

Юрьев А. Г., д-р техн. наук, проф.,
Калачук Т. Г., канд. техн. наук, доц.,
Павленко В. И., д-р техн. наук, проф.,
Панченко Л. А., канд. техн. наук, доц.,
Рубанов В. Г., д-р техн. наук, проф.

Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова

ТОНКИЕ ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ ИЗ СТЕКЛОФИБРОБЕТОНА

vestnik@intbel.ru

Рассмотрены особенности расчета и конструирования тонких подпорных стенок из стеклофибробетона. Подпорная стенка и грунтовая масса представлены в виде единой неоднородной среды, рассчитываемой по методу конечных элементов. С учетом больших деформаций и перемещений, а также нелинейного физического закона для грунта задача становится дважды нелинейной и решается посредством итерационной процедуры. В качестве эффективного материала для тонких подпорных стенок предложен стеклофибробетон, имеющий повышенные в сравнении с обычным бетоном показатели трещиностойкости, водонепроницаемости, эксплуатационной стойкости.

Ключевые слова: подпорная стенка, грунт, стеклофибробетон, расчет.

Рассмотрены особенности расчета и конструирования тонких подпорных стенок из стеклофибробетона. Подпорная стенка и грунтовая масса представлены в виде единой неоднородной среды, рассчитываемой по методу конечных элементов. С учетом больших деформаций и перемещений, а также нелинейного физического закона для грунта задача становится дважды нелинейной и решается посредством итерационной процедуры. В качестве эффективного материала для тонких подпорных стенок предложен стеклофибробетон, имеющий повышенные в сравнении с обычным бетоном показатели трещиностойкости, водонепроницаемости, эксплуатационной стойкости.

Подпорная стена – сооружение, удерживающее грунт от обрушения в откосах насыпей и выемок. Подпорные стены находят широкое применение в промышленном, дорожном, железнодорожном и гидротехническом строительстве, а также в горном деле. Основы их расчета содержатся в книге [1].

По принципу работы различают массивные, полумассивные, тонкоэлементные и тонкие подпорные стены. Первые три типа конструкций относят к категории гравитационных подпорных стен. Четвертый тип существенно отличается от них. Встречаются незаанкерованные и заанкерованные подпорные стенки. Предложенный в книге [1] способ их расчета по недеформированному состоянию является полуэмпирическим и не имеет теоретического обоснования.

Рядом исследований, проведенных в нашей стране и за рубежом, установлено, что теория Кулона для расчета тонких подпорных стенок неприемлема, что нашло отражение и в итогах Брюссельской конференции по проблеме давления грунта в сентябре 1958 года. Это подтверди-

ли и последующие исследования заанкерованных подпорных стенок, проводившиеся в больших масштабах в полевых условиях [2].

Давление грунта на тонкую подпорную стенку с анкерной опорой следует принимать не по закону треугольника Кулона, а по закону квадратной параболы. Кроме того, необходимо учитывать гибкость стенки, что осуществляется путем введения в формулу для определения ординат активного давления коэффициента гибкости, который определяется экспериментальным путем.

Для построения эпюры моментов в стенке нагрузка разбивается на отдельные полосы и заменяется сосредоточенными силами, при этом эпюра отпора не ограничивается снизу, так как достаточная глубина погружения стенки в грунт заранее неизвестна. Далее строится веревочный многоугольник, по положению замыкающей которого определяется упомянутая выше глубина погружения. Установлено, что на ее величину оказывает влияние гибкость стенки.

В итоге определяются наибольший изгибающий момент в стенке и усилие в анкере. Они отличаются на 17–19% от результатов на основе теории Кулона, по которой активное и пассивное давления обычно определяются без учета перемещений стенки, а также не принимаются во внимание величины смещений сползающей и выпирающей массы грунта и силы сопротивления по граням стенки.

Подобного рода задачи рассматриваются и в работе [3]. При определении бокового давления сыпучего тела на свободно стоящую стенку с учетом ее сдвига рассматриваются близкие к предельным состояния сдвига и призмы сползания, которая принимается как деформируемое тело неизменного объема. В качестве допущения

ний предполагается, что существует некоторая поверхность сползания, совпадающая с поверхностью скольжения по Кулону, сила сопротивления сдвигу пропорциональна перемещению стенки, причем в соответствии с опытными данными коэффициент постели при сдвиге составляет 0,7 от того же коэффициента при сжатии. Наибольший сдвиг возникает у низа стенки, а сдвиг у точки свободной поверхности равен нулю. Из двух условий равновесия (для стенки и грунтовой призмы) определяются как перемещения сдвига стенки, так и боковое допредельное давление грунта в зависимости не только от свойств грунта, но и от размеров стенки, ее веса и характеристики процесса сдвига стенки по грунту. Полученное боковое давление сыпучего тела больше, чем по Кулону.

В задаче о давлении грунта при сдвиге и повороте заглубленной стенки сила сопротивления грани стенки выражается через перемещение сдвига, а вертикальные перемещения не учитываются. Для определения трех неизвестных: перемещения стенки, угла ее поворота и равнодействующей давления грунта на стенку составляются три уравнения равновесия: два из условий равновесия стенки ($\sum X = 0, \sum M = 0$) и одно из условия равновесия призмы сползания.

Несмотря на то, что правомерность принятых допущений требует дополнительного анализа, в принципе предложенный метод в некотором приближении дает возможность учесть жесткость основания, взаимодействие стенки с другими конструкциями и может использоваться как для статических, так и для динамических расчетов.

В то же время задачу определения давления грунта на подпорную стенку с учетом ее перемещений и жесткости основания можно рассматривать как статически неопределимую и решать методом перемещений в канонической форме.

На систему накладываются три связи, обеспечивающие неподвижность профиля в отношении вертикального, горизонтального и углового перемещений. Одновременно вводятся соответствующие перемещения: осадка, горизонтальный сдвиг и крен. Записываются три канонических уравнения метода перемещений, отрицающие наличие реакций во введенных связях.

При определении реакций этих связей от единичных перемещений учитываются возникающие от перемещений стенки давления грунта на ее грани. Вертикальная и горизонтальная реакции определяются проектированием соответствующих нормальных и касательных составляющих сил давления грунта на соответ-

ствующие оси. Для определения реакции по направлению угла поворота вычисляется момент от сил давления грунта путем умножения этих сил на соответствующие плечи.

Для напряжений по глубине массива грунта используются общепринятые зависимости, содержащие объемный вес грунта и коэффициент бокового давления, зависящий в свою очередь от коэффициента Пуассона грунта.

После решения системы канонических уравнений метода перемещений находятся искомые смещения, осадка и угол поворота, а затем горизонтальная и вертикальная составляющие давления грунта на стенку.

Рассмотрим теперь алгоритм решения задачи методом конечных элементов в форме метода перемещений при представлении подпорной стенки с грунтовой массой в виде единой неоднородной среды. Для приближенного назначения размеров области исследования можно проанализировать известные решения конкретных задач, а также использовать результаты модельных опытов. Окончательное определение границы области производится на основе свойства локальных напряжений.

Влияние сетки разбивки на точность результатов расчета чувствительно вблизи участков зоны контакта стенки с грунтом как области с резко различными показателями деформируемости.

Поскольку в общем случае могут иметь место большие деформации и перемещения, необходим учет геометрической нелинейности. А так как в общем случае грунту присущ нелинейный физический закон, то задача становится дважды нелинейной. Матрица B , устанавливающая нелинейную связь между деформациями и перемещениями, выводится на итерационном шаге для приращений указанных величин. Ее можно представить в виде

$$[B] = [B_0] + [B(\delta)],$$

где $[B_0]$ – матрица деформаций в геометрически линейной задаче; $[B(\delta)]$ – матрица деформаций от перемещений δ .

После каждого итерационного шага производится пересчет механических характеристик для каждого из элементов нелинейной области. При этом секущие модули сдвига (G) и объемной деформации (K) определяются из физических законов для сдвига и объемной деформации, а секущий модуль продольной деформации E и коэффициент поперечной деформации ν вычисляются по формулам:

$$E = \frac{9KG}{3K+G}, \quad \nu = 0,5 - \frac{1,5G}{3K+G}.$$

При определении предельного состояния материала грунта используем гипотезу Мизеса-Шлейхера. Предельное состояние на плоскости контакта стенки и грунта в определенной мере зависит от угла трения между сыпучим телом и плоскостью стенки. При появлении растягивающих напряжений вводится поправочное начальное напряжение, сводящее их к нулю.

В итоге матрицу жесткости можно представить в виде

$$[K] = [K_0] + [K(\delta)] + [K(\sigma)],$$

где $[K_0]$ – матрица жесткости в линейной задаче; $[K(\delta)]$ – матрица, отражающая влияние больших перемещений; $[K(\sigma)]$ – матрица, зависящая от величины напряжений.

Описанный алгоритм решения методом конечных элементов позволяет получить представление о работе конструкции подпорной стенки и грунта на всех этапах деформирования, вплоть до разрушения.

Для устойчивости подпорной стенки, т.е. для предотвращения выпирания грунта, наибольшее реактивное давление у подошвы стенки должно быть меньше предельного сопротивления грунта, определяемого разностью между пассивным и активным давлениями.

Материалом для массивных подпорных стен обычно служит бетон. В случае тонкостенной конструкции необходимо дополнительное армирование. Наряду со стальными сетками и каркасами в последнее время находят применение дисперсное армирование стекловолокном [4] и в необходимых случаях углеродными волокнами [5].

Будучи композитом, стеклофибробетон сочетает в себе положительные свойства бетонной матрицы, касающиеся высокой прочности на сжатие, и вместе с тем, благодаря включению в работу стеклофибры, он имеет повышенные в сравнении с обычным бетоном показатели трещиностойкости, водонепроницаемости, эксплуатационной стойкости. В то время как бетон слабо сопротивляется растягивающим усилиям, фибробетон аналогичной марки может иметь в сравнении с бетоном предел прочности на растяжение при изгибе выше в 4-5 раз, на осевое растяжение выше в 3-4 раза, ударную вязкость больше в 15-20 раз, а это важно для эксплуатации значительной части несущих конструкций, в том числе и тонких подпорных стенок.

Стеклофибробетон рекомендуется для изготовления конструкций, в которых могут быть наиболее эффективно использованы следующие

его технические преимущества по сравнению с бетоном и железобетоном [6]:

- повышенные трещиностойкость, ударная вязкость, износостойкость, морозостойкость и атмосферостойкость;

- возможность использования более эффективных конструктивных решений, чем при обычном армировании, например, применение тонкостенных конструкций;

- возможность снижения или полного исключения расхода стальной арматуры, например, в конструкциях с экономической ответственностью;

- снижение трудозатрат и энергозатрат на арматурные работы, повышение степени механизации и автоматизации при производстве фибробетонных конструкций.

Для стеклофибробетонных конструкций предусматривается конструкционный мелкозернистый бетон средней плотности 2300 кг/м^3 на кварцевом песке с крупностью зерен от 1,5 мм до 2,3 мм.

В качестве вяжущих для приготовления мелкозернистого бетона стеклофибробетонных конструкций применяют портландцемент, глиноземистый цемент марок не ниже М400, а также добавки микрокремнезема или вяжущие низкой водопотребности.

Для армирования стеклофибробетонных конструкций применяется фибра в виде отрезков стекловолокна, как правило, длиной от 10 до 60 мм, изготавливаемая путем рубки:

- ровинга из щелочестойкого (цементостойкого) стекловолокна;

- ровинга из алюмоборосиликатного (нещелочестойкого) стекловолокна.

Длина фибры принимается в зависимости от размеров и процента армирования конструкций, вида технологического оборудования по приготовлению и укладке стеклофибробетонной смеси.

Для армирования мелкозернистого бетона на портландцементе используется фибра из щелочестойкого волокна. Нещелочестойкое волокно применяется для армирования бетона на основе глиноземистого цемента, портландцемента с добавкой гипса или микрокремнезема на ограниченный срок службы.

Представляется актуальной проблема оптимизации фибробетона. Насыщаемость фибрами должна быть подчинена силовой схеме конструкции. Другими словами, управление процессом структурообразования конструкции должно иметь подсистему напряженно-деформированного состояния, прогнозирующую поведение конструкции в реальных условиях.

Несущие стеклофибробетонные элементы, к числу которых относятся большей частью элементы тонкостенных конструкций, как правило, имеют комбинированное армирование. Фибры сочетаются со стержневой, проволочной стальной арматурой или стержневой стеклопластиковой арматурой.

Равномерно распределенная по толщине сечения стальная стержневая или проволочная арматура может быть учтена путем ее приведения к фибровому армированию [6]:

$$\mu_f^{red} = \mu_f + \mu_s (R_s / R_{fbt}),$$

где μ_f – коэффициент фибрового армирования по объему; μ_s – коэффициент армирования стальной арматурой; R_{fbt} – расчетное сопротивление растяжению стеклофибробетона; R_s – расчетное сопротивление растяжению стальной арматуры.

В основу величины R_{fbt} положено расчетное сопротивление растяжению фибровой арматуры R_f . Оно корректируется коэффициентами, учитывающими: влияние бетона-матрицы на прочность фибробетона, насыщенность фибрами по объему, ориентацию фибр, влияние их длины и условия работы. Под последними подразумеваются длительность действия и многократная повторяемость нагрузки, агрессивность среды, способ изготовления конструкции и др.

Коэффициент фибрового армирования по объему рекомендуется принимать в пределах $0,01 \leq \mu_f \leq 0,05$. Допускается при экономическом обосновании принимать $\mu_f > 0,05$, когда к конструкции предъявляются повышенные требования в части трещиностойкости.

Предложенный алгоритм расчета тонких подпорных стенок сочетается с наиболее востребованными программами расчета строительных конструкций, а возведение их из стеклофибробетона соответствует прогрессивным процессам в строительной отрасли.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Клейн Г.К. Расчет подпорных стен. / Г.К. Клейн. – М.: Высшая школа, 1964. – 196 с.
2. Гончаров Ю.М. К вопросу о применении теории Кулона для определения давления грунта на гибкие стенки / Ю.М. Гончаров // Основания, фундаменты и механика грунтов, - 1959. - №4. - С. 8– 10.
3. Снитко Н.К. Определение бокового давления грунта по уравнениям совместности перемещений сдвига / Н.К. Снитко // Основания, фундаменты и подземные сооружения. – 1963. - №1. – С. 12–14.
4. Юрьев А.Г. Расчет по второму предельному состоянию статически неопределимых композитных балок / А.Г. Юрьев, Л.А. Панченко // Конструкции из композиционных материалов. – 2006. – №2. – С. 82– 83.
5. Ямб Эммануэль. Новые подходы к формированию строительных конструкций на основе углеродных наносистем / Ямб Эммануэль, А.Г. Юрьев, Л.А. Панченко, И.Р. Серых // Вестник БГТУ. – 2009. - №3. – С. 67– 69.
6. Проектирование и основные положения технологий производства фибробетонных конструкций (ВНС 56 – 97). – М.: НТУ НИЦ «Строительство», 1997. – 94 с.