

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.21

**ДИНАМИКА ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ
ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКИ**

СИДОРОВИЧ Е.М., СИДОРОВИЧ Д.Е.

Белорусский национальный технический университет

Компания «STS Plc»

Минск, Беларусь

В ранних исследованиях по динамике транспортных сооружений расчётная модель моста обычно представляла собой балку, по которой с постоянной скоростью двигалась сосредоточенная сила, моделирующая экипаж. Для простоты решения массой экипажа по сравнению с массой моста пренебрегали, а сам мост рассматривали как систему с одной степенью свободы. Даже такая простейшая расчётная модель позволяла сделать вывод о том, что подвижная нагрузка по динамическому воздействию эквивалентна некоторой неподвижной вибрационной нагрузке с частотой возмущения, зависящей от скорости движения, и что при некоторых критических значениях скорости движения колебания сооружения становятся недопустимо большими [1]. Впоследствии действие движущегося экипажа (или поезда) стали моделировать участком подвижной распределённой нагрузки и учитывать её массу. В настоящее время становится возможным компьютерное моделирование взаимодействия транспортного сооружения и экипажа (поезда), которое осуществляется на основе метода конечных элементов, позволяет

учесть многие особенности реальных объектов, но приводит к необходимости интегрирования дифференциальных уравнений движения чрезвычайно высоких порядков. С целью снижения порядка разрешающих уравнений в современных мощных универсальных программных комплексах используются разнообразные приёмы статической и динамической конденсации [2, 3] (аналоги известного метода суперэлементов [4]). Для решения основных задач динамики сооружений применяют, как правило, метод разложения искомого решения по формам собственных колебаний или, как альтернативу, прямое интегрирование численными методами дифференциальных уравнений движения без их преобразования.

Однако хорошо известно, что численное компьютерное решение любой громоздкой задачи требует верификации. А в задачах динамического отклика сооружения на подвижную нагрузку остаются не до конца исследованными приёмы моделирования взаимодействия движущихся масс поезда и неподвижных масс сооружения, а при прямом интегрировании вопросы выбора во времени длины области интегрирования и значения шага интегрирования.

В данной работе ставится задача получить прямым интегрированием численное решение системы дифференциальных уравнений движения, описывающих вынужденные колебания демпфированного сооружения при произвольных начальных условиях. Вынуждающим возмущением является поезд произвольной длины и постоянной массы, движущийся с постоянной скоростью. Рассматриваются также вибрационные и внезапно прикладываемые нагрузки.

Дифференциальные уравнения движения можно представить в стандартном прямом виде [1, 2, 4, 5]

$$M\dot{V} + H\dot{V} + RV = F(t), \quad (1)$$

где матрицы масс M , демпфирования H и внешней жёсткости R могут быть функциями времени и искомым перемещением V , то есть, не исключается нелинейная постановка задачи. Рассматриваемая деформируемая система может иметь любое конечное число степеней свободы. Матрица масс не должна быть вырожденной.

Подвижная нагрузка прикладывается к цепочке узлов (пути следования поезда), очередность загрузки которых должна быть задана. Принцип передачи нагрузки – узловой, через воображаемые второстепенные балочки. Одновременно с передаваемой нагрузкой

изменяется и эффективная масса соответствующей степени свободы.

Для решения системы (1) применён шаговый метод степенных рядов четвёртого порядка точности в соответствии с [5]. По известным параметрам текущего шага строятся текущая матрица масс, текущая матрица демпфирования, текущая матрица жёсткости. В конце шага интегрирования по времени вычисляются перемещения, скорости и ускорения узловых масс, что даёт возможность найти текущие силы инерции. Затем процесс повторяется. Ограничения на структуру матриц демпфирования и жёсткости не накладываются. Силы сопротивления могут отсутствовать, элементы сооружения могут выключаться из работы, а некоторые массы могут быть в «свободном полете».

В качестве объекта исследования рассмотрено сквозное пролётное строение габаритами $3000 \times 220 \times 200$ см. Анализ собственных колебаний такой пространственной, по предположению, балочной фермы (рисунок 1) показал, что она склонна к пространственным изгибно–крутильным деформациям (рисунки 2–4).

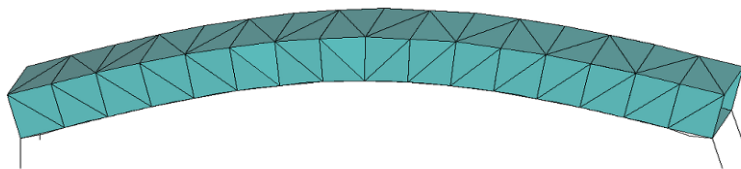


Рисунок 1. Первая форма собственных колебаний

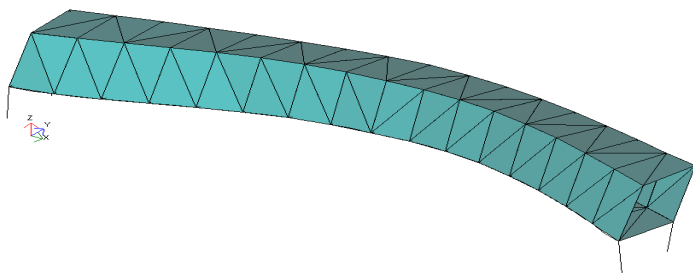


Рисунок 2. Вторая форма собственных колебаний

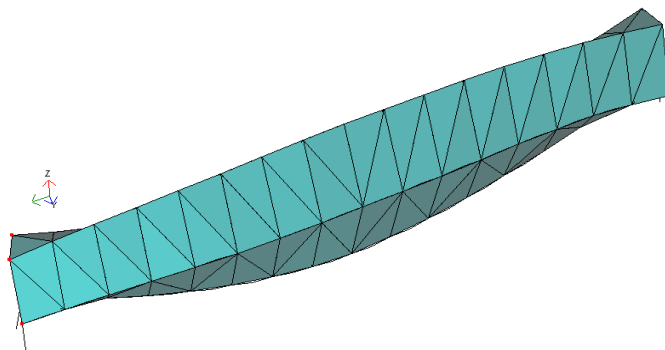


Рисунок 3. Третья форма собственных колебаний

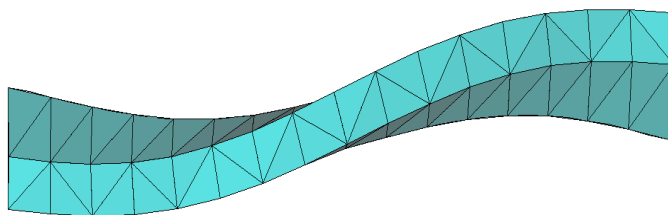


Рисунок 4. Четвертая форма собственных колебаний

И только пятую форму собственных колебаний пространственной фермы (рисунок 5) можно соотнести со второй формой поперечных колебаний балочной системы. При этом формы колебаний рассматриваемой пространственной фермы чувствительны к малейшим изменениям расчетной схемы. Все зависит от варианта расстановки стержней и связей. Отмеченные особенности необходимо учитывать при применении к задачам динамики метода разложения искомого решения по формам собственных колебаний.

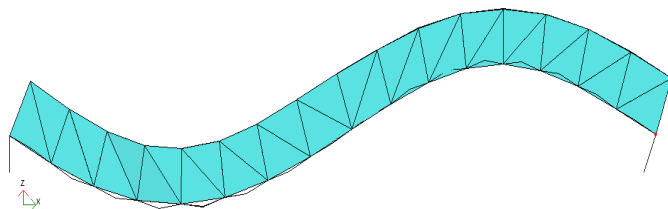


Рисунок 5. Пятая форма собственных колебаний

Для проведения дальнейших исследований с целью получения предполагаемых результатов и тестирования программы были приняты меры, чтобы приблизить деформации пространственной фермы к деформациям балочной системы, нагружаемой в вертикальной плоскости

Численно исследовались поперечные, вертикальные колебания балочной системы с 15 степенями свободы при подвижной нагрузке. При собственной массе фермы около 740 кг/м масса поезда была принята в 1000 кг/м. Длина поезда (подвижной нагрузки) и скорость варьировались в широких пределах. Ниже приведены некоторые характерные результаты.

При движении поезда длиной 100 м со скоростью 40 м/сек на отрезке времени в 4 секунды изменение перемещений, скоростей и ускорений всех 15 обобщённых узловых масс без учета сил сопротивления показано соответственно на рисунках 6 – 8.

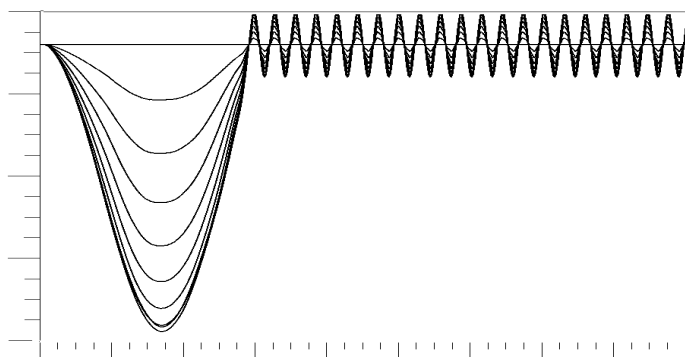


Рисунок 6. Изменение во времени вертикальных перемещений узлов фермы при скорости поезда 40 м/сек

Соответствующие графики изменения перемещений, скоростей и ускорений центрального узла исследуемой расчётной модели при скорости вдвое меньшей (20 м/сек) приведены на рисунках 9 – 11.

Как следует из анализа полученных результатов, форма вынужденных колебания при нахождении подвижной нагрузки на пролётном строении и форма свободных колебаний фермы после схода подвижной нагрузки с пролётного строения оставалась близкой к первой, основной форме собственных колебаний. Период свобод-

ных колебаний центрального узла пролётного строения, полученный численно методом степенных рядов ($T = 0,322$ сек), совпадает с периодом основного тона собственных колебаний эквивалентной балки, несущей равномерно распределённую массу ($T = 0,322$ сек), вычисленным аналитически [1, 5]. И примерно на 6% отличается от периода основного тона собственных колебаний сквозной фермы ($T = 0,342$ сек), вычисленного с помощью ПВК «Lira 9.6». Такое расхождение объясняется тем, что в ПВК «Lira 9.6» динамический расчёт ведётся с учётом всех динамических степеней свободы: вертикальных и горизонтальных.

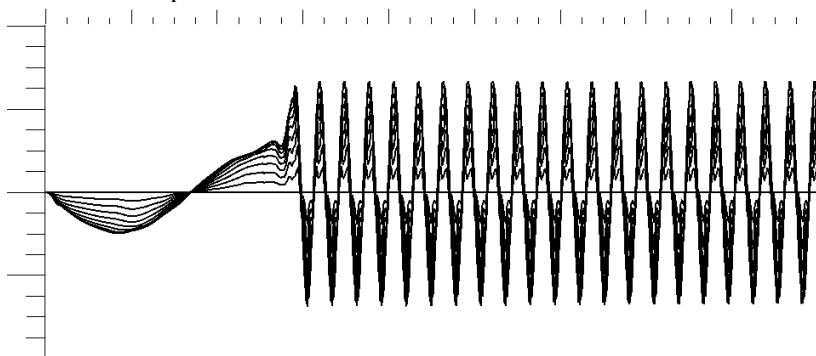


Рисунок 7. Изменение во времени скоростей колебаний узловых масс при скорости поезда 40 м/сек



Рисунок 8. Изменение во времени ускорения центральной массы при скорости поезда 40 м/сек

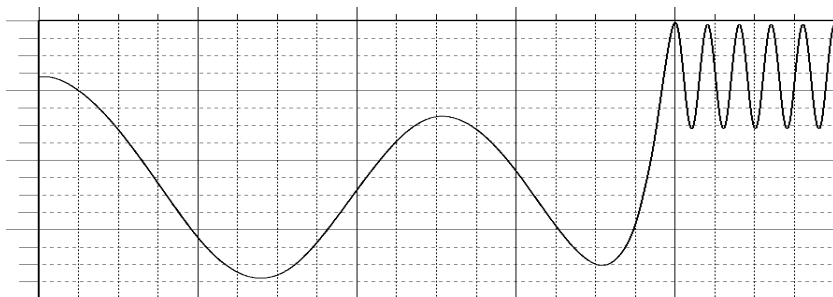


Рисунок 9. Изменение во времени перемещения центрального узла при скорости поезда 20 м/сек

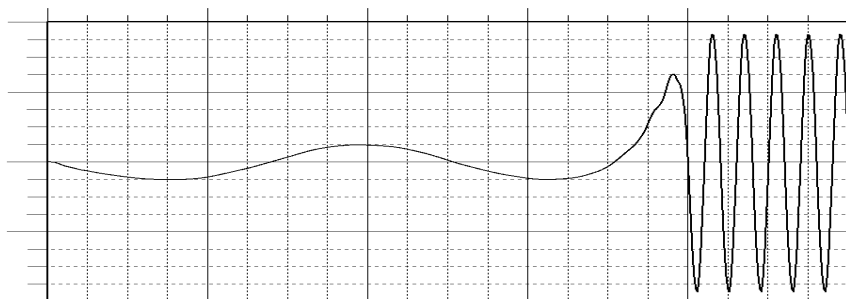


Рисунок 10. Изменение во времени скорости центрального узла при скорости поезда 20 м/сек

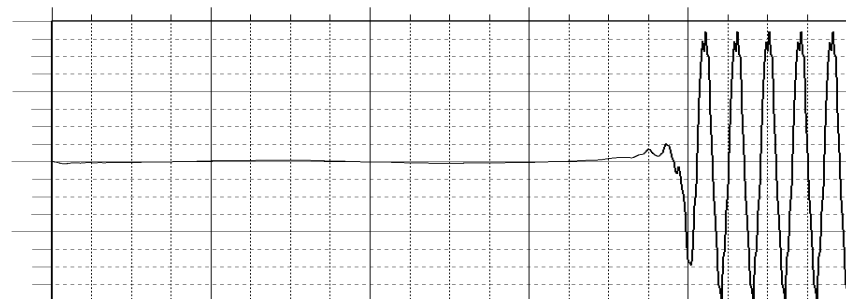


Рисунок 11. Изменение во времени ускорения центрального узла при скорости поезда 20 м/сек

Рассматриваемый численный метод прямого интегрирования дифференциальных уравнений движения систем с конечным числом степеней свободы предоставляет возможность вести расчёты и на другие виды динамических воздействий. В разработанной компьютерной программе реализованы алгоритмы учёта неподвижных вибрационных (синусоидальных или косинусоидальных) нагрузок, а также и внезапно прикладываемых нагрузок. Был выполнен расчёт рассматриваемой системы на действие веса поезда как на внезапно приложенную нагрузку. Максимальное амплитудное значение динамического перемещения без учёта сил сопротивления составило 88,5 мм. То же загрузение с учётом сил сопротивления привело к установившемуся перемещению в 44,2 мм, что полностью отвечает статическому прогибу системы под действием веса поезда. Подвижная нагрузка от поезда при разных скоростях движения вызывала максимальные перемещения пролётного строения порядка 66–88 мм. После схода поезда с пролётного строения система совершала свободные колебания с разными амплитудами, зависящими от скорости поезда, но с частотой, мало отличающейся от основной собственной. Во всех вариантах расчёта при разных скоростях движения поезда отмечен всплеск значений ускорений масс пролётного строения при сходе поезда с моста (рисунки 8 и 11).

ЛИТЕРАТУРА

1. Киселёв, В.А. Строительная механика. Специальный курс (динамика и устойчивость сооружений) / В.А. Киселёв. – М.: Стройиздат, 1969. – 432 с.
2. Клаф, Р. Динамика сооружений / Р. Клаф, Дж. Пензиен. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
3. Круговова, Е.А. Компьютерное моделирование взаимодействия железнодорожных экипажей и мостов / Е.А. Круговова, Г.В. Михеев, Р.В. Ковалёв // Вестник Брянского государственного технического университета. — 2010, № 3(27). – С. 39 – 49.
4. Дарков, А.В. Строительная механика, А.В. Дарков, Н.Н. Шапошников. – М.: Высш. шк., 1986. – 607 с.
5. Борисевич, А.А. Строительная механика / А.А. Борисевич, Е.М. Сидорович, В.И. Игнатюк. – Минск: БНТУ, 2009. – 756 с.