

УДК 624.19.035.2

Сравнительный анализ методов оценки начальных смещений призабойной области в условиях малопрочных полускальных грунтов

В. Н. Кавказский, Е. А. Ермонин

Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, Россия, 190031, Санкт-Петербург, Московский пр., 9

Для цитирования: *Кавказский В. Н., Ермонин Е. А.* Сравнительный анализ методов оценки начальных смещений призабойной области в условиях малопрочных полускальных грунтов // Известия Петербургского университета путей сообщения. СПб.: ПГУПС, 2026. Т. 23, вып. 2. С. 402–416. DOI: 10.20295/1815-588X-2026-2-402-416

Аннотация

Статья посвящена сравнительному анализу и разработке методики учета пространственной схемы деформирования пород призабойной области в плоской расчетной схеме тоннеля с учетом технологических особенностей в конкретных инженерно-геологических условиях. **Объект исследования:** напряженно-деформированное состояние системы «грунтовый массив — выработка — крепь». **Предмет исследования:** величина смещений призабойной области, реализующихся до устройства крепи выработки. **Цель:** на основе сравнительного анализа существующих методик и трехмерного численного моделирования определить долю начальных смещений контура выработки до устройства крепи для тоннелей, сооружаемых горным способом в малопрочных полускальных грунтах, и разработать практические рекомендации по ее учету в упрощенных плоских расчетных схемах. **Методы:** для достижения цели использован комплекс методов, включающий теоретический анализ существующих эмпирических и аналитических подходов, верифицированный посредством трехмерного конечно-элементного моделирования с учетом полной стадийности строительства и нелинейного поведения грунтов (модели Хука — Брауна и Hardening Soil) на реальном объекте — тоннеле в Сочи с последующим сравнительным количественным анализом результатов и синтезом методики для плоских расчетных схем. **Результаты:** на основе трехмерного численного моделирования проходки тоннеля установлено, что в условиях малопрочных полускальных грунтов Сочи начальные смещения контура выработки до устройства крепи составляют 40% от конечных полных смещений, что значительно отличается от оценок, полученных по существующим эмпирическим формулам (22–60%). Данный результат был верифицирован на реальном объекте и лег в основу практической методики учета пространственного деформирования в плоских расчетных схемах (аналог β -метода), выявив при этом существенные пробелы в нормативных подходах к оценке горного давления. **Практическая значимость:** полученные результаты позволяют внедрить в проектную практику обоснованную методику (аналог β -метода) для перехода от ресурсоемкого 3D-моделирования к упрощенным 2D-расчетам с учетом реального взаимодействия массива и крепи, напрямую влияя на безопасность, экономичность и надежность проектных решений для тоннелей в сложных инженерно-геологических условиях.

Ключевые слова: горное давление, автодорожный тоннель, горный способ, пространственная схема деформирования, профиль вертикальных перемещений вдоль оси тоннеля, конвергенция, β -метод

Введение

Строительство автодорожных тоннелей горным способом в сложных инженерно-геологических условиях, характерных для мно-

гих регионов России, включая Черноморское побережье Кавказа, сопряжено с необходимостью точной оценки взаимодействия грунтового массива и постоянной крепи. Ключевой

проблемой при проектировании является корректное определение той части горного давления, которая перераспределяется в окружающем массиве до момента устройства обделки, то есть начальных смещений контура выработки (U_0). Недоучет этих смещений в расчетах приводит к завышению нагрузок на крепь, ее перепроектированию и удорожанию, а в некоторых случаях — к недооценке деформаций и риску возникновения аварийных ситуаций. Классические плоские (2D) расчетные схемы, остающиеся основным инструментом проектировщика ввиду их наглядности и быстроты выполнения, по своей сути не могут учесть пространственный характер работы призабойной области, где незакрепленный участок выработки позади забоя играет роль естественного разгружающего конструктивного элемента.

Для учета этого эффекта в мировой и отечественной практике разработан ряд теоретических и эмпирических подходов, основанных на концепции продольного профиля деформаций (Longitudinal Displacement Profile). К ним относятся метод коэффициента снижения начального давления (α^*), представленный в работах Б.З. Амосина [4], М. Баудендистела [1, 4], а также графико-аналитические методы, связывающие величину предварительных смещений с размером зоны пластичности (N. Vlachopoulos, M.S. Diederichs [2, 3]). Однако применимость этих методов, полученных часто для иных горно-геологических условий, к малопрочным, обводненным и сейсмичным полускальным грунтам требует тщательной верификации. Существует выраженный методический пробел между точным, но трудоемким трехмерным (3D) моделированием, способным адекватно воспроизвести процесс проходки, и потребностями повседневной проектной практики, оперирующей упрощенными плоскими моделями.

Целью настоящего исследования является количественная оценка доли начальных смещений контура выработки для условий строительства в малопрочных полускальных грунтах на примере автодорожных тоннелей Сочи и разработка на этой основе практической методики для учета пространственного деформирования в стандартных плоских расчетных схемах. Для ее достижения были последовательно решены следующие задачи:

- выполнение детального конечно-элементного 3D-моделирования с воспроизведением полной стадийности проходки тоннеля;
- сравнительный анализ результатов моделирования с прогнозами, полученными по существующим аналитическим и эмпирическим методам;
- формализация алгоритма корректировки плоской расчетной схемы на основе полученных количественных данных.

Научная новизна работы заключается в установлении для конкретного типа грунтов (слабые аргиллиты сочинской свиты) экспериментально обоснованного соотношения между начальными и конечными смещениями, а также в адаптации концепции β -метода для корректного учета этого соотношения в двумерных геотехнических моделях.

Практическая ценность исследования состоит в предоставлении проектировщикам обоснованного инструментария, позволяющего повысить достоверность плоских расчетов тоннельных обделок без перехода к ресурсоемкому трехмерному моделированию на всех этапах проектирования, что в итоге способствует оптимизации конструкций и повышению безопасности строительства.

Структура статьи включает обзор методов оценки начальных смещений, описание инженерно-геологических условий и технологии строительства объекта-прототипа (тоннели

№ 5/5а дублера Курортного проспекта), изложение методики 3D-моделирования и сравнительного анализа, представление и обсуждение ключевых результатов, выводы и рекомендации для проектной практики.

Обзор существующих методов оценки начальных смещений призабойного массива

Хорошо известно, что схема деформирования пород призабойной области при строительстве тоннелей горным способом носит пространственный характер, так как до устройства крепи выработки часть горного давления воспринимает окружающий массив грунта [1–3]. Характерный профиль вертикальных перемещений вдоль оси тоннеля, сооружаемого горным способом, представлен на рис. 1.

До начала проходческих работ грунтовый массив находится в состоянии естественного (природного) равновесия, определяемого действием гравитационных и тектонических сил. Проходка подземной выработки кардинально нарушает это равновесие. В прилегающем массиве происходит сложное **перераспределение напряжений**: возникает их концентрация на флангах выработки и разгрузка в кровле и лотке. Грунт на контуре получает возможность сместиться в образовавшуюся полость, что может привести к его обрушению или пластическому течению. Формирование нового устойчивого напряженно-деформированного состояния системы «выработка — массив», сопровождающееся смещениями и деформациями породы, представляет собой **проявление горного давления**. Силовое воздействие,

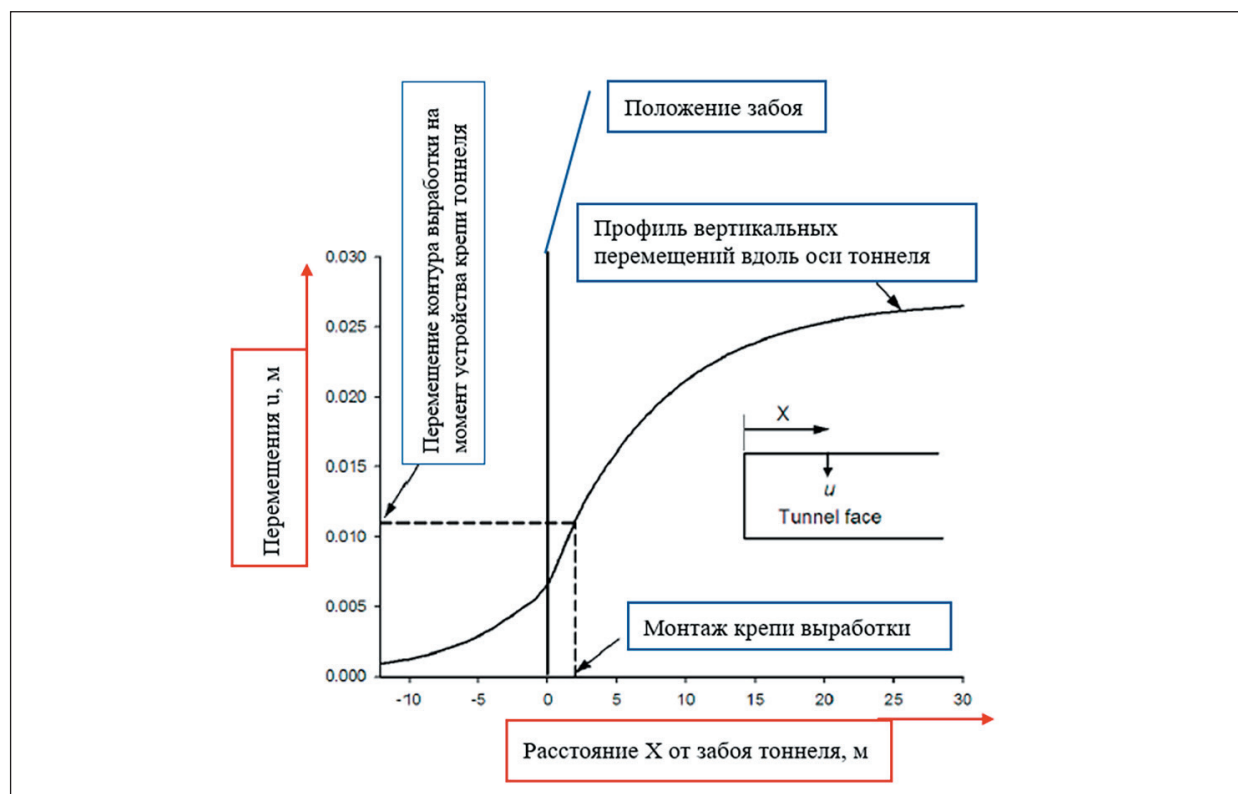


Рис. 1. Профиль вертикальных перемещений вдоль оси тоннеля пролетом 12 м, сооружаемого горным способом [2]

которое в установившемся состоянии воспринимает крепь выработки, определяется как **горное давление на обделку**. Величина этой нагрузки является результатом сложного силового взаимодействия в системе «грунтовой массив — крепь» и зависит как от жесткости самой конструкции, так и от стадии проходки и времени установки крепи относительно забоя.

Диаграмма взаимодействия массива и крепи (рис. 2) наглядно иллюстрирует процесс формирования нагрузки на обделку [4, 5]. Кривая 1 отражает реакцию грунтового массива после проходки выработки, показывая зависимость между смещением контура u и давлением p , которое могло бы его вызвать. В момент, когда смещение незакрепленного контура достигает величины U_0 , устанавливается крепь. Ее **жесткость** характеризуется линией 2: чем круче ее наклон, тем менее податлива конструкция.

Точка пересечения А определяет состояние конечного равновесия системы «крепь — массив», соответствующее фактической нагрузке на обделку P_A и остаточному смещению u_A . Если экстраполировать линейный участок

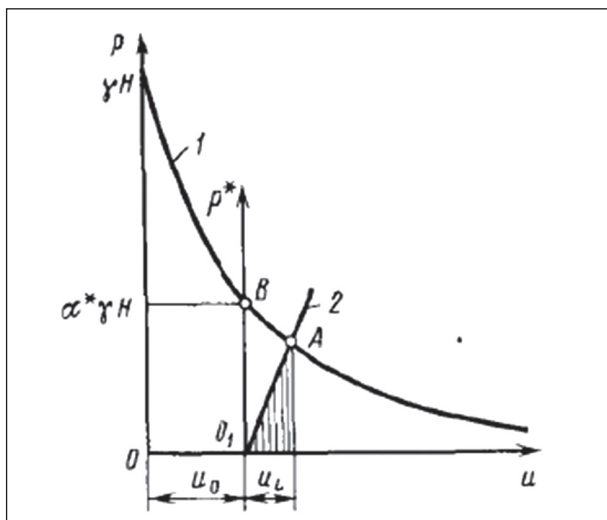


Рис. 2. Диаграмма взаимодействия массива пород с крепью [4, 5]

кривой 1 массива (отрезок от точки А) до пересечения с осью давления, мы получим точку В. Ордината этой точки соответствует **приведенному начальному напряжению** $\alpha^* \gamma H$, которое является расчетной величиной, используемой в упрощенных методах для учета перераспределения усилий в массиве до установки крепи. Коэффициент α^* ($0 < \alpha^* < 1$) формально показывает, какая доля от полного геостатического давления γH в итоге воспринимается крепью с учетом произошедших предварительных смещений U_0 .

Доктор технических наук Б.З. Амусин на основании обработки результатов натуральных исследований за смещения пород в выработках предложил следующую эмпирическую формулу для определения α^* [4]:

$$\alpha^* = \exp\left(\frac{-1,3l}{R}\right), \quad (1)$$

где l — расстояние от вводимой в работу крепи до забоя;

R — средний радиус выработки, то есть радиус круговой выработки той же площади поперечного смещения.

Однако следует заметить, что вышеуказанная формула дает завышенные значения множителя α^* , так как не учитывает деформации пород впереди забоя выработки [рис. 3, 1, 4]: при $l = 0$, $\alpha^* = 1,0$.

Исследования деформаций массива в призабойной области выработки выполнил доктор М. Баудендистел (Baudendistel) с использованием метода конечных элементов [1, 4]. По итогу получена формула:

$$\alpha^* = 0,64 \exp\left(\frac{-1,75l}{R}\right). \quad (2)$$

В зарубежных источниках также представлены исследования по данной тематике. Так, в работах [2, 3, 6, 7] представлен анализ профиля вертикальных перемещений вдоль оси тоннеля

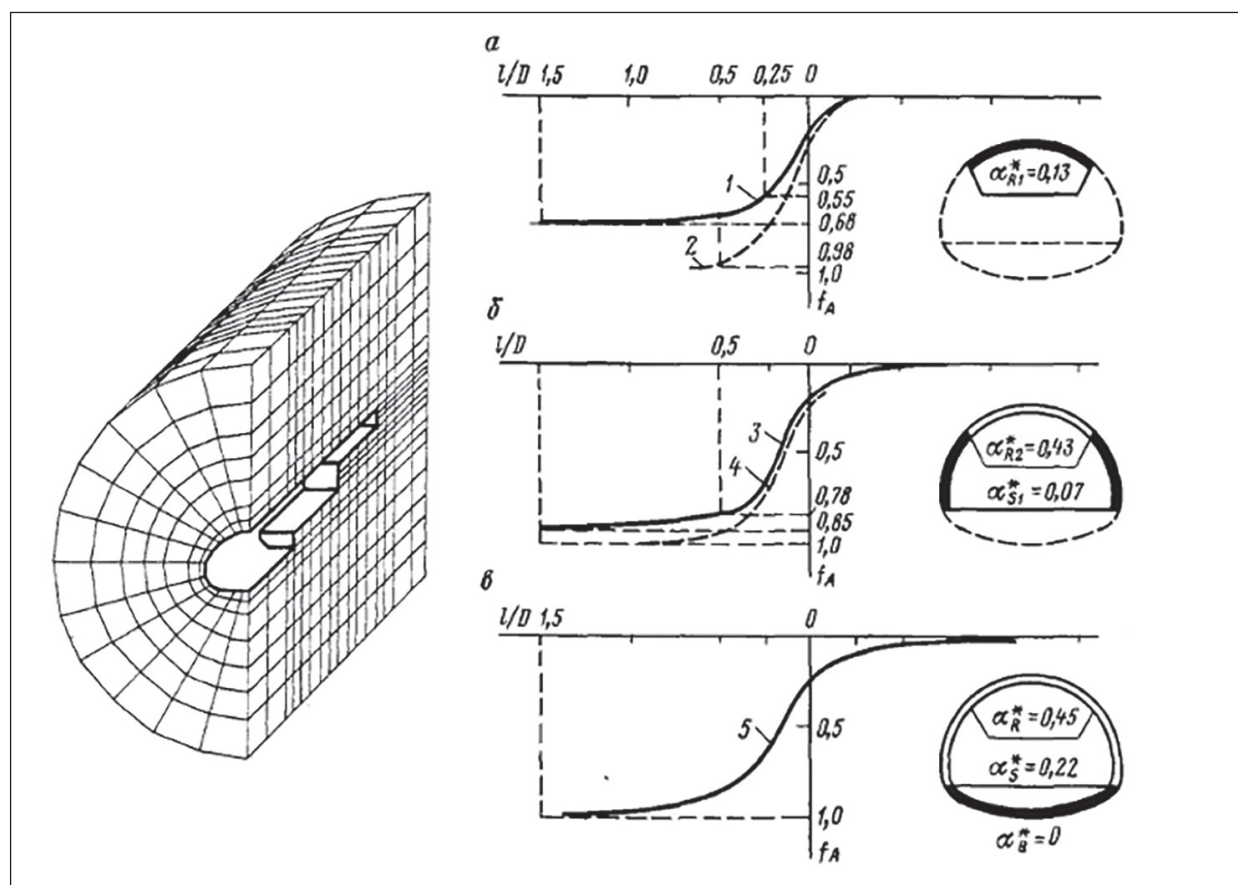


Рис. 3. Объемная модель метода конечных элементов и смещение поверхности тоннеля в призабойной зоне по мере раскрытия сечения в исследованиях доктора М. Баудендистела [1, 4]: *a* — калотта; *б* — штросса; *в* — лоток; 1, 2 — смещение свода при проходке калотты и штроссы; 3, 4 — смещение стен при раскрытии штроссы и ядра; 5 — смещение обратного свода

(Longitudinal Displacement Profiles), основанный на размере зоны пластических деформаций призабойной области и величине перемещений неукрепленной выработки.

Таким образом, в инженерной практике существуют **три основных подхода к оценке U_0** : два аналитических, основанных на коэффициенте α^* , и один графико-аналитический, использующий кривые LDP. Их применимость и точность для конкретных инженерно-геологических условий, таких как малопрочные полускальные грунты Сочи, требуют отдельного сравнительного анализа, результаты которого представлены в данной работе.

Практическая часть: расчет и анализ начальных смещений на примере тоннелей дублера Курортного проспекта (Сочи)

В практической части представлен расчет и анализ профиля вертикальных перемещений вдоль оси тоннеля на примере конкретного объекта — транспортные тоннели № 5/5а дублера Курортного проспекта Сочи.

Дублер Курортного проспекта, ключевым элементом которого являются рассматриваемые тоннели, представляет собой магистраль непрерывного движения категории I-A (СП 396.1325800.2018) с расчетной скоростью 75 км/ч. Четыре полосы движения

(по 2 в каждом тоннеле) шириной 3,75 м и габарит приближения строения определяют большую площадь поперечного сечения выработки, что существенно влияет на масштаб перераспределения напряжений в массиве [8–11].

Трасса дублера проложена в условиях сложного горного рельефа, примерно в 1–3 км от побережья Черного моря и исторической магистрали — Курортного проспекта. Наиболее ответственным участком являются транспортные тоннели № 5 и № 5а, расположенные в Центральном районе Сочи. Их строительство в условиях плотной городской застройки требовало особого контроля за деформациями. Основные параметры тоннелей:

- длина: 670,5 м (тоннель № 5) и 695,7 м (тоннель № 5а);
- глубина заложения: варьируется от 10 до 55 м в зависимости от рельефа;
- период строительства: 2010–2013 годы.

Инженерно-геологические условия площадки отличаются высокой сложностью. Тон-

нели проходят в отложениях сочинской свиты, представленных малопрочными аргиллитами с прочностью на одноосное сжатие от 1,6 до 6,1 МПа, склонными к размягчению при обводнении. Массив перекрыт толщей техногенных и делювиально-оползневых грунтов (рис. 4). Дополнительным фактором риска является расчетная сейсмичность площадки 9 баллов.

Такое сочетание урбанизированной среды и сложного рельефа определило **высокие требования к точности прогноза горного давления и смещений призабойного массива**.

Строительство тоннелей велось встречными забоями уступным способом. Уступный способ представляет собой последовательную поэтапную разработку поперечного сечения тоннеля, при которой каждый предыдущий уступ служит опорой для крепи свода и обеспечивает устойчивость контура до возведения постоянной обделки. Данный метод был выбран для строительства в сложных инженерно-геологических условиях Сочи, так как

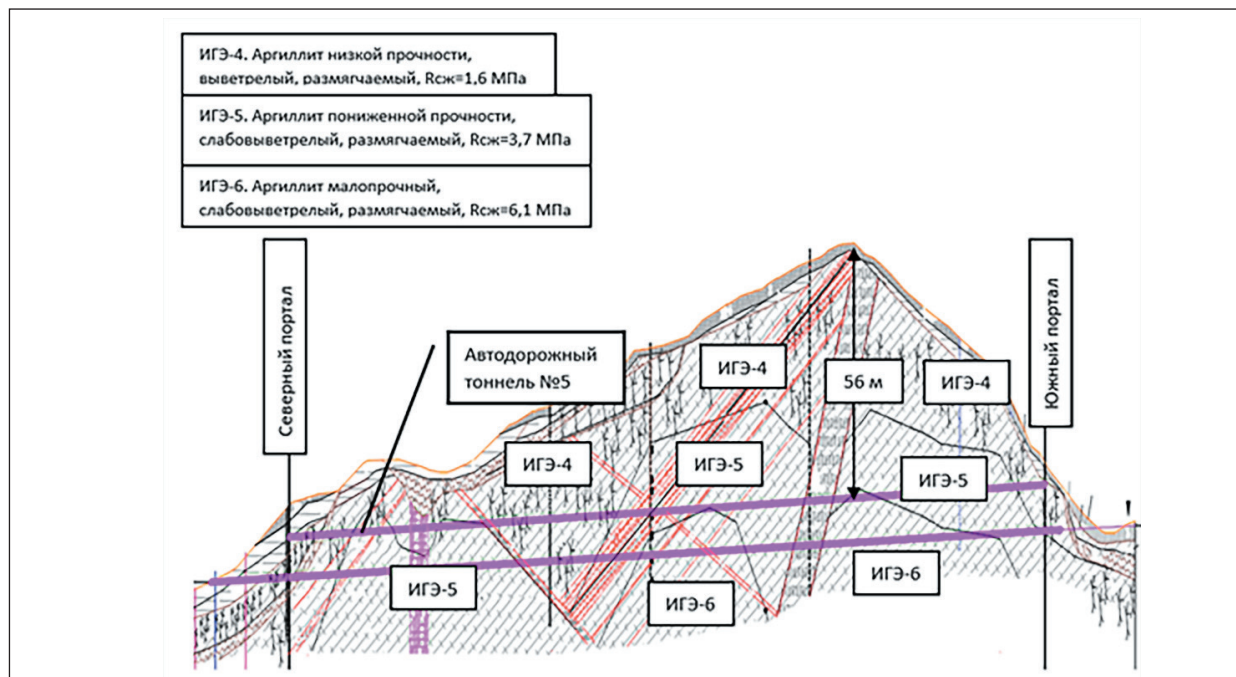


Рис. 4. Продольный геологический профиль тоннеля № 5

позволяет минимизировать площадь одновременно незакрепленного выработкой массива и контролировать деформации.

Общая схема организации работ по сооружению тоннелей и основные этапы строительства представлены на рис. 5–6.

1. Проходка верхнего уступа (калотты).

В первую очередь разрабатывается сводовая часть тоннеля на полную ширину. Сразу после выемки грунта сооружается временная крепь из набрызг-бетона (торкрета) и стальных рам, формирующая несущую калотту. Эта конструкция работает как самостоятельная арочная система, опирающаяся на нетронутый грунт в средней части (ядро) и воспринимающая давление вышележащего массива. Данный этап критически важен для стабилизации кровли.

2. Проходка среднего уступа (штресс).

После стабилизации свода разрабатываются

боковые части (штрессы), как правило, с опережением одного уступа относительно другого для сохранения симметрии нагрузки. На этом этапе происходит постепенная разгрузка ядра и передача веса калотты на возводимые боковые стенки временной крепи.

3. Проходка нижнего уступа.

На последнем этапе разрабатывается обратный свод. После этого возводится постоянная монолитная обделка, которая воспринимает полную нагрузку от горного давления.

Данная схема организации работ наглядно иллюстрирует пространственно-временную логику реализации уступного способа. Схема демонстрирует цикличность процесса и критически важное расстояние между забоями разных уступов, которое определяет степень пространственного взаимодействия массива с крепью и величину начальных смещений U_0 .

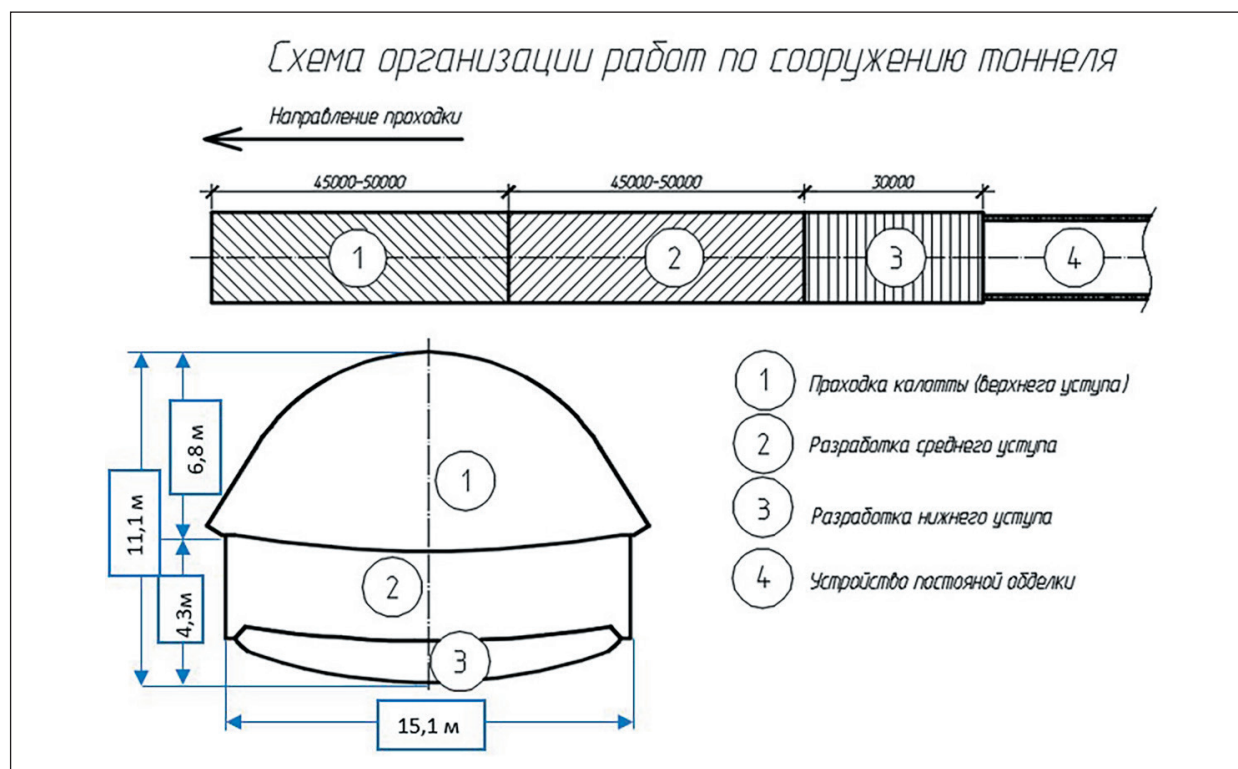


Рис. 5. Общая схема организации работ по сооружению тоннелей № 5/5а



Рис. 6. Основные этапы строительства автодорожных тоннелей № 5/5а дублера Курортного проспекта в Сочи. Фото: Е. А. Ермолина

Методика исследований

Трехмерное конечно-элементное моделирование напряженно-деформированного состояния системы «грунтовый массив — выработка — крепь» выполнено в программном комплексе Plaxis 3D. В расчетах использовались математические модели грунта Hoek — Brown и Hardening Soil для описания нелинейного деформирования малопрочных полускальных грунтов сочинской свиты. Стадийность строительства воспроизведена по фактической технологии уступной проходки (калотта, ядро, штроссы, нижний уступ, устройство постоянной обделки) через последовательную активацию и деактивацию элементов. Расчетная область включает массив грунта,

выработку тоннеля, временную и постоянную крепь с учетом реальной глубины заложения и рельефа (рис. 7).

На основе результатов расчета (рис. 8) построен продольный профиль вертикальных перемещений вдоль оси тоннеля, по которому определены начальные смещения U_0 (за незакрепленным забоем) и конечные смещения U_∞ (при установившемся напряженно-деформированном состоянии). Относительная доля начальных смещений U_0/U_∞ сопоставлена с оценками, полученными по методикам Амусина, Баудендистела и Vlachopoulos — Diederichs.

Следует отметить, что трехмерная численная модель построена для конкретного объекта

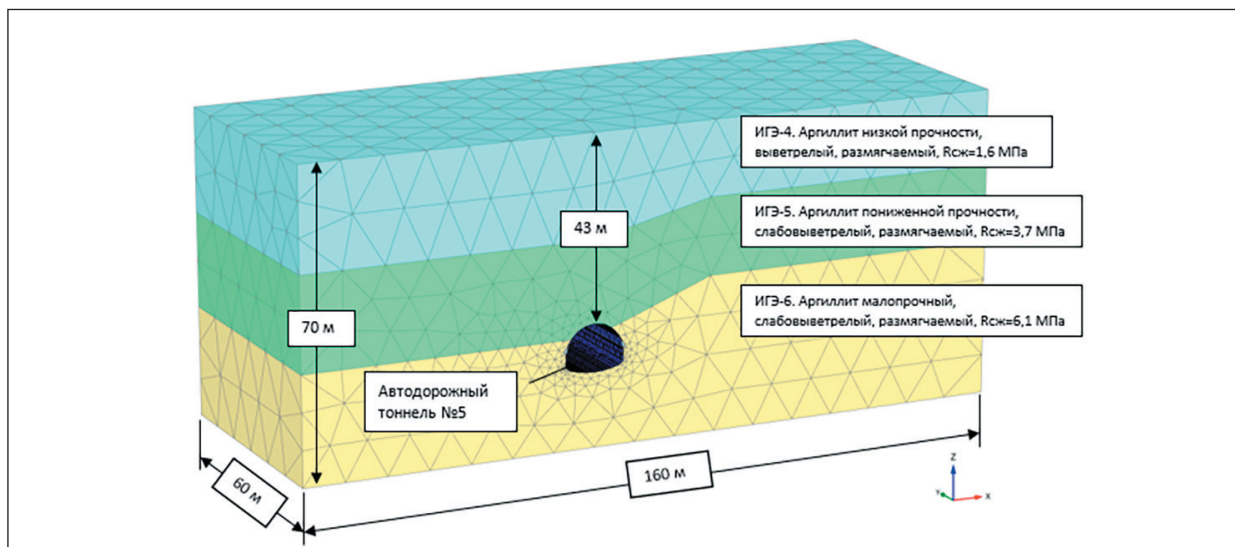


Рис. 7. Общий вид пространственной расчетной схемы тоннеля

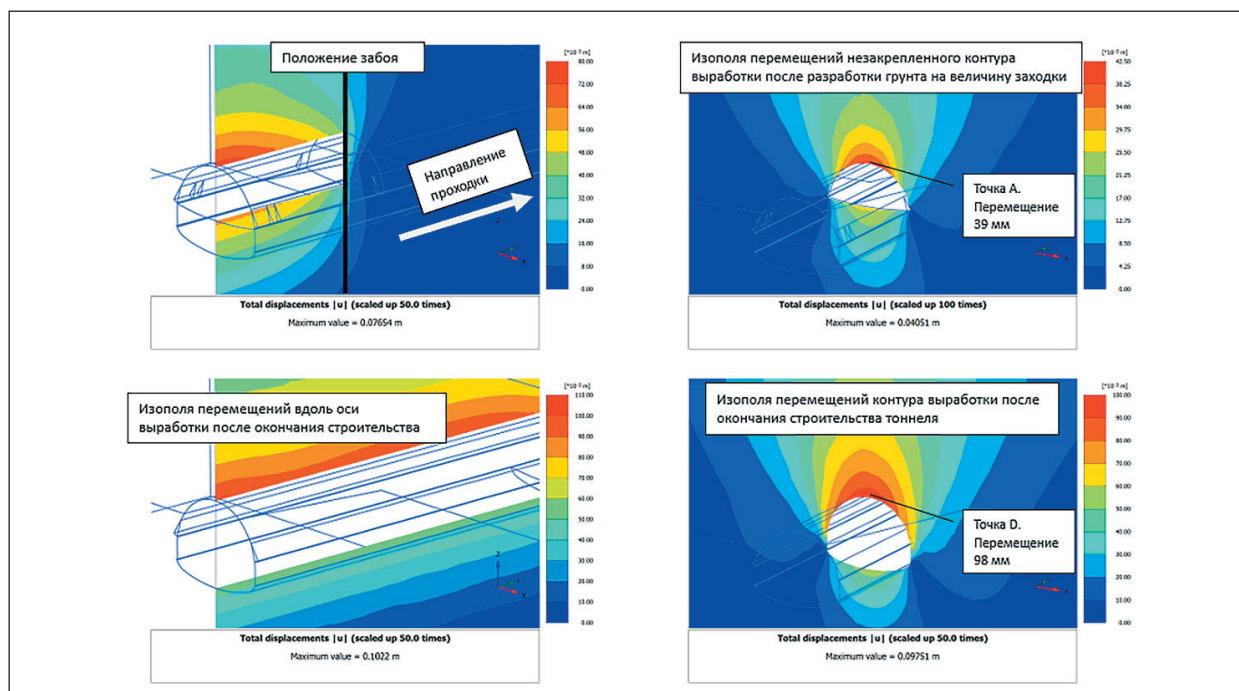


Рис. 8. Результаты трехмерной конечно-элементной расчетной схемы. Развитие перемещений по мере проходки тоннеля в продольном (слева) и поперечном (справа) сечениях

и указанных инженерно-геологических условий, поэтому прямой перенос полученной доли U_0/U_∞ на другие объекты возможен только после дополнительной верификации расчетов или натуральных наблюдений.

Результаты моделирования

На основе анализа вышеуказанной пространственной схемы строится профиль вертикальных перемещений вдоль оси тоннеля (рис. 9).

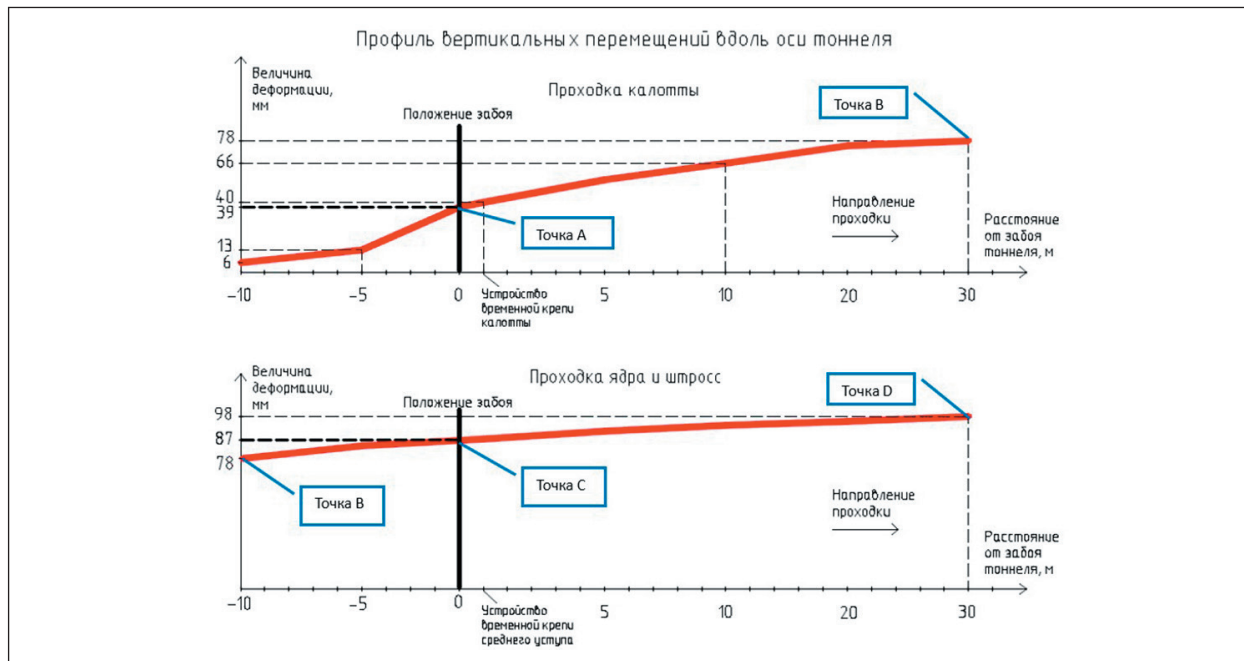


Рис. 9. Профиль вертикальных перемещений вдоль оси тоннеля.
Сверху — проходка калотты, снизу — проходка ядра и штросс

Профиль вертикальных перемещений вдоль оси тоннеля представлен на рис. 9. На данном профиле есть ряд характерных точек:

- точка А — перемещения незакрепленного контура выработки после разработки грунта верхнего уступа на величину заходки. Перемещение в точке А — 39 мм;
- точка В — перемещения контура выработки после проходки 30 м верхнего уступа тоннеля от рассматриваемого забоя. Перемещение в точке В — 78 мм. Дальнейшее удаление от рассматриваемого забоя не приводит к увеличению перемещений в точке В;
- точка С — перемещения контура выработки после разработки грунта ядра и штросс тоннеля на величину заходки. Перемещение в точке С — 87 мм;
- точка D — перемещения контура выработки после проходки 30 м среднего уступа тоннеля от рассматриваемого забоя. Дальнейшее удаление от рассматриваемого забоя не приводит

к увеличению перемещений в точке D. Перемещение в точке D — 98 мм, и это является конечным значением.

Таким образом, можно сделать вывод, что начальные смещения незакрепленного контура выработки составляют 40% от конечного значения:

$$\frac{\text{перемещения точки } A}{\text{перемещения точки } D} = \frac{39 \text{ мм}}{98 \text{ мм}} = 0,40.$$

Если рассматривать отдельно проходку калотты, ядра и штросс, то получатся следующие значения начальных смещений:

- при проходке калотты начальные смещения незакрепленного контура выработки составляют 50% от конечного значения:

$$\frac{\text{перемещения точки } A}{\text{перемещения точки } B} = \frac{39 \text{ мм}}{78 \text{ мм}} = 0,5;$$

- при проходке ядра и штросс — 45% от конечного значения:

$\frac{\text{перемещение точки } C - \text{перемещение точки } B}{\text{перемещение точки } D - \text{перемещение точки } B} =$

$$= \frac{87\text{мм} - 78\text{мм}}{98\text{мм} - 78\text{мм}} = \frac{9\text{мм}}{20\text{мм}} = 0,45.$$

Для сопоставления результатов обратимся к методикам, указанным в обзоре вопроса исследования. Использование формулы (1) Б. З. Амусина дает следующую величину α^* :

$$\alpha^* = \exp\left(\frac{-1,3l}{R}\right) = \exp\left(\frac{-1,3 \cdot 1,2}{6,4}\right) = 0,78,$$

где $l = 1,2$ м;

$R = 6,4$ м — эквивалентный радиус выработки.

Соответственно, согласно [4]:

$$\frac{u_0}{u_\infty} = 1 - \alpha^* = 1 - 0,78 = 0,22 \Rightarrow u_0 = 0,22u_\infty.$$

То есть, согласно формуле доктора Б. З. Амусина, начальные смещения незакрепленного контура выработки составляют 22% от конечного значения.

Использование формулы (2) доктора М. Баудендистела (Baudendistel):

$$\begin{aligned} \alpha^* &= 0,64 \exp\left(\frac{-1,75l}{R}\right) = \\ &= 0,64 \exp\left(\frac{-1,75 \cdot 1,2}{6,4}\right) = 0,46. \end{aligned}$$

Соответственно, согласно [4]:

$$\frac{u_0}{u_\infty} = 1 - \alpha^* = 1 - 0,46 = 0,54 \Rightarrow u_0 = 0,54u_\infty.$$

То есть, согласно формуле доктора М. Баудендистела (Baudendistel), начальные смещения незакрепленного контура выработки составляют 54% от конечного значения.

Согласно методике N. Vlachopoulos, M. S. Diederichs, представленной в [2, 3, 7] и основанной на размере зоны пластических деформаций

призабойной области, начальные смещения незакрепленного контура выработки составляют 60% от конечного значения.

Результаты всех вышепредставленных расчетов сведены в таблице.

ТАБЛИЦА. Начальные смещения незакрепленного контура выработки U_0 призабойной области при строительстве автодорожного тоннеля горным способом в малопрочных полускальных грунтах Сочи

	Методика расчета	Величина (% от конечного значения)
1	Трехмерный численный анализ с учетом стадийности проходки тоннеля	40%*
2	Формула д-ра техн. наук Б. З. Амусина	22%
3	Формула д-ра М. Баудендистела (Baudendistel)	54%
4	Методика N. Vlachopoulos, M. S. Diederichs	60%

* **Примечание.** Если рассматривать проходку калотты, ядра и штросс **раздельно**, то при проходке калотты начальные смещения незакрепленного контура выработки составляют 50% от конечного значения, при проходке ядра и штросс — 45% от конечного значения.

Заключение

1. По результатам трехмерного моделирования с учетом реальной стадийности проходки тоннелей № 5/5а установлено, что начальные смещения незакрепленного контура выработки U_0 в условиях малопрочных полускальных грунтов сочинской свиты составляют порядка 40% от конечных смещений U_∞ .

2. Сравнение с существующими методиками показало, что формулы Б. З. Амусина, М. Баудендистела и Vlachopoulos — Diederichs дают значения U_0/U_∞ в диапазоне 22–60%, что приводит к существенным расхождениям с результатами 3D-анализа и подтверждает необходимость локальной верификации данных методов для конкретных инженерно-геологических условий.

3. Полученные результаты позволяют внедрить в проектную практику обоснованную методику (аналог β -метода) для перехода от ресурсоемкого 3D-моделирования к упрощенным 2D-расчетам.

Экспериментально обоснованная доля начальных смещений $U_0/U_\infty \approx 0,40$ используется для приведения исходного горного давления к плоской расчетной схеме. Суть предлагаемой методики схематично представлена на рис. 10.

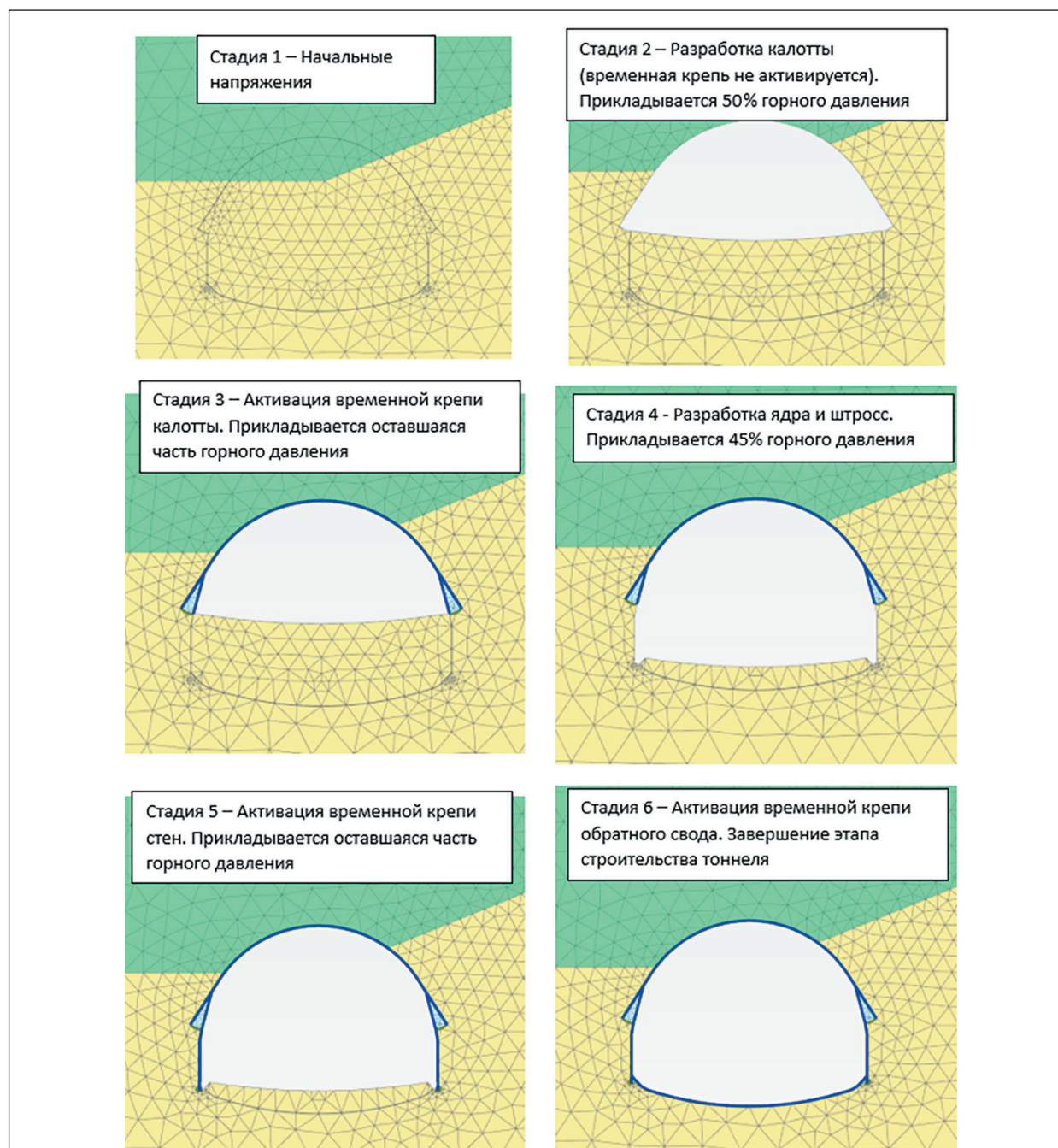


Рис. 10. Предлагаемая практическая методика учета пространственного деформирования пород призабойной области в плоской расчетной схеме тоннеля

Список источников

1. Булычев Н. С., Фотиева Н. Н., Стрельцов Е. В. Проектирование и расчет крепи капитальных выработок. М.: Недра, 1986. 288 с.
 2. Kersten Lecture: Integration of Geotechnical and Structural Design in Tunnelling / E. C. Hoek [et al.] // Proceedings University of Minnesota 56th Annual Geotechnical Engineering Conference. Minneapolis, 29 February 2008. Pp. 1–53. URL: https://www.d.umn.edu/~carranza/KL08/%5B2008%5D_EH_et_al_%5BKersten-UofM-conference%5D.pdf (дата обращения: 20.04.2026).
 3. Vlachopoulos N., Diederichs M. S. Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels // Rock Mechanics and Rock Engineering. 2009. No. 42. Pp. 131–146. DOI: 10.1007/s00603-009-0176-4. URL: https://www.researchgate.net/publication/226038756_Improved_Longitudinal_Displacement_Profiles_for_Convergence_Confinement_Analysis_of_Deep_Tunnel (дата обращения: 20.04.2026).
 4. Булычев Н. С. Механика подземных сооружений: учебник для вузов. 2-е изд., перераб. и доп. М.: Недра, 1994. 382 с.
 5. Фролов Ю. С., Иванес Т. В. Механика подземных сооружений: учебное пособие. СПб.: ПГУПС, 1997. 102 с.
 6. Brinkgreve R. B. J. Ground Response Analysis in PLAXIS 2D. Delft: Plaxis BV, 2015.
 7. Hoek E., Brown E. T. Practical Estimates of Rock Mass Strength // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 1997. No. 34. Pp. 1165–1186. URL: [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X) (дата обращения: 20.04.2026).
 8. Кавказский В. Н., Ермонин Е. А., Андреева Л. А. Анализ аварийных ситуаций при сооружении автодорожных тоннелей горным способом в инженерно-геологических условиях г. Сочи // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2025. Т. 22, вып. 4. С. 947–957. DOI: 10.20295/1815-588X-2025-4-947-957
 9. Стройпроект. Три десятилетия. 1990–2020. URL: <https://www.stpr.ru/upload/iblock/020/zcmb98m54647mljd1j1pbdyk7vnvu2hu/%D0%9A%D0%BD%D0%B8%D0%B3%D0%B0%20%D0%BA%2030-%D0%BB%D0%B5%D1%82%D0%B8%D1%8E.pdf> (дата обращения: 20.04.2026).
 10. ФКУ Упрдор «Черноморье». URL: <https://chnm.rosavtdor.gov.ru/department/press-center/novosti/672181> (дата обращения: 20.04.2026).
 11. Lunardi P., Barla G. Full-face Excavation in Difficult Ground // Journal of Geomechanik und Tunnelbau. 2014. Vol. 7, no. 5. Pp. 461–468. DOI: 10.1002/geot.201400037. URL: https://www.researchgate.net/publication/266378833_Full_face_excavation_in_difficult_ground (дата обращения: 20.04.2026).
 12. СП 396.1325800.2018. Улицы и дороги населенных пунктов. Правила градостроительного проектирования, утв. приказом Минстроя России от 01.08.2018 № 474/пр (ред. от 26.12.2024).
- Дата поступления: 01.03.2026
Решение о публикации: 26.04.2026

Контактная информация:

КАВКАЗСКИЙ Владимир Николаевич — доктор техн. наук, доцент; kavkazskiy_vn@mail.ru
ЕРМОНИН Евгений Алесеевич — аспирант; eermonin@bk.ru

Comparative Analysis of Methods for Assessing Initial Displacements of the Near-Face Area in Conditions of Low-Strength Semi-Rocky Soils

V. N. Kavkazskij, E. A. Ermonin

Emperor Alexander I Petersburg State Transport University, 9 Moskovsky ave., Saint Petersburg, 190031, Russia

For citation: *Kavkazskij V.N., Ermonin E.A. Comparative Analysis of Methods for Assessing Initial Displacements of the Near-Face Area in Conditions of Low-Strength Semi-Rocky Soils // Proceedings of Petersburg State Transport University, 2026. Vol. 23, iss. 2. Pp. 402–416. DOI: 10.20295/1815-588X-2026-2-402-416 (In Russian)*

Abstract

This article presents a comparative analysis and development of a methodology for accounting for the spatial pattern of rock deformation in the near-face region in a 2D tunnel calculation model, taking into account the technological features of specific engineering and geological conditions. **Research Object:** the stress-strain state of the “soil mass-working-lining” system. **Research Subject:** the magnitude of near-face displacements occurring before the installation of the tunnel lining. **Objective:** the purpose of this study is to determine, based on a comparative analysis of existing methods and 3D numerical modeling, the proportion of initial displacements of the working contour before the installation of lining for tunnels constructed using mining methods in soft semi-rocky soils and to develop practical recommendations for accounting for this displacement in simplified 2D calculation models. **Methods:** to achieve this goal, a combination of methods was used, including a theoretical analysis of existing empirical and analytical approaches, verified through 3D finite element modeling, taking into account the full construction phases and nonlinear soil behavior (the Hooke-Brown and Hardening Soil models) on a real-world project—a tunnel in Sochi. This was followed by a comparative quantitative analysis of the results and the synthesis of a methodology for two-dimensional calculation models. **Results:** based on 3D numerical modeling of tunnel excavation, it was established that, in the soft, semi-rocky soils of Sochi, the initial displacements of the tunnel contour before the installation of the support structure account for 40% of the final total displacements, which differs significantly from estimates obtained using existing empirical formulas (22–60%). This result was verified on a real site and formed the basis for a practical methodology for accounting for spatial deformation in two-dimensional calculation models (analogous to the β -method), while identifying significant gaps in regulatory approaches to assessing overburden pressure. **Practical Significance:** the obtained results enable the implementation of a validated methodology (analogous to the β -method) in design practice for transitioning from resource-intensive 3D modeling to simplified 2D calculations that take into account the real-world interactions between rock mass and support structures, directly impacting the safety, cost-effectiveness, and reliability of tunnel design solutions in complex engineering and geological conditions.

Keywords: rock pressure, road tunnel, mining method of tunnel construction, 3D deformation, longitudinal displacement profile, convergence, β -method

References

1. Bulychev N.S., Fotieva N.N. *Proektirovanie i raschet krep'i kapital'nykh vyrabotok* [Design and Calculation of Support for Capital Workings]. Moscow: Nedra Publishers, 1986, 288 p. (In Russian)
2. Hoek E.C., et al. Kersten Lecture: Integration of Geotechnical and Structural Design in Tunnelling. In Proceedings University of Minnesota 56th Annual Geotechnical Engineering Conference, Minneapolis, 29 February 2008, pp. 1–53. URL: <https://www.d.umn.edu/~hoek/>

- edu/~carranza/KL08/%5B2008%5D_EH_et_al_%5BKersten-UofM-conference%5D.pdf (accessed: April 20, 2026).
3. Vlachopoulos N., Diederichs M.S. Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2009, no. 42, pp. 131–146. DOI: 10.1007/s00603-009-0176-4. URL: https://www.researchgate.net/publication/226038756_Improved_Longitudinal_Displacement_Profiles_for_Convergence_Confinement_Analysis_of_Deep_Tunnel (accessed: April 12, 2026).
4. Bulychev N. S. Mekhanika podzemnykh sooruzhenij [Mechanics of Underground Structures], Textbook for Universities, 2nd ed., revised and expanded, Moscow: Nedra Publishers, 1994, 382 p. (In Russian)
5. Frolov Yu. S., Ivanov T.V. Mekhanika podzemnykh sooruzhenij [Mechanics of Underground Structures: A Textbook], Saint Petersburg, PGUPS, 1997, 102 p. (In Russian)
6. Brinkgreve R.B. J. Ground Response Analysis in PLAXIS 2D, Delft, Plaxis BV, 2015.
7. Hoek E., Brown E.T. Practical Estimates of Rock Mass Strength, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1997, no. 34, pp. 1165–1186. URL: [http://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](http://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X) (accessed: April 20, 2026).
8. Kavkazskij V.N., Ermonin E.A., Andreeva L.A. Analiz avarijnykh situatsij pri sooruzhenii avtorozhnykh tonnej gornym sposobom v inzhenerno-geologicheskikh usloviyakh g. Sochi [Analysis of Emergency Situations During the Construction of Road Tunnels by Mining Methods in the Engineering-Geological Conditions of the Town of Sochi], *Izvestiya Peterburgskogo universiteta putej soobshcheniya* [Proceedings of Petersburg State Transport University], 2025, vol. 22, iss. 4, pp. 947–957. DOI: 10.20295/1815-588X-2025-4-947-957 (In Russian)
9. Strojproekt. Tri desyatletiya. 1990–2020. [Stroyproekt. Three decades. 1990–2020]. URL: <https://www.stpr.ru/upload/iblock/020/zcmb98m54647mljd1j1pbdyk7vnu2hu/%D0%9A%D0%BD%D0%B8%D0%B3%D0%B0%20%D0%BA%2030-%D0%BB%D0%B5%D1%82%D0%B8%D1%8E.pdf> (accessed: April 20, 2026). (In Russian)
10. FKU Upordor “Chernomor’e” [Federal State Institution “Chernomor’e Federal Highway Administration of the Federal Road Agency”], URL: <https://chnm.rosavtdor.gov.ru/department/press-center/novosti/672181> (accessed: April 20, 2026). (In Russian)
11. Lunardi P., Barla G. Full-face Excavation in Difficult Ground. *Journal of Geomechanik und Tunnelbau*, 2014, vol. 7, no. 5, pp. 461–468. DOI: 10.1002/geot.201400037. URL: https://www.researchgate.net/publication/266378833_Full_face_excavation_in_difficult_ground (accessed: April 20, 2026).
12. SP 396.1325800.2018. Ulitsy i dorogi naselennykh punktov. Pravila gradostroitel’nogo proektirovaniya [Streets and Roads of Settlements. Regulation of Urban Planning], approved by the order of the Ministry of Construction of Russia, August 01, 2018. (In Russian)

Received: March 01, 2026

Accepted: April 26, 2026

Author’s information:

Vladimir N. KAVKAZSKIY — Dr. Sci. in Engineering, Associate Professor; kavkazskiy_vn@mail.ru
Evgeniy A. ERMONIN — Postgraduate Student; eermonin@bk.ru