



# ОЦЕНКА ОЦЕНКИ ВОЗМОЖНЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ ЗДАНИЙ В РЕЗУЛЬТАТЕ ОСАДОК ПОВЕРХНОСТИ ГРУНТА ПРИ ПРОХОДКЕ ТОННЕЛЕЙ НЕГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ЩИТОВЫМ СПОСОБОМ CRITERIA OF POSSIBLE BUILDING DAMAGES CAUSED BY SOIL SETTLEMENTS DUE TO SHALLOW SHIELD TUNNELING

**ЕЛГАЕВ В.С.**

Аспирант кафедры «Подземные сооружения» Московского государственного университета путей сообщения (МИИТ),  
usd.miit@gmail.com

**ELGAEV V.S.**

A postgraduate student of the «Underground Structures»  
department of Moscow State University of Railway Engineering,  
usd.miit@gmail.com

## **Ключевые слова:**

осадки поверхности грунта; тоннель неглубокого заложения; проходка тоннеля щитовым способом; критерии повреждения зданий.

## **Key words:**

surface soil settlements; shallow tunnel; shield tunneling; building damage criteria.

## **Аннотация**

**В ближайшие три года в г. Москве намечается строительство более 75 км линий метро. В целях уменьшения стоимости они будут неглубокого заложения. При строительстве и эксплуатации таких объектов возникают проблемы, которые необходимо решать еще на стадии проектирования. В статье предлагается методика определения осадок дневной поверхности грунта при щитовой проходке тоннелей метро неглубокого заложения, основанная на использовании теоремы взаимности. Разработаны критерии оценки возможных повреждений зданий, расположенных над такими тоннелями.**

## **ВВЕДЕНИЕ**

В настоящее время в г. Москве в связи с продолжающимся осложнением транспортных проблем намечается ускоренное строительство линий метрополитена, которые в условиях плотной городской застройки являются наиболее эффективным средством их решения. В ближайшие три года намечается строительство более 75 км линий метро. В целях уменьшения его стоимости они будут неглубокого заложения.

При строительстве и эксплуатации таких объектов возникает целый ряд проблем, которые необходимо решать еще на стадии проектирования. К ним относятся:

- возможные чрезмерные осадки поверхности грунта, возникающие при проходке тоннелей, которые могут повредить здания, попадающие в области проявления этих осадок;
- вибрации, создаваемые рабочими органами щита при разработке породы, которые также могут передаваться фундаментам зданий, а в некоторых случаях вызывать разжижение грунтов;
- вибрации от подвижного состава, возникающие при эксплуатации тоннелей метро мелкого заложения.

Прогнозирование этих явлений является очень важным. Традиционные методы проектирования, используемые в инженерной практике для оценки таких воздействий, основываются на результатах измерения деформаций и амплитуд колебаний свободной поверхности в полевых условиях. Однако при таком подходе остаются непонятными механизмы взаимодействия тоннельной обделки и окружающего массива грунта.

В последние годы получили распространение более точные теории, в которых учитывается относительная жесткость грунтов и зданий, что позволяет более правильно оценивать деформации зданий и опасность их возможных повреждений.

Строительство тоннелей неглубокого заложения в дисперсных грунтах практически всегда приводит к

## **Abstract**

**During the next three years it is planned to build 75 km of subway lines in Moscow. In order to reduce the cost they will be shallow. During construction and operation of such sort of objects some problems occur that must be solved at the design stage. The authors of this article propose a method to estimate surface soil settlements caused by shallow shield tunneling on the basis of the reciprocity theorem. Possible damage criteria for buildings situated above such kind of tunnels are developed.**

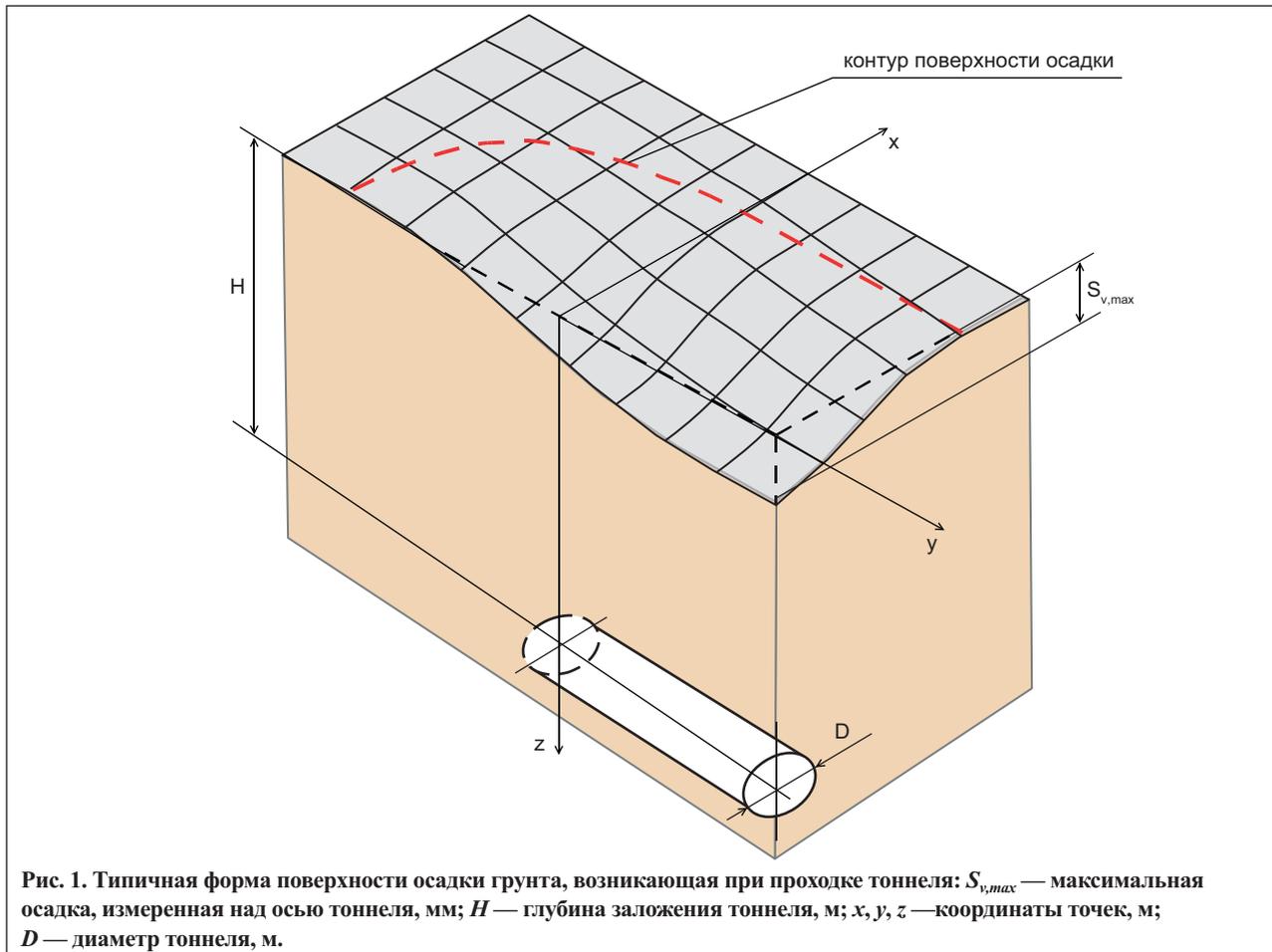


Рис. 1. Типичная форма поверхности осадки грунта, возникающая при проходке тоннеля:  $S_{v,max}$  — максимальная осадка, измеренная над осью тоннеля, мм;  $H$  — глубина заложения тоннеля, м;  $x, y, z$  — координаты точек, м;  $D$  — диаметр тоннеля, м.

деформациям дневной поверхности. В городской среде эти осадки могут повредить существующие наземные или подземные конструкции. При проходке тоннелей происходит взаимодействие подземных и наземных сооружений, которое необходимо оценить для обеспечения их безопасности.

В настоящее время в г. Москве начинается проектирование Кожуховской линии метрополитена. При ее строительстве более двухсот зданий попадают в область возможных осадок поверхности грунта, т.к. предполагается строительство тоннелей неглубокого (около 20–30 м) заложения.

Целью статьи является анализ в основном зарубежного опыта проектирования и строительства тоннелей в таких условиях. Предлагаются методика расчета осадок поверхности грунта, основанная на теореме взаимности, и классификация возможных повреждений зданий при проходке тоннелей неглубокого заложения щитовым способом в грунтах, не являющихся скальными.

## 1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ЭМПИРИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИИ ДНЕВНОЙ ПОВЕРХНОСТИ, ВОЗНИКАЮЩЕЙ ПРИ ПРОХОДКЕ ТОННЕЛЯ

### 1.1. Определение вертикальных перемещений дневной поверхности, возникающих при проходке тоннеля

Английский ученый Р.Б. Пек [18] еще в 1969 г. предположил, что поперечное сечение кривой мульды осадки может быть описано функцией ошибки Гаусса. С

тех пор это интуитивное математическое описание данного явления принято многими инженерами. Замеры в полевых условиях и испытания моделей на центрифугах, проведенные в большом количестве, показали хорошее совпадение с теоретическими данными.

На рисунке 1 представлено типичное искажение формы дневной поверхности, которое возникает при проходке тоннелей (контур поверхности осадки показан красной штриховой линией). Такая ее деформация называется мульдой осадки.

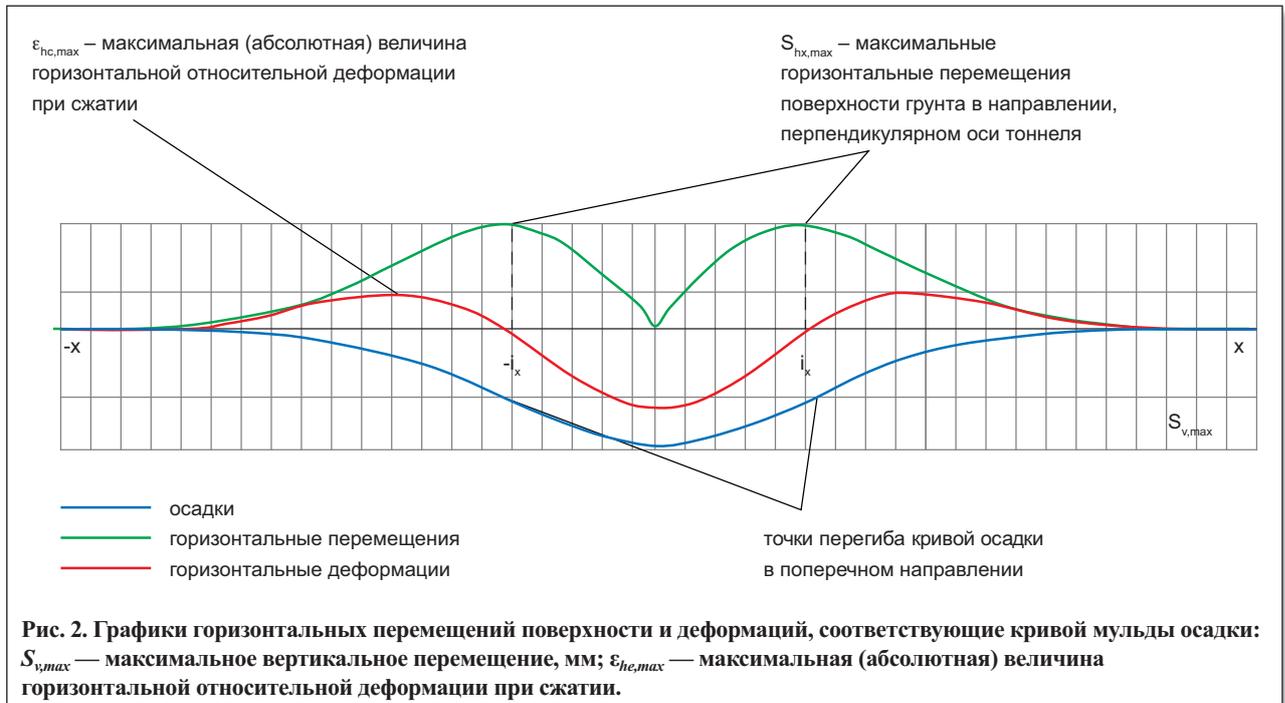
Для обозначения параметров, характеризующих поверхность мульды осадки, приняты следующие обозначения:  $S_v$  (мм) — вертикальное смещение точек дневной поверхности;  $S_{hx}$  (мм) — горизонтальное смещение точек дневной поверхности, направленное перпендикулярно оси тоннеля;  $S_{hy}$  (мм) — горизонтальное смещение точек дневной поверхности, направленное вдоль оси тоннеля.

В соответствии с указанным подходом функцию вертикальной осадки в поперечном сечении можно определить по формуле [18]:

$$S_v(x) = S_{v,max} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}}, \quad (1)$$

где  $i_x$  (м) — параметр ширины мульды, представляющий собой стандартное отклонение функции Гаусса;  $e$  — основание натурального логарифма.

Типичная поперечная кривая мульды осадки представлена на рис. 2. Следует отметить, что она имеет максимальный наклон в точке перегиба, которая расположена на расстоянии  $i_x$  от геометрической оси



тоннеля. Эта точка отделяет зону прогибов от зоны выгибов. Как будет показано ниже, она является критической при определении критерия деформации здания.

Площадь области, ограниченной Гауссовой функцией, по определению равна единице. Следовательно, площадь, определяемая кривой мульды осадки (интеграл правой части выражения (1)), вычисляется по формуле:

$$V_s = \int_{-\infty}^{\infty} S_v dx = \sqrt{2\pi} i_x S_{v,max}, \quad (2)$$

где  $V_s$  — объем мульды осадки на единицу длины тоннеля,  $m^3$ .

В материалах с малой водопроницаемостью смещение частиц грунта к тоннельной обделке происходит без дренирования. Другими словами, зазор между тоннельной обделкой и границей разработанной полости полностью заполняется грунтом. Поэтому объем поверхностной мульды осадки равен объему грунта, удаленному сверх объема, занимаемого тоннелем. Обычно он определяется как отношение этого дополнительного (потерянного) объема к объему тоннеля (на единицу его длины):

$$V_L = \frac{V_s}{\pi \frac{D^2}{4} \cdot l} \quad (3)$$

где  $l$  — длина погонного метра тоннеля,  $l = 1$  м;  $V_L$  — потеря объема,  $m^3$ ;  $D$  — внешний диаметр тоннеля, м.

На практике отношение (3) выражается в процентах.

Учитывая зависимости (2) и (3), выражение (1) можно привести к виду:

$$S_v(x) = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_L D^2}{4 i_x} e^{-\frac{x^2}{2 i_x^2}}. \quad (4)$$

Для данного диаметра тоннеля  $D$  форма и величина поперечной кривой осадки зависит только от потери объема  $V_L$  и ширины мульды  $i_x$ . Эти два критических параметра будут обсуждены более подробно далее после получения величин горизонтальных компонент перемещения.

### 1.2. Определение горизонтальных перемещений грунта

Английские ученые М.П. О'Рейли и Б.М. Нью [16] определили горизонтальные перемещения поверхности грунта в поперечном направлении, предположив, что частицы грунта перемещаются к оси тоннеля. Тогда, зная вертикальные составляющие перемещений, можно определить горизонтальные:

$$S_{hx}(x) = -x S_v(x) / z_0, \quad (5)$$

где  $z_0$  — глубина заложения тоннеля, м.

На рисунке 2 представлены функции горизонтальных и вертикальных перемещений. Следует отметить, что максимальные горизонтальные перемещения проявляются в точках перегиба. На этом же рисунке представлены функции горизонтальных деформаций  $\varepsilon_h(x)$ , которые равны производной перемещений по пространственной переменной  $x$ .

$$\varepsilon_h(x) = \frac{S_v(x)}{z_0} \left( \frac{x^2}{i_x^2} - 1 \right). \quad (6)$$

Положительным значениям в этом уравнении соответствуют деформации растяжения, отрицательным — деформации сжатия.

Горизонтальные деформации являются важным критерием при оценке деформаций зданий, попадающих в зону воздействия строящегося тоннеля.

Анализ кривых, представленных на рис. 2, показывает, что между двумя точками перегиба возникают деформации сжатия, вне этих точек — деформации растяжения. Максимальные (абсолютные) величины го-



ризонтальных деформаций  $\varepsilon_h$  ( $\varepsilon_{hc}$  — при сжатии,  $\varepsilon_{ht}$  — при растяжении) возникают при  $x = 0$  и  $x = \sqrt{3}i_x$  при сжатии и растяжении соответственно.

### 1.3. Форма поверхности осадок грунта вдоль оси тоннеля

П.Б. Этьюзл и Дж.П. Вудмэн [8] предложили определять продольный профиль осадки грунта, считая, что тоннель в продольном направлении представляет собой множество точечных источников, каждый из которых вызывает осадки. Если и в этом случае принять, что последние описываются функцией Гаусса, то продольный профиль функции осадки по оси тоннеля ( $x = 0$ ) можно описать выражением:

$$S_v(y)_{x=0} = S_{v,max} \Phi(y/i_y), \quad (7)$$

где  $\Phi(y/i_y)$  — функция (безразмерная) суммарной вероятности осадок от точечных источников;  $y$  — координата, направленная вдоль оси тоннеля от забоя, м;  $i_y$  — ширина мулды продольного профиля осадки, м. Функция  $\Phi(y/i_y)$  представляется в виде:

$$\Phi\left(\frac{y}{i_y}\right) = \frac{1}{i_y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}} dy. \quad (8)$$

На рисунке 3 представлена теоретическая кривая продольной осадки, соответствующая теории П.Б. Этьюзла и Дж.П. Вудмэна [8]. Теоретически осадка увеличивается в положительном направлении оси  $y$  (за забоем) и достигает максимального значения  $S_{v,max}$  при  $y = \infty$ . Осадка, равная нулю ( $S_v = 0$ ), достигается при  $y = -\infty$ . При  $y = 0$  осадка равна половине максимальной ( $S_{v,max} / 2$ ). П.Б. Этьюзл и Дж.П. Вудмэн [8] показали, что при проходке в твердых глинах над забоем осадки составляют 30–50% от  $S_{v,max}$  (со средней величиной, равной приблизительно 40% от  $S_{v,max}$ ).

Для упрощения расчетов часто предполагается, что над забоем тоннеля при  $y = 0$  максимальное значение осадки можно принимать равным  $0,5S_{v,max}$ .

Многие исследователи [15] для сравнения величин  $i_x$  и  $i_y$  провели большое количество испытаний и замеров осадок вдоль и перпендикулярно оси тоннеля. Несмотря на то что значения  $i_x$  получались немного больше величин  $i_y$  (например, при строительстве продолжения Юбилейной линии метро в г. Лондоне в районе станции «Парк Святого Джеймса» («St. James's Park»)) были проведены полевые измерения, из которых следовало, что  $i_x/i_y = 1,3$ , для многих проектов тоннельного строительства принимают  $i_x = i_y$ . В данной статье

далее будет использоваться параметр ширины мулды  $i = i_x$  для  $i_x$ , и для  $i_y$ .

На основании предположения, что векторы перемещений частиц грунта направлены к центру забоя тоннеля, было доказано [16], что горизонтальные перемещения точек дневной поверхности в продольном направлении  $S_{hy}$  можно определить из выражения:

$$S_{hy}(y)_{x=0} = \frac{V_L D^2}{8z_0} e^{-\frac{y^2}{2i^2}}. \quad (9)$$

Дифференцирование функции  $S_{hy}$  по координате  $y$  позволяет определить горизонтальные деформации грунта в продольном направлении над осью тоннеля:

$$\varepsilon_{hy}(y)_{x=0} = -y \frac{V_L D^2}{8i^2 z_0} e^{-\frac{y^2}{2i^2}}. \quad (10)$$

Полученное выражение описывает деформации растяжения (положительные значения) перед забоем и деформации сжатия (отрицательные значения) за забоем.

В соответствии с изложенной выше теорией все компоненты перемещений и напряжений зависят от двух параметров, связанных с шириной мулды, — осадки  $i$  и потери объема  $V_L$ .

### 1.4. «Потеря объема» грунта

«Потеря объема» грунта  $V_L$  равна разности объема выбранного грунта и теоретического объема тоннеля в расчете на единицу длины последнего.

При строительстве тоннелей щитовым способом на деформации поверхности грунта влияют следующие факторы:

- перебор (выработка большего объема породы в забое по сравнению с объемом тоннеля) и выпуски (превышение количества тампонажного раствора и породы в полости между тоннельной обделкой и выработкой);
- передвижение щитов даже с небольшим (порядка нескольких градусов) углом атаки;
- увеличенный строительный зазор между обделкой и грунтовым массивом;
- податливость обделки;
- деформации щитов и их вибрации.

Все эти факторы определяют величину «потери объема» грунта, от которой в большей мере зависят осадки дневной поверхности.

Современная технология проходки позволяет ограничить перемещения грунта до такой степени, чтобы ущерб от него подземным сооружениям и со-

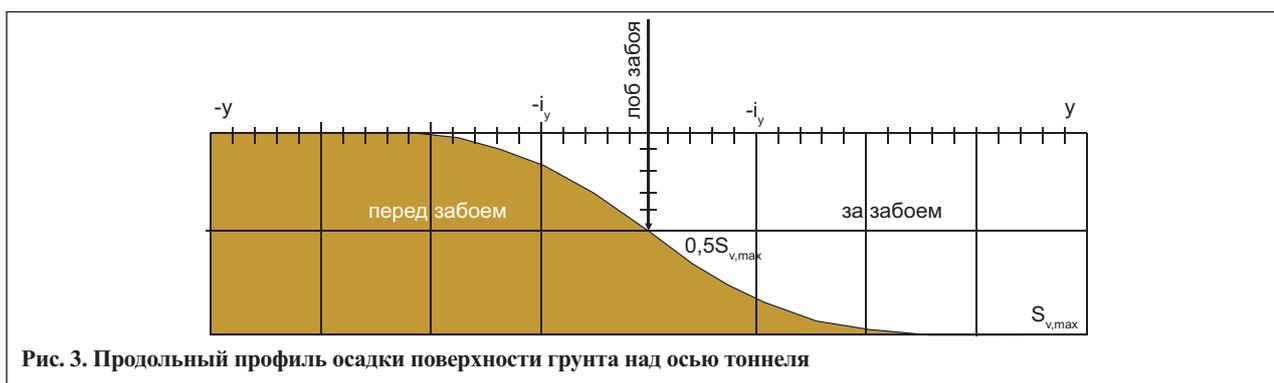


Рис. 3. Продольный профиль осадки поверхности грунта над осью тоннеля

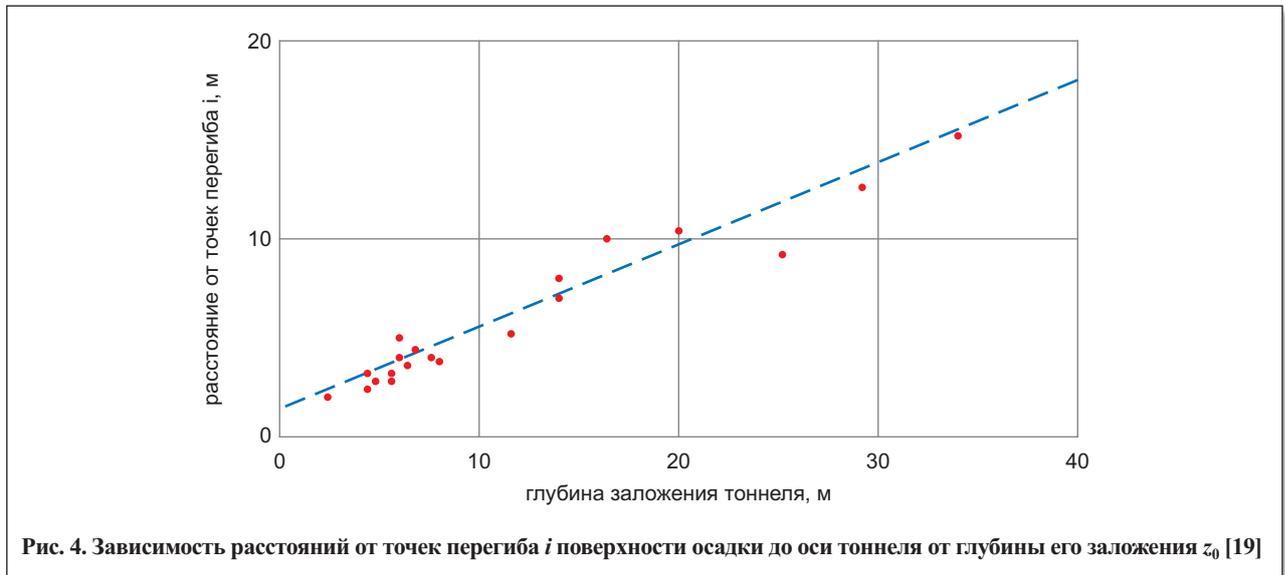


Рис. 4. Зависимость расстояний от точек перегиба  $i$  поверхности осадки до оси тоннеля от глубины его заложения  $z_0$  [19]

оружениям на поверхности был минимальным. Тем не менее полностью избежать воздействия щитовой проходки на окружающую среду не представляется возможным.

Замеры при строительстве метро в г. Лондоне [16] показали, что при щитовой проходке в глинистых грунтах объем потерянного грунта находился в диапазоне от 1% до 2%. Отмечены и более высокие потери объема грунта при строительстве продолжения Юбилейной линии метро и станции «Парк Святого Джеймса» в г. Лондоне [21] — 3,3 и 2,9%.

Некоторые ученые, например Дж.Б. Берленд и др. [10], предлагали ограничивать величину параметра потери объема грунта при заключении контрактов на строительство тоннелей.

### 1.5. Ширина кривой мульды осадки

Для оценки ширины впадины поверхности грунта удобно использовать параметр мульды осадки  $i$ . В поперечном сечении кривой осадки это расстояние от точки перегиба (т.е. точки максимального наклона) до оси тоннеля (см. рис. 2). М.П. О'Рейли и Б.М. Нью [16] выполнили большое количество замеров по этим кривым при проходке тоннелей в глинистых породах. В результате обработки экспериментальных данных (рис. 4) ими была получена следующая линейная зависимость параметра ширины мульды  $i$  (м) от глубины заложения тоннеля  $z_0$  (м):

$$i = 0,43z_0 + 1,1. \quad (13)$$

На основании анализа экспериментальных данных авторы работы [16] сделали вывод о том, что для глинистых грунтов во многих случаях значение коэффициента  $K$ , определяющего точку перегиба, равно 0,5, является приемлемой величиной. В то же время они указали, что она может меняться в диапазоне от 0,4 до 0,7 для жесткой и мягкой глины соответственно. Как видно из рис. 4, простая линейная функция достаточно хорошо описывает зависимость, полученную экспериментальным путем в полевых условиях. Тем не менее для удобства использования с достаточной для инженерных расчетов точностью авторы [16] упростили уравнение (13), приведя его к виду:

$$i = Kz_0. \quad (14)$$

Позднее В.Дж. Ренкин [20] на основании большого количества данных, полученных в полевых условиях, подтвердил величину  $K = 0,5$ . Таким образом, для глинистых грунтов получается простая зависимость:

$$i = 0,5z_0. \quad (15)$$

Кроме полевых замеров Т. Кимуры и Р.Дж. Мейром [13] были выполнены испытания на центрифуге. Их результаты показали, показали, что величина  $K = 0,5$  не зависит от жесткости тоннельной конструкции. Авторы [13] пришли к выводу, что значение  $K$  не зависит от способа проходки тоннеля.

### 1.6. Перемещения слоев грунта под дневной поверхностью

Для оценки воздействий перемещений грунтов на фундаменты зданий и других подземных сооружений при проходке тоннелей необходимо уметь оценивать перемещения частиц грунта не только на поверхности, но и на разных глубинах. Было выполнено большое количество экспериментально-теоретических исследований, чтобы получить простые и удобные для инженерного использования зависимости.

Исходя из предположения, что деформации подповерхностных слоев также описываются функцией Гаусса, Р.Дж. Мейр и др. [14] получили формулу для определения ширины мульды осадки  $i$  на разных глубинах:

$$i = 0,5(z_0 - z). \quad (16)$$

Выполненные полевые измерения и испытания моделей на центрифуге позволили откорректировать это выражение. Была предложена формула, более точно описывающая деформации подповерхностных слоев:

$$i = K(z_0 - z). \quad (17)$$

Коэффициент  $K$  здесь определяется из выражения

$$K = 0,325 + 0,175 / (1 - z / z_0). \quad (18)$$



Можно показать, что при  $z = 0$  (что соответствует дневной поверхности) из выражения (18) получается  $K = 0,5$ . Это значение соответствует величине, полученной из уравнения (15).

Функция Гаусса может использоваться для определения кривых для подповерхностных слоев. Для этой цели предложены эмпирические поправочные коэффициенты.

Испытания на центрифугах показали, что величины, характеризующие ширину поверхности мульды осадки  $i$ , возрастают, если над тоннелем находятся поверхностные слои, жесткость которых больше жесткости грунтов, в которых находится тоннель.

Недостаток эмпирического метода заключается в том, что при таком способе определения поверхности мульды сдвига не учитываются свойства грунта и не определяется величина динамического воздействия на здания.

Для решения проблемы оценки как статического, так и динамического воздействия на окружающую среду при щитовой проходке тоннелей в Московском государственном университете путей сообщения (МИИТ) была разработана методика, в основу которой была положена «теорема взаимности» (см. далее).

## 2. МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ДНЕВНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ГРУНТА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ «ТЕОРЕМЫ ВЗАИМНОСТИ»

При определении величин осадок и уровней колебаний поверхности при щитовой проходке тоннелей используется «теорема взаимности» и известные решения задачи о воздействии сосредоточенной силы на упругое полупространство.

В настоящей работе «теорема взаимности» используется в следующей формулировке [2]: «Если сила  $F(t)$ , приложенная в направлении  $\alpha$  к некоторой точке  $A$  упругого анизотропного неоднородного пространства, вызывает в другой точке  $B$  перемещение в направлении  $\beta$ , равное  $u(t)$ , то эта же сила  $F(t)$ , приложенная к точке  $B$  в направлении  $\beta$ , вызовет в точке  $A$  перемещение в направлении  $\alpha$ , равное  $u(t)$ ».

### 2.1. Определение деформаций дневной поверхности грунта при щитовой проходке

На первой стадии определяется напряженно-деформированное состояние упругого полупространства при действии постоянной сосредоточенной силы. Для этой цели используется известное аналитическое решение Фламанта [7].

$$\sigma_r = (2F / \pi r) \cos \theta = 2Fz / \pi r^2, \quad (19)$$

где  $\sigma_r$  — радиальные напряжения в упругом полупространстве при действии сосредоточенной силы,  $\text{H}/\text{м}^2$  (см. рис. 5);  $F$  — нагрузка на единицу длины поверхности вдоль оси  $y$ , приложенная к поверхности упругого полупространства,  $\text{H}/\text{м}$ ;  $\theta$  — угол между вертикальной линией, проведенной в точке приложения силы, и линией, соединяющей центр тоннеля с точкой приложения силы, рад;  $r$  — расстояние от точки приложения силы до центра тоннеля, м;  $z$  — расстояние от оси тоннеля до поверхности (глубина заложения тоннеля), м.

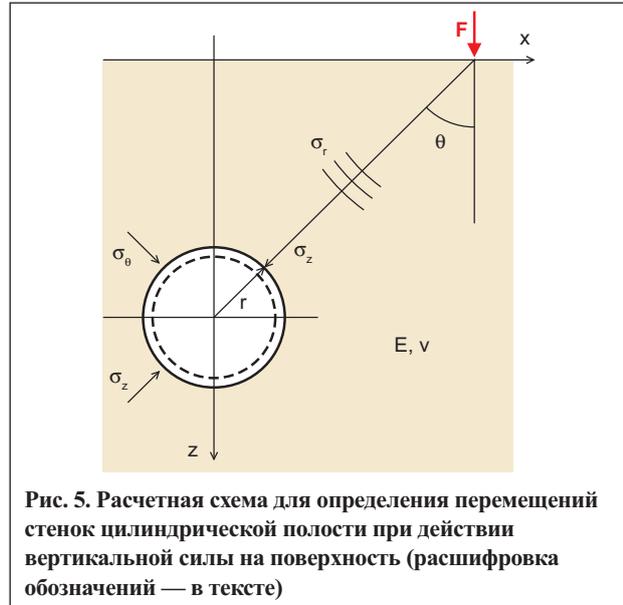


Рис. 5. Расчетная схема для определения перемещений стенок цилиндрической полости при действии вертикальной силы на поверхность (расшифровка обозначений — в тексте)

Нормальные напряжения в двух взаимно перпендикулярных направлениях:

$$\sigma_z = \sigma_r \nu / (1 - \nu); \quad (20)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_z \nu / (1 - \nu), \quad (21)$$

где  $\sigma_z$  — нормальное напряжение вдоль оси тоннеля,  $\text{H}/\text{м}^2$ ;  $\sigma_\theta$  — нормальные напряжения, перпендикулярные направлению,  $\text{H}/\text{м}^2$ ;  $\nu$  — коэффициент Пуассона.

Радиальные перемещения  $u_r$  (м) контура цилиндрической полости при действии нормальных напряжений, перпендикулярных оси этой полости, определяются по формуле:

$$u_r = a \sigma_r (1 + 2 \cos 2\theta) / E \quad \text{при } \theta = 0, \quad (22)$$

где  $a$  — радиус полости, м;  $E$  — модуль упругости грунта,  $\text{H}/\text{м}^2$ .

Радиальные перемещения контура при действии нормальных напряжений, перпендикулярных направлению оси цилиндрической полости и перпендикулярных направлению  $\theta = 0$ :

$$u_r = a \sigma_r \nu (1 - 2 \cos 2\theta) / E (1 - \nu). \quad (23)$$

Радиальные перемещения контура при действии нормальных напряжений вдоль оси цилиндрической полости:

$$u_r = a \sigma_z \nu / E \Rightarrow u_r = \nu^2 / (1 - \nu) \cdot a \sigma_r / E. \quad (24)$$

Суммарные радиальные перемещения контура цилиндрической полости при действии напряжений вдоль оси полости и в двух взаимно ортогональных направлениях, перпендикулярных оси полости, определяются выражением:

$$u_r = \frac{a \sigma_r}{E} (1 + 2 \cos 2\theta) + \frac{a \sigma_r \nu}{E(1 - \nu)} (1 - 2 \cos 2\theta) + \frac{a \sigma_r \nu^2}{E(1 - \nu)}. \quad (25)$$

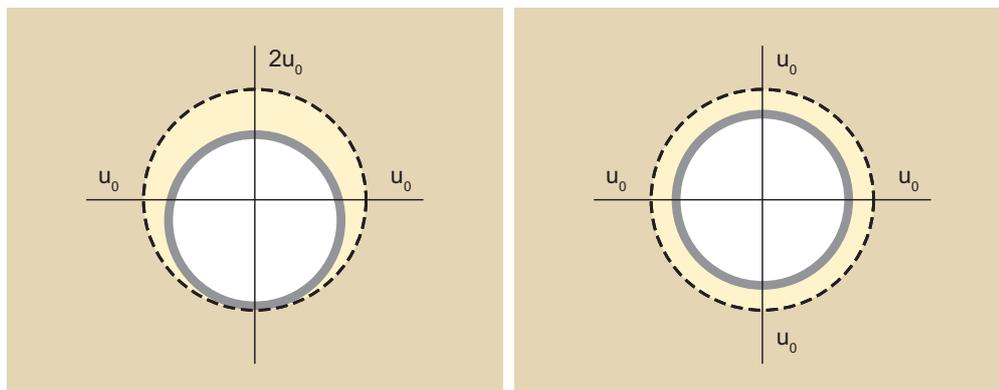


Рис. 6. Схема для учета неравномерной величины зазора между корпусом щита (тоннельной обделкой) и полостью в грунте:  $u_0$  — величина эквивалентного равномерного зазора

Выражение (25) удобно преобразовать так, чтобы в него входило отношение скорости распространения поперечных волн  $c_s = \sqrt{\mu / \rho}$  к скорости распространения продольных волн  $c_p = \sqrt{(\lambda + 2\mu) / \rho}$  (где  $\mu, \lambda$  — параметры Ламе, Н/м<sup>2</sup>, причем  $\mu$  представляет собой модуль сдвига грунта;  $\rho$  — плотность грунта, кг/м<sup>3</sup>).

Обозначим отношение квадратов скоростей распространения волн символом  $\delta^2$ . Полагая, что

$$\delta^2 = \frac{c_s^2}{c_p^2} = \frac{\mu}{\lambda + 2\mu} = \frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)}, \quad (26)$$

приведем выражение (25) к более простому виду:

$$u_r = \frac{a\sigma_r}{2\mu} \left[ 1 + \frac{8(1 - \delta^2)\delta^2}{3 - 4\delta^2} \cos 2\theta \right]. \quad (27)$$

Подставив выражение (19) в уравнение (27) и выполнив необходимые алгебраические преобразования, получим:

$$u_r = \frac{aFz}{\mu\pi(x^2 + z^2)} \left[ 1 + \frac{8(1 - \delta^2)\delta^2}{3 - 4\delta^2} \cos 2\theta \right] \quad (28)$$

В соответствии с «теоремой взаимности» вертикальное перемещение поверхности грунта, определяемое координатами  $x, y$  и углом  $\theta$  (точнее,  $\cos 2\theta$ ), при действии вертикальной силы, приложенной к контуру полости, будет также соответствовать выражению (28).

Полученное выражение (28) можно использовать для оценки перемещений поверхности грунта от веса щита в том случае, когда вес щита значительно превышает вес замещенного грунта. Такая же оценка может быть необходимой при использовании щитов больших диаметров.

В качестве примера определим максимальное перемещение поверхности грунта над щитом, погонный вес которого равен 800 кН/м. Модуль сдвига грунта примем равным  $\mu = 4,0 \cdot 10^6$  Н/м<sup>2</sup>, если проходка ведется в жестких глинах. Вес удаленной породы, приходящейся на 1 м:  $P = \gamma\pi R^2 = 3,14^3 \cdot 19000 = 5,8 \cdot 10^5$  Н/м (где  $R$  — радиус щита, м;  $\gamma$  — удельный вес удаленной породы, Н/м<sup>3</sup>). Давление на грунт при проходке возрастает на величину, равную  $(F - P) = 8,0 \cdot 10^5 - 5,8 \cdot 10^5 = 2,2 \cdot 10^5$  Н/м.

При проходке на глубине  $h = 20$  м щитом диаметром 6,28 м максимальная осадка от разности между

собственным весом щита и весом выбранной породы составит:

$$u_{z,\max} = \frac{a(F - P)}{\mu\pi h} \left[ 1 + \frac{8 \cdot (1 - \delta^2) \cdot \delta^2}{3 - 4\delta^2} \right] = \frac{3,14 \cdot 2,2 \cdot 10^5}{\pi \cdot 4,0 \cdot 10^6 \cdot 20} \cdot 1,31 = 0,004 \text{ м.} \quad (29)$$

При проходке в мягких грунтах при модуле сдвига  $\mu = 0,30 \cdot 10^6$  Н/м<sup>2</sup> величина максимальной осадки над щитом возрастет:

$$u_{z,\max} = \frac{a(F - P)}{\mu\pi h} \left[ 1 + \frac{8 \cdot (1 - \delta^2) \cdot \delta^2}{3 - 4\delta^2} \right] = \frac{3,14 \cdot 2,2 \cdot 10^5}{\pi \cdot 3,0 \cdot 10^5 \cdot 20} \cdot 1,31 = 0,048 \text{ м.} \quad (30)$$

Осадки полученной величины (48 мм) могут привести к серьезным повреждениям наземных сооружений.

Для определения осадок поверхности грунта при заполнении зазора  $\Delta$  между обделкой тоннеля и выработкой также используется «теорема взаимности». В этом случае вычисляются средние радиальные перемещения неподкрепленной цилиндрической полости.

Средние радиальные перемещения цилиндрической полости от силы, приложенной на поверхности земли, определяются формулой:

$$\Delta u_r = \Delta u_{r_1} + \Delta u_{r_2} + \Delta u_{r_3}, \quad (31)$$

где  $\Delta u_{r_1} = a\sigma_r / E$ ,  $\Delta u_{r_2} = (\nu / (1 - \nu)) \cdot a\sigma_r / E$ ,  $\Delta u_{r_3} = (\nu^2 / (1 - \nu)) \cdot a\sigma_r / E$  — средние перемещения контура цилиндрической полости, м, от трех взаимно перпендикулярных напряжений, создаваемых сосредоточенной силой.

Формула (31) после подстановки в нее выражений для средних радиальных перемещений примет вид:

$$\Delta u_r = \frac{a\sigma_r}{E} + \frac{a\sigma_r}{E} \left( \frac{\nu}{1 - \nu} \right) + \frac{a\sigma_r}{E} \left( \frac{\nu^2}{1 - \nu} \right) = \frac{a\sigma_r}{E} \left[ \frac{1 + \nu^2}{1 - \nu} \right], \quad (32)$$

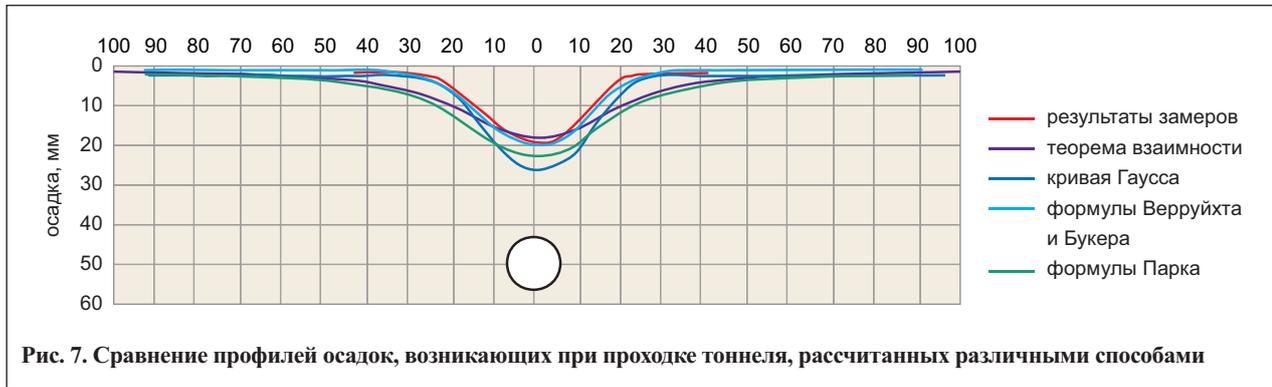


Рис. 7. Сравнение профилей осадок, возникающих при проходке тоннеля, рассчитанных различными способами

где напряжения  $\sigma_r$  определяются выражением (19).

В соответствии с «теоремой взаимности» имеем:

$$u_z = \frac{2Fz}{\pi r^2} \frac{a}{E} \left[ \frac{1+\nu^2}{1-\nu} \right]. \quad (33)$$

Учитывая, что перемещения стенок цилиндрической полости определяются выражением  $\Delta = pa / 2\mu$  (где  $p$  — внутреннее давление, Н/м<sup>2</sup>), и используя решение Рейснера [7]  $p = 2F / \pi a$ , получим:

$$F = \pi\mu\Delta. \quad (34)$$

Полученные соотношения (33) и (34) позволяют определить простое выражение для оценки перемещений поверхности грунта, если известна величина зазора между корпусом щита (тоннельной обделкой) и полостью в грунте:

$$u_z = \frac{\Delta \cdot z \cdot a \cdot 2 \cdot (1+\nu^2)}{r^2 \cdot (1-\nu^2)}. \quad (35)$$

Для того чтобы учесть неравномерную величину зазора по контуру тоннельной обделки, при аналитических решениях используется следующее выражение:

$$u_r(r=a) = -u_0(1 + \sin\theta). \quad (36)$$

В настоящей статье для сравнения результатов расчета с результатами, полученными другими авторами другими методами, величина зазора  $\Delta$  определяется через коэффициент потери объема грунта  $V_L$  из соотношения:

$$V_L = \frac{\pi(a+\Delta)^2 - \pi a^2}{\pi a^2}. \quad (37)$$

## 2.2. Сравнение кривых мульд осадок

На рисунке 7 представлено сравнение кривых мульд осадок, полученных эмпирическими, аналитическими и численными методами для коэффициента потери объема 1%.

Можно отметить, что профиль осадок, полученный с использованием программного комплекса PLAXIS (на рис. 7 не показанный), практически совпадает с профилем осадок, полученных с использованием формул Верруйхта и Букера [22]. Профили осадок, рассчитанные с использованием формул Парка [17] и функции Гаусса, незначительно отличаются от предыдущих результатов и данных полевых наблюдений.

Сравнение всех профилей осадок показало, что кривая, полученная с использованием «теоремы взаимности», хорошо совпадает с результатами данных полевых наблюдений.

Представленные результаты показывают, что аналитические и эмпирические методы достаточно хорошо описывают осадки поверхности грунта.

Тем не менее для сложных грунтовых условий более подходящими являются численные методы, позволяющие учесть неоднородность грунтов.

## 3. КРИТЕРИИ ОЦЕНКИ ПОВРЕЖДЕНИЙ ЗДАНИЙ ИЗ-ЗА ОСАДОК ПОВЕРХНОСТИ ГРУНТА ПРИ ПРОХОДКЕ ТОННЕЛЕЙ

Как уже было отмечено выше, проходка тоннелей в мягких грунтах вызывает перемещения частиц грунта и деформирует дневную поверхность. В городских условиях эти деформации могут повредить фундаменты наземных сооружений и сами сооружения. Предсказание и оценка возможных воздействий на наземные сооружения при проходке тоннелей и в особенности тоннелей мелкого заложения являются важной проблемой при проектировании, строительстве и эксплуатации тоннелей неглубокого заложения.

В странах (Англии, Канаде и др.), в которых для решения транспортных проблем в городских условиях широко использовались линии метрополитена, при строительстве последних проводились многочисленные теоретические и экспериментальные исследования.

Для количественной и качественной оценки воздействий, оказываемых на здания при проходке тоннелей, были разработаны категории повреждений этих зданий.

### 3.1. Категории повреждений зданий при осадках поверхности грунта

Существует несколько подходов к оценке повреждений зданий при проходке тоннелей [10]. В качестве критериев можно, например, использовать следующие характеристики: (1) изменение характеристик внешнего вида; (2) нарушение функциональных свойств; (3) уменьшение прочности и устойчивости.

С учетом того что такие критерии зависят от субъективных восприятий инженеров, занимающихся исследованиями зданий, во многих европейских странах были разработаны классификации (шкалы) повреждений зданий, основанные на оценке объема работ, не-

Таблица 1

Категории возможных повреждений зданий в зависимости от величины раскрытия трещин и объема возможных ремонтных работ		
Категория поврежденных зданий	Уровень повреждения	Описание повреждений
1	Незначительное	Волосяные трещины с величиной раскрытия менее 0,1 мм
2	Очень слабое	Незначительные трещины с шириной раскрытия менее 1 мм, которые в основном проявляются на внутренних стенах. При тщательном обследовании могут быть обнаружены и на внешних стенах кирпичных зданий. Ремонт таких повреждений выполняется при отделочных работах
3	Слабое	Ширина раскрытия трещин — до 5 мм. Потребуется выполнение отделочных работ. В некоторых случаях предстоит выполнить работы для обеспечения герметичности. Двери и окна могут незначительно заклинить
4	Умеренное	Ширина раскрытия трещин — от 5 до 15 мм. Может потребоваться выполнение работ по ремонту каменной кладки. Двери и окна могут заклинить. Возможно разрушение водопроводных и канализационных труб
5	Сильное	Ширина раскрытия трещин — от 15 до 25 мм. Требуется выполнение ремонтных работ для усиления и замены участков стен, особенно около дверей и окон. Формы окон и дверных рам искажены. Заметен наклон пола и стен (более 1/100). Повреждены канализационные и водопроводные трубы
6	Очень сильное	Ширина раскрытия трещин — более 25 мм. Требуется выполнение ремонтных работ для частичного или полного восстановления сооружения. Основания балок и стен разрушены. Окна повреждены. Существует опасность потери устойчивости

Таблица 2

Категории повреждений зданий [10]		
Категория поврежденных	Степень повреждения	Предельные деформации растяжения, %
0	Незначительное	0,000–0,050
1	Очень слабое	0,050–0,075
2	Слабое	0,075–0,150
3	Умеренное	0,150–0,300
4–5	От сильного до очень сильного	$\geq 0,300$

обходимых для ремонта сооружений. В качестве одного из показателей используется также ширина раскрытия трещин.

В российских нормах отсутствует классификация повреждений зданий при осадках фундаментов и тем более при проходке тоннелей. В СНиП 2.02.01-83\* [5] регламентируются только предельные деформа-

ции оснований зданий, не связанные с проходкой тоннелей.

В СНиП III-44-77 [6], регламентирующем производство и приемку работ при строительстве тоннелей, утверждается: «Работы по проходке тоннеля должны быть остановлены в случае увеличения осадок и появления опасных деформаций наземных зданий и сооружений, действующих линий метрополитена или подземных коммуникаций, находящихся в зоне влияния тоннельных работ. За деформациями зданий и сооружений должен быть установлен ежедневный маркшейдерский контроль». Но и в этом документе отсутствует классификация допустимых возможных повреждений.

С точки зрения автора, в РФ необходим документ, регламентирующий допустимые (безопасные) повреждения зданий, возникающие при проходке тоннелей неглубокого заложения. Этот документ должен быть обсужден проектировщиками и строителями зданий и тоннелей.

Предлагается рассматривать шесть категорий повреждений зданий (табл. 1). Классификацию, пред-

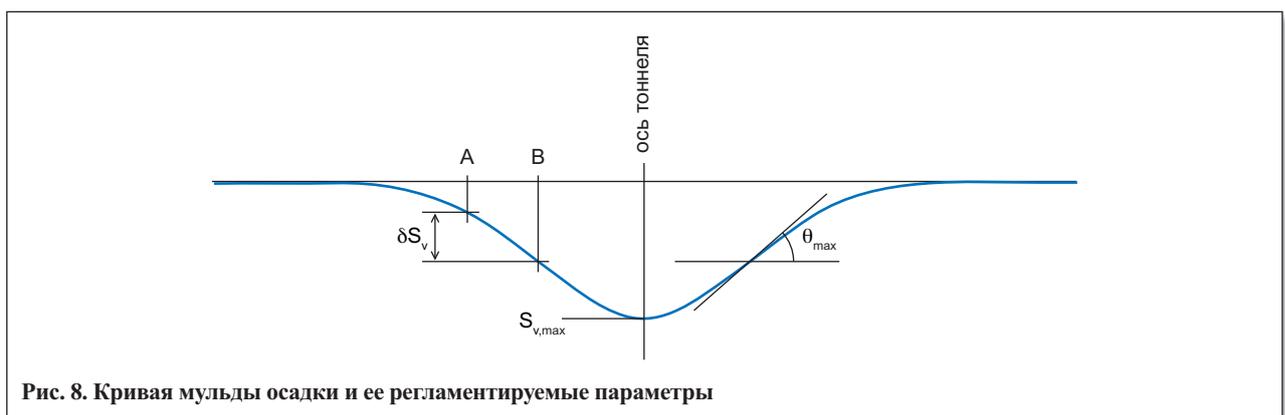


Рис. 8. Кривая мульды осадки и ее регламентируемые параметры

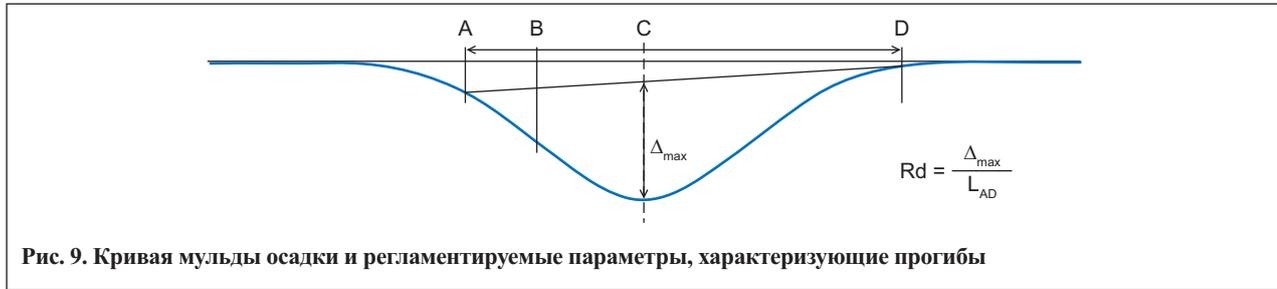


Рис. 9. Кривая мульды осадки и регламентируемые параметры, характеризующие прогибы

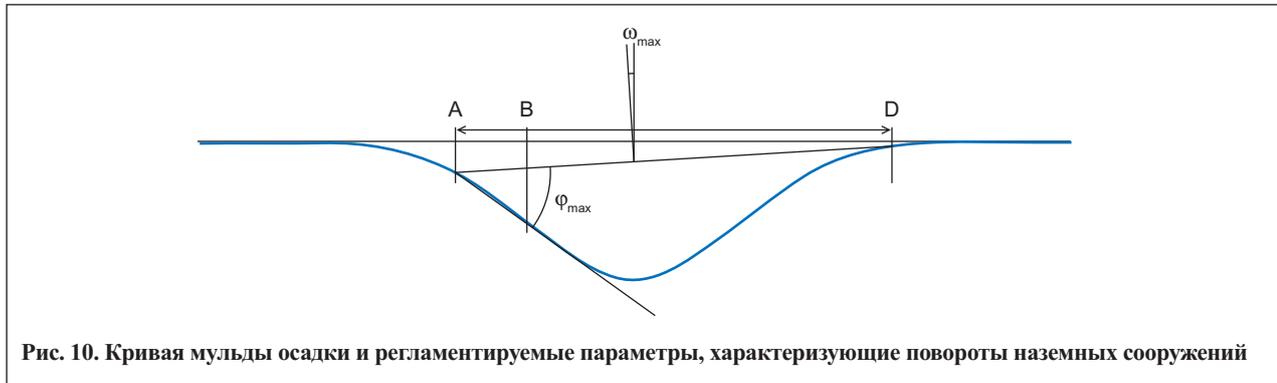


Рис. 10. Кривая мульды осадки и регламентируемые параметры, характеризующие повороты наземных сооружений

ставленную в табл. 1, можно рекомендовать для оценки повреждений старинных зданий в исторических центрах городов. При ее разработке был учтен опыт проектировщиков, строителей метро и ученых европейских стран [11].

Эти категории могут быть разделены на три группы:

- 1) категории 1–3 соответствуют нарушениям внешнего вида (косметическим повреждениям);
- 2) категории 4–5 определяют нарушения функциональности сооружений;
- 3) категория 6 соответствует потере устойчивости и прочности здания.

В Англии существует классификация повреждений зданий, учитывающая деформации растяжения упрощенных моделей зданий, рассматриваемых как балки, работающие на изгиб, с учетом жесткости на сдвиг (табл. 2) [9]. С точки зрения автора, такая классификация в настоящее время является устаревшей, т.к. существует возможность более точной оценки деформаций зданий с использованием современных программных комплексов. Тем не менее приведем и ее, т.к. она использовалась английскими инженерами довольно продолжительное время при выполнении предварительных расчетов.

### 3.2. Методика оценки риска разрушений зданий

Для оценки риска разрушений зданий в Англии было предложено [16] использовать следующие параметры:

- 1) максимальные вертикальные перемещения частиц грунта  $S_{v,max}$ , относительные перемещения двух соседних точек грунта  $\delta S$ , и углы наклона поверхности (рис. 8);
- 2) перемещение поверхности грунта относительно прямой линии, соединяющей две точки, описывающее прогиб или выгиб в зависимости от знака величины прогиба (рис. 9);
- 3) относительный прогиб  $R_d$ , равный отношению максимального перемещения  $\Delta_{max}$  к расстоянию  $L_{AD}$ , на котором определяется этот прогиб ( $R_d = \Delta_{max} / L_{AD}$ ,

может принимать положительные значения на участках прогибов и отрицательные на участках выгибов);

- 4) угол  $\omega$ , описывающий угол наклона наземного сооружения или отдельной его части, представляемой твердым телом;
- 5) угол  $\phi$ , описывающий вращение относительно двух соседних опорных точек;
- 6) средние горизонтальные деформации  $\epsilon_h$ , определяемые изменением расстояния  $L$  между точками поверхности на величину  $\delta L$ , которые определяются выражением  $\epsilon_h = \delta L / L$ .

При проектировании тоннеля под Ла-Маншем и других тоннелей английские ученые [14] предложили для оценки воздействия их проходки на наземные сооружения использовать следующие категории оценки: (1) предварительную; (2) уточненную; (3) детальную. Это предложение принято многими проектировщиками и исследователями. Поскольку эти оценки представляют интерес, рассмотрим каждую из них более подробно.

#### 3.2.1. Предварительная оценка риска повреждений зданий

На этой стадии не учитывается наличие зданий в области возможных осадок. Оцениваются контуры и величины осадок дневной поверхности по трассе тоннеля.

В Англии было разработано руководство, в котором регламентированы максимальные величины осадок и углов наклона, способные привести к повреждениям зданий [20].

Установлено, что при максимальных вертикальных осадках свободной поверхности грунта  $S_{v,max}$  менее 10 мм и углах наклона  $\omega$  менее 1/500 риск повреждения зданий незначителен. Необходимость в оценке воздействий на здания, попадающие в область с такими параметрами, отпадает. Поэтому можно избежать большого количества сложных и ненужных расчетов.

Расчеты, используемые при предварительной оценке, очень просты, т.к. рассматриваются только дефор-

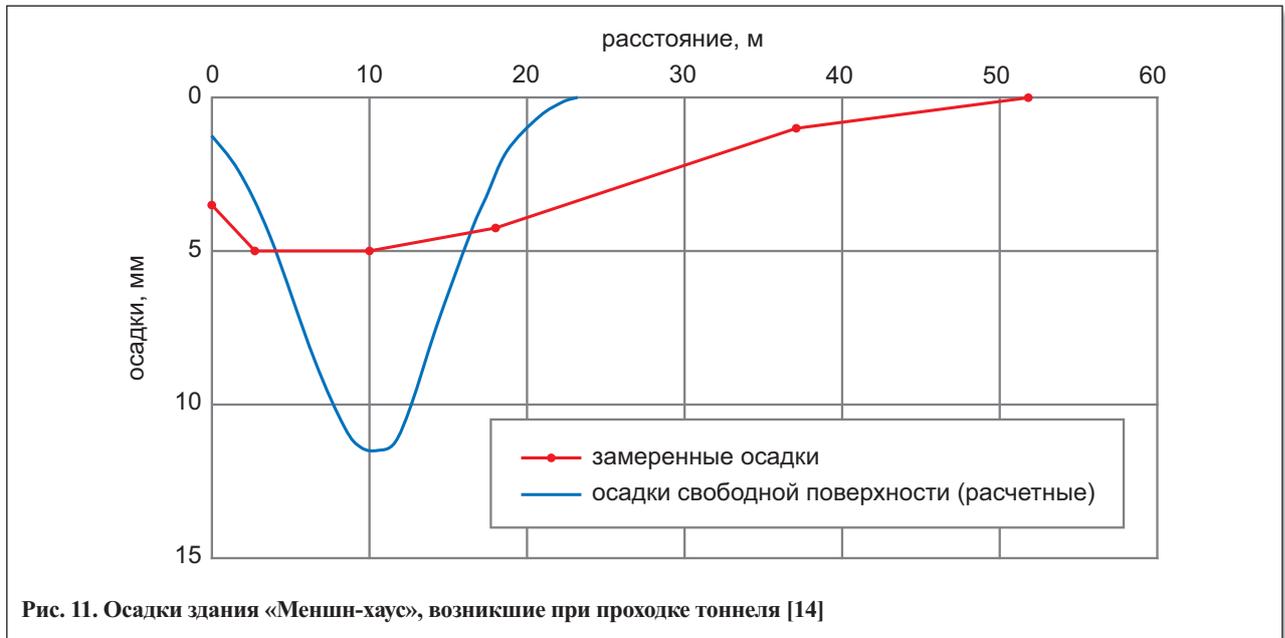


Рис. 11. Осадки здания «Менши-хаус», возникшие при проходке тоннеля [14]

мации свободной поверхности грунта. При такой оценке не требуется информация о конструкции зданий. Вышеуказанные максимальные значения осадок и углов наклона могут быть уменьшены в случае оценки воздействий на сооружения, более чувствительные к воздействиям такого рода.

Если осадки свободной поверхности грунта и углы наклона превышают вышеуказанные предельные значения, должна быть произведена уточненная оценка.

### 3.2.2. Уточненная оценка риска разрушения зданий

На стадии уточненной оценки риска разрушения зданий, также упрощенной, здание представляется упругой балкой, деформации фундамента которого повторяют деформации поверхности осадок дневной поверхности грунта. Несмотря на то что эта расчетная схема более точно описывает рассматриваемое явление по сравнению с предыдущей, она также является приближенной, т.к. предполагается, что деформация здания повторяет деформацию кривой мульды сдвига. При таком подходе используются функции, описывающие относительные прогибы  $R_d$  на различных участках кривой мульды осадок (для прогибов и выгибов) и максимальные горизонтальные деформации  $\epsilon_d$  (положительные и отрицательные). Эта информация позволяет оценить деформации «балки». В зависимости от величин деформаций определяются категории разрушений зданий.

### 3.2.3. Детальная оценка воздействия процесса проходки тоннеля на здания

При детальной оценке должны быть приняты в расчет особенности конструкций зданий и тоннелей. Расчеты должны учитывать трехмерный процесс проходки тоннеля и ориентацию зданий по отношению к нему.

Учет взаимодействия фундамента здания с грунтом является одним из важнейших факторов, позволяющих оценить влияние жесткости здания на деформации дневной поверхности грунта. На рисунке 11 представлено сравнение расчетных кривых осадок грунта при проходке железнодорожного тоннеля на

одном из подземных участков (под зданием «Менши-хаус») Доклендского легкого метро (Docklands Light Railway, DLR) в г. Лондоне с замеренными осадками. Из анализа этих кривых следует, что при наличии здания максимальные углы наклона поверхности грунта и максимальные осадки, возникающие при проходке тоннеля, меньше по сравнению с таковыми при проходке тоннеля под свободной дневной поверхностью.

Учитывая это, Потс и Адденброке [19] разработали методику учета взаимодействия грунта со зданием для оценки влияния на него осадок, что снижает категорию повреждаемости этого здания и позволяет сократить количество детальных расчетов при проектировании тоннелей (при выполнении детальных расчетов используются различные программные комплексы: PLAXSIS, MIDAS и др.).

## 4. ВЫВОДЫ

1. При проходке тоннелей неглубокого заложения в условиях городской застройки возможны техногенные воздействия на существующие здания и сооружения, которые проявляются в виде осадок грунта и вибраций.
2. Осадки и вибрации поверхности грунта могут повредить здания, представляющие историческую ценность.
3. Для оценки риска повреждения зданий из-за осадок поверхности грунта при щитовой проходке на предварительной стадии проектирования можно использовать упрощенные формулы, полученные автором с использованием «теоремы взаимности».
4. Автором предлагается проект классификации возможных повреждений зданий при щитовой проходке тоннелей.
5. При разработке методики оценки риска повреждений зданий при щитовой проходке тоннелей можно воспользоваться опытом английских ученых [14] и результатами исследований, выполненных в России [1, 3, 4].



## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Демешко Е.А., Ходош В.А. Прогнозирование осадок поверхности при щитовой проходке тоннеля в песчаных грунтах // Метрострой. 1963. № 3-4. С. 50–53.
2. Курбацкий Е.Н. Использование теоремы взаимности для оценки уровней вибраций поверхности упругого полупространства от точечного источника, расположенного внутри полупространства // Вестник МИИТа. 2005. № 13. С. 32–37.
3. Лиманов Ю.А., Артюков Е.И. Осадки земной поверхности при сооружении тоннелей в четвертичных отложениях // Транспортное строительство. 1972. № 2. С. 45–47.
4. Поправко А.К., Молчанов В.С., Савельев Ю.А. Осадка земной поверхности при строительстве Новосибирского метрополитена // Вопросы проектирования, строительства и эксплуатации искусственных сооружений на железных дорогах: межвузовский сборник научных трудов. Новосибирск: НИИЖТ, 1986. С. 93–97.
5. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений. М.: Госстрой СССР, 1985 (по сост. на 1995 г.).
6. СНиП III-44-77. Правила производства и приемки работ. Часть III. Тоннели железнодорожные, автодорожные и гидротехнические. Метрополитены. Глава 44. М.: Госстрой СССР, 1977 (по сост. на 1997 г.).
7. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости. М.: Наука, 1979. С. 550.
8. Attewell P.B., Woodman J.P. Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil // Ground Engineering. 1982. V. 15. № 7. P. 13–22, 36.
9. Boscardin M.D., Cording E.J. Building response to excavation-induced settlement // Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, 1989. V. 115. № 1. P. 1–21.
10. Burland J.B., Standing J.R., Jardine F.M. Assessing the risk of building damage due to tunnelling — lessons from the Jubilee Line Extension, London // Geotechnical Engineering. Meeting society's need. Lisse, the Netherlands: Swets and Zeitlinger, 2001. V. 1. P. 17–44.
11. Burland J.B., Standing J.R., Jardine F.M. Assessing the risk of building damage due to tunnelling — lessons from the Jubilee Line Extension, London // Geotechnical Engineering. Meeting society's need. Lisse, the Netherlands: Swets and Zeitlinger, 2001. V. 1. P. 17–44.
12. Frischmann W.W., Hellings J.E., Gittoes S., Snowden C. Protection of the Mansion House against damage caused by ground movements due to the Docklands Light Railway Extension // Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering. 1994. V. 107. P. 65–76.
13. Kimura T., Mair R.J. Centrifugal testing of model tunnels in soft clay // Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam, the Netherlands: Balkema, 1981. V. 1. P. 319–322.
14. Mair R.J., Taylor R.N., Bracegirdle A. Subsurface settlement profiles above tunnels in clays // Geotechnique. 1993. V. 43. № 2. P. 315–320.
15. Nyren R.J. Field measurements above twin tunnels in London clay / Author's abstract of PhD thesis. London: Imperial College, University of London, 1998.
16. O'Reilly M.P., New B.M. Settlements above tunnels in the United Kingdom — their magnitude and prediction // Tunneling 82. London: The Institution of Mining and Metallurgy, 1982. P. 55–64.
17. O'Reilly M.P., New B.M. Settlements above tunnels in the United Kingdom — their magnitude and prediction // Tunneling 82. London: The Institution of Mining and Metallurgy, 1982. P. 55–64.
18. Park K.H. Analytical solutions for tunnelling-induced ground movements in clays // Tunnelling and Underground Space Technology. 2005. V. 20. P. 249–261.
19. Potts D.M., Addenbrooke T.I. A structure's influence on tunnelling-induced ground movements // Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering. 1997. V. 125. P. 109–125.
20. Rankin W.J. Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects / Engineering geology of underground movements. London: The Geological Society, 1988. P. 79–92.
21. Standing J.R., Nyren R.J., Burland J.B., Longworth T.I. The measurement of ground movement due to tunnelling at two control sites along the Jubilee Line Extension // Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Rotterdam: Balkema, 1996. 751 p.
22. Verruijt, A., Booker, J.R., 1996. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane // Geotechnique 46 (4) P. 753–756.