



DOI: [10.71167/uaceg.2024.570107](https://doi.org/10.71167/uaceg.2024.570107)

Получена: 16.03.2023 г.

Приета: 28.04.2023 г.

СЕИЗМИЧНО ПОВЕДЕНИЕ НА ДИСПЕРСНО АРМИРАНИ ТУНЕЛНИ ОБЛИЦОВКИ

М. Петков¹

Ключови думи: сеизмичност, сеизмично проектиране на тунел, дисперсно армирана тунелна облицовка, става в облицовката

РЕЗЮМЕ

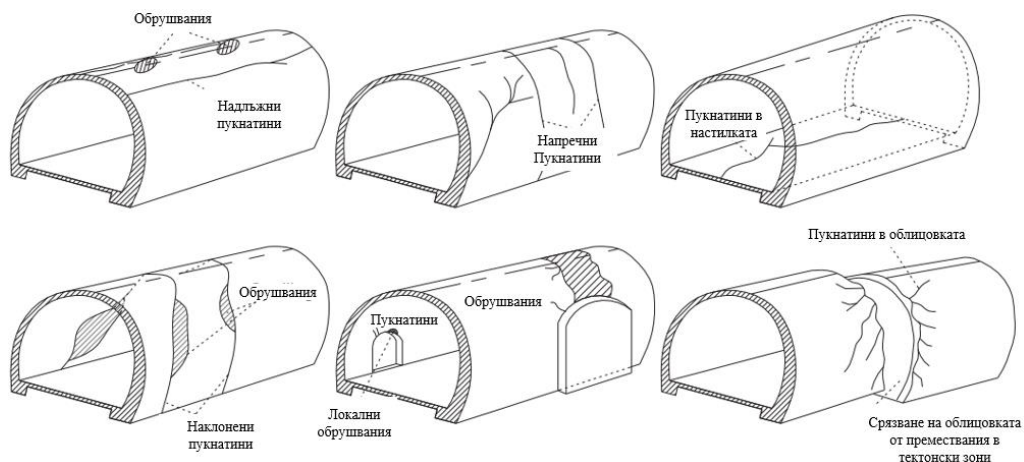
Поведението на тунелните облицовки под статични и динамични сеизмични въздействия е недостатъчно проучено и често подценявано. Основното динамично въздействие върху тунелните облицовки е свързано със сеизмична активност. Счита се, че тунелите и подземните съоръжения не са чувствителни на сеизмични натоварвания, но оценката на последиците върху тунелните конструкции, особено след силните земетресения във Венчуан 2008, Китай, се констатира, че въпреки че тунелните конструкции не са силно разрушени, тяхната експлоатационна годност не е гарантирана и това следва да бъде оценявано. Тъй като тунелните конструкции са непосредствено свързани със заобикалящия ги скален/почвен масив, сеизмичното въздействие е уникално и различаващо се от това върху сгради и други надземни съоръжения. Съставени са модели за оценка на ефекта от четири вариации на условия в модела за изчисление: образуване на става/и; гранични условия на масива; съвместно действие на първичната и вторичната облицовка; еластичен модул на дисперсно армиран бетон.

1. Общо за сеизмичното поведение на подземни конструкции

Подземните съоръжения като тунели и каверни са по-слабо уязвими от ефектите на сеизмичното въздействие, спрямо надземните инженерни съоръжения като сгради,

¹ Мартин Петков, инж., кат. „Хидротехника и хидромелиорации“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: marto@gbg.bg

мостове, кули, силози, комини и т.н. Това се констатира и доказва при анализ на настъпилите повреди вследствие на значителни сеизмични въздействия с магнитуд, по-голям от 6,5 по скалата на Рихтер. Основните механизми за настъпването на повреди, установени при проучване на разрушенията, подредени спрямо честотата на идентифициране, са шест. Основно и най-често се реализират свличания и срутвания в припорталните зони, във и извън тунела. Тези повреди могат да имат значителен негативен ефект основно при каверни с единствен, самостоятелен достъп. Също така свлачищата са много опасни за плитко разположени тунели. Втори по честота са повредите от втечняване на водонаситени земни пластове, причинени от цикличното движение на земния масив. Втечняването на почвите води до съществено увеличаване на земния натиск и загуба на устойчивост, и последващите от това повреди. Следват повреди от срязване/премествания по нарушени зони – тектонски разломи, стрити зони, фолиация на скалния масив и т.н. Те настъпват поради и при движения/премествания в нарушената/разломна зона. Това е критичен механизъм на разрушение и се реализира от сеизмичната вълна, създаваща движение на масива от двете страни на разлома. Често тези повреди водят до срутване на тунела. Поради това тунелните облицовки следва да бъдат специално конструирани при пресичането на слаби и тектонски зони.



Фиг. 1. Повреди по тунелните облицовки [1]

Основните причини за настъпване на повреди по тунелните облицовки при сеизмично въздействие са:

- Претоварване поради недостатъчно оценено сеизмично въздействие. Тунелните конструкции обикновено са силно натоварени със сложно напрегнато състояние, например нецентричен натиск или нецентричен опън.
- Некоректен анализ и изчислителен модел. Разсейване на хистерезисната енергия и преразпределяне на усилията.
- Недостатъчна дуктилност. Развитие на пластични деформации.
- Недостатъчна коравина. Промяна на коравината на тунелната конструкция.
- Неправилно конструиране – отваряне на стремена, недостатъчно закотвяне на армировката и т.н.

Проявления на повредите, настъпващи в дисперсно армираните тунелни облицовки, са: напукване, смачкване, срязване и обрушване на бетона. Те са представени на фиг. 1.

При влагане на армировка от единични армировъчни пръти или стоманени заварени мрежи допълнително могат да настъпват повреди от вида на: провлачване на армировката, отделяне на бетонното покритие, изкълчване на армировката, скъсване на напречна армировка – стремена.

2. Дефиниране на сеизмичното въздействие

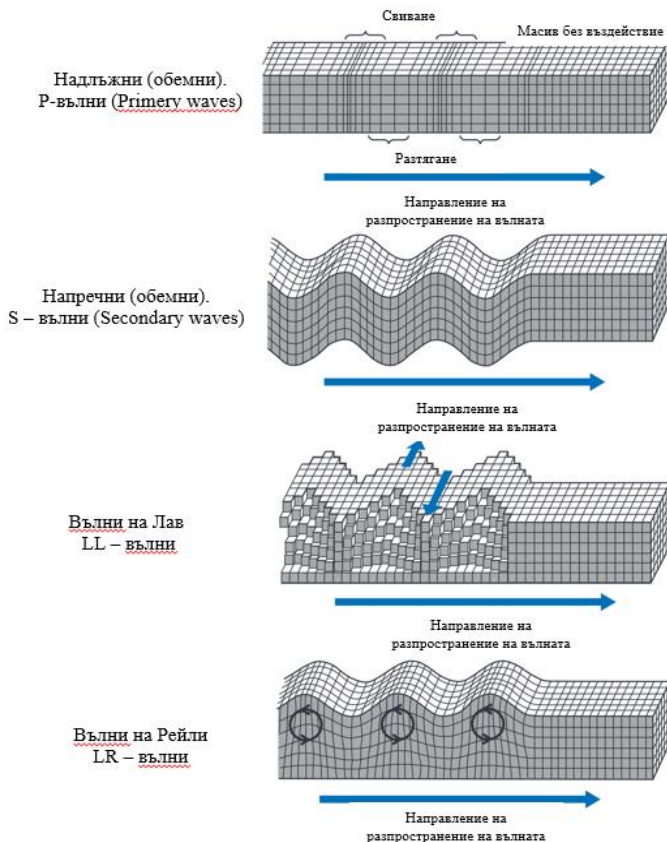
Земетресенията представляват силни движения и трептения на земната основа. Сеизмичното въздействие е кинематично, динамично и знакопроменливо, породено от сеизмични вълни и предизвикващо динамично трептение на конструкцията, предадено от земната основа. Сеизмичните вълни, представени на фиг. 2, са обемни и повърхностни [2]:

- Надлъжни обемни. Р-вълни (Primary waves) – свиване и разтягане. Разпространяват се със скорост 8 до 13 km/s.
- Напречни обемни. S-вълни (Secondary waves) – напречно разместване. Разпространяват се със скорост 5 до 7 km/s.
- Вълни на Рейли. LR-вълни. Повърхностни вълни с кръгово въртливо движение, напречно на направлението на вълните.
- Вълни на Лав. LL-вълни. Повърхностни с движение, напречно на направлението на разпространението на вълните.

Сеизмичната опасност може да бъде оценена по два подхода: детерминистичен и вероятностен. Детерминистичният подход оценява нивото на сеизмични движения, предизвикани от реализирането на най-силните земетресения за определената площадка, в близост до сеизмичните източници. Спрямо целта на оценката може да се разглеждат и по-слаби земетресения, съответно с по-голяма вероятност за повторение или от източници на по-голямо разстояние. Чрез детерминистичния подход не се прогнозира вероятността за реализиране на събитието през определени интервали от време (повторяемост). Вероятностният подход представя количествената оценка на сеизмичната опасност от всички потенциални земетресения, като брой надвишавания, или вероятност за надвишение на определено ниво, за предварително определени периоди от време. И по двата подхода могат да се определят параметрите на сеизмичните въздействия: локална интензивност, максимална скорост, ускорения, премествания, спектрални ускорения. Две проектни нива да се определят спрямо степента на отговорност на съоръжението и тези проектни нива да се използват при конструктивните анализи: максимално проектно земетресение (MDE) и експлоатационно проектно земетресение (ODE).

Максималното проектно земетресение (MDE) определя максималното ниво, което може да се реализира на площадката с вероятност за превишение от 3 до 5 %. Целта е да бъде запазен човешкият живот по време и след земетресението, като експлоатационната годност не винаги е гарантирана. При експлоатационното проектно земетресение се очаква то да се реализира поне веднъж през експлоатационния срок на съоръжението, с вероятност от 40 до 50 %. След преминаване на това земетресение съоръжението трябва да остане експлоатационно годно, с настъпили незначителни или без повреди и деформации.

След като са дефинирани съответните нива на проектни земетресения, следва да бъдат определени параметрите на земните движения, характеризиращи проектните събития. Те са определят като функция във времето на: ускорения, скорости, премествания.



Фиг. 2. Типове сеизмични вълни [2]

Сеизмичното въздействие основно се проявява чрез четири типа сеизмични вълни, представени на фиг. 2. Съществен параметър за проявлението на разрушенията е честота на колебанията на сеизмичните вълни, като това е и един от непроучените докрай въпроси за сеизмичния отговор на тунелните съоръжения, когато касае здрави скални масиви, често леко или дори необлицовани, където сеизмичното въздействие натовазва скалния масив. В здрави, едроблокови масиви високочестотни вълни, с честота, по-голяма от 100 Hz, водят едновременно до натискови напрежения от свиване, но и до разширяване на масива, поради което се получава ефект на взаимно неутрализиране на ефектите от сеизмичното въздействие и много малки резултантни напрежения и сили за скалния масив, като не се реализират значителни ускорения в масива и допълнителни напрежения, съответно сили върху облицовките. Поради тази причина само ниско честотните сеизмични вълни са критични за стабилността на тунелите. Това пък от своя страна води до факта, че повреди се реализират само в началния етап на сеизмичното въздействие, тъй като максималното ускорение (скорост, преместване) на сеизмичната вълна затихва във времето. Може да се направи

същественият извод, че само върховете стойности на скоростта на разпространение на сеизмичната вълна имат значение при проектирането на тунели за сеизмично въздействие.

Определянето на реакцията земна конструкция – подземен отвор по време на сеизмичност е свързано с прилагането на статичен или динамичен анализ. Най-често приложим е псевдостатичен анализ, базиращ се на пиковите стойности на земните ускорения (PGA), редуцирани в дълбочина. Сеизмичното натоварване се приема като пикова стойност на амплитудата или инерционната сила на земната повърхност. Обикновено вертикално ускорение се приема като половината от това в хоризонтална посока. Силата се изчислява като инерционна сила, произведение на масата на елемента и сеизмичното ускорение, действащо на масата на елемента. Отчита се само пиковата стойност на сеизмичното ускорение и не се отчита времевата рамка и изменението (колебанието) на сеизмичното въздействие.

Сложността на анализа нараства с прилагане на т.нар. опростен динамичен анализ. Първоначално се извършва обработка на данни, с цел да се получат серии от данни за скорост, ускорение и премествания на почвата вследствие на сеизмично въздействие. Получават се параметрите на реакция на почвата, времеви серии за ускорение, напречни напрежения и деформации. След това тези стойности се прилагат в псевдостатичен анализ, като се игнорира кинематичното взаимодействие на почва – тунел.

Най-сложен за извършване анализ е динамичният. Изисква се сложен числен модел, където се отчита взаимодействието между почвата и тунела. Прилага се метод на крайните елементи или метод на крайните разлики. Различието от горните методи е, че при динамичния анализ се прилага времева серия за движението на почвата в местоположението на тунела като входен параметър. Първата фаза от анализа е както при опростения динамичен анализ, като резултатите от обработката на данни са входни данни за анализа.

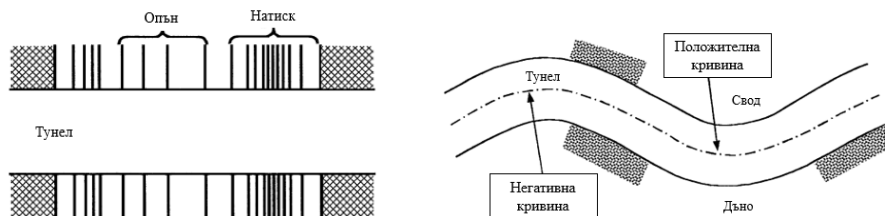
Таблица 1. Съотношение на движението на масива в дълбочина към движението на повърхността [3]

Дълбочина на тунела [m]	Съотношение на движението на масива в дълбочина към движението на повърхността
< 6	1,0
6 ÷ 15	0,9
15 ÷ 30	0,8
> 30	0,7

3. Натоварване на тунелните облицовки от сеизмични вълни

Повредите в тунелните облицовки основно се образуват с настъпване на значителни пукнатини, които при достигане на критичен размер могат да доведат до обрушване на участъци или парчета от тунелната облицовка [4]. Повредата настъпва поради преместванията, причинени от сеизмичната вълна в тунелните облицовки. Този механизъм се дължи на взаимодействието на сеизмичната вълна с тунелната облицовка. Могат да се наблюдават три основни схеми на деформации и разрушение:

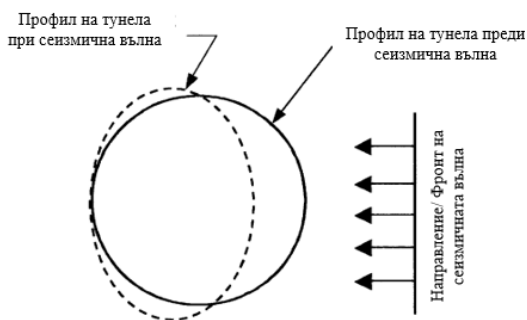
- Вследствие от увеличен натиск или опън, поради надлъжна сеизмична вълна, с направление, съвпадащо с надлъжната ос на тунела. Наблюдават се зони с локално претоварване на опън – разтегляне и съответно натиск – свиване. На фиг. 3 е представено реализирането на преместванията.



Фиг. 3. Надлъжно удължение и надлъжно огъване [4]

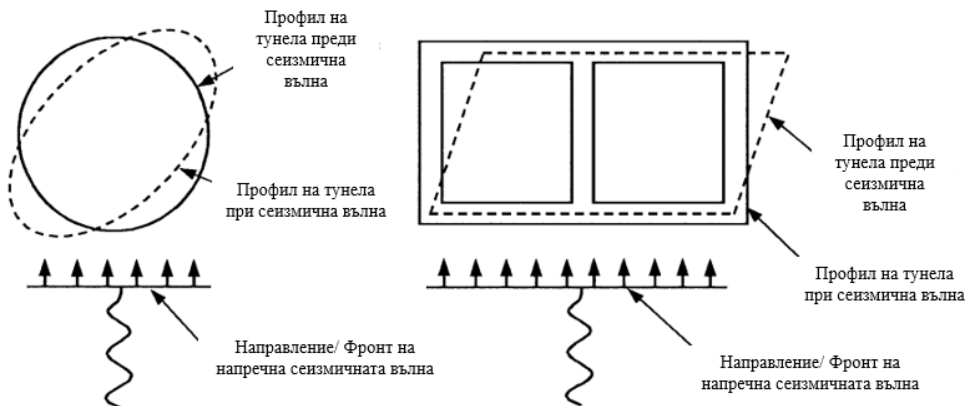
Наблюдават се зони с локално претоварване на опън – разтегляне или натиск – свиване

- Вследствие от огъване – при посока на сеизмичната вълна, перпендикулярна на оста на тунела и реализиращото се овалиране на напречното сечение, представено на фиг. 4.



Фиг. 4. Напречни деформации на тунелния профил [4] – овалиране и разкъсване

- Вследствие на срязване на тунелната облицовка – от напречна сеизмична вълна, представено на фиг. 5.



Фиг. 5. Напречни деформации на тунелния профил [4]

4. Реакция на тунелната облицовка

4.1. Коэффициент на поведение

Коэффициентът на поведение q [5 и 6] зависи от способността на конструкцията да разсейва сеизмична енергия чрез нееластична работа.

Коэффициентът на поведение на конструкцията е равен на отношението между сеизмичните сили, определени при предпоставките на линейно поведение с 5 % вискозно затихване E_e и изчислителните сеизмични сили, възникващи при нелинейно поведение E_p .

$$q = \frac{E_e}{E_p}. \quad (1)$$

Динамичните линейни и нелинейни анализи на системи с една степен на свобода, подложени на сеизмични въздействия, са с приблизително еднакви премествания при еластични и еласто-пластични поведения. Това позволява да се приложи принципът на еквивалентното преместване:

$$E_p = E_e \frac{\Delta_y}{\Delta_y} = \frac{E_e}{\mu}, \text{ от където } \mu = q. \quad (2)$$

При корави конструкции коэффициентът на поведение се определя при прилагане на принципа на еквивалентната максимална енергия, постига се равенството на площите на потенциалната енергия при еластично поведение A_e и при еласто-пластично поведение A_p

$$E_e \Delta_y \left(\frac{E_e}{E_p} \right) \frac{1}{2} = E_p \Delta_u - E_p \Delta_y / 2, \quad (3)$$

$$q = \frac{E_e}{E_p} = \sqrt{2\mu - 1}. \quad (4)$$

Пластифицирането/разсейването на енергия е незначително при много корави конструкции, с период на собствени трептения, близък до $T = 0$ s.

4.2. Дуктилност

Дуктилно поведение [7] е способността на материал, елемент, конструктивен възел или цяла конструкция да се деформират циклично с големи амплитуди в нееластичната област, без значително намаляване на носещата способност. Развитието на пластични деформации разсейва значително количество хистерезисна енергия и редуцира значително сеизмичния ефект върху конструкцията. Дуктилността се измерва с отношението на граничната, максимална деформация, спрямо деформацията при начало на провлачаване. В зависимост от вида на деформацията дуктилността може да бъде по кривина, ъгъл на завъртане или преместване.

Влияние на геометричната форма на тунела – елементи, подложени преобладаващо на срязване, имат ниска дуктилност, елементи, подложени предимно на огъване, имат по-голям коефициент на дуктилност спрямо елемент, подложен на нецентричен натиск с голяма нормална сила.

4.3. Коравина на стоманобетонен елемент

Съгласно клауза 4.3.2 (7) на [7] се допуска при сеизмичен анализ коравината на стоманобетонния елемент да се определя с отчитане на реализиране на пукнатини или да се приема равна на половината от стойността на коравина при ненапукан елемент. Намалението на еластичната коравина на тунелните облицовки ще реализира последващо намаление на ефектите от сеизмичното въздействие върху тях.

4.4. Видове сеизмични анализи на конструкцията

Прилагат се следните методи за статичен или динамичен анализ:

- Response Spectra – спектрален метод – използват се обобщени спектри на реагиране на ускорението за еднотонен осцилатор – система с една степен на свобода.
- Push over – статичен нелинеен анализ – при постоянни стойности на вертикалните товари и монотонно нарастващи хоризонтални сили.
- Time history – динамичен анализ с акселерограми. Сеизмичното реагиране на конструкцията в реално време се определя чрез директно интегриране на системата от диференциални уравнения за динамично равновесие на модела. Отчита се настъпващото пластифициране в конструкцията.

Уравнение за динамично равновесие на система с краен брой степени на свобода [5], основаващо се на принципа на Даламбер:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + k\ddot{u}(t) = -m\{1\}\ddot{u}_g(t), \quad (5)$$

където

$$m = \begin{vmatrix} m_1 & & \\ & \dots & \\ & & m_n \end{vmatrix} \text{ е матрица на масите;}$$

$$c = \begin{vmatrix} c_{11} & & c_{1n} \\ & \dots & \\ c_{n1} & & c_{nn} \end{vmatrix} \text{ – матрица на вискозно затихване;}$$

$$k = \begin{vmatrix} k_{11} & & k_{1n} \\ & \dots & \\ k_{n1} & & k_{nn} \end{vmatrix} \text{ – матрица на коравина;}$$

$$u = \begin{pmatrix} u_1 \\ \vdots \\ u_n \end{pmatrix} \quad \dot{u} = \begin{pmatrix} \dot{u}_1 \\ \vdots \\ \dot{u}_n \end{pmatrix} \quad \ddot{u} = \begin{pmatrix} \ddot{u}_1 \\ \vdots \\ \ddot{u}_n \end{pmatrix} \quad \text{– вектори на преместване, скорост и ускорение;}$$

$\{1\}$ – единичен вектор;

\ddot{u}_g – ускорение на земята основа.

4.5. Скала за оценка на повредите

Предлага се скала за оценка на степента на увреждане на тунел въз основа на неговата експлоатационна годност след земетресение [8]. Оценяват се следните параметри: опасност за експлоатация (например за движението в тунела), степента на увреждане на облицовката – оценява, според ширината и дължина на пукнатините, стабилността на масива над тунел и състоянието на водопотока.

Таблица 2. Индекс за оценка на щетите на тунела за етапа на разследване на извънредни ситуации [8]

Ниво на повреда	Описание на повредите	Запазване на експлоатационната годност
А Без повреди	Не се констатира повреда при визуална инспекция	Нормална
А- Леки повреди	Наблюдават се леки повреди, без ефект върху експлоатационната годност широчина на образувани пукнатини $w < 3 \text{ mm}$, дължина на образувани пукнатини $l < 5 \text{ m}$	Нормална
В Умерени	Обрушвания, значими пукнатини в облицовките, оголена армировка, преместване, отваряне на сегменти, пробиви на вода широчина на образувани пукнатини $w > 3 \text{ mm}$, дължина на образувани пукнатини $l > 5 \text{ m}$	Допуска се след прилагане на мерки за регулиране на безопасността
С Тежки	Свличане на портали, срутване в тунел и на тунелната облицовка, наводнение в тунела, повредени системи в тунела, блокиране на трафика	Недопустима

5. Решение за тунелно сечение

За целите на анализа, необходим за определяне на сеизмичното поведение на дисперсно армирана облицовка, е разгледано тунелно сечение за еднопътен железопътен тунел с трипластова тунелна облицовка, състояща се от първична облицовка, хидроизолационен пласт и вътрешна облицовка. Тунелът се изпълнява с последователно цикличен метод – нов австрийски тунелен метод (НАТМ), на два етапа, с изпреварваща калота. Първичната облицовка изпълнява условията за дълготрайност, поради което е приета за постоянна. Тунелът се разглежда при скално покритие над ключа на тунела от средно 50 метра.

Скалният крепеж се състои от пасивни скални анкери и дисперсно армиран пръскан бетон. Вторичната вътрешна облицовка може да бъде изпълнена по два метода: с монолитно положен дисперсно армиран бетон, в тунелна кофражна форма, или с дисперсно армиран пръскан бетон.

Напречното сечение на тунела е с подковообразна форма и с размери: широчина 9,0 m и височина 9,5 m. Миньорското напречно сечение е с площ от 70 m². Крепежът за тунела е с отворен профил.

6. Параметри на материалите, използвани в моделите

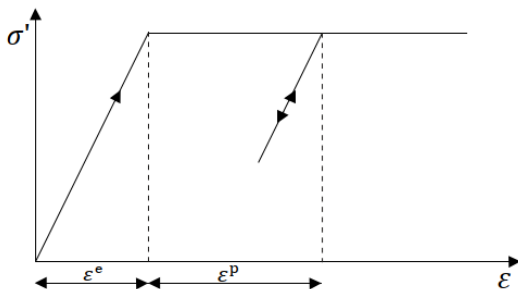
6.1. Статични параметри

6.1.1. Скален масив

Масивът е категоризиран по геомеханична система RMR (rock mass rating, по скалата Bieniawski 1989), рейтингът на скалния масив е RMR = 40. Съгласно системата, масивът се класифицира с лошо качество. Предварително определени съгласно класа на масива са необходимите крепежни работи – системни анкери с дължина 4,0 m, през разстояние 1,5 m и дисперсно армирана облицовка от 150 mm от пръскан бетон с фибри.

Масивът е със средна якост на едноосов натиск UCS 25 MPa.

Скалният масив е моделиран в програмен продукт по метод на крайните елементи, като непрекъснат, с показатели, определени за модел на разрушение на масива Мор-Кулон, в линейно еласто-пластичен анализ.



Фиг. 6. Работна диаграма за еласто-пластичен модел [5]

$$\tau = c - \sigma_n \tan(\varphi), \quad (6)$$

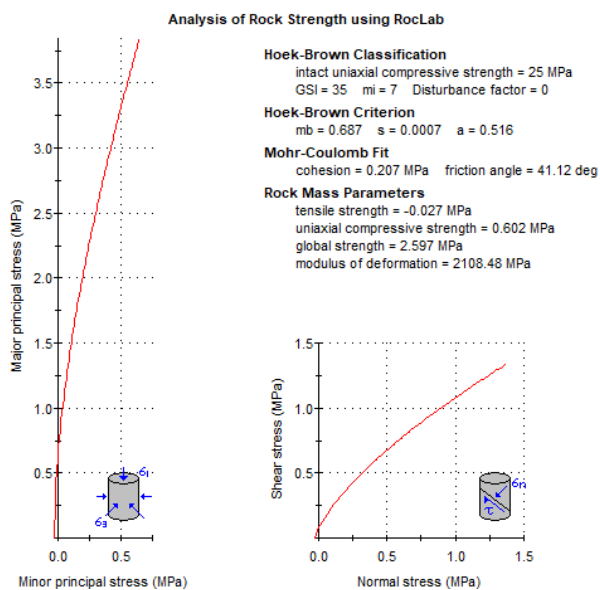
където c е кохезия на скалния масив;

φ – ъгъл на вътрешно триене;

τ – якост на срязване;

σ_n – напрежение в масива.

За дълбочина на тунела 50 m, са определени следните показатели за скалния масив, представени в табл. 3.



Фиг. 7. Работна диаграма за разглеждания масив, определена за тунел с покритие 50 m, определена по критерии Mohr Coulomb, изчислена с програма RocLab, Rocscience

Таблица 3. Параметри на скалния масив

Параметър	Означение	Стойност
Кохезия	c	207 kPa
Ъгъл на вътрешно триене	φ	41,12°
Обемно тегло	γ	26,5 kN/m ³
Деформационен модул	E_{rm}	2100 MPa
Коефициент на Поасон	ν	0,27
Коефициент на страничен натиск	$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$	0,37

6.1.2. Тунелна облицовка

Тунелните облицовки са моделирани със своите реални дебелини и коравини. Първичната тунелна облицовка – крепеж – първоначално е въведена в модела като гредови (2D plate) елемент. След изпълнението на пълен профил тя е модифицирана като геотехнически елемент (Soil – shotcrete model), като е запазено равновесното условие в масива, без допълнително преразпределяне на усилия. След това в модела е въведена вторичната (вътрешна) тунелна облицовка като гредови елемент.

Допълнително е наблюдаван ефектът от взаимното действие между двете облицовки, разделени от хидроизолационен пласт. Ефектът от хидроизолационната система е оценен от гледна точка на сеизмично поведение. Разгледани са модели, при които се прилага листов хидроизолационна мембрана, при която не се реализира съвместна работа между първична и вторична облицовка, и модели с приложение на пръскана хидроизолационна система, при която в резултат на сцеплението между

пластовете (пръскан бетон – пръскана хидроизолация – пръскан бетон), надхвърлящо 2 МРа, се реализира съвместно действие на първична и вторична облицовка.

Таблица 4. Параметри на тунелната облицовка, моделирана като гредови елемент

Параметър	Означение	Стойност
Обемно тегло	γ	25 kN/m ³
Коефициент на Поасон	ν	0,20
Еластичен модул	E	31 GPa
Редуциран еластичен модул	E_{red}	16 GPa
Дебелина първична облицовка	t_1	150 mm
Дебелина вторична облицовка	t_2	300 mm

Таблица 5. Параметри на тунелната облицовка, моделирана като почвен елемент [9, 10]

Параметър	Означение	Стойност
Обемно тегло	γ	25 kN/m ³
Коефициент на Поасон	ν	0,20
Еластичен модул	E	31 GPa
Редуциран еластичен модул	E_{red}	16 GPa
Дебелина първична облицовка	t_1	Съгласно геометрията
Цилиндрична якост на натиск на бетона (28 ден)	$f_{c,28}$	25 МРа
Якост на опън на бетона (28 ден) (с мин. 30 kg стоманени фибри)	$f_{t,28}$	3,0 МРа
Ъгъл на дилатация	ψ	0
Зависимост на еластичния модул във времето	E_1 / E_{28}	0,6
Зависимост на якостта на натиск във времето	$f_{c,1} / f_{c,28}$	0,43
Нормализирана първоначално мобилизирана сила	f_{c0n}	0,15
Нормализирана гранична якост (натиск)	f_{cfn}	0,2
Нормализирана остатъчна якост (натиск)	f_{cun}	0,2
Относително гранично удължение на 1 h/8 h/24 h	ε_{cp}^p	-30/-1,5/-0,7 %
Натискова сила на срязване на втвърден пръскан бетон	$G_{c,28}$	30 kN/m
Ъгъл на триене	ϕ^{max}	37 deg
Време за пълна хидратация на бетона	t_{hydr}	28 дни

6.2. Динамични параметри

6.2.1. Скален масив

Съществуват различни методи за определяне на динамичните показатели на скален масив, основно разделящи се на разрушителни и безразрушителни. При разрушителните методи еластичният модул се определя от кривата напрежение – преместване на скалния образец. Като без разрушителен метод се прилага геофизичен полеви тест, при който се измерват скоростта на разпространение на надлъжна и напречна вълна. Спрямо тези скорости се определя динамичният модул за скалния масив, разглеждан като изотропен, идеално еластичен. Определянето може да се проведе по зависимости, изведени в [11].

$$E_{dyn} = \frac{\rho V_s^2 (3V_p^2 - 4V_s^2)}{V_p^2 - V_s^2}. \quad (7)$$

$$\nu_{dyn} = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}. \quad (8)$$

$$G_{dyn} = \frac{E_{dyn}}{2(1 + \nu_{dyn})}. \quad (9)$$

$$K_{dyn} = \frac{E_{dyn}}{3(1 - 2\nu_{dyn})} = 15,9 \text{ GPa}, \quad (10)$$

където $\rho = 2,65 \text{ g/cm}^3$ е обемна плътност на скалния масив;

$V_p = 3,0 \text{ km/s}$ – скорост на разпространение на надлъжна вълна в скалния масив;

$V_s = 1,5 \text{ km/s}$ – скорост на разпространение на напречна вълна в скалния масив;

$E_{dyn} = 15,9 \text{ GPa}$ – динамичен модул на еластичност;

$\nu_{dyn} = 0,333$ – динамичен коефициент на Поасон;

$G_{dyn} = 5,9 \text{ GPa}$ – динамичен модул на срязване;

$K_{dyn} = 15,9 \text{ GPa}$ – динамичен модул на всестранно свиване – обемен.

6.2.2. Тунелна облицовка

Динамичните показатели на бетон са използвани за провеждането на сеизмичния анализ на тунелната облицовка. Деформационните характеристики за бетон следва да се определят експериментално, но се допуска приемането на деформационни характеристики, осреднени по цялото сечение. Поради липсата на данни от изпитвания при анализа не са модифицирани показателите на бетона за отчитане на наличието на дисперсна армировка.

За целите на настоящия анализ е прието, че динамичният еластичен модул на бетона и коефициентът на Поасон са изчислени съгласно зависимостите, определени в [12 и 13].

$$E_d = 22 + 2,8f_{ck}^{0,5} = 36 \text{ GPa}, \quad (11)$$

където $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ – характеристична стойност на цилиндрична якост на натиск на бетона за клас C25/30;

E_d – динамичен модул на еластичност на бетона.

$$\nu_d = -0,28\sqrt{f_{ck}} + 0,41 = 0,27, \quad (12)$$

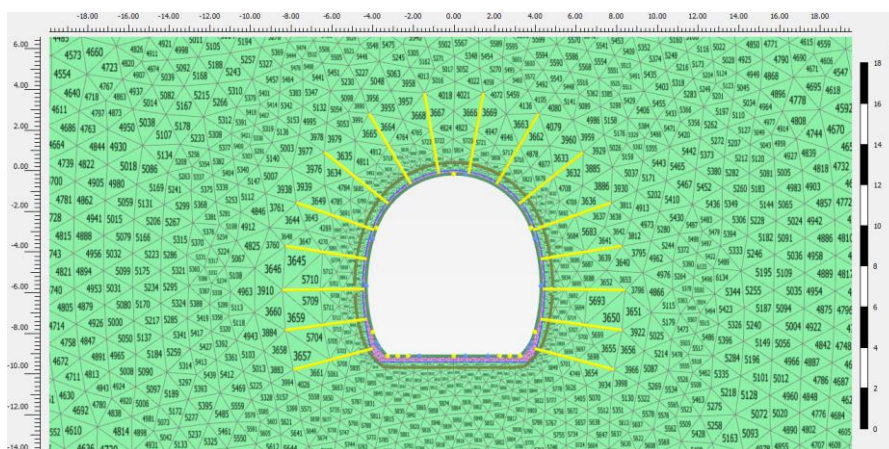
ν_d е динамична стойност на коефициента на Поасон.

При допълнително разглеждания случай, с редуциран еластичен модул за пръскан бетон E_{red} , е използвана следната емпирична зависимост между статичен и динамичен еластичен модул $E_{d,red}$:

$$E_{d,red} = 1,15E_{red} = 1,15 \cdot 16 = 18,4 \text{ GPa}. \quad (13)$$

7. Изчислителен модел

Съставен е числен модел по метода на крайните елементи, за непрекъснатата среда. Моделът е съставен в програмнен продукт Bentley Plaxis 2D. Моделът отговаря на изискванията на програмния продукт и е с необходимите размери за представителност на анализа [5 и 14].



Фиг. 8. Мрежа от крайни елементи около тунела (модел МКЕ)

Численият модел е с размери 100 m широчина и 100 m височина и се състои от 7000 триъгълни крайни елемента и 57000 възела. Мрежата е допълнително прецизирана в зоната около тунела.

В модела са включени следните етапи:

- Генериране на първоначално напрегнато състояние на масива. Приета е хипотеза на гравитационни условия, вертикалните напрежения се образуват от теглото на по-горе лежащи пластове, а хоризонталните са функция на вертикалните и коефициента на страничен земен натиск.
- Изкоп за тунел в калота, с релаксация на 50 % от напреженията в масива.
- Изпълнение на системни анкери и дисперсно армиран пръскан бетон по стени и свод.
- Изкоп за тунел в щрос, с релаксация на 50 % от напреженията в масива.
- Изпълнение на системни скални анкери и дисперсно армиран пръскан бетон по стени.
- Изпълнение на вторична облицовка с хидроизолация.
- Сеизмично въздействие – псевдостатичен анализ при $PGA = 2,3 \text{ m/s}^2$ [7].

Параметри на въздействието:

$$k_x = 0,7a_g = 0,161, \quad (14)$$

$$k_y = 0,5k_x = 0,081, \quad (15)$$

където k_x е хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие;

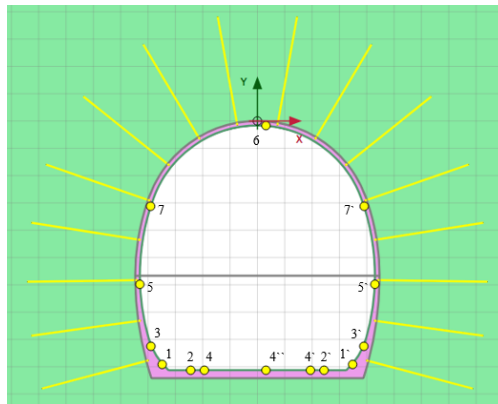
k_z – вертикална компонента на сеизмичното въздействие;

$$a_g = \frac{PGA}{g} = 0,23 \text{ – изчислително ускорение на земната основа тип А [7].}$$

Главният параметър на коравина на земната основа при натоварване от земетръс е модулет на срязване G .

Поради целите на анализа, оценка на ефекта от развитие на стави в облицовката, коефициентът за поведение – дуктилност – е приет 1,0.

- При настъпване на сеизмичното въздействие в тунелната облицовка настъпва последователно образуване на пластични стави в конструкцията на вторичната облицовка.



Фиг. 9. Последователност на образуване на пластични стави във вторичната облицовка

Прието е първоначално да се образуват пластични стави 1/1'. При продължавашо сеизмично въздействие се образуват последователно допълнителни стави 2/2', 3/3', 4/4', 4'', 5/5', 6, 7/7'. В резултат от анализа в отделните етапи са получени напреженията и деформациите в скалния масив, разрезните усилия и премествания в тунелната облицовка, усилията в скалните анкери и контактните напрежения.

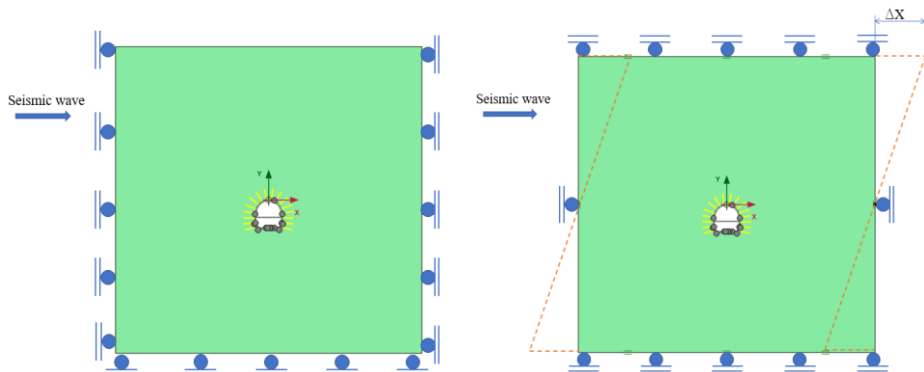
7.1. Вариации на условия в модела и техните комбинации

Съставени са модели, описващи следните вариации в условията:

Параметър А – образуване на става/и. Всички модели са изчислени първоначално без става, след което са анализирани 7 допълнителни етапа с постепенно нарастване на броя ротационни стави в модела. Показателят е означен с „А“.

Параметър В – гранични условия на масива. Разгледани са две характерни условия: „R“ – при ограничени хоризонтални премествания по вертикалните контури на модела и „F“, при ограничение само в средната точка на вертикалния контур.

Параметър С – съвместно действие на първичната и вторичната облицовка. С „S“ е означен модел с отчитане на хидроизолационната мембрана. С „C“ е означено композитното действие на първична и вторична облицовка, например при използване на пръскани хидроизолационни системи.



Фиг. 10. Гранични условия в скалния масив

Параметър D – Еластичен модул на дисперсно армиран бетон. С „E“ е означен еластичен модул съгласно [15]. С „L“ е означен редуциран еластичен модул, съгласно клауза 4.3.1 (7) на [7] и съгласно [16].

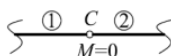
На базата на тези параметри са съставени 8 различни комбинации, описани в табл. 6.

Таблица 6. Комбинации на вариациите

Комбинация номер	Параметър означение				Код на комбинацията
	A	B	C	D	
1	A	R	S	E	A-R-S-E
2	A	R	S	L	A-R-S-L
3	A	R	C	E	A-R-C-E
4	A	R	C	L	A-R-C-L
5	A	F	S	E	A-F-S-E
6	A	F	S	L	A-F-S-L
7	A	F	C	E	A-F-C-E
8	A	F	C	L	A-F-C-L

7.2. Стави в тунелната облицовка

От направения преглед на настъпили нарушения при сеизмични въздействия в тунелни облицовки и спрямо резултатите за местоположението на реализиращите се максимални огъващи моменти, се пристъпи към последователно въвеждане на стави в модела, за справка виж фиг. 9. Ставите са от типа на М-апарат, позволяващи пренасяне на надлъжна и напречна сила, но без огъващи моменти, аналогично на ротационна или пластична става. Образуването на стави следва последователността на реализирането на максимален огъващ момент в зоните, в които се очаква първоначално настъпване на напукване поради изчерпване на носеща способност на огъване.



Фиг. 11. М-апарат. Премахната е връзката, която поема огъващ момент [17]

8. Резултати

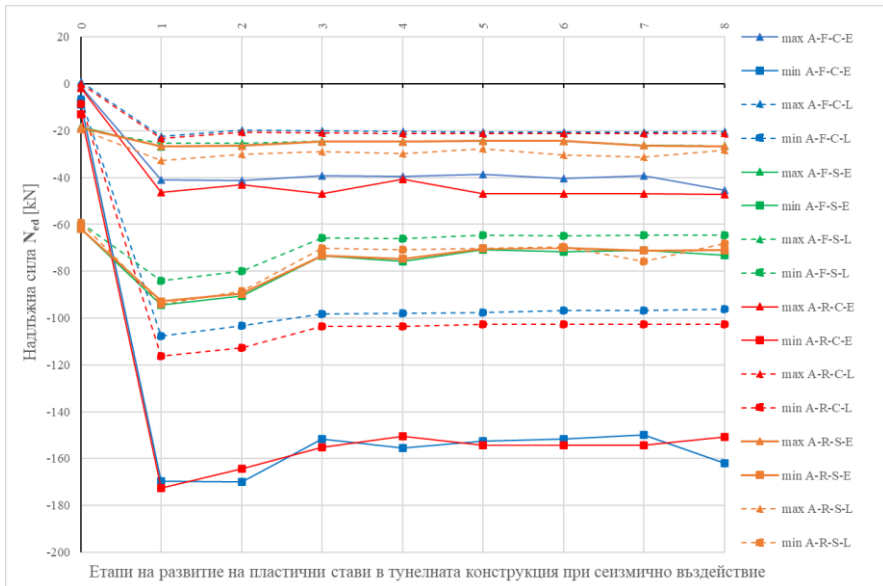
Резултатите от анализа са представени в графичен вид, с максимална и минимална стойност, определение за цялото сечение, за надлъжна сила, огъващи моменти, срязващи/напречни сили, премествания и напрежения в контактния масив. Етапите са представени по хоризонталната ос на графиките. Като начален етап (0) е разгледано състоянието, преди сеизмичното въздействие. В етап 1 са представени резултатите от сеизмично въздействие без пластични стави. Етапи 2 – 8 представят резултатите при реализиране на пластични стави в тунелната облицовка в последователността, представена на фиг. 9.

Кривите на фиг. 12 до 18 представят отделните комбинации на вариациите в моделните условия съгласно табл. 6. В легендата към фигурите са изведени кодовете на комбинациите. С пунктир са представени резултатите, при които е редуциран еластичният модул на бетона. Резултатите са обобщени и представят екстремните стойности (минимални и максимални) на разглежданите параметри – разрезни усилия, премествания и напрежения.

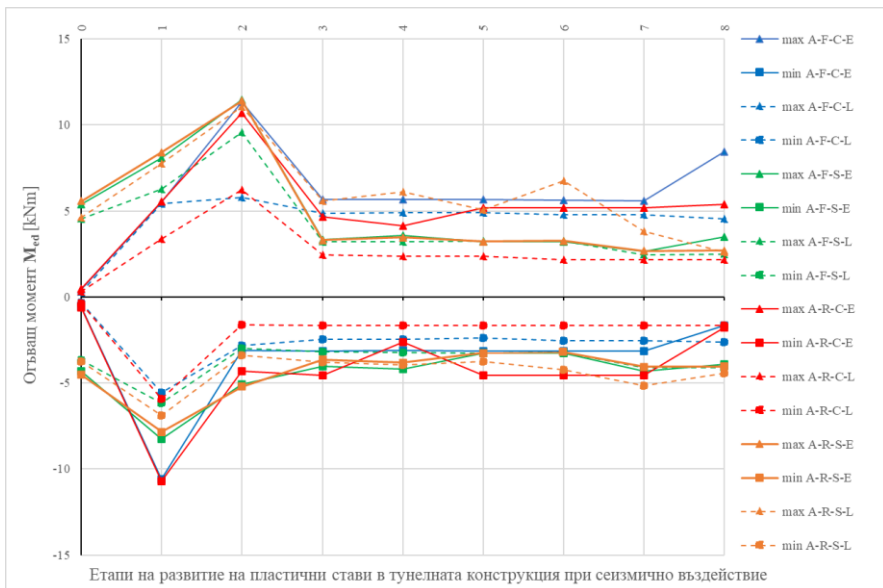
Разрезните усилия в тунелната облицовка първоначално нарастват при сеизмично въздействие, като след започване на образуване на стави в облицовката усилията започват да намаляват своя интензитет. Изключение е единствено огъващият момент в дънната плоча, който при образуване на първа става, във връзката стена – дъно първоначално нараства двукратно, но след последващо образуване на става в дънната плоча той намалява до стойностите преди сеизмично въздействие. В облицовката се образуват натискови сили с интензитет, по-малък от 0,2 MN. Ниски опънни сили в облицовката се реализират локално единствено при моделите с редуцирания еластичен модул и при съвместно действие на първична и вторична облицовка. След реализирането на втора/трета става, в тунелната облицовка не се констатира последващо изменение на разрезните усилия.

След първоначално настъпващите премествания от сеизмично въздействие не се наблюдава увеличаване, както в хоризонтално, така и във вертикално направление. Спрямо този резултат може да се констатира, че стабилността на тунелната облицовка е непроменена при последващо развитие на стави в облицовката. За да бъде напълно осигурено това условие, следва да са приложени мерки за стабилното поведение на масива, да не се реализират локални блокове и локални зони на претоварване на облицовката, които са част от нормалните работи за укрепване на тунелен изкоп.

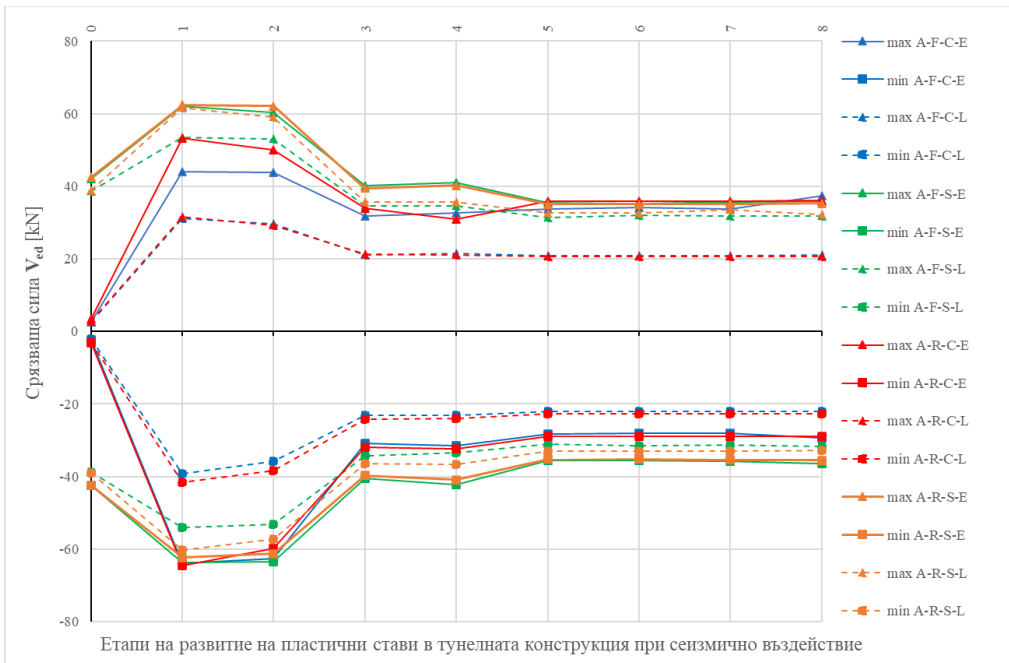
Най-големите контактни напрежения възникват при дънната плоча и бързо намаляват в стените. При сеизмичното въздействие напреженията се увеличават значително до стойности до 0,5 МРа натиск. След реализиране на втора става в облицовката напреженията запазват своя интензитет при последващо въвеждане на става в облицовката.



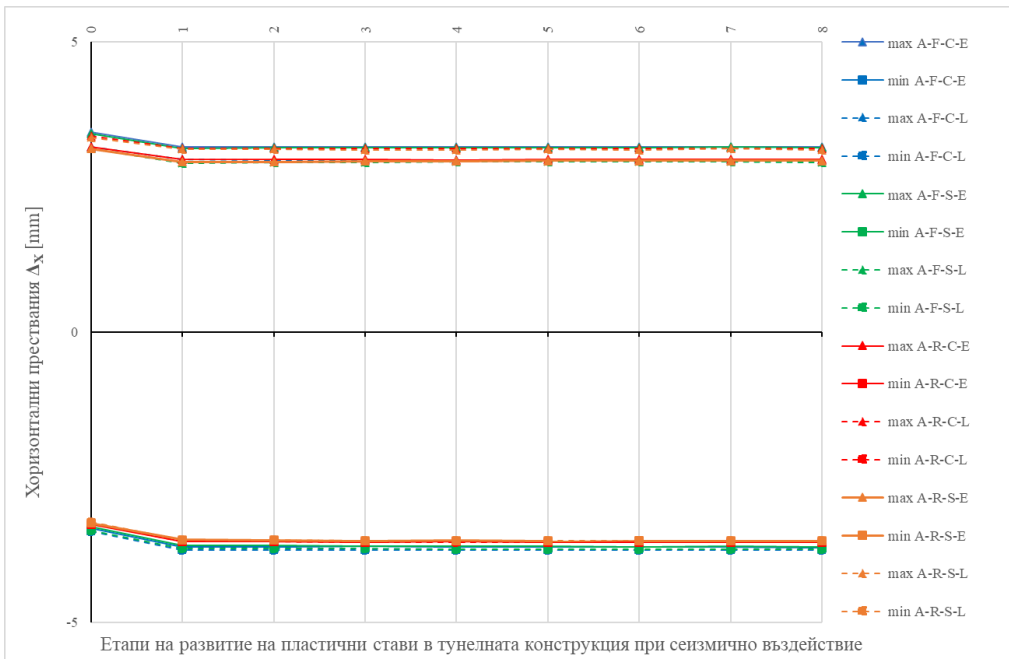
Фиг. 12. Максимална и минимална надлъжна сила в тунелната облицовка при сеизмично въздействие и развитието на пластични става



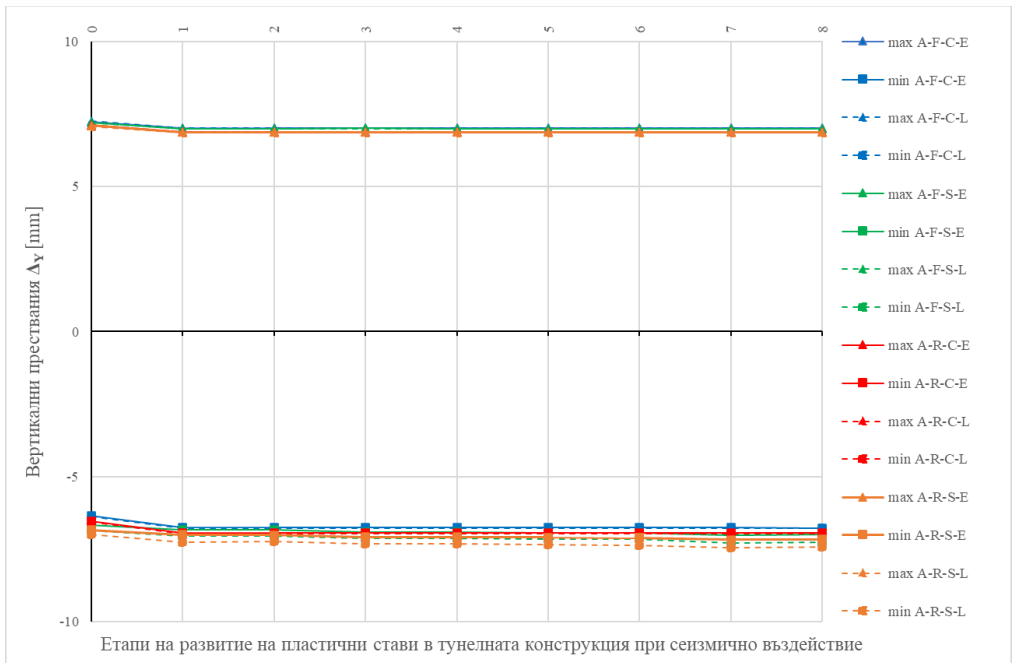
Фиг. 13. Максимален и минимален огъващ момент в тунелната облицовка при сеизмично въздействие и развитието на пластични става



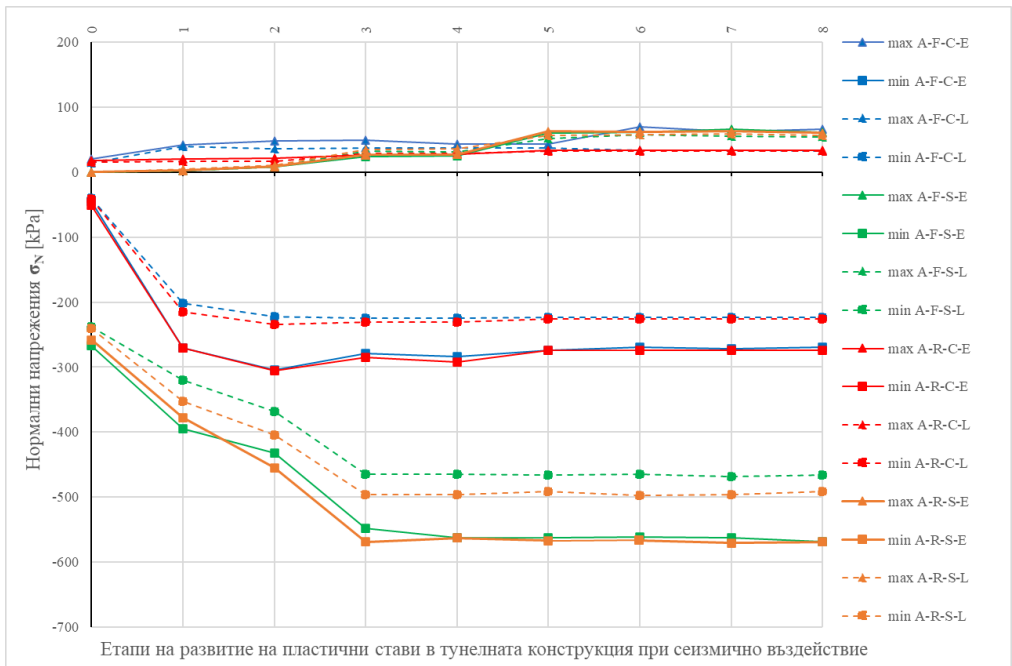
Фиг. 14. Максимална и минимална стойност на напречните сили в тунелната облицовка при сеизмично въздействие и развитието на пластични стави



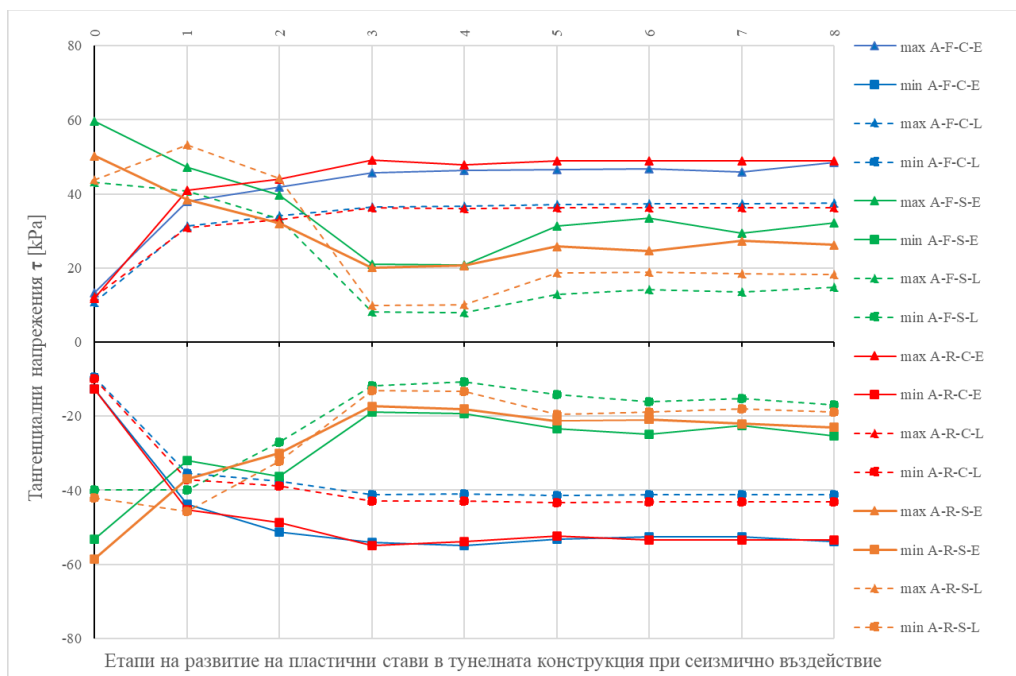
Фиг. 15. Максимална и минимална стойност на хоризонтални премествания в тунелната облицовка при сеизмично въздействие и развитието на пластични стави



Фиг. 16. Максимална и минимална стойност на хоризонтални премествания в тунелната облицовка при сеизмично въздействие и развитието на пластични стави



Фиг. 17. Нормални напрежения в контактните елементи (взаимодействие със заобикалящата масив). При моделите с хидроизолация опънни напрежения се реализират само в дънната плоча



Фиг. 18. Тангенциални напрежения в контактните елементи (взаимодействие със заобикалящия масив)

9. Анализ на резултатите. Дискусия

Тунелните облицовки имат добро дуктилно поведение с голям капацитет за поемане на сеизмично въздействие.

При образуването на стави в облицовката – Параметър А, не се наблюдава критична промяна на напрегнатото състояние на облицовката. Надлъжните сили (натиск) се увеличават значително при сеизмичното въздействие, което е очаквано явление. При огъващите моменти се наблюдава повишение на максималната стойност при образуването на първа става и променяне на знака, т.е. страната на опънати нишки. Това следва да бъде отчетено при конструктивния анализ – оразмеряването на сечението. Максималните моменти са концентрирани при връзката пиедрит – дъно, както и в дънната плоча.

Относно огъващите моменти важно предимство на дисперсно армираните тунелни облицовки е, че те имат еквивалентен капацитет за положителни или отрицателни огъващи моменти, огъващи вътрешни „+“, съответно външни нишки „-“.

Срязващите сили се увеличават значително при сеизмично въздействие с ясно изразен пик при връзката дънна плоча – стени, което се дължи на геометрията на облицовката, а именно – малък радиус на свързване между дънна плоча и облицовка. Срязващите сили запазват стойностите си при първа става, спрямо предишния етап и намаляват при реализиране на втора става, след което запазват стойностите си.

Деформациите, настъпващи в тунелната облицовка, не се променят при реализирането на стави и не се образуват механизми в конструкцията, което е характерно за системи със значителна статическа степен на неопределеност.

Контактните напрежения, нормални и тангенциални, се повишат постепенно при сеизмично въздействие и образуване на стави, до момента в който се образува втора става, където достигат двойно по-висока стойност от началната, след което не променят интензитета си.

Методът на моделиране на граничните условия за масива – ограничаване на хоризонтални премествания – оказва незначително влияние на наблюдаваните показатели и резултати. Това се дължи основно на дълбоко заложения тунел и спазването на изискванията за ограничаване на краевия ефект – 5 пъти размера на тунела до границите на модела. При ограничени хоризонтални премествания по вертикалните контури се наблюдават леко завишени стойности, което е обяснимо с това, че моделите са с по-голяма коравина, като завишението не е съществено, за да промени резултатите от анализа.

Съвместното действие на първичната и вторичната облицовка има съществено влияние върху резултатите. Реализират се значително по-високи локални концентрации при разглеждането на облицовките като разделени от хидроизолационната система, без опънни връзки. При тангенциалните напрежения се наблюдава обратна зависимост, напреженията намаляват при сеизмичност. Ясно разграничение има при диаграмите на огъващите моменти, като при съвместно действие се реализират концентрации в зоните на закоравяване, например при наличието на скални анкери.

При използване на намален еластичен модул за бетона, съгласно получените резултати, разрезните усилия са почти двукратно намалени. Намалени също така са и контактните напрежения. Преместванията в облицовката са пренебрежимо малко увеличени. Това се дължи и отчасти на модела, с който е изследвана облицовката.

Следва да се отбележи, че в анализа не са отчетени допълнителни фактори като значение на геометричното решение за тунелната облицовка, тъй като всяка тунелна конструкция следва да бъде геометрично съставена спрямо приложението на тунелното сечение и след това проверена спрямо очакваните инженерно-геоложки условия.

Получените резултати и направените изводи от анализа се потвърждават от характера и степента на повреда на тунелни облицовки, след преминали сеизмични въздействия.

10. Изводи

Тунелните облицовки се характеризират с добре изразено дуктилно поведение. Това значително подобрява тяхното поведение при сеизмичност. Това се констатира с намалението на разрезните усилия в облицовките, при увеличаване на броя на ротационните стави.

Значително по-вероятно е нарушенията в тунелната облицовка да се реализират в първоначално недооценени зони на скалния масив, в участъци, където има клинове в близко до граничното равновесие състояние, без необходимия коефициент на сигурност, зони с малко покритие и в зоните на тектонски нарушения.

След анализ на резултатите, показващи, че тунелните облицовки имат капацитет да поемат ефектите от сеизмичните въздействия при реализиране на стави, може да се анализира и предложи ревизия на поставеното ограничително условие в чл. 62 (2) от [18]:

„... При сеизмичност 8 ст. и повече се предвижда затворена облицовка (с обратен свод) без стави. ...“.

След исторически преглед и анализ на нормативните документи, действащи в държавите в Източна Европа, се констатира, че подобно ограничително условие има в инструкция за сеизмично проектиране на транспортни тунели от 1982 година [19], и вероятно е било основание при съставянето на [18] в България.

„... 2.5. В сейсмически активни райони при расчетной сейсмичности 7 и более баллов обязательно применение обделки. При расчетной сейсмичности тоннелей 8 и более баллов обязательно применение замкнутой обделки. Конструкция обделки должна выбираться в соответствии с инженерно геологическими условиями местности и обосновывается расчетом. ...“

В резултат на интензивното развитие на тунелното строителство в последните 40 години, проведените наблюдения на настъпили повреди, както и от контролно-измервателните системи, може да се препоръча, че проектът за тунелната облицовката следва да бъде доказан със съответните изчисления при отчитане на факторите на сеизмичното въздействие.

11. Заключение

Някои насоки за допълнителни проучвания за сеизмичното поведение на тунелните облицовки могат да се формулират в следните направления:

- Проучване на ефектите от циклично натоварване с изпитвания на образци от тунелната облицовка и масива.
- Развитие на числени модели с отчитане на динамичните ефекти от взаимодействието почва – конструкция, особено за тунели в близост до активни сеизмични зони, където скоростите на сеизмичната вълна са големи и при тунели, пресичащи тектонски зони.
- Анализ на данните от контролно измервателни системи и записите при преминаване на сеизмично въздействие. Получените данни за вертикалните и хоризонталните деформации по дължина на тунелите могат да осигурят информация за ефекта от пространственото различие и направленията на движението на земната маса върху тунела и съответният сеизмичен отговор на тунелната конструкция.
- Анализ на високите стойности на вертикални ускорения при плитките тунели, генериращи големи натискови напрежения в облицовките.
- Оценка на влиянието на подземните съоръжения върху локалното затихване или усилване на движението на земния масив.
- Оценка на влиянието на дълбочината на заложение на тунелното съоръжение спрямо реализиращите допълнителни сили от сеизмично въздействие. Разположението на тунела по дълбочина е важен фактор за оценка на стабилността.
- Анализ на вариациите на получените разрезни усилия и деформации спрямо типа на числен анализ – статичен, опростен динамичен, динамичен.

ЛІТЕРАТУРА

1. Wang, J.-N. Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach, Parsons, Brinckerhoff, 1993.
2. Naeim, F. The seismic design handbook, Springer Science Business Media, 2001, ISBN 978-1-4613-5681-3.
3. Power, M.S., Rosidi, D., Kaneshiro, J.Y. Seismic Vulnerability of Tunnels and Underground Structures Revisited. // Proc of North American Tunnelling, 1998, 243–250.
4. Owen, G.N., Scholl, R.E. Earthquake engineering of large underground structures. Federal Highway Administration, 1981, FHWA/RD-80/195.
5. Potts, D., Zdravkovic, L. Finite element analysis in geotechnical engineering theory. London: Thomas Telford, 1999.
6. Ignatiev, N. Lectures anti-seismic construction.
7. BDS EN 1998-1:2004. Evrokod 8. Proektirane na konstrukciite za seizmichni vyzdeystvia. Ovshti pravila, seizmichni vazdeystvia i pravila za sgradi.
8. Wang, W.L., Wang, T.T., Su, J.J., Lin, C.H., Seng, C.R., Huang, T.H. Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake. // Tunnel Underground Space Technology, 2001, 16: 133–150.
9. Schädlich, B. Shotcrete model. Internal report: Implementation, validation and application of the shotcrete model. 2014, Graz University of Technology.
10. Material Models Manual Plaxis 2D CONNECT Edition V22.02, Bentley.
11. Martinez-Martinez, J., Benavente, D., Garcia-del-Cura, M.A. Comparison of the static and dynamic elastic modulus in carbonate rocks. // Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2012, 71(2): 263–268.
12. Pal, P. Dynamic Poisson's Ratio and Modulus of Elasticity of Pozzolana Portland Cement Concrete. International Journal of Engineering and Technology Innovation, 2019, 9(2): 131-144.
13. Salman, M. The Ratio between Static and Dynamic Modulus of Elasticity in Normal and High Strength Concrete. Journal of Engineering and Development, 2006, 10(2), ISSN 1813-7822.
14. PLAXIS 2D 2023.1. Tutorial Manual 2D.
15. BDS EN 206-1: Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity.
16. Malmgren, L. Shotcrete Rock Support Exposed to Varying Load Conditions. Lulea University of Technology, 2001, ISSN 1402-1757.
17. Markov, I. Stroitelna Statika, 2014, Universitet po arhitektura, stroitelstvo i geodezia ISBN 978-954-724-073-5.
18. Normi za proektirane na patni i zhelezopatni tuneli. Zapoved № RD-08-139 ot 4.05.1988 g.
19. Instruksia po uchetu seysmicheskikh vozdeystviy pri proektirovanii gornii X transportnii X tonneley VSN 193-81. Ministerstvo transportnogo stroitelystva.

FIBER REINFORCED TUNNEL LININGS. SEISMIC BEHAVIOR

M. Petkov¹

Keywords: *earthquake, seismic design of tunnel, fiber reinforced tunnel lining, hinges in tunnel lining*

ABSTRACT

The behavior of tunnel linings under static and dynamic seismic impact is still an underestimated and insufficiently studied phenomenon. The main dynamic impact over tunnel linings is related to a seismic activity caused by earthquakes. Tunnels and underground structures are considered as seismic resistance structures but assessments on the damages on tunnel structures, especially after the strong Wenchuan Earthquake 2008 in China, identify that although the tunnels were not severely damaged, their serviceability after an earthquake is not guaranteed. As the tunnel structures are directly in contact with the surrounding rock/soil mass, the seismic impact is unique and different from that for buildings and above ground structures. Numerical models for evaluation of four different model conditions are compiled and analyzed: hinge formation into lining, model boundary conditions, interaction between primary and secondary lining, as well as Young's modulus of fiber reinforced shotcrete.

¹ Martin Petkov, Eng., Dept. "Hydraulic, Irrigation and Drainage Engineering", UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., Sofia 1046, e-mail: marto@gbg.bg