



УДК624.042.7 (624.042.8)
ГРНТИ 67.11.59

РАСЧЕТ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ТОРООБРАЗНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ВЗРЫВНОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ

*Д.Е. БАРАБАШ, доктор технических наук, профессор
ВУНЦ ВВС «ВВА имени профессора Н.Е. Жуковского и Ю.А. Гагарина» (г. Воронеж)
Я.Е. ШЕПЕЛЬ, адъюнкт
ВУНЦ ВВС «ВВА имени профессора Н.Е. Жуковского и Ю.А. Гагарина» (г. Воронеж)*

Представлены результаты моделирования поведения торообразной оболочки при воздействии ударной волны в программном комплексе ЛИРА-САПР. Приведены принятые ограничения и обоснованы допущения, обеспечивающие адекватное описание реального процесса деформирования грунтовой толщи в указанном программном комплексе. В основу предлагаемой методики положена гипотеза о повышении точности расчета несущей способности сечения при использовании деформационной модели расчета. При рассмотрении объемной конечно-элементной схемы конструкция моделируется конечными элементами толстой оболочки. Массив грунта моделируется либо с помощью конечных элементов упругой связи или же пластинчатыми/объемными конечными элементами.

Показана значимость используемой деформационной модели грунта для обоснования конструктивного решения сооружения. Обоснована практическая значимость эксперимента и экономическая целесообразность использования деформационной модели при расчете заглубленных сооружений

Ключевые слова: заглубленные сооружения; взрывная волна; торообразная оболочка.

IMPROVEMENT OF THE CALCULATION TECHNIQUE FOR BURIED TOROIDAL STRUCTURES FOR EXPLOSIVE ACTION

*D.E. BARABASH, Doctor of Technical Sciences, Professor
MESC AF "N.E. Zhukovsky and Y.A. Gagarin Air Force Academy" (Voronezh)
Y.E. SHEPEL, Adjunct
MESC AF "N.E. Zhukovsky and Y.A. Gagarin Air Force Academy" (Voronezh)*

Results of modeling of behavior torus shells covers are presented at shock wave influence in a program complex LYRE-SAPR. The accepted restrictions are resulted and the assumptions providing the adequate description of real process of deformation of soil thickness in the specified program complex are proved. The hypothesis is put in a basis of an offered technique about increase of accuracy of calculation of bearing ability of section at use of deformation model of calculation. By consideration of the volume certainly-element scheme the design is modeled by final elements of a thick cover. The ground file is modeled or by means of final elements of elastic communication or lamellar/volume final elements.

Evident schemes of distribution of pressure in buried torus shells, and also specificity of moving's of the set points are received. Schedules of level-by-level moving of settlement points of a construction are constructed at заглублениях from 2 to 6 meters in clay and loam. The comparative analysis of the received results is carried out and dependence of reliability of a construction on its depth заложения and a ground kind is established. Efficiency of use torus shells covers in designs buried constructions is shown. Distinctions in character of



distribution of pressure of soil thickness depending on a corner movement direction a blast wave are established. The importance of used deformation model of a ground for a substantiation of the constructive decision of a construction is shown. The practical importance of experiment and economic feasibility of use of deformation model is proved at calculation buried constructions.

Keywords: buried structures, blast waves, torus shells.

Заглубленные сооружения в силовых ведомствах используются, как правило, для сохранения вооружения и техники, а также укрытия личного состава. Конструктивные решения указанных сооружений весьма различны, поскольку возможно использование как монолитного, так и сборного железобетона. В советский период основной конструктивной схемой являлись однообъемные сооружения монолитного исполнения. Имеется опыт сборного строительства, хотя внедрение сборного и сборно-монолитного железобетона заставляет проводить унификацию проектных решений и максимальную типизацию строительных элементов.

Выбор конструктивной схемы обусловлен требованиями заказчика и предполагаемым характером ударного воздействия.

Специфическое назначение и особые условия эксплуатации заглубленных сооружений учитываются в нормах строительного проектирования и носят, как правило, рекомендательный характер [1]. Подавляющее большинство заглубленных сооружений имеет прямоугольную форму и значительную толщину ограждающих конструкций. Соответственно, сооружение имеет огромную инерционность и при соответствующем динамическом воздействии в нем образуются трещины растяжения, поскольку скорость распространения ударной волны в грунте превышает скорость развития деформаций в сооружении [2,3].

В связи с этим проектировщиками рассматривались и иные формы сооружений, помимо прямоугольных. Так имеется весьма незначительный опыт использования конструкций в виде торообразных оболочек, представляющих собой группу клиновидных колец [4].

Указанные сооружения позиционируются исключительно как мелко заглубленные убежища личного состава.

Размер защитной грунтовой толщи определяется исходя из гидрогеологических условий и требуемой стойкости к воздействию современных и перспективных средств поражения, в том числе и к ударной волне воздушного ядерного взрыва.

Ориентировочные значения размера защитной толщи определяются, исходя из заданных взрывных воздействий и свойств окружающего сооружения грунта. Так, например, для защитных сооружений, расположенных в нескальных грунтах, при расчетах по традиционным методикам Министерства обороны [1] максимальная величина защитной толщи составляет 34,5 м в суглинке для фугасной авиационной бомбы весом 5 тонн, минимальная – 10 метров в известняке при использовании авиационной бомбы весом 250 кг. Указанные значения заглублений подразумевают непосредственное воздействие боеприпаса на сооружение, что весьма маловероятно.

Очевидно, что увеличение глубины посадки сооружения вызывает рост напряжений в конструкциях вследствие увеличения массы грунта, вовлекаемого в динамическое воздействие.

При взрывах в грунте возникают сложные волновые процессы: грунт приходит в движение, вовлекая в него сооружения и оказывая неравномерное давление на конструкции. Параметры волн в грунте зависят от характера взрыва (наземный, подземный), расположения сооружения относительно места взрыва и физико-механических свойств грунта. При достижении волной сжатия границы раздела сред и



скального основания возникает отраженная волна. При действии отражённой волны на свободную поверхность образуется волна разряжения [3].

Воздействие взрывной волны представляет собой сложное пространственно-временное воздействие на сооружение.

Тем не менее, существующие методики оперируют в основном статическими нагрузками с введением коэффициентов динамичности, что не соответствует реальным процессам [5].

В связи с этим актуален вопрос выбора наиболее рационального метода расчета для получения необходимых данных при проектировании и оценке состояния конструкций мелко заглубленных сооружений.

Согласно традиционным методикам [6] расчет торообразных оболочек подземных сооружений производится аналогично расчету монолитных обделок. С точки зрения строительной механики система многократно статически неопределима. В силу того, что интенсивность нагрузки зависит от деформации обделки, добавляется бесконечное число неизвестных, что обуславливает использование упрощенных схем.

Характер нагрузок принимается в виде наиболее простого сочетания - парабола, треугольник и т.п. Первый этап сводится к расчету в качестве единственной неизвестной экстремальной ординаты эпюры. Подбор сечения производят итерационно: первоначально задаются приближенные сечения обделки, после чего производится расчет, и определяются усилия; после этого производят нормативные проверки сечений по предельным состояниям и, в случае необходимости, конструкцию корректируют (увеличивают или уменьшают высоту сечения, изменяют армирование), затем производится пересчет. Указанная последовательность производится до тех пор, пока не достигается требуемая точность.

Расчет усилий сводится к расчету кольца в упругой среде или свободного кольца на неравномерную (по контуру) нагрузку. Схема нагрузок и конструкция оболочки к расчету на равномерно распределенную нагрузку приведена на рис. 1.

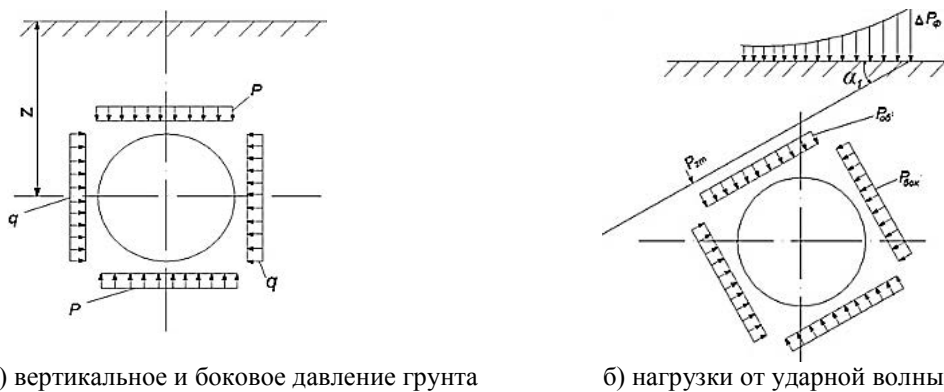


Рисунок 1 – Схема нагрузок и конструкция оболочки к расчету на равномерно распределенную нагрузку

На рисунке 1 условно большая по величине нагрузка обозначена как p , меньшая как q .

Изгибающие моменты M и продольные силы N подсчитываются для различных видов загрузки и суммируются в соответственных точках, после чего строят суммарные эпюры. По найденным значениям M и N производится подбор сечения в соответствии с указаниями СП 63.13330.2012 [7].



Нагрузка на обделку определяется суммированием нагрузки от давления грунта и давления от волны сжатия. По данным нагрузкам определяются максимальные значения ординат эпюр усилий.

Указанный алгоритм расчета не учитывает специфику поведения грунта во времени и взаимодействие поверхности конструкции и грунта на границе раздела фаз.

Нами предпринята попытка усовершенствования имеющейся методики с использованием современных конечно-элементных расчетных комплексов. В основу предлагаемой методики положена гипотеза о повышении точности расчета несущей способности сечения при использовании деформационной модели расчета.

Для повышения чувствительности методики и ухода от методики расчета по предельным состояниям в более широкую область анализа актуален переход к вероятностным методикам.

В современных условиях для решения наиболее приемлем метод конечных элементов, поскольку опыт использования указанного метода показывает его эффективность применительно к решению задач, подобных исследуемой [8].

С точки зрения выбора методов расчета спецсооружений необходимо выполнить сравнительный анализ по двум направлениям:

- выбор типа расчета на динамическую нагрузку;
- выбор расчетной схемы конструкции и массива окружающего грунта.

Нагрузка при взрывном воздействии является динамической. Наиболее распространенным и применяемым является квазистатический метод расчета с использованием коэффициентов динамичности [9]. Указанный метод используется в случае, если нет необходимости устанавливать характер движения конструкции и определять внутренние усилия в любой момент действия нагрузки, а требуется определить их максимальные значения.

В этом случае конструкция рассматривается как система с одной степенью свободы. Задаётся приближенный закон перемещения системы с точностью до одного зависящего от времени неизвестного. Динамический прогиб в любой момент времени пропорционален прогибу при статическом действии максимальной нагрузки. Коэффициентом пропорциональности является искомый коэффициент динамичности. Следует отметить, что точность результатов таких расчетов сильно зависит от соответствия реальному закону перемещений системы.

Вместе с тем определяющим достоинством квазистатических методов является сведение расчета к решению относительно простой статической задачи с использованием простейших конечно-элементных программ.

Недостатком является необходимость вычисления суммарных модальных откликов конструкции, поскольку в разных точках конструкции максимумы усилий возникают в различное время.

Для получения максимального отклика необходимо использовать специальные методики, причем оценить «отдачу» конструкции не представляется возможным, из-за чего при расчете армирования может возникнуть существенная погрешность.

Кроме того, колебания и прочность конструкций можно установить с использованием теоремы импульсов.

Если избыточное давление во фронте ударной волны и продолжительность действия нагрузки являются нормативной величиной, параметры волны могут быть определены по методикам, описанным в [9].

В качестве допущения следует указать, что фазой разрежения можно пренебречь в силу ее незначительной продолжительности в сравнении с фазой сжатия. Современные конечно-элементные комплексы позволяют задавать нагрузку такого типа.



Достоинством указанной методики является возможность отследить поведение конструкции во времени, недостатком – большая трудоемкость.

Расчетные схемы самой конструкции и массива окружающего грунта рассматриваются в нескольких вариантах: по плоской двумерной схеме, и по пространственной. При рассмотрении плоской конечно-элементной (КЭ) схемы конструкция моделируется стержневыми или оболочечными элементами, при рассмотрении пространственной – КЭ толстой оболочки. Массив грунта в обоих случаях моделируется либо с помощью КЭ упругой связи или же пластинчатыми/объемными КЭ.

Указанные расчетные схемы приведены на рисунке 2.



Рисунок 2 – Примеры конечно-элементных расчетных схем

Использование деформационной модели позволяет с единых позиций производить расчет элементов с различными конфигурациями поперечного сечения и распределением арматуры, с составными сечениями, с учетом имеющихся начальных напряжений, при различном характере силовых воздействий.

Методика расчета по деформационной модели была установлена отечественными нормами проектирования [2] в 2003 г. Применение указанной методики ранее было невозможно в связи с ее значительной трудоемкостью. Теперь же современные компьютерные технологии позволяют произвести расчет конструкций по деформационной модели с высоким качеством и при минимальных затратах времени [3].

Имеющийся опыт применения деформационных моделей показал, что их использование обеспечивает высокую точность расчета несущей способности, что обуславливает возможность экономии материала, а также позволяет производить оценку перспективности использования разнообразных материалов в конструкциях заглубленных сооружений.

В связи с этим нами проведено численное моделирование воздействия ударной волны на заглубленное сооружение, выполненное из полимерного композита с заданными прочностными характеристиками.

Конструктивная схема представлена торообразной оболочкой с выделением характерных сечений, для которых определяли напряжения и деформации. Указанные сечения представлены на рис. 3, а.

Моделирование поведения торообразной оболочки при воздействии ударной волны осуществляли в программном комплексе ЛИРА-САПР при следующих начальных условиях и ограничениях:

1. Грунт смоделирован объемными конечными элементами (КЭ 36: Универсальный пространственный восьми узловой изопараметрический КЭ,



предназначен для прочностного расчета континуальных объектов и массивных пространственных конструкций; КЭ 34: Универсальный пространственный шестиузловой изопараметрический КЭ, предназначен для прочностного расчета континуальных объектов и массивных пространственных конструкций). Основной массив смоделирован элементами-кубами с гранями в 1 и 2 м. Отдельные элементы выполнены в форме призм с одной из сторон 1 или 2 м. Элементы, сопряженные с поверхностью торообразной оболочки, имеют одну грань, ответно повторяющую его форму для полного соприкосновения элементов грунта с элементами сооружения.

2. Торообразное заглубленное сооружение смоделировано пластинчатыми элементами (КЭ 44: Универсальный четырехугольный КЭ оболочки, предназначен для прочностного расчета тонких пологих оболочек) [10].

3. Жесткости элементов грунта подобраны согласно СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений», выбраны средние значения для глин и суглинков:

суглинок с модулем упругости $E=50,98$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu=0,35$; объемный вес $\rho_0=2,71$ т/м³;

глина с модулем упругости $E=28,55$ МПа, $\nu=0,42$; $\rho_0=2,74$ т/м³.

4. Характеристики элементов сооружения: $E=9089$ МПа, $\nu=0,265$; $\rho_0=2,04$ т/м³, толщина стенки $H=400$ мм (варьировалась от 200 до 400 мм в предварительных расчетах).

5. Связи по всем шести степеням свободы наложены на нижнюю грань всего пласта, ограничивая воздействие ударной волны. Перемещения по боковым граням пласта ограничены боковым давлением грунта (расчет согласно приложению «Боковое давление грунта»). Перемещения верхней грани не ограничены.

6. Динамическая нагрузка приложена к верхней грани грунта и разложена на 2 составляющие:

– гармоническая нагрузка $P=100$ т под углом 30° (угол варьировался от 30° до 60° , для конечного расчета выбран наихудший вариант) к верхней грани пласта грунта в направлении сооружения приложена на расстоянии $l=30$ м (вертикальная составляющая взрывной волны);

– гармоническая нагрузка $P=20$ т параллельная оси X в направлении сооружения приложена на расстоянии $l=30$ м (горизонтальная составляющая взрывной волны – волна Рэлея) [4].

7. Размеры грунтового массива: $h=59$ м, $a, b=70$ м. Ограничение распространения ударной волны и колебаний ≈ 60 м (в расчете введено 59 м без учета верхнего плодородного слоя земли). В ходе предварительных расчетов глубина заложения сооружения варьировалась от 2 до 6 м с шагом 1 м. Для конечных расчетов выбраны максимальная и минимальная глубины.

В качестве основных результатов позиционируются перемещения грунта и сооружения во время колебаний и их характер.

В расчете учитывается заданное количество форм собственных колебаний (KF). Каждая форма порождает составляющую, которая состоит из действительной и мнимой частей. Составляющие должны рассматриваться как взаимоисключающие варианты. По умолчанию производится учет составляющих, частота которых предшествует заданной, а также составляющая, которая соответствует заданной частоте. От учета предшествующих частот можно отказаться [10].

Результаты получены для KF/2 составляющих плюс составляющая от заданной частоты. Учитывается закон гармонического воздействия (по синусоиде/косинусоиде) и сдвиг фаз амплитуд гармонических сил.



Наиболее информативным видом представления результатов являются цветные графические схемы, условно показывающие перемещения торообразного сооружения относительно пространственных координат при различных глубинах заложения.

После проведенного численного эксперимента для заглублений 2 и 6 м в различных грунтах были получены схемы изополей перемещений по осям координат X,Y,Z. Предварительным анализом установлено, что наиболее значимым являлось перемещение в вертикальной плоскости по оси Z.

Так, при заглублениях от 2 до 3 м установлено, что горизонтальные смещения сооружения достаточно малы, что свидетельствует о совместном перемещении сооружения и окружающего грунта в поверхностном слое, то есть в области распространения волн Рэлея. Кроме того, при глубине заложения от 2 до 3 м на поверхности сооружения отмечалось наличие зоны нулевых перемещений, что свидетельствовало о «сдувании» верхнего слоя засыпки и оголении сооружения [8].

Вертикальные смещения, напротив, весьма значительны и различаются по величине для различных сечений сооружения. Так, со стороны набегания ударной волны (рис. 3, б), отмечаются максимальные по величине смещения, а с противоположной стороны – минимальные. Подобное обстоятельство указывает на то, что все сооружение будет поворачиваться относительно вертикальной оси из горизонтальной плоскости. На наш взгляд это объясняется малой толщиной засыпки, которая не обеспечивает равномерного распределения давления по фронту ударной волны.

Поскольку перемещения по осям Y и X достаточно малы, их анализ здесь не приводится. Для оценки влияния глубины заложения сооружения на величины его перемещений в различных плоскостях провели численное моделирование для засыпки суглинком мощностью 6 м.

Для указанной глубины заложения получены соответствующие изополя, представленные на рис. 3, в.

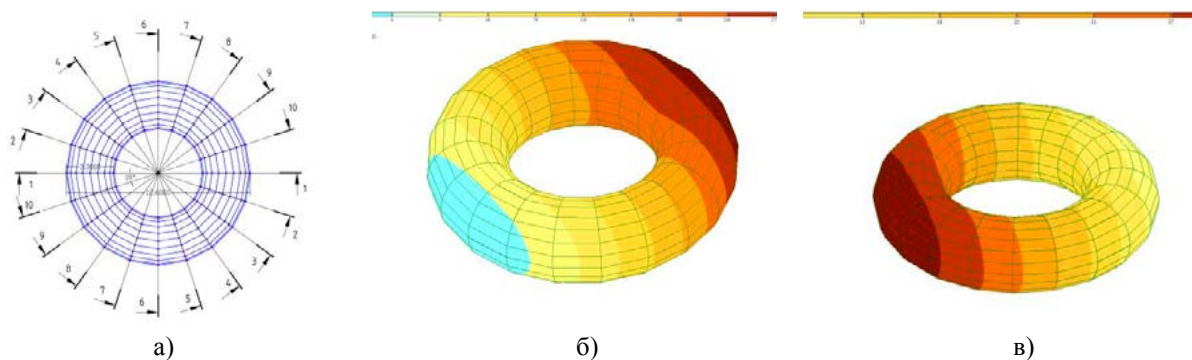


Рисунок 3 – Характерные сечения оболочки (а) и изополя перемещений в вертикальной плоскости по оси Z при глубине заложения 2 (б) и 6 м (в) в суглинке

Совместным анализом представленных данных установлено, что при заданной величине заглубления грунт оказывает значительное давление на сооружение, что обуславливает возникновение демпфирующего эффекта со стороны, противоположной ударному воздействию.

При этом отмечается суммарное увеличение значений перемещений, как в горизонтальной, так и в вертикальной плоскостях, что вызывает поворот сооружения относительно горизонтальной оси, то есть по касательной к линии воздействия ударной волны.



Следующей задачей являлось установление значений перемещений при заданных нагрузке и глубинах заложения, но уже при использовании в засыпке глины с меньшим модулем упругости.

В результате получены схожие по характеру изополя перемещений, графически представленные на рис.4, а, б.

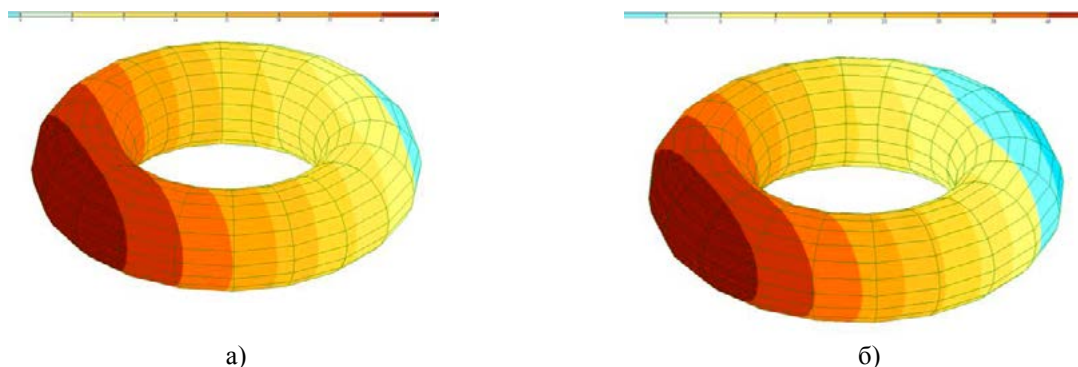


Рисунок 4 - Изополя перемещений торообразной оболочки в вертикальной плоскости Z при глубине заложения 2 (а) и 6 м (б) в глине

Анализом представленных данных установлено, что при использовании в засыпке глины, имеющей большую податливость, характер перемещений несколько иной. При глубине засыпки в пределах 2...3 м поверхность сооружения не обнажается. Напротив, имеет место общее заглужение сооружения. При увеличении толщи засыпки характер перемещений сохраняется, причем со стороны действия ударной нагрузки отмечается «всплывание» края сооружения.

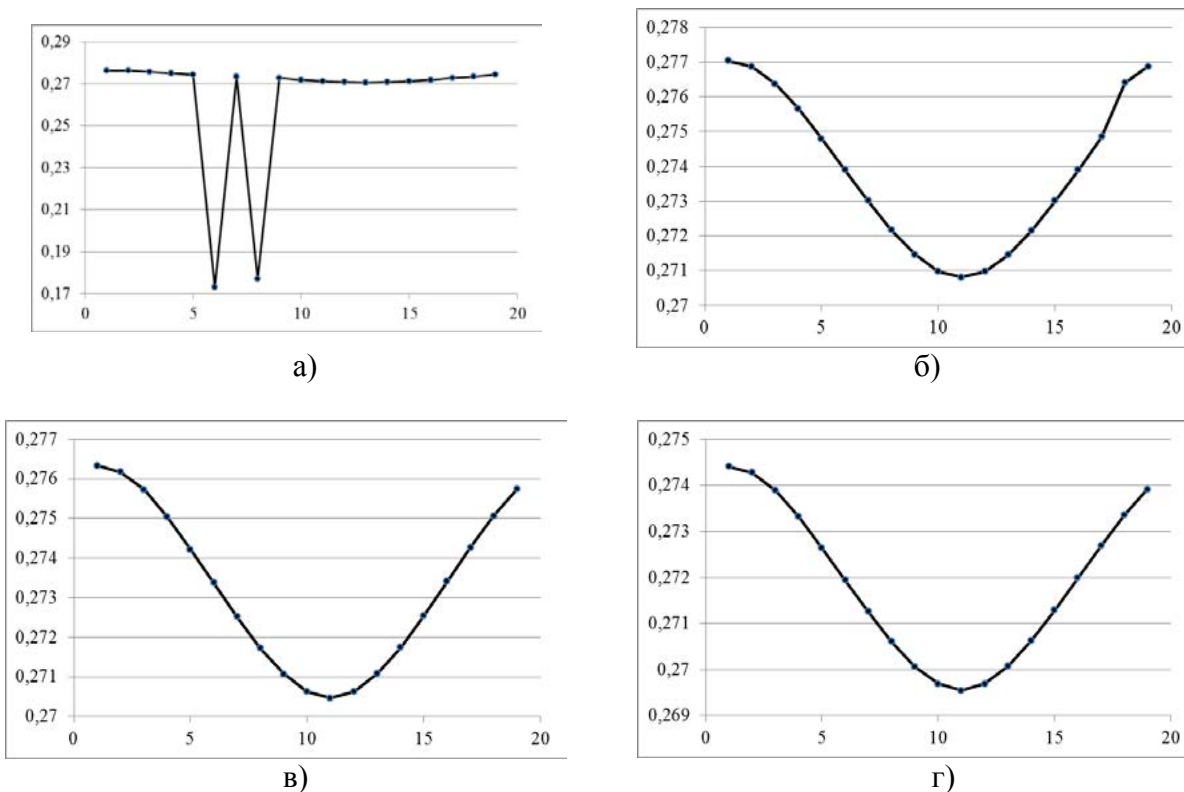


Рисунок 5 – Вертикальные перемещения в торообразной оболочке по слоям: а) прилегающий к грунтовому основанию; б) на отметке +0,4 м от основания; в) на отметке +0,8 м от основания; г) на отметке +1,2 м от основания



Очевидно, различия в модуле упругости исследуемых грунтов оказывают непосредственное влияние на величину и характер перемещений сооружения.

Для подтверждения этого провели отдельный вычислительный эксперимент в программном комплексе «Лира» по установлению перемещений в теле оболочки. Характерные точки оболочки рассматривали согласно схеме, представленной на рисунке 3, а.

Для сокращения объемов вычислений оболочку разрезали горизонтальными сечениями с шагом 0,4 м от нижней плоскости до центра тяжести. Общее количество расчетных плоскостей – четыре, расчетных точек - 20, направление взрывного воздействия – согласно рисунку 1, б.

Графически результаты расчета представлены на рисунке 5, а-г. Перемещения указаны в мм.

Выводы. Анализом приведенных данных установлено, что в самом нижнем слое оболочки имеет место проскальзывание сооружения за счет продавливания грунта в центральное отверстие тора. Указанное отчетливо прослеживается на рисунке 6, а, где имеет место резкий всплеск перемещений. При изменении высоты сечения наблюдается схожая картина внутренних перемещений, обуславливающая вытягивание оболочки в плоскости перпендикулярной вектору взрывного воздействия. Наибольшая разность перемещений 0,106 мм наблюдалась в слое оболочки, непосредственно прилегающем к грунтовому основанию. Тем не менее, указанная величина перемещений значительно меньше перемещений, полученных по традиционным методикам расчета для однообъемных заглубленных сооружений. Это обстоятельство подтверждает наше предположение о повышении точности расчета несущей способности сечения при использовании деформационной модели расчета. Очевидно, что использование представленной нами методики расчета обеспечит рациональное использование материальных и трудовых затрат при устройстве подобного рода сооружений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Нормы строительного проектирования. ВСН-43-88. М.: МО, 1990. 233 с.
2. Жарницкий, В.И. Расчет конструкций заглубленных сооружений на действие взрывных волн [Текст] / В кн.: Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций / В.И. Жарницкий, Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев // М.: Стройиздат, 1986. С. 94-116.
3. Адушкин В.В., Спивак А.А. Геомеханика крупномасштабных взрывов. – М.: «Недра», 1993 г.
4. СНиП II-II-77*. Защитные сооружения гражданской обороны. Утверждены постановлениями Госстроя СССР от 14.07. 1980 г. № 103, от 4.09. 1981 г. № 161 и от 28.06. 1985 г. № 109
5. Попов, Н.Н. Расчет конструкций специальных сооружений. [Текст] / Н.Н. Попов // М.: Стройиздат. 1974, 194 с.
6. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. [Текст] – Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: ГУП «НИИЖБ», ФАУ ФЦС 2012, 156 с.
7. Чернуха, Н.А. Особенности расчета сооружений на взрывные воздействия в среде SCAD [Текст] / Н.А. Чернуха // Инженерно - строительный журнал, №1, 2014. с.12-22
8. Бирбраер, А.Н. Экстремальные воздействия на сооружения. [Текст] / А.Н. Бирбраер, А.Ю. Роледер // СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2009, 594 с.



9. Пшеничкина, В.А. Надежность зданий как пространственных составных систем при сейсмических воздействиях [Текст] / В.А. Пшеничкина, А.С. Белоусов, А.Н. Кулешова, А.А. Чураков // Успехи современного естествознания. № 12, 2010. С. 35-37.

10. СП-52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного натяжения арматуры. [Текст] – М.: ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП 2004, 53 с.

REFERENCES

1. Normy stroitel'nogo proektirovaniya. VSN-43-88. M.: MO, 1990. 233 s.
2. Zharnitskij, V.I. Raschet konstruksij zaglublennykh sooruzhenij na dejstvie vzryvnykh voln [Tekst] / V kn.: Dinamicheskij raschet spetsial'nykh inzhenernykh sooruzhenij i konstruksij / V.I. Zharnitskij, N.N. Popov, B.S. Rastorguev // M: Strojizdat, 1986.P. 94-116.
3. Adushkin V.V., Spivak A.A. Geomekhanika krupnomasshtabnykh vzryvov. M.: «Nedra», 1993 g.
4. SNiP II-II-77*. Zashhitnye sooruzheniya grazhdanskoj oborony. Utverzhdeny postanovleniyami Gosstroya SSSR ot 14.07. 1980 g. № 103, ot 4.09. 1981 g. № 161 i ot 28.06. 1985 g. № 109.
5. Popov N.N. Raschet konstruksiy spetsial'nykh sooruzheniy. M.: Stroyizdat. 1974. p. 194.
6. SP 63.13330.2012. Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii. Osnovnye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003. M.: GUP «NIIZHB», FAU FTSS 2012, 156 p.
7. CHernukha, N.A. Osobennosti rascheta sooruzhenij na vzryvnye vozdejstviya v srede SCAD [Tekst]/ N.A. CHernukha // Inzhenerno - stroitel'nyj zhurnal. №1. 2014. p.12-22
8. Birbraer, A.N. ENKstremal'nye vozdejstviya na sooruzheniya. [Tekst] / A.N. Birbraer, A.YU. Role-der // SPb.: Izd-vo Politekhn. un-ta. 2009. 594 p.
9. Pshenichkina, V.A. Nadezhnost' zdaniy kak prostranstvennykh sostavnykh sistem pri sejsmicheskikh vozdejstviyakh [Tekst] / V.A. Pshenichkina, A.S. Belousov, A.N. Kuleshova, A.A. CHurakov // Uspekhi sovremennogo estestvoznaniya. № 12. 2010. P. 35-37.
10. SP-52-101-2003. Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii bez predvaritel'nogo natyazheniya armatury. [Tekst] – М.: GUP «NIIZHB», FGUP TSPP 2004, 53 с.

© Барабаш Д.Е., Шепель Я.Е., 2017

Барабаш Дмитрий Евгеньевич, начальник кафедры Изыскания и проектирования аэродромов, доктор технических наук, профессор, Военный учебно-научный центр Военно-воздушных сил «Военно-воздушная академия имени профессора Н.Е. Жуковского и Ю.А. Гагарина» (г. Воронеж), Россия, 394064, г. Воронеж, ул. Старых Большевиков, 54А, vaiu@mil.ru

Шепель Ярослав Евгеньевич, адъюнкт кафедры Изыскания и проектирования аэродромов, Военный учебно-научный центр Военно-воздушных сил «Военно-воздушная академия имени профессора Н.Е. Жуковского и Ю.А. Гагарина» (г. Воронеж), Россия, 394064, г. Воронеж, ул. Старых Большевиков, 54А, vaiu@mil.ru