*XIV Международна научна конференция*
„Проектиране и строителство на сгради и съоръжения“, 10-12 септември 2026 г, Варна
*XIV International Scientific Conference*
„Civil Engineering Design and Construction“, Sept. 10 - 12, 2026, Varna, Bulgaria
*ISSN 2683-071X (online) ISSN 2738-7879 (CD)*

# ВТОРИЧНА ТУНЕЛНА ОБЛИЦОВКА – АНАЛИЗ И ПРОМЯНА НА НЕЙНАТА ФУНКЦИЯ

**Рафаил Рафаилов**[1]

# SECONDARY TUNNEL LINING – ANALYSIS AND FUNCTIONAL TRANSFORMATION

**Rafail Rafailov**

**Abstract:**

*The paper examines the behavior and design of tunnel linings under complex geotechnical conditions encountered during the construction of Tunnel T11 in the Kostenets–Septemvri railway section. The observed collapses and emergency support measures indicate a significant discrepancy between the design assumptions and the actual characteristics of the rock mass. A numerical analysis, accounting for the staged construction process, shows that the primary lining carries the main static loads but is not capable of ensuring adequate safety under seismic actions. Due to its insufficient load-bearing capacity, the secondary lining is therefore considered as the main structural element resisting seismic loading.*

*The study focuses on the challenges associated with modeling the secondary lining when its function shifts from a system primarily related to waterproofing to a load-bearing element responsible for the seismic stability and overall safety of the tunnel.*

**Keywords:**
*Tunnel lining; secondary lining; seismic loading; geotechnical conditions; FEM analysis; staged construction; load redistribution; tunnel stability.*

## 1. ВЪВЕДЕНИЕ

При НАТМ тунелите първичната облицовка (торкрет) поема статичните товари, а вторичната (стоманобетон) служи за хидроизолация и вторична сигурност. Нормите изискват сеизмична проверка. Представени са пет метода за изчисляване на усилията във вторичната облицовка. Параметричното проучване обхваща всички RMR класове (I–V, най-ниски стойности) и дълбочини 20, 40, 60, 80 m. Оразмеряването е за нецентричен натиск с $l_0 = 3$ m.

[1] Рафаил Рафаилов, гл. ас. д-р инж, катедра „Подземно строителство, Минно-технологичен факултет, МГУ „Св. Иван Рилски“, гр. София 1700, Студентски град, ул. „проф. Боян Каменов“ №1, r_rafailov@mgu.bg; Rafail Rafailov, Assist. Prof. Dr., Department of Underground Construction, Faculty of Mining Technology, University of Mining and Geology “St. Ivan Rilski”, Sofia 1700, Studentski Grad, 1 Prof. Boyan Kamenov St., r_rafailov@mgu.bg

**Основни предпоставки (общи):**

- Геометрия на тунела: диаметър 10 m (радиус R=5,0 m)
- Първична облицовка: дебелина $t_1$=0,25 m, торкрет C25/30 $\left(E_1 = 20 GPa, \rho_1 = 2400 kg/m^3\right)$
- Вторична облицовка: дебелина $t_2$ =0,40 m, бетон C30/37 $\left(E_2 = 30 GPa, \rho_2 = 2500 kg/m^3\right)$
- Хлабина между облицовките: до $g_0$ =0,002 m, т.е недренажен тип хидроизолация
- Сеизмично ускорение: $a_{gR}$ =0,25g (период на повтаряемост 475 г.)
- Скален масив: γ=27 kN/m³, ν=0,28, модул $E_r$ според RMR (Serafim & Pereira, 1983:

$$E_r = 10^{(RMR-10)/10} \text{ GPa}). \quad (1)$$

- **Статично радиално налягане** върху първичната облицовка се определя чрез **разхлабваща височина** hphp (Bieniawski, 1989):

$$h_p = \frac{B}{2}\frac{100 - RMR}{100}, \quad B=10 \text{ m}, \quad p_{stat} = \gamma \cdot h_p \ . \quad (2)$$

- **Коефициент на предаване на статичната сила** за двата основни модела (Метод 1 и Метод 2) е еднакъв: $\eta_{stat} = 0,3$ (за дренажна хидроизолация).

## 2. ПЕТТЕ МЕТОДА

Таблица 1. Характеристики на методите

| № | Метод | Тип | Особености |
|---|---|---|---|
| 1 | Коригиран контактен МКЕ | числен | отчита $g_0, k_n, \xi_{cont}$ ; **референтен** |
| 2 | Динамичен с 25 % маса | числен | редуцирана плътност (ρ=675 kg/m³) или мащабиран $a_g$ ; статична компонента $\eta_{stat} = 0,3$ |
| 3 | Асиметричен аналитичен | аналитичен | $p(\theta) = p_2 cos(2\theta)$ ; **неприемлив** |
| 4 | Класически (Wang/Penzien) | аналитичен | твърда връзка; **силно консервативен** |

| № | Метод | Тип | Особености |
|---|---|---|---|
| 5 | Псевдостатичен (EN 1998-4) | аналитичен | $F_{eq}=\gamma khR(1-\nu)$; **умерено консервативен** |

## 3. МЕТОД 1 – КОРИГИРАН КОНТАКТЕН МКЕ (РЕФЕРЕНТЕН)

**Контактно налягане:**

$$p_{cont}=\{k_n\cdot(u_r^{(1)}-u_r^{(2)}-g_0) \text{ за } u_r^{(1)}-u_r^{(2)}>g_0\,;\,0 \quad \text{иначе} \tag{3}$$

$$k_n=\frac{E_s}{t_s},\ k_s=\frac{G_s}{t_s},\ G_s=\frac{E_s}{2(1+\nu_s)}. \tag{4}$$

**Препоръчителни параметри (Таблица 2):**

$g_0$=0,002 m, $k_n$=100 MN/m³, $k_s$=50 MN/m³, μ=0,2, $\xi_{cont}$=0,4.

**Динамичен анализ:** Неявна схема на Нюмарк (γ=1/2, β=1/4). Rayleigh damping α=0,1, β=0,005. Δt=0,005 s. Външна сила: $F_{ext(t)} = -M\cdot a_{g(t)}$.

Използва се неявна схема на Нюмарк (Newmark, 1959) с параметри $\gamma$=1/2, $\beta$=1/4 (безусловно стабилна). Уравнението на движение:

$$M\ddot{u}(t)+C\dot{u}(t)+Ku(t)=Fext(t). \tag{5}$$

Rayleigh damping: $\mathbf{C}=\alpha\mathbf{M}+\beta\mathbf{K}$; **C** – матрица на затихването (N·s/m); **K** – матрица на коравина (N/m) . За две характерни честоти $\omega_1$ =31,4 rad/s (5 Hz) и $\omega_2$ =94,2 rad/s (15 Hz) с $\xi_1=0,05, \xi_2=0,10$ се получава:

$$\alpha=0,1,\ \beta=0,005. \tag{6}$$

Времева стъпка Δ$t$=0,005 s. Външната сила от земетресението: **F**ext($t$)=−**M1**$ag$($t$), с акселерограма с пик $a_g$ =0,25$g$.

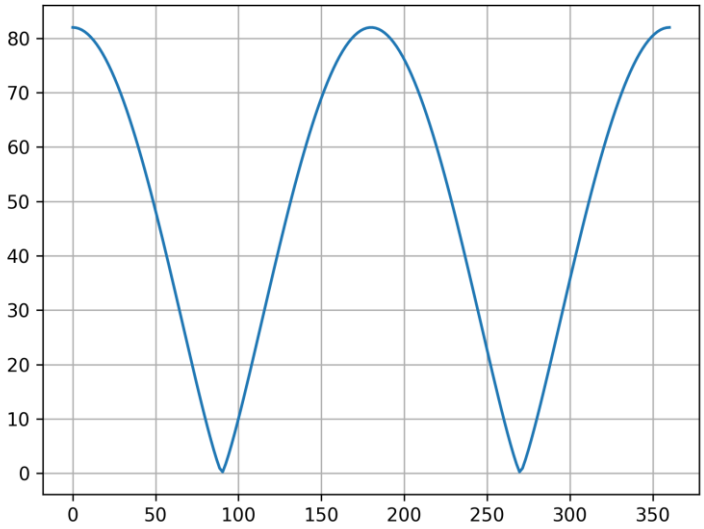
### 3.1 Последователна процедура за Метод 1:

1. **Статичен анализ** на самостоятелна първична облицовка (без вторична) → $N_{stat,1}$ .
2. **Статична компонента за вторичната облицовка**:

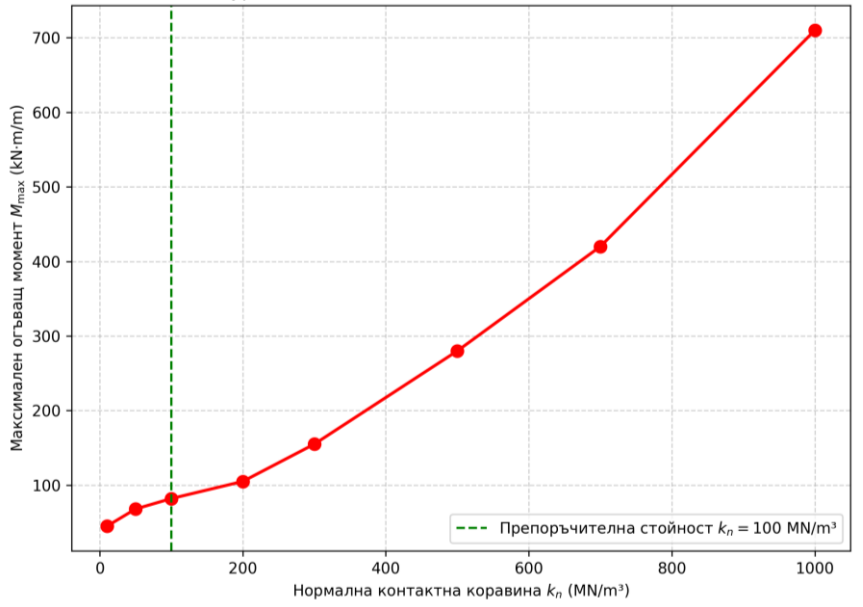
$N_{stat,2}=\eta_{stat}\cdot N_{stat,1}, \eta_{stat}=0,3$.

3. **Динамичен анализ** (пълна плътност на скалата $\rho$=2700 kg/m³, $a_g$ =0,25$g$) → $\Delta N_{dyn,1}, M_{dyn,1}$ .

4. **Пълни усилия**:. $N_{total,1} = N_{stat,2} + \Delta N_{dyn,1}$, $M_{total,1} = M_{dyn,1}$




Фигура 1. Разпределение на M (kN·m/m) от Метод 1 (RMR=41, H=80 m). Максимумът е 82 kN·m/m.




Фигура 2. Зависимост $M_{max}$ ( $k_n$ ). За $k_n$ =100 MN/m³ → $M_{max}$ =82 kN·m/m; за $k_n \to \infty$ (твърд контакт) → $M_{max}$ >400 kN·m/m.

### 3.2 Реализация в GEO5 FEM

**Стъпка 1:** Създават се два отделни региона – първична облицовка (торкрет) и вторична облицовка (бетон). Оставя се междина 0,002m или да се зададе начална хлабина в контакта. Генериране на мрежа с размер 0,3–0,5 m.

**Стъпка 2:** В менюто „Контакти“ → нов контакт между двата ръба. Тип: „Линеен контакт“. Параметри: $k_n$ =1,0×10$^8$ N/m³, $k_s$ =5,0×10$^7$ N/m³, $g_0$=0,002 m, $\mu$=0,2, $\xi_{cont} = 0,4$. Забрана на опън.

**Стъпка 3:** Материали: първична – торкрет C25/30 (E=20 GPa, ν=0,20, ρ=2400); вторична – C30/37 (E=30 GPa, ν=0,20, ρ=2500); скала – по RMR, модел Мор-Кулон или Hoek-Brown.

**Стъпка 4:** Динамичен анализ – тип „Динамичен“, метод Newmark, Δt=0,005 s, Rayleigh damping α=0,1, β=0,005. Акселерограма с пик 0,25g.

**Стъпка 5:** Извличане на максимални моменти и нормални сили върху вторичната облицовка.

### 3.3 Реализация в SAP2000

**Стъпка 1:** Моделиране на две концентрични окръжности от гредови елементи – външна (първична) и вътрешна (вторична).

**Стъпка 2:** За всеки възел на вътрешната окръжност се добавя **Link елемент тип GAP** към съответния възел на външната. Задава се начална хлабина $g_0$ =0,002 m, коравина $K = k_n \cdot L_{influence}$ (напр. $K$=100·10$^6$· $L_{influence}$ N/m).

**Стъпка 3:** Реакцията на скалата се симулира с радиални пружини (Winkler): $k_{spring} = E_r / R$ (работещи само на натиск).

**Стъпка 4:** Изпълнява се статичен анализ (геостатично налягане $p_0 = \gamma H$), след това динамичен (Newmark, Δ$t$=0,005 s).

**Стъпка 5:** Оценяват се максималните усилия във вторичната облицовка.

## 4. МЕТОД 2 – ДИНАМИЧЕН С 25 % МАСА

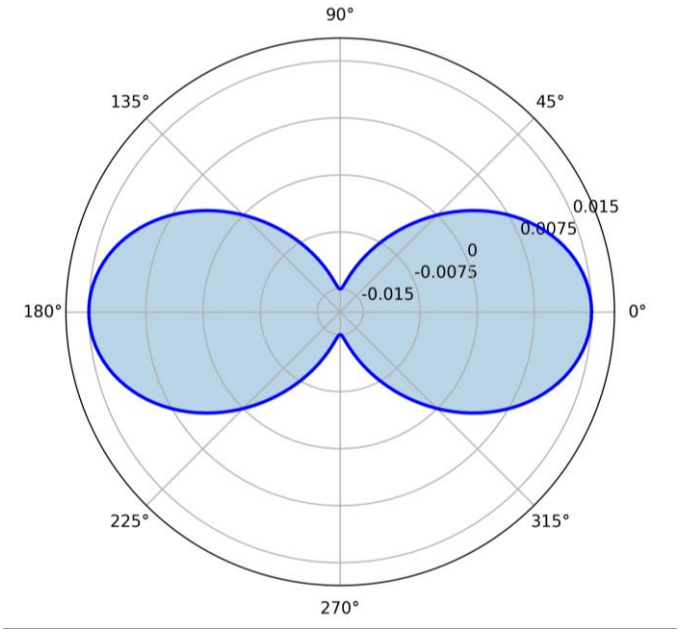
Приема се, че само 25 % от инерционната маса взаимодейства с вторичната облицовка. Процедура:

**Стъпка 1: Статичен анализ на самостоятелна първична облицовка** (с реална плътност) → $N_{stat,1}$ (зависи от RMR и H).

**Стъпка 2: Статична сила върху вторичната облицовка:** $N_{stat,2} = \eta_{stat} \cdot N_{stat,1}$ .

**Стъпка 3: Динамичен анализ с редуцирана маса** (ρ = 675 kg/m³) или с мащабирана акселерограма $\left(a_{eff} = 0,0625g\right)$ → получават се $\Delta N_{dyn,2}$ и . $M_{dyn,2}$

**Стъпка 4: Пълни усилия:** $N_{total} = N_{stat,2} + \Delta N_{dyn,2}, M_{total} = M_{dyn,2}$ ,




Фигура 3. Асиметрично радиално налягане $p(\theta) = p_2 cos(2\theta), p_2 = 0,015$ MPa.

## 5. МЕТОДИ 3, 4 И 5 (АНАЛИТИЧНИ)

**Метод 3:** p(θ)=0,015·cos2θ MPa. Статичната нормална сила е нула → неприемлив.

**Метод 4:** Формули на (Wang/Penzien, 1993, 2000) за твърда връзка → силно консервативен (надценява армировката 2–3 пъти).

**Метод 5:** Псевдостатичен по EN 1998-4: $F_{eq} = \gamma k_h R(1-\nu)$ → умерено консервативен (≈10–50% над референтния).

## 6. РЕЗУЛТАТИ ОТ ПАРАМЕТРИЧНОТО ПРОУЧВАНЕ

Приети са най-ниски RMR: 81, 61, 41, 21, 10. Статично налягане:
$p_{stat} = \gamma \cdot H \cdot \frac{100 - RMR}{100} . \frac{1}{1000}$ [MPa] . Оразмеряване по EN 1992-1-1 (сечение 1,0×0,4 m, C30/37, B500B). Минимална армировка: *As*,min=7,5 cm²/m (∅12/15).

**Пример:** RMR=41, H=80 m
$h_p$ =5·(100−41)/100=2,95 m, $p_{stat}$ =27·2,95=79,65 kPa,
$N_{stat,1}$ =79,65·5=398,25 kN/m.
При $\eta_{stat} = 0,3 \rightarrow$ $N_{stat,2}$ =119,5 kN/m.
Динамични добавки:

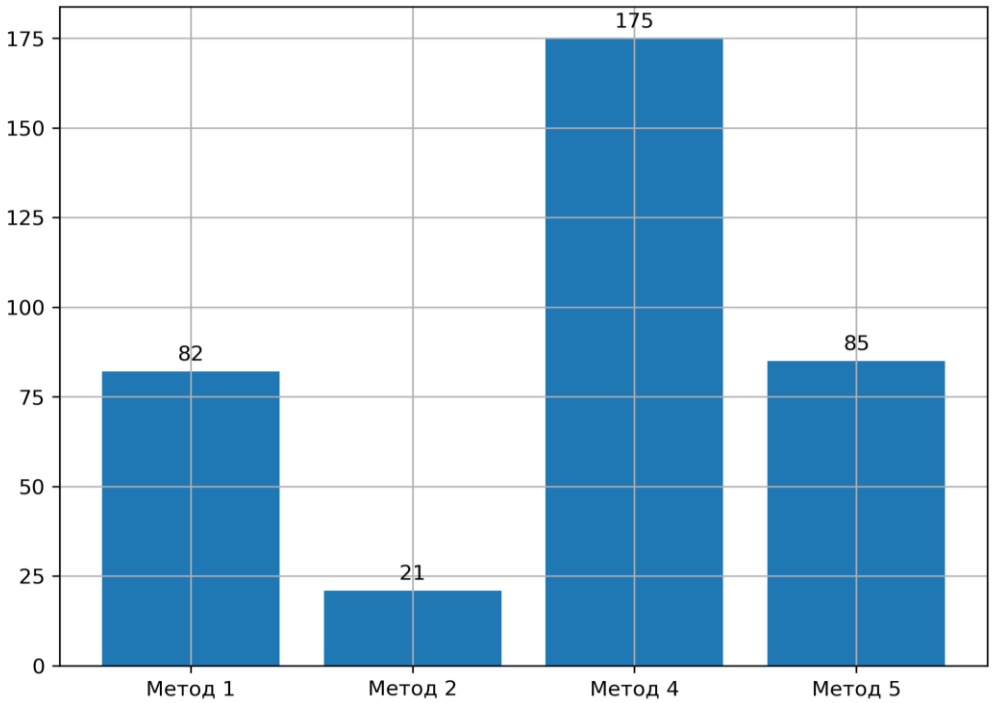
- Метод 1: ΔN=462 kN/m, M=82 kN·m/m → $N_{total,1}$ =119,5+462=581,5 kN/m,
- $MM_{total,1}$ =82 kN·m/m. .

- Метод 2: ΔN=115,5 kN/m, M=20,5 kN·m/m → $N_{total,2}$ =119,5+115,5=235 kN/m, $M_{total,2}$ =20,5 kN·m/m..

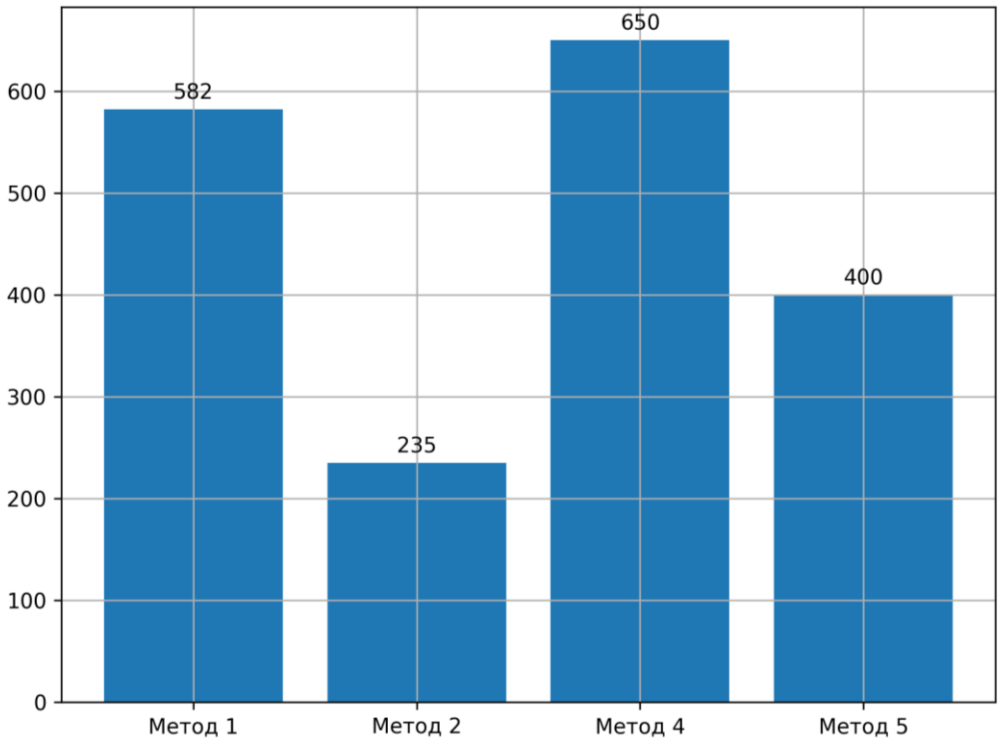
  И двата метода дават *As*,prov=7,5 cm²/m, $\gamma_{sec}$ =*As*,prov,1/*As*,prov,2=1,00.

Таблица 2. Сравнение за RMR=41, H=80 m:

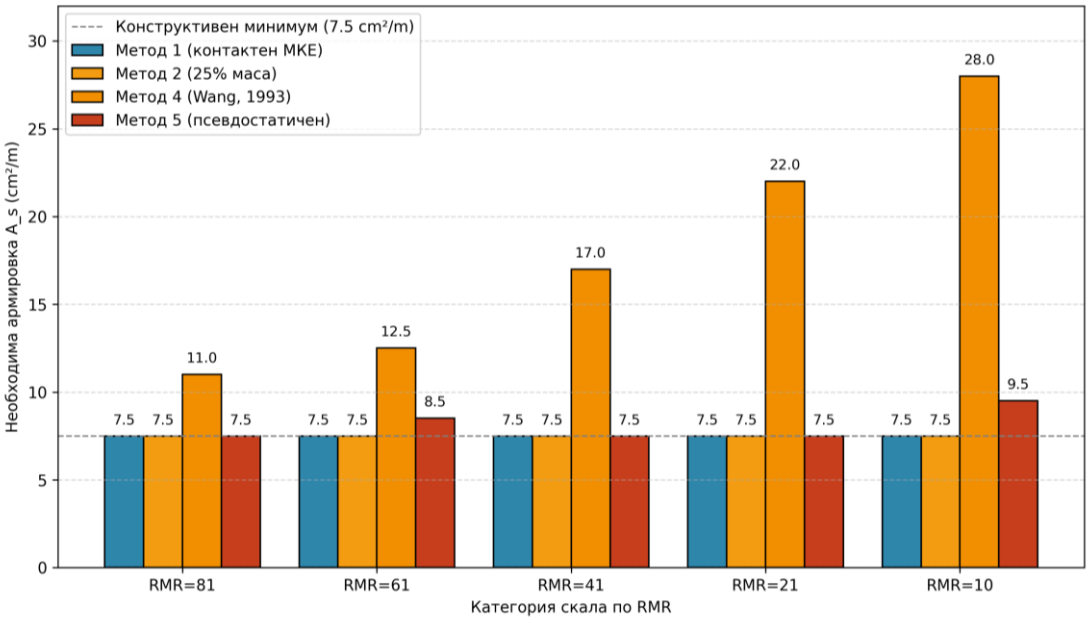
| Метод | M (kN·m/m) | N (kN/m) | *As*,prov (cm²/m) |
|---|---|---|---|
| 1 | 82 | 582 | 7,5 |
| 2 | 21 | 235 | 7,5 |
| 4 | 175 | 650 | 17,0 |
| 5 | 85 | 400 | 7,5 |




Фигура 4. Сравнение на максималните огъващи моменти за RMR=41 и H=80 m.




Фигура 5. Сравнение на максималните нормални сили за RMR=41 и H=80 m.



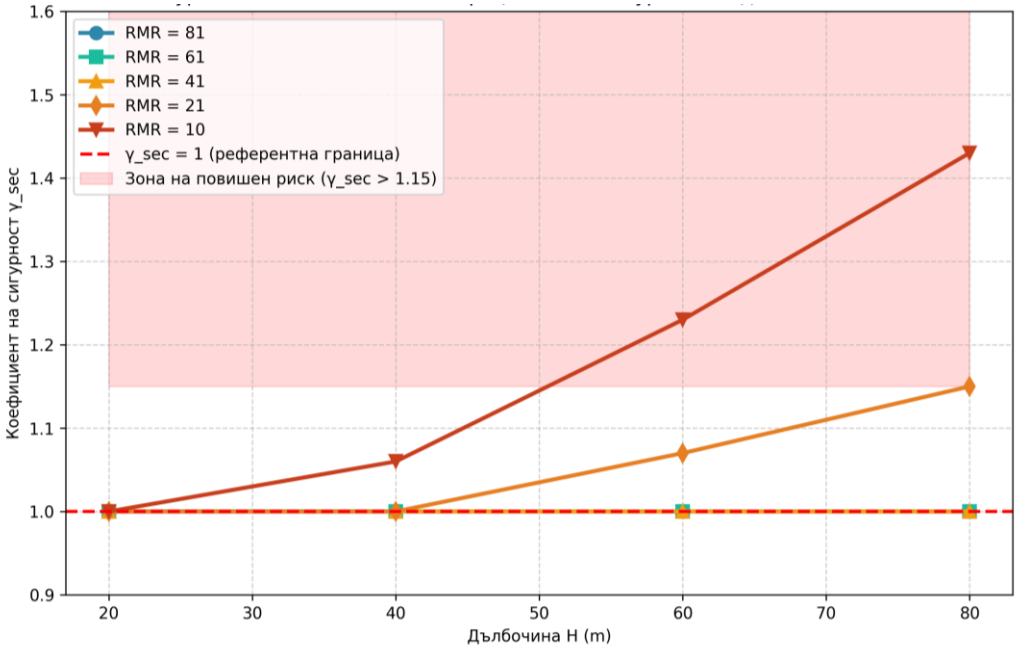

Фигура 6. Сравнение на армировката при дълбочина H = 80 m

## 7. КОЕФИЦИЕНТ НА СИГУРНОСТ ЗА МОДЕЛ 2

$\gamma_{sec}$ =*As*,prov,1/*As*,prov,2. Резултати – **Таблица 3**.

Таблица 3. $\gamma_{sec}$ за Модел 2

| RMR | H=20 | H=40 | H=60 | H=80 |
|---|---|---|---|---|
| 81 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 61 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 41 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 21 | 1 | 1 | 1,07 | 1,15 |
| 10 | 1 | 1,06 | 1,23 | 1,43 |




Фигура 7. Зависимост на коефициента на сигурност $\gamma_{sec}$ от дълбочината и RMR.

**Практическо правило:** За RMR $\geq$ 41 (средни и добри скали) **Модел 2 се прилага директно**. За RMR $\leq$ 40 (лоши скали) е необходим **Модел 1** (или консервативният Модел 4).

## 8. ИЗВОДИ И ПРЕПОРЪКИ

Таблица 4. Препоръчван метод според RMR

| RMR | Препоръчван метод | Бележка |
|---|---|---|
| $\geq 61$ | Модел 2 | $\gamma_{sec}$ =1,0, директно |
| 41–60 | Модел 2 с корекция за H≥60 m | $\gamma_{sec}$ =1,5 или Модел 1 |
| $\leq 40$ | Само Модел 1 | Модел 2 подценява армировката до 3 пъти |
| Предварителни оценки | Модел 5 | с K=0,3–0,5, леко консервативен |
| Да се избягва | Модел 3 | абсолютно неприемлив |

**Ключов извод:** При еднакво третиране на статичната компонента ( $\eta_{stat} = 0,3$ ), Модел 2 е точен за RMR≥41. За RMR≤40 Модел 2 е неконсервативен и задължителен е контактният Модел 1.

## 9. НАУЧНИ ПРИНОСИ

1. Въвеждане на $\eta_{stat} = 0,3$ за еднакво третиране на статиката.
2. Количествено определяне на $\gamma_{sec}$ за Модел 2 в зависимост от RMR и H (Табл. 4).
3. Първо по рода си параметрично проучване (5 RMR × 4 дълбочини × 5 метода) за двуслойни облицовки.
4. Методика статичен + динамичен с редуцирана маса без артефакти на твърдия контакт.
5. Инженерни препоръки и софтуерни насоки (GEO5, SAP2000).
6. Икономическа оценка: за RMR=21, H=80 m икономия от Модел 2 (~11 200 €/km) е за сметка на 2,27 пъти по-ниска армировка – неприемливо.
7. Съпоставка с (Lorenz & Galler, 2015), (Sivakanthan & Bogusz, 2024), (Salehi et al., 2025).
8. Установен диапазон на валидност на Модел 2: RMR≥41 ( $\gamma_{sec}$ =1,00); при RMR≤21 става неконсервативен.

## ЛИТЕРАТУРА

[1]. Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley & Sons.
[2]. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2. CEN.
[3]. EN 1998-4:2004. Eurocode 8. CEN.
[4]. Lorenz, S., & Galler, R. (2015). *Geomechanics and Tunnelling*, 8(5), 488–497.
[5]. Newmark, N.M. (1959). *J. Eng. Mech. Div., ASCE*, 85(3), 67–94.
[6]. Penzien, J. (2000). *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 29(5), 683–691.
[7]. Salehi, B. et al. (2025). *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 154, 107394.
[8]. Serafim, J.L., & Pereira, J.P. (1983). *Proc. Int. Symp. Eng. Geol. Undergr. Constr.*, Lisbon, Vol. II, 33–42.
[9]. Sivakanthan, S., & Bogusz, W. (2024). In *Numerical Modelling in Geotechnical Engineering*, 123–138.
[10]. Wang, J.N. (1993). *Seismic Design of Tunnels*. Parsons Brinckerhoff.