



Получена: 11.04.2024 г.

Приета: 22.04.2024 г.

АНАЛИЗ НА ДЕФОРМАЦИИТЕ И НАПРЕЖЕНИЯТА В ЗОНА НА СЛЯГАНЕ НА ТУНЕЛ, ИЗПЪЛНЯВАН ПО НОВ АВСТРИЙСКИ ТУНЕЛЕН МЕТОД

Я. Първанов¹, М. Тодоров²

Ключови думи: изчислителни модели за плиткни тунели, деформации в земния масив, взаимодействие тунел – земна среда, инциденти в тунелното строителство

РЕЗЮМЕ

Специфичните аварийни ситуации в процеса на строителство на тунелните съоръжения са деликатен момент, чийто анализ изисква задълбочено разглеждане на поведението и възникналите работни механизми в конструктивната система. В анализа имаме възможност да използваме както събраните данни за основното проектно решение, предхождащо етапа на изпълнение, така и допълнените с резултати от изследването на аварията данни. Това прави процеса на прогноза по-ефективен поради съвместното отчитане на информацията от преди началото на строителния процес и събраната в момента на възникване и развитие на аварийната ситуация.

Изследването търси възможни решения за анализ на облицовката на плитък тунел, изпълнен по Нов австрийски тунелен метод (НАТМ) след настъпило слягане на част от нея. Проведени са вариантни изчислителни анализи с програми SAP2000 и PLAXIS, като се търси съвпадение на моделните прогнози с действително регистрираните ефекти от аварията, измерените премествания и слягания в участък от облицовката.

Регистрираните при аварията резултати от измервания дадоха първите белези за обосновано предположение за причините, довели до разрушенията в строителния етап и проявените слягания при инфраструктурните елементи. Представените тук анализи имат за задача да симулират с цел проследяване на механизмите на взаимодействие между тунелната облицовка и масива.

¹ Явор Първанов, докторант инж., кат. „Геотехника“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: yavor.parvanov77@gmail.com

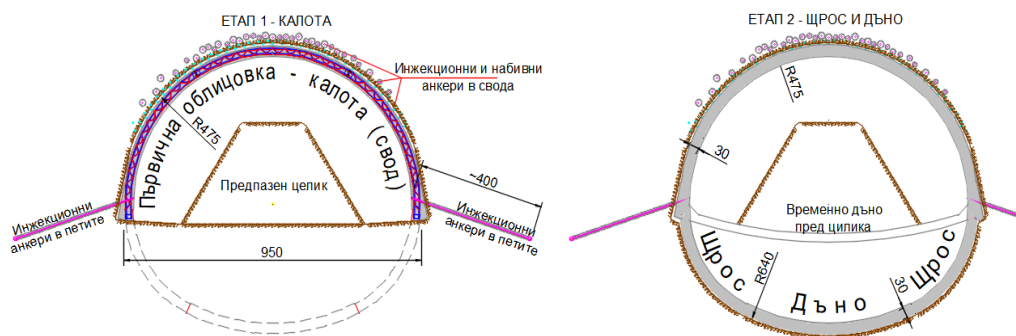
² Миротслав Тодоров, доц. д-р инж., кат. „Геотехника“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: miro_todorof@yahoo.com

Въведение

При анализите на тунели, изпълнявани по подземен изкопен способ, изследователят оценява съвместната работа на конструкцията със земния масив на базата на качество на входните данни, възможности за математично описание на материалното взаимодействие, специфика на почвените модели и интерпретативно познание, подчинено на регулаторни ограничения. По време на технологичните етапи на изпълнение съществуват състояния, чиито работни механизми и стабилност трудно се доказват в изчислителния процес [1, 2]. Въздействията върху конструктивните елементи в тези работни състояния остават неясни по време на проектирането. Една незначителна авария, на пръв поглед свързана с геоложка нехомогенност, посочвана като най-често срещаната причина за аварии в тунелното строителство [3, 4], дава възможност за преоценка на основните и съпътстващите въздействия. Регистрацията на проявените премествания, а чрез тях – прогнозното моделно определяне (проверка) на напрежения в конструктивните елементи се превръщат в реален изчислителен модел. Така чрез мониторингови средства можем да разгледаме и да верифицираме както товарните модели, така и механизмите на работа на системата в специфични условия (аварии), а чрез тях да оценим бъдещите експлоатационни работни механизми.

Анализираният тунел се изпълнява по NATM [1, 5], като тук е разгледано състояние на работа само на временната първична облицовка. Предвид геоложките условия и параметри на геотехническите единици и размерите на съоръжението, подземната изработка се изпълнява на два технологични етапа: първи етап – калота (свод) и втори етап – щрос и дъно, фиг. 1. Съоръжението е със следните основни геометрични характеристики:

- Общо сечение на изкопа за изработка на съоръжението – 66 m^2 : първи етап, калота – 41 m^2 ; втори етап, щрос и дъно – 25 m^2 .
- Дебелина на първичната облицовка – 30 см. Състои се от армоферми, армировъчни мрежи и пръскан дребнозърнест бетон от клас С25/30. Изпълнява се на два етапа, следвайки изкопа, по целия периметър на сечението.



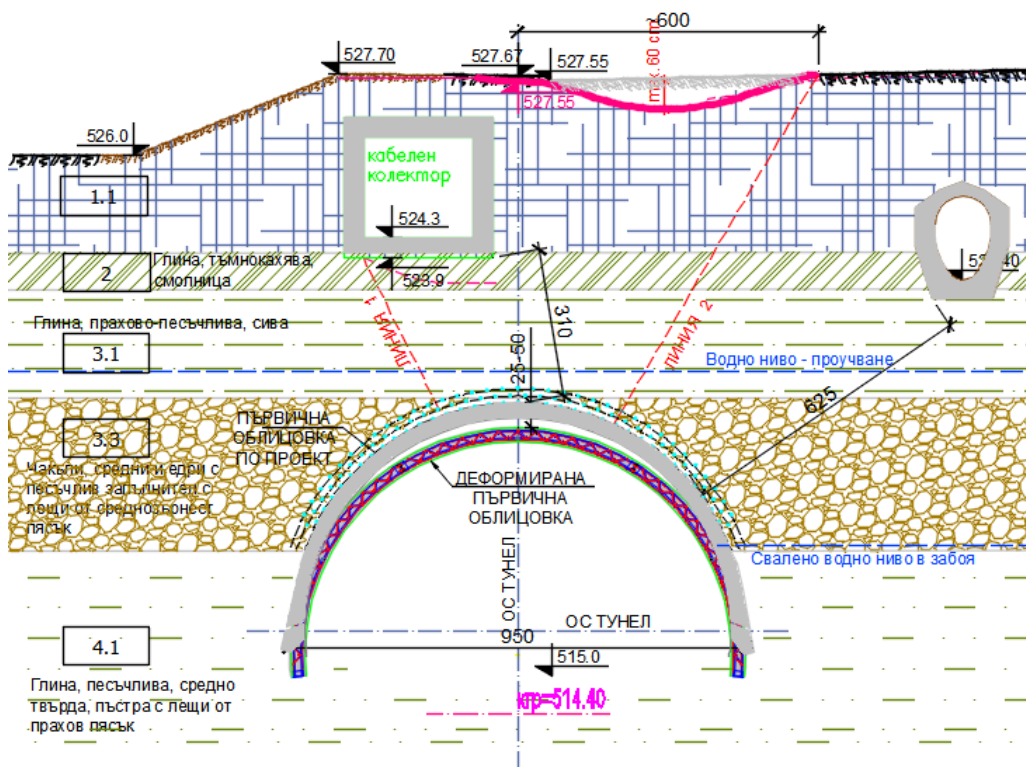
Фиг. 1. Етапи на изпълнение на първичната облицовка на тунела

Проектни условия

Тунелът се разполага под съществуваща пътна инфраструктура в урбанизиран район на гр. София. Трасето е разположено частично под пътното платно на градски

булевард и е успоредно на корекцията на р. Перловска, като оста на тунела е ситуирана на около 18 m от стените на коритото. Заложението му е плитко, с покритие между 6 и 7 m.

Геоложият масив е съставен от следните разновидности: Под повърхността на терена преобладават антропогенните насипи с мощност около 3 m, а под тях залягат прахово-песъчливи алувиални глини с мощност между 2 – 3 m. Под тях се разполагат чакъли с песъчлив запълнител с променлива дебелина между 3 и 6 m по дължина на съоръжението. На места в чакълите се явяват пясъчни лещи (среднозърнест до дребнозърнест пясък) със значителни размери. Под алувиалните пластовете се разкриват неогенски седименти (прахови пясъци и песъчливи глини). Водното ниво по време на предварителните проучвания е между 5 и 6 m под терена, като чакълите са водонаситени. На фиг. 2 е представен напречен разрез с геоложката структура и съществуващите подземни съоръжения. Южно (ляво) от оста на тунела, в масива над него, се намира кабелен колектор с размери 3/2,8 m (ширина/височина). Северно (дясно) от оста му (приблизително на 9 m), на около 5 m под терена, се намира канален колектор със светли размери 120/180 cm.



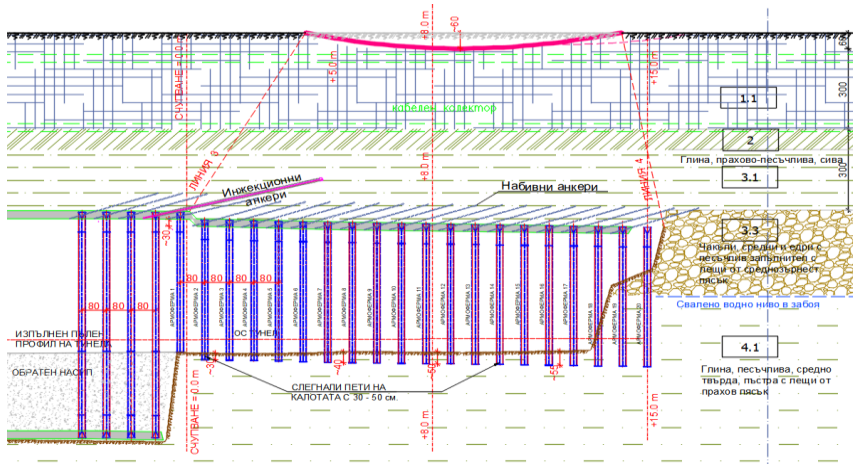
Фиг. 2. Напречен разрез на тунела в зоната на слягане

Преди започване на строителството е изпълнен проект за водопонижение, който успешно осушава чакълите и намалява значително водопитока в забоя на тунела.

В отделните етапи на изграждане по време на строителството са планирани регулярни геодезични измервания за контрол на деформациите, както вътре в тунела, така и на терена.

Технологичен ред на изпълнение на първичната облицовка:

- Първи етап – изпълнение на калота (свод): изкоп с напредък 80 cm (осъществява се основно в геоложки пласт – чакъли с пясъчлив запълнител), монтаж на армоферма и армировъчни мрежи, полагане на пръскан дребнозърнест бетон с ускорители (в рамките на 24 часа набира 30 % от проектната якост). Петите на армофермите стъпват в геоложки пласт – пясъчлива глина. В рамките на този етап се изпълняват 40 броя анкери с дължина от 3 до 4 m по контура на свода. Изпълняват се и по един радиален анкер над петите на армофермата с дължина 4 m.
- Втори етап – изпълнение на щрос и дъно: изкоп с напредък 1,6 m (осъществява се в неогенските геоложки пластове), монтаж на армоферми и армировъчни мрежи, полагане на пръскан дребнозърнест бетон. Обратен насип до ниво на технологичен път – между 50 и 100 cm над петите на калотата. След завършване на дъното в тази фаза сечението е затворено – формиран е пълнен профил и може да се разчита на пълната му носеща способност.
- Според първоначалните проектни предвиждания максималното разстояние между първия и втория етап не трябва да надвишава 9 m (11 армоферми). Със започване на изкопните работи и наблюденията на деформациите на терена и в тунела, отстоянието между пълния профил и забоя е коригирано на 16 m (20 армоферми), като пълният профил се приближава до забоя на 8 армоферми (около 7 m). При максимален напредък на калотата от 20 армоферми, се изпълнява временно дъно на ниво пети на калотата, обхващащо 3 рамки, максимално близо до забоя. То се състои от армировъчни мрежи и пръскан бетон с дебелина между 15 и 20 cm, който свързва петите на армофермите и предотвратява слягането и събирането им по време на престоя на забоя за изпълнение на щрос и дъно. По време на изпълнение на следващия цикъл това временно дъно се премахва. В тази последователност са изпълнени над 200 m (около 20 цикъла), преди настъпване на инцидента. Надлъжен разрез на съоръжението в зоната на слягане е представен на фиг. 3.



Фиг. 3. Надлъжен разрез на тунела в зоната на слягане

Описание на аварийната ситуация

При напредък на калотата от 19 армоферми (15 m), пред пълния профил на тунела (не са завършени щрос и дъно), по време на монтаж на последната армоферма от цикъла, започва изсипване на оводнени земни маси отляво на оста на тунела, които видимо се различават от естествените почвени материали в забоя. С голяма вероятност това са антропогенни насипи, които са положени при изпълнение на отводнителен сифон и дренажен канал на кабелния колектор, открити в последствие. Каналът преминава напречно на оста на тунела на около 2 m над свода. Почти едновременно се получава счупване на облицовката, перпендикулярно на надлъжната ос на съоръжението, една рамка след затвореното сечение – снимка 1. Монолитното сечение на калотата пред счупването (приблизително 15 m) сляга от 30 до 55 cm, като нарастването е постепенно и неравномерно към забоя – фиг. 3. Веднага се регистрира и слягане на терена, което приблизително следва конструктивното преместване – снимка 2. Геодезичните репери в оста и над десния контур на тунела се преместват с около 10 – 12 cm, а между тях се получава понижение с около 60 cm. Максимумът на инфлексията е вдясно от оста на съоръжението, приблизително в средата на зоната. Кабелният колектор запазва положението си в пространството – деформациите над него не превишават 10 cm. Непосредствено над счупването на облицовката няма увеличаване на слаганията на терена спрямо измерените стойности преди аварията. Направени са геодезични заснемания на профила на тунела през 1 m, които дават точна картина на слягането на първичната облицовка и потъването на петите.



Снимка 1. Счупване на облицовката, перпендикулярно на оста на тунела

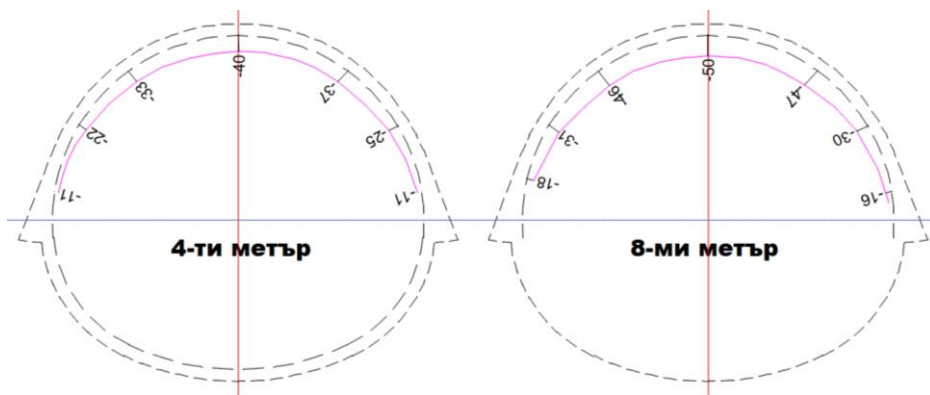


Снимка 2. Слягане на терена

Дефиниране на задачата

Регистрираните ефекти след инцидента създадоха условия екипът да изследва напрегнатото и деформирано състояние на тунелната облицовка в слегналата зона. При обсервационен анализ на деформациите на терена може да се предположи образуването на повърхнина (обърнат пресечен конус) с максимални тангенциални деформации в масива над тунела [0]. В напречния разрез (фиг. 2) пресечниците на тази повърхнина са отбелязани като ЛИНИИ 1 и 2, а в надлъжния (фиг. 3) като ЛИНИИ 3 и 4. Кабелният колектор запазва положението си в пространството благодарение на надлъжната си коравина и вероятно поради триенето между него и околния масив. Вероятно под него се образува хлътвање на масива.

На фиг. 4 са представени геодезичните замервания на преместванията в два характерни километража. 8-ият метър се пада под максималното слягане на терена.



Фиг. 4. Измерени премествания на облицовката в характерни сечения

В търсене на решение на поставения проблем са разгледани два сценария:

- **ПЪРВИ СЦЕНАРИЙ:** приета е хипотезата, че в хлъзгателната повърхнина тангенциалните напрежения са надхвърлили якостта на срязване на почвата (относителните деформации в зоните с максимално срязване над свода надвишават 10 %). Почвеният клин 0, който се намира над свода, натоварва с цялото си тегло конструкцията на първичната облицовка. Тя е моделирана с програмен продукт SAP2000 и е определено нейното деформирано и напрегнато състояние [7 – 9].
- **ВТОРИ СЦЕНАРИЙ:** приета е хипотезата, че в хлъзгателната повърхнина тангенциалните напрежения НЕ са надхвърлили якостта на срязване на почвата. Моделирано е взаимодействието между земната среда и облицовката с програмен продукт Plaxis и са определени нормалните и тангенциалните напрежения в граничната зона между масива и конструкцията при слягане 50 cm [2].

Определяне на товарния модел в ПЪРВИ СЦЕНАРИЙ: Деформациите на облицовката се променят по дължина на слегналия участък – от началото до 3-ия метър максималното слягане не надвишава 30 cm, а след 5-ия бързо се увеличава до 50 cm.

При еднакви опорни условия това означава, че след третия метър натоварването бързо нараства до максимални стойности. Теглото на почвените пластове – P , над

облицовката е определено на базата на обемните тегла γ_i според данните от геоложкия доклад и съответната височина:

$$P = \sum \gamma_i \cdot H_i.$$

Натоварването в свода на тунела е за ивица един метър и е разделено на две:

- Отдясно на кабелния колектор: $P_1 = 116,7$ kN/m, прието $P_1 = 120$ kN/m и нараства в дълбочина;
- Под кабелния колектор: $P_2 = 48,3$ kN/m, прието $P_2 = 50$ kN/m, нарастващо в дълбочина.

За да се анализира напрегнатото и деформирано състояние на системата първична облицовка – масив [9, 10], е направен изчислителен модел с програмен продукт SAP2000 за 8-мия метър от слегналата зона, предвид факта, че вероятността приетото натоварване да се реализира е най-голяма (най-голямо слягане на терена). Моделът е със следните специфични характеристики:

Таблица 1. Материални характеристики на стоманобетонни елементи на изчислителен модел в SAP2000

Конструктивен елемент	Облицовка	Пружини по контура – чакъл	Пружини по контура – глина	Пружини в петите
Материален модел	Frame/Elastic	Nonlinear	Nonlinear	Elastic
Собствено тегло, kN/m ³	25	–	–	–
Коефициент на Поасон	0,2	–	–	–
Еластичен модул, kN/m ²	30000000	–	–	–
Сечение, cm ²	3000	–	–	–
Коравина – опън, kPa/m	–	–	–	600
Коравина – натиск, kPa/m	–	24000	7000	600

Коефициентът на отпор на масива в изчислителния модел е определен според [0]:

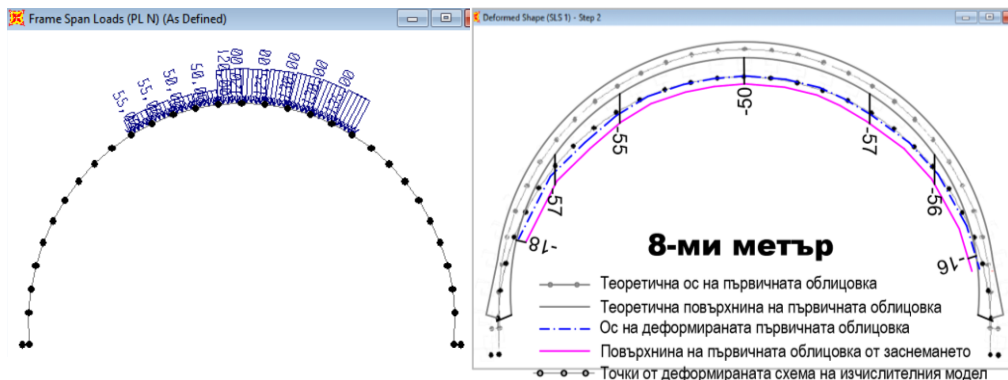
$$k = \frac{E}{(1 + \nu)R},$$

където E е еластичен модул на масива, ν е коефициент на Poisson и R е радиус на изкопа. Опорните пружинни константи в петите на рамките са получени от отношението на опорните реакции и регистрираното преместване.

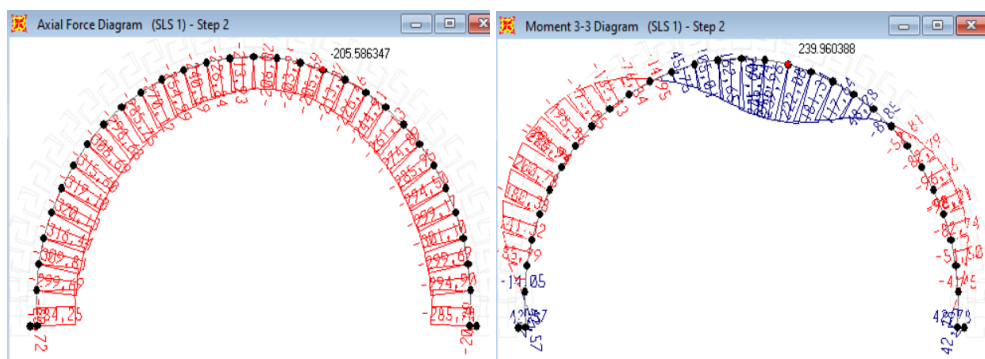
Радиално върху облицовката е приложено натоварването, определено по-горе. Решението е нелинейно (nonlinear staged construction), като е спазена последователността в изпълнението на конструкцията:

- Стъпка 1 – Изпълнение на калотата: Въвеждане на контура на облицовката заедно със собственото му тегло; В тази стъпка е направена проверка на сляганята в ключа на свода (най-високата точка) само от собствено тегло, които са около 5 cm и са близки със сляганята, мерени по време на изпълнение на предходни участъци от тунела.
- Стъпка 2 – Въвеждане на приетото натоварване на стъпки с 20 % нарастване [7, 10].

За верификация на приетото натоварване и на граничните условия е направено сравнение между преместванията в изчислителния модел и геодезичните измервания в зоната на слегналата конструкция – вж. фиг. 5. Деформираната схема в изчислителния модел следва приблизително оста на заснетата повърхност на слегналата облицовка.

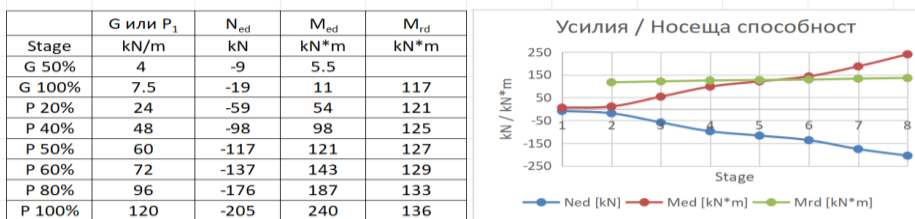


Фиг. 5. Изчислителен модел: Ляво – натоварване върху облицовката; Дясно – съпоставка между деформирана схема от изчислителния модел и измерени премествания



Фиг. 6. Диаграми на разрезните усилия в облицовката

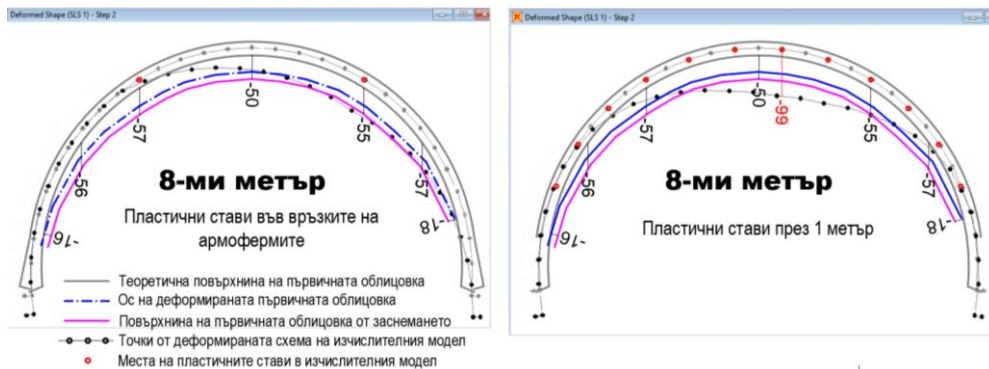
Сечението е изпълнено с бетон клас C25/30 и е армирано с армоферми през 80 см и две мрежи Ф8 през 15 см, клас B500. Общата армировка от вътрешната страна е $9,5 \text{ cm}^2$, а от външната $11,2 \text{ cm}^2$. При натискава сила в сечението от 205 kN (стойност на нормалната сила в свода, фиг. 6), максималният огъващ момент, който сечението може да понесе, е 137 kN.m отвътре и 154 kN.m отвън [EN 1992-1-1] при $\gamma_s = 1$ ($R_s = 500 \text{ MPa}$).



Фиг. 7. Стъпки на натоварване, съответстващи усилия, носеща способност на сечението

При сравнителен анализ на усилията в облицовката, създадени от приетото натоварване с носещата способност на сечението се оказва, че вложената армировка е крайно недостатъчна. При 50 % от предвиденото натоварване $M_{ed} = M_{Rd}$. И в следващите стъпки от натоварването изчислителните моменти значително надхвърлят M_{Rd} (с повече от 75 %). Това означава, че в конструкцията трябва да се наблюдава разрушение или най-малко значителни деструктивни процеси в сечението на свода, успоредни на оста на съоръжението. При обстоен оглед такива не са регистрирани. Следователно може да се направи извод, че системата земна среда – първична облицовка не съответства на приетия изчислителен модел. С голяма вероятност може да се допусне, че липсата на видими пукнатини в свода означава значително по-малки огъващи моменти в облицовката, отговарящи на по-малко от 50 % от предвиденото натоварване.

С цел да се изчерпят възможните вероятности за реализиране на **ПЪРВИ СЦЕНАРИЙ** са направени два опита за пластифициране на сечението [0] при запазен товарен модел. Първоначално е прието образуване на пластични стави в местата на връзка на армофермите. Това приемане се обосновава от факта, че в някой от заснетите сечения в местата на връзка на армофермите се забелязва леко хлътване в облицовката. Като втори опит пластични стави са приети по цялата облицовка през разстояние 1 m, като краен възможен вариант. Тяхната коравина е получена итерационно, до достигане на изчислената носимоспособност на сечението. Преместванията, получени в изчислителните модели, са сравнени с измерените – фиг. 8. При анализ на деформациите на първия вариант се вижда ясно изразена несиметричност спрямо вертикалната ос на тунела. При втория вариант сляганията в ключа значително надхвърлят измерените. И двата варианта са отхвърлени като вероятни, поради факта, че деформираната схема показва големи отклонения спрямо измерените премествания. По този начин **ПЪРВИ СЦЕНАРИЙ** се отхвърля като възможен!



Фиг. 8. Сравнение между регистрирани премествания на облицовката и деформирани схеми на изчислителните модели при наличие на пластични стави

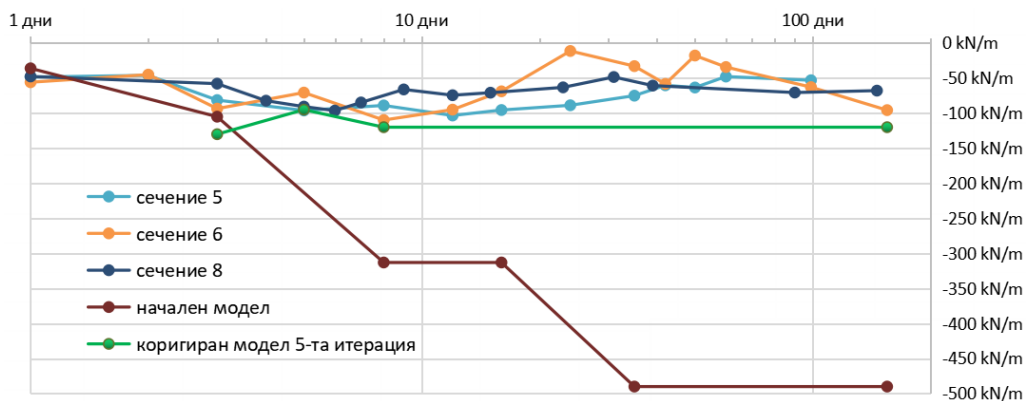
За определяне на товарния модел във **ВТОРИ СЦЕНАРИЙ** е използван изчислителен модел с програмен продукт PLAXIS, който е направен по време на изготвяне на проектната документация за съоръжението за оценка на взаимодействието между масива и тунела и оразмеряване на елементите на първичната облицовка по метода **convergence confinement method** – **CCM** (метод на ограничаване на конвергенцията) [1, 2, 12, 13].

По време на строителството след слягалия участък, в първичната облицовка на около метър над петата на калотата, в четири различни сечения са монтирани измервателни уреди, чрез които постъпват данни за напреженията в облицовката [14,

15]. Максималните измерени напрежения в сечението са по-малки от проектните, като разликата е между 3 и 5 пъти – фиг. 8. Това се дължи на факта, че голям процент от теглото на почвените пластове над контура на тунела се преразпределя през носимоспособността на самия масив в така наречения „уякчен свод“ [1, 2] около изпълнената облицовка. Предвид получените опитни резултати, изчислителният модел в PLAXIS е коригиран, като са увеличени якостните и деформационните характеристики на земните пластове, влизащи в контакт с облицовката [13]. Нарастването на еластичния модул E на кватернерните материали е линейно със стъпка 10 %. Нарастването на E на неогенските седименти е линейно със стъпка 20 % поради по-големия OCR, характерен за тях. Параметрите на якостта на срязване на конкретните пластове са приети според резултати от SPT тест от проучвателен сондаж, отстоящ на около 20 m от слегналия участък. Началните и коригираните характеристики са представени в табл. 2.

Таблица 2. Материални характеристики на изчислителен модел в среда на Plaxis

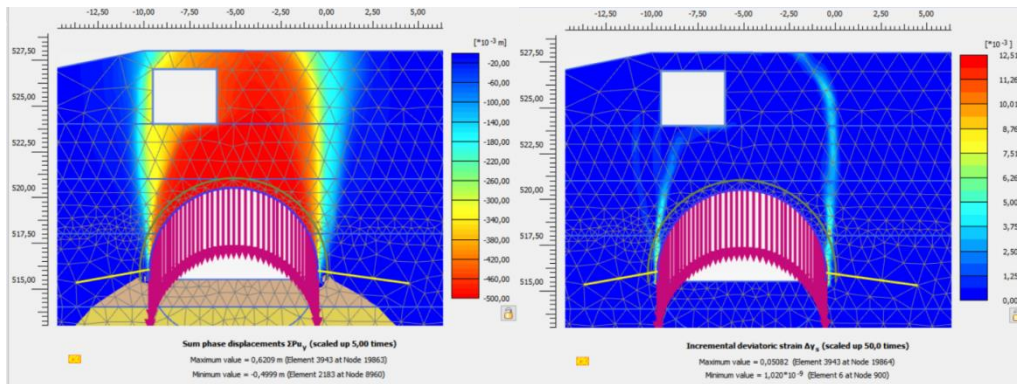
Почвен слой	№ 1 насипи	№ 3.1 глини	№ 3.3 чакъл	№ 4.1 глина пес.	№ 4.2 пясък	№ 5.2 глина
Материален модел	М-С	М-С	М-С	М-С	М-С	М-С
Обемно тегло γ , kN/m ³	15	16,1	17	16	17,2	16
Коефициент на Поасон, ν	0,27	0,25	0,22	0,2	0,2	0,2
Коефициент на порите e , %	0,65	0,654	0,5	0,643	0,54	0,615
Ел. модул E , kN/m ²	12000	24000	90000	26000	51000	40000
Ел. модул E_{oed} , kN/m ²	15000	28800	90000	31200	56670	44440
Кохезия c , kN/m ²	20	30	1	32	16	37
Ъгъл на вътр. триене φ , °	25	23,7	36	19	30	17,5
Коригирани почвени характеристики						
Ел. модул E , kN/m ²		36000	135000	52000	102000	
Ел. модул E_{oed} , kN/m ²		43200	154000	62400	113300	
Кохезия c , kN/m ²		30	10	50	20	
Ъгъл на вътр. триене φ , °		23,7	45	20	40	



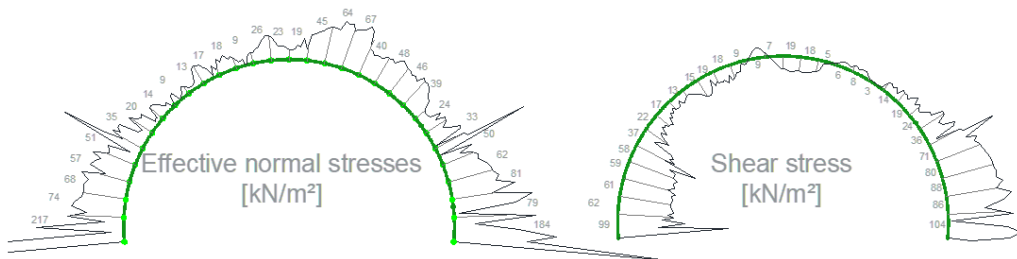
Фиг. 9. Нормални сили в наблюдаваните сечения, според отчети и изчислителни модели

Решението на изчислителния модел е еласто-пластично, на етапи, отговарящи на последователността на изпълнението на конструкцията. Направени са 5 итерации до достигане на резултати, близки до отчетените в конкретния участък от тунела [16], като с всяка итерация нормалните сили в сечението намаляват. На фиг. 9 в графичен вид е показана вариацията на отчетите в три от наблюдаваните сечения с течение на времето, както и резултатите от първоначалния изчислителен модел и изчислителен модел 5-а итерация.

В етапа на изпълнена калота, в изчислителния модел при 5-а итерация е въведено слягане на облицовката с 50 cm. Резултатите от решението, фиг. 10, са сравнени с деформациите на терена. В диаграмите се наблюдават разлики, които се дължат на факта, че в това решение не може да бъде отчетена коравината на кабелния колектор в надлъжна посока. Както се вижда, в модела той сляга заедно с тунела, което на практика не се случва. От другата страна на оста на тунела обаче, решението дефинира различна зона на максимални тангенциални напрежения (от приетата в ПЪРВИ СЦЕНАРИЙ), без да се надхвърлят граничните в масива. Действителното разпространение на сляганята на терена е близко до полученото в изчислителния модел. Решението е използвано за получаване на нормалните и тангенциалните напрежения от земния масив по контура на облицовката. Те са значително по-малки от получените в ПЪРВИ СЦЕНАРИЙ – фиг. 11.



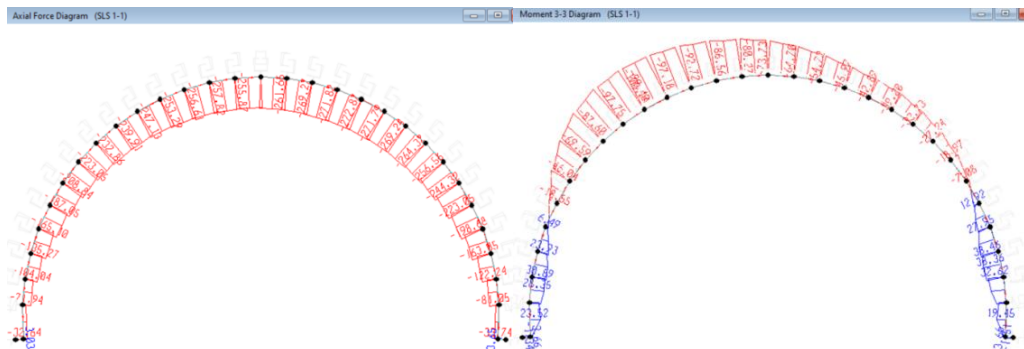
Фиг. 10. Диаграми на премествания (ляво) и макс. тангенциални напрежения в масива (дясно) при деформация на облицовката от 50 cm



Фиг. 11. Нормални и тангенциални напрежения по контура между облицовката и масива

Диаграмите на разрезните усилия (фиг. 12) показват стойности, които са близки до носещата способност на стоманобетонното сечение. От гледна точка на ненарушената цялост на облицовката тези усилия са възможни. Но този подход подсказва и едно различно обяснение на инцидента. Анализът на диаграмите на напреженията и

деформациите в масива насочва, че в конкретния случай не тунелната облицовка крепи масива, а по-скоро земният масив държи облицовката. След настъпването претоварване на калотата в близост до забоя и счупване на дългата 15 m конзола, облицовката започва да сляга, като увлича и масива над себе си заради изпълняваните анкери по контура на свода. Това слягане се възпира от якостните характеристики на земната среда, ограждаща облицовката. Разрушение в масива вероятно е настъпило единствено в петите на армофермите, които често се поставят в разуплътнена среда. Триенето между облицовката и масива е уравновесило претоварването в близост до забоя.



Фиг. 12. Диаграми на разрезните усилия при ВТОРИ СЦЕНАРИЙ

Заклучение

Представените аналитични изследвания на тунелното съоръжение в зоната на индуцираното слягане и разработените изчислителни модели с крайни елементи предоставят възможности за симулиране на поведението на конструкцията, като същевременно дават възможност за вариране на първоначалните геотехнически характеристики на масива, като по този начин да описват деформирания работен механизъм (регистрираното деформирано състояние на облицовката). На тази база стигаме до едно от възможните обяснения за възникване и развитие на аварията. Наличието на антропогенни земни маси с високо водно съдържание (обратни насипи) над свода е повод да се развият процеси, чиито корени са заложени в максималното разстояние от 16 m между забоя и пълния профил на тунела, което се оказва твърде рисково.

Макар и масивът да демонстрира значително по-високи якостни и деформационни характеристики в сравнение с предположените в геоложкото изследване към проекта, изненадите, които крие земната среда, могат да предизвикат авария със значителни щети. С голяма вероятност може да се твърди, че в случая точно по-големите якостни способности на масива предотвратяват разрушението на изпълнената облицовка. Преминаване на граничната носеща способност на почвените пластовете и разрушение по повърхнините на максималните тангенциални напрежения би довело до пълно натоварване от теглото на масива над свода, което от своя страна би повредило сериозно облицовката. Тези заключения налагат промени в технологията на изпълнение на тунела, като в оставащите 350 m се ограничава напредъкът на забоя пред пълния профил на максимум 10 m. С намаляване на дължината на калотата пред пълния профил се постига значително по-бързо затваряне на сечението, по-бързо набиране на якост на облицовката и по-голяма коравина на издадената напред калота за сметка на незначително общо забавяне в строителния процес.

Благодарности

Настоящата научноизследователска разработка е подкрепена финансово от Центъра за научни изследвания и проектиране при УАСГ по договор № Д-145/2022 г.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Tamames, Benjamín, Preinl, Z. T., Pérez, Mario, Sola, Juan, Vicente, Isidoro, Varona, Pedro, Triviño, Eduardo.* Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design. 2019.
2. *Möller, Sven.* Tunnel Induced Settlement and Structural Forces in Lining. Universität Stuttgart, 2006 ISBN-10: 3-921837-54-5.
3. *Sousa, L.* Learning With Accidents And Damage Associated. In book: Geotechnical Risk in Rock Tunnels (pp. 7-39), Publisher: Taylor & Francis, 2006.
4. *Sousa, L., Einstein, H.* Lessons from Accidents During Tunnel Construction, Tunnelling and Underground Space Technology. Volume 113, 2021, 103916, ISSN 0886-7798, <https://doi.org/10.1016/j.tust.2021.103916>.
5. *Karakus, Murat, Fowell, R.* An Insight Into the New Austrian Tunnelling Method (NATM). Conference: The 7th Regional Rock Mechanics Symposium, Sivas, 2004.
6. *Vu, M. N., Broere, W., Bosch, J.* (2016). New Blow-Out Models for Shallow Tunnelling in Soft Soils. In P. Duc Long (Ed.), the 3rd international conference on "Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development", Hanoi, Vietnam, 24-25 November 2016 (pp. 367-373).
7. *Todorov, M.* Model Parameters for the Dynamic Behavior of Buried Pipes-Part 1. Proceedings of International Structural Engineering and Construction. 2021, 8. 10.14455/ISEC.2021.8(1).GFE-06.
8. *Zlatanovic, E., Sesov, V., Lukić, D., Prokić, A., Trajković-Milenković, M.* Tunnel-Ground Interaction Analysis: Discrete Beam-Spring Vs. Continuous Fe Model. Tehnicki Vjesnik. 2017, 24. 61-69. 10.17559/TV-20141001181339.
9. *Barpi, F., Barbero, M., Peila, D.* Numerical Modelling of Ground-Tunnel Support Interaction Using Bedded-Beam-Spring Model with Fuzzy Parameters. 2011, Gospodarka Surowcami Mineralnymi. 27.
10. *Todorov, M.* Verification and Results from Model Investigation of Dynamic Behavior of Buried Pipes-Part 2. Proceedings of International Structural Engineering and Construction. 2021, 8. 10.14455/ISEC.2021.8(1).GFE-05.
11. *Jensen, B., Bernaud, D., Filho, A.* Influence of the Cracking Consideration in the Displacements of a Shallow Tunnel Lined in Steel-Reinforced Concrete: Numerical Model. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. 2020. 13. 10.1590/s1983-41952020000600006.
12. *Gschwandtner, G., Galler, R.* Input to the Application of the Convergence Confinement Method with Time-Dependent Material Behaviour of the Support. Tunnelling and Underground Space Technology. 2012, Tunneling and Underground Space Technology.
13. *Chou, W.-I., Bobet, A.* Prediction of Ground Deformation in Shallow Tunnels in Clay. Tunneling and Underground Space Technology 17:3-19, 2002.
14. *Standing, J., Yu, J., Vollum, R., Potts, D., Burland, J.* Stress and Strain Monitoring at Tottenham Court Road Station, London, UK. 2015. Proceedings of the ICE – Structures and Buildings. 168. 107-117. 10.1680/stbu.14.00012.
15. *Todorov, Miroslav.* Model for the Investigation of the Behavior of Piles in Cyclical Effects-Stage 2. Annual of the UACEG, 2020, 53 (3): 833-840.

16. Alija, S., Torrijo, F. J., Quinta-Ferreira, M. Study of the Unexpected Collapse of the Ampurdán Tunnel (Spain) Using a Finite Elements Model. Bull Eng Geol Environ (2014) 73: 451. doi:10.1007/s10064-013-0534-z.

ANALYSIS OF DEFORMATIONS AND STRESSES IN THE SETTLEMENT ZONE OF A TUNNEL CONSTRUCTED ACCORDING TO THE NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD

Y. Parvanov¹, M. Todorov²

Keywords: *FEM models for shallow tunnels, tunnel induced settlement, tunnel-ground interaction, accidents during tunnel construction*

ABSTRACT

The specific accidents during the construction process of tunnels are delicate moments that require an examination of behavior and the mechanisms that occur within the structural system. This process allows us to analyse both the collected data from the preliminary design decision preceding the construction stage and the results from the accident investigation. It makes the forecasting process more effective, with a collaborative consideration of information before the start of the construction process and the data gathered at the moment of occurrence and development of the emergency situation.

The study seeks potential solutions for analyzing the lining of a shallow tunnel constructed according to the New Austrian Tunneling Method (NATM) after settlement occurs in a part of it. Variant numerical analyses have been conducted using SAP2000 and PLAXIS software, aiming to align model predictions with the actual effects observed during the accident, the measured displacements and settlements in the lining section.

The registered measurements after the accident provide initial indications for a well-founded assumption regarding the causes leading to the destruction during the construction phase and the manifested settlements in the infrastructure elements. The presented analyses aim to simulate and trace the tunnel-ground interaction.

¹ Yavor Parvanov, Eng., Dept. "Geotechnics", UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., Sofia 1046, e-mail: yavor.parvanov77@gmail.com

² Miroslav Todorov, PhD Eng., Dept. "Geotechnics", UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., Sofia 1046, e-mail: miro_todorof@yahoo.com