по данным полевых измерений. Необходимо создать сводный реестр экспериментальных данных, которым могут руководствоваться исследователи при выборе параметров. Во-вторых, результаты исследования по библиотеке Милликана указывают на важность влияния нелинейности грунта основания на жесткость системы «фундамент–грунт». К сожалению, эти данные оказались недостаточными для определения поля деформации основания под подошвой фундамента, что необходимо для понимания роли нелинейности грунтов основания в данной ситуации. В-третьих, доступные данные, в основном, либо вообще не касаются, либо поверхностно описывают ряд важных моментов, в частности, локальные осадки фундаментов, вызванные циклическими нагрузками, которые неоднократно наблю-

дали исследователями после землетрясений [6], и демпфирование системы «фундамент–грунт», связанное с гистерезисом грунта и эффектами колебаний.

Аппаратура для решения рассматриваемых проблем существует. Испытательная площадка на полигоне UCLA оборудована современными генераторами, аппаратурой, системами регистрации и хранения данных, необходимыми для получения информации, с помощью которой можно решить большинство приведенных вопросов (см. разд. 4). Более того, благодаря проделанной работе сегодня доступны результаты аналитических процедур, например, функции волнового сопротивления, которые можно использовать для преодоления кризиса размерности получаемых данных (см. разд. 3). Существует надежда, что научное сообщество, используя эти новые ресурсы, приступит к решению ряда важных задач в сфере исследования сейсмических аспектов взаимодействия грунта основания и сооружения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведение исследований на испытательной площадке UCLA спонсировал Национальный научный фонд США (U.S. National Science Foundation) по Соглашению о сотрудничестве № CMS-0086596. Прочие исследования проводились в рамках гранта CAREER, предоставленного Национальным научным фондом США (свидетельство о присуждении гранта № 9733113). Научные выкладки, выводы и заключения, содержащиеся в настоящей публикации, принадлежат авторам и не являются явным или скрытым отражением официальной политики Национального научного фонда или правительства США.

Список литературы

1. *Abrahamson, N.A., Schneider, J.F., and Stepp, J.C.* 1991. Empirical spatial coherency functions for application to soil-structure interaction analyses, *Earthquake Spectra*, Vol. 7, 1–27.
2. *Apsel, R.J. and Luco, J.E.* 1987. Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: an integral equation approach, *Earthquake Engrg. Struct. Dynamics*, Vol. 15, 213–231.
3. *Baturay, M.B. and Stewart, J.P.* 2003. Uncertainty and bias in ground motion estimates from ground response analyses, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 93, 2025–2042.
4. *Borcherdt, R.D.* 1994. Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification), *Earthquake Spectra*, Vol. 10, 617–653.
5. *Borja, R. I., Duvernay, B. G., and Lin, C.-H.* 2002. Ground response in Lotung: total stress analyses and parametric studies, *J. Geotech. & Geoenv. Engrg.*, ASCE, Vol. 128, 54–63.
6. *Bray, J.D. and Stewart, J.P.*, coordinators 2000. Chapter 8: Damage patterns and foundation performance in Adapazari. Kocaeli, Turkey Earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report, T.L. Youd, J.P. Bardet, and J.D. Bray, eds., *Earthquake Spectra*, Supplement A to Vol. 16, 163–189.
7. *Building Seismic Safety Council, BSSC* 2000. *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1 – Provisions and Part 2 – Commentary*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., February.
8. *Crouse, C.B., Hushmand, B., Luco, J.E., and Wong, H.L.* 1990. Foundation impedance functions: Theory versus experiment, *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, Vol. 116, 432–449.
9. *Day S.M.* 1978. Seismic response of embedded foundations, *Proc. ASCE Convention*, Chicago, IL, October, Preprint No. 3450.
10. *De Barros, F.C.P. and Luco, J.E.* 1995. Identification of foundation impedance functions and soil properties from vibration tests of the Hualien containment model, *Soil Dynamics & Earthquake Eng.*, Vol. 14, 229–248.
11. *Elsabee F. and Morray J.P.* 1977. Dynamic behavior of embedded foundations, *Rpt. No. R77-33*, Dept. of Civil Engrg., MIT, Cambridge, Mass.
12. *Federal Emergency Management Agency, FEMA* 2004. *Improvement of inelastic seismic analysis procedures*, FEMA 440, Washington, D.C.
13. *Gajan, S. Phalen, J.D., Kutter, B.L., Hutchinson, T.C., and Martin, G.R.* 2004. Centrifuge modeling of nonlinear cyclic load-deformation behavior of shallow foundations, *Proc. 11th Int. Conf. Soil Dyn. Earthquake Engrg. & 3rd Int.*

- Conf. Earthquake Geotech. Engrg.*, Berkeley, CA, Vol. 2, 742–749.
14. *Gazetas G.* 1991. Chapter 15: *Foundation Vibrations*, Foundation Engineering Handbook, H.-Y. Fang, ed., 2nd Edition, Chapman and Hall, New York, NY.
15. *Idriss, I.M.* 1990. Response of soft soil sites during earthquakes, *Proc. H. Bolton Seed Memorial Symposium*, J.M. Duncan (ed.), Vol. 2, 273–290.
16. *Kim, S.* 2001. Calibration of simple models for seismic soil structure interaction from field performance data, Ph.D. Dissertation, Univ. of Calif., Los Angeles.
17. *Kim, S. and Stewart, J.P.* 2003. Kinematic soil-structure interaction from strong motion recordings, *J. Geotech. & Geoenviron. Engrg.*, ASCE, Vol. 129, 323–335.
18. *McCrink, T.P.* 2000. Calibration of the Newmark displacement method for mapping earthquake-induced landslides in the Laurel 7.5' Quadrangle, Santa Cruz County, California, *Proc. 6th Int. Conf. on Seismic Zonation*, EERI, Oakland, CA.
19. *Lin, A.N. and Jennings, P.C.* 1984. Effect of embedment on foundation-soil impedances, *J. Engrg. Mech.*, ASCE, Vol. 110, 1060–1075.
20. *Luco, J.E., Trifunac, M.D., and Wong, H.L.* 1988. Isolation of soil-structure interaction effects by full-scale forced vibration tests, *Earthquake Engrg. Struct. Dynamics*, Vol. 16, 1–21.
21. *Moslem, K. and Trifunac, M.D.* 1986. Effects of soil-structure interaction on the response of building during the strong earthquake ground motion, *Rpt. No. 86-04*, Univ. of Southern California, Dept. of Civil Engrg.
22. *Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M.* 1985. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations, *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, Vol. 111, 1425–1445.
23. *Seed, H.B., Romo, M.P., Sun, J.I., Jaime, A., and Lysmer, J.* 1987. Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the earthquake of September 19, 1985, *Rpt. No. UCB/EERC-87/15*, Earthquake Engineering Research Center, U.C. Berkeley.
24. *Stewart, J.P., Comartin, C., and Moehle, J.P.* 2004. Implementation of soil-structure interaction models in performance based design procedures, *Proc. 13th World Conf. Earthquake Engrg.*, Vancouver, B.C., Canada, Paper 1546.
25. *Veletsos, A.S. and Wei, Y.T.* 1971. Lateral and rocking vibrations of footings, *J. Soil Mech. & Foundations Div.*, ASCE, Vol. 97, 1227–1248.
26. *Veletsos, A.S. and Verbic, B.* 1973. Vibration of viscoelastic foundations, *J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics*, Vol. 2, 87–102.
27. *Veletsos A.S. and Prasad A.M.* 1989. Seismic interaction of structures and soils: Stochastic approach, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 115, 935–956.
28. *Veletsos A.S., Prasad A.M., and Wu W.H.* 1997. Transfer functions for rigid rectangular foundations, *Earthquake Engrg. Struct. Dynamics*, Vol. 26, 5–17.
29. *Wong, H. L. and Luco, J. E.*, 1985. Tables of impedance functions for square foundations on layered media, *Soil Dynamics & Earthquake Engrg.* Vol. 4, 64–81.
30. *Wong, H.L., Trifunac, M.D., and Luco, J.E.* 1988. A comparison of soil-structure interaction calculations with results of full-scale forced vibration tests, *Soil Dynamics & Earthquake Engrg.*, Vol. 7, 22–31.
31. *Youd, T.L. and Idriss, I. M.* and 19 other authors 2001. Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, *J. Geotech. & Geoenviron. Engrg.*, ASCE, Vol. 127, 817–833.
32. *Youd, T.L., Hansen, C.M., and Bartlett, S.* 2002. Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacements, *J. Geotech. & Geoenviron. Engrg.*, ASCE, Vol. 128, 1007–1017.