

## **НАДЛЪЖНА ОСИГУРЕНОСТ НА НЕПРЕКЪСНАТИ КОМБИНИРАНИ СТОМАНО-СТОМАНОБЕТОННИ ВРЪХНИ КОНСТРУКЦИИ ЗА ЖП ВИАДУКТИ**

**Лазар Георгиев<sup>1</sup>, Стоян Иванов<sup>2</sup>**

### **LONGITUDINAL STABILITY OF CONTINUOUS COMPOSITE STEEL- CONCRETE SUPERSTRUCTURES FOR RAILWAY VIADUCTS**

**Lazar Georgiev<sup>1</sup>, Stoyan Ivanov<sup>2</sup>**

#### **Abstract:**

*This article presents the problem faced by the designer, when subjected to choose the support system for continuous composite superstructures for railway bridges with relatively big lengths. On the one hand the supporting system plus substructure should possess enough stiffness and load bearing capacity in horizontal longitudinal direction in order to withstand the braking and acceleration forces generated by the traffic and also limit the deformations due to the bridge track interaction. On the other hand in order to provide free longitudinal temperature dilatations and reduction of the seismic forces coming from the superstructure it is preferable to have one “softer” connection between the superstructure and the substructure.*

*Simultaneous meeting of mutually contradictory requirements is a complex task, which should be solved in the conceptual design phase for this type of bridges. Some ideas for its solution, as well as examples from the world practice, are presented in the report.*

#### **Keywords:**

*Railway Viaducts, Longitudinal Stability, Seismic Isolation.*

#### **1. ВЪВЕДЕНИЕ**

Една съществена разлика между пътните (пешеходните) и жп мостовете е непрекъснатостта на горното строене в зоните на фугите на връхната конструкция при последните. Докато при пътните мостове в зоната на фугите обикновено прекъсва и асфалтовата настилка (изключение правят фугите от закрит тип, но те се прилагат при връхни конструкции с относително малки дължини), то при съвременните жп линии, с цел

<sup>1</sup> Лазар Д. Георгиев, доцент, д-р инж., катедра „Пътища и транспортни съоръжения“, Факултет по транспортно строителство, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: ldg\_77@abv.bg;

Lazar D. Georgiev, Assoc. Prof., PhD, Eng., Department of Road Construction, Faculty of Transportation Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: ldg\_77@abv.bg.

<sup>2</sup> Стоян Д. Иванов, главен асистент, д-р инж., катедра „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: stoyan\_denkov@yahoo.com;

Stoyan D. Ivanov, Assistant Prof. PhD, Eng., Department of Steel, Timber and Plastic Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: stoyan\_denkov@yahoo.com.

подобряване на комфорта и безопасността на пътуване и намаляване на експлоатационните разходи, се предпочита баластов безнаставов релсов път (БРП), особено в случаите на високоскоростни жп линии. В този случай релсите преминават непрекъснато над фугата и поемат надлъжните въздействия (например от ускоряване и спиране) съвместно с връхната конструкция на моста. От друга страна непрекъснатите релси ограничават свободната дилатация на връхната конструкция от температурни изменения, съсъхване и т.н.

В тази връзка, при проектирането на жп мостове съвместното реагиране на коловоза (горното строене) и връхната конструкция на моста следва да се вземе под внимание, тъй като то оказва влияние върху напрегнатото състояние, както на връхната конструкция на моста, така и върху надлъжно неподвижните лагери и релсите. Препоръки за отчитането на този ефект са дадени в [1].

Едно възможно решение е поставянето на устройства за линейно разширение на релсите (УЛРР, уравнителни устройства) в зоната на фугите на моста, но предвид на тяхната стойност (строителна и експлоатационна) железопътните администрации предпочитат тяхното избягване, когато това е възможно. Уравнителното устройство е съоръжение от горното строене на железния път, осигуряващо непрекъснато движение на подвижния жп състав и компенсиране на линейното удължение на железния път при жп мостове и в края на участъци с безнаставов път – Фиг. 1.



Фигура 1. Уравнителни устройства – [4], [5]

С цел избягване копрометирането на железния път, при съвместното му реагиране с връхната конструкция на моста, в [1] се дават проектни критерии, които трябва да бъдат удовлетворени при проектирането на жп мостове с баластово легло:

- Максимални допълнителни напрежения в релсите:

Допълнителното допустимо напрежение в релсите, вследствие на съвместното реагиране на коловоза с връхната конструкция на моста се ограничава до:

$$\sigma_c \leq 72 \text{ MPa} \text{ – при натиск;}$$

$$\sigma_t \leq 92 \text{ MPa} \text{ – при опън;}$$

- Надлъжно хоризонтално преместване в края на връхната конструкция:

Граничните стойности на надлъжните хоризонтални премествания между края на връхната конструкция и съседния устой или между две отделни части на връхна конструкция, изчислени само от спирателни и ускорителни сили се ограничават до:

$$\delta_b \leq 5 \text{ mm} \text{ – при непрекъснати заварени релси;}$$

$\delta_b \leq 30 \text{ mm}$  – при наличие на устройства за линейно разширение на релсите в двата края на връхната конструкция;

Премествания над 30 mm се допускат само в случай, че и баластовото легло има дилатационни фуги.

Надлъжното хоризонтално преместване на горния ръб на връхната конструкция вследствие на нейната деформация (завъртане в края) от вертикален подвижен товар (LM71 и/или SW/0) се ограничава до 8 mm.

- Вертикално преместване в края на връхната конструкция:

Вертикалното преместване на горната повърхност на връхната конструкция, спрямо съседна такава или устой от променливи въздействия се ограничава до:

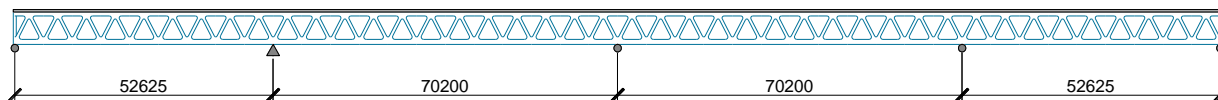
$$\delta_v \leq 3 \text{ mm} - \text{при максимално скорост до } 160 \text{ km/h};$$

Нормираните критерии са сравнително строги и обикновено е трудно да бъдат изпълнени при жп виадукти с по-голяма дължина, което налага поставянето на уравнителни устройства в краищата на моста. При жп мостове с по-малки дължини е възможно избягването на уравнителни устройства.

Интересно е да се отбележи обаче, че изброените въздействия, които трябва да се отчитат при проверките, не включват сеизмичните. Съгласно критерия за неразрушение при крайно гранично състояние, записан в БДС EN 1998-2:2006, връхната конструкция на моста трябва да се проектира така, че да се избегнат разрушения, освен на второстепенни елементи. Освен това след възникване на сеизмичното въздействие, трябва да се осигури възможност за използване на моста от аварийен трафик.

Връхните конструкции на комбинирани стомано-стоманобетони жп виадукти обикновено представляват непрекъснати греди, опрени върху долно строене от стоманобетон с помощта на лагери и устройства. В райони с голям сеизмичен hazard, с цел намаляване на сеизмичните сили в долното строене и фундаментите, обикновено се предпочита използването на сеизмична изолация в равнината на опиране на връхната конструкция. Такъв тип решение води до увеличаване на периода на основните форми на моста, а оттам и на преместванията в зоната на фугите. Как това ще се отрази на горното строене и по-специално на непрекъснатото преминаващите релси е въпрос, който не се коментира в стандарта и дали след сеизмичното въздействие ще бъде възможно преминаването на аварийен жп трафик?

Зд да отговорим на поставени въпрос ще разгледаме числен пример на жп виадукт с обща дължина 245,70m. Връхната конструкция представлява непрекъсната комбинирана стомано-стоманобетонна греда на четири отвора 52,65m+70,20m+70,20m+52,65m. Схема на избрания начин на опиране е представена по-долу.



Фигура 2. Схема на прътова връхна конструкция

## 2. НАТОВАРВАНИЯ И ВЪЗДЕЙСТВИЯ

Основните натоварвания, които трябва да бъдат отчетени при ефектите от взаимодействие между връхната конструкция на моста и жп коловоза са следните:

- Температурни разлики – температурна разлика на връхната конструкция между температурата при монтажа и екстремните стойности за дадения район е приета  $\pm 35^\circ\text{C}$ . Температурната разлика за релсите е приета  $\pm 50^\circ\text{C}$ , откъдето разликата между температурата на релсите и тази на връхната конструкция се получава  $\pm 15^\circ\text{C}$ ;

- Ускорителни и спирателни сили от подвижния състав:

Ускорителна сила за товарни модели LM71 и SW/0:

$$Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 1000 \text{ kN}$$

Спирателна сила за товарни модели LM71 и SW/0:

$$Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ kN}$$

- Класифицирани вертикални товари от трафика – за целта на настоящите изчисления е отчетен само товарен модел LM71, класифициран с  $\alpha = 1,00$ .

За целите на спектралния анализ са приети следните параметри за определяне на сеизмичното въздействие:

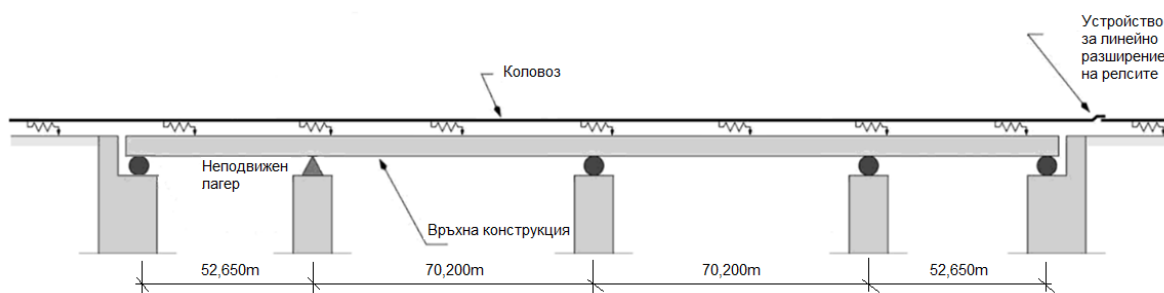
Референтно максимално ускорение на земната основа - 0,23g, съгласно фигура NA.D.2, БДС EN 1998-1:2005/NA:2012;

Клас на значимост III – съгласно NA.2.3, БДС EN 1998-2:2006/NA:2012;

Коефициентът на значимост – 1,40, съгласно NA.2.4, БДС EN 1998-2:2006/NA:2012;

Земната основа е определена като – тип А.

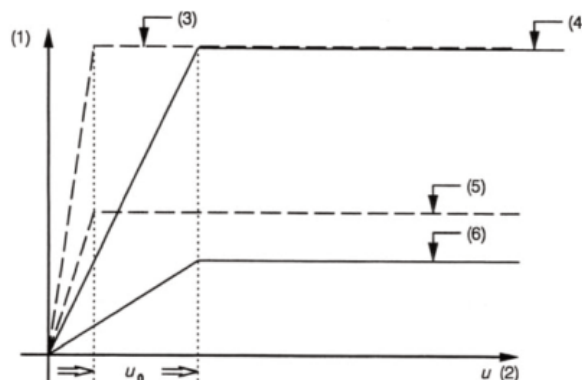
### 3. ОПИСАНИЕ НА ИЗЧИСЛИТЕЛНИЯ МОДЕЛ И ВЪЗПРИЕТИ ПРЕДПОСТАВКИ



Фигура 3. Моделиране на взаимодействието коловоз – мостова конструкция

#### Моделиране на коловоза:

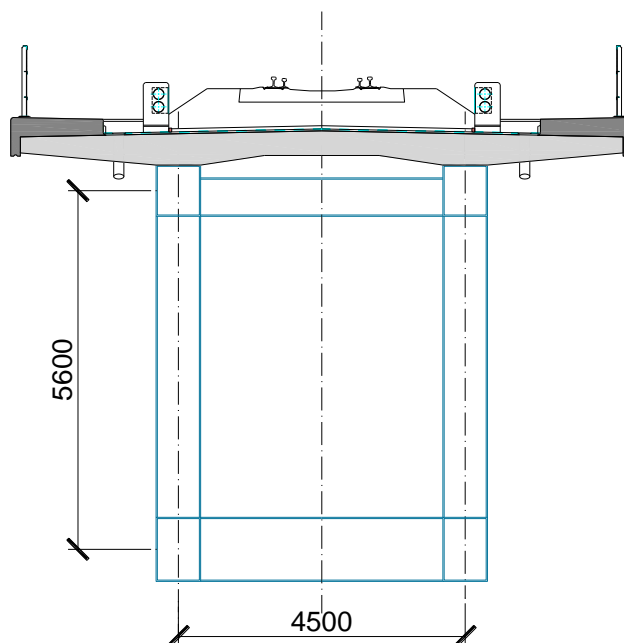
Релсите са приети 2 броя тип UIC 60, моделирани със съответните им геометрични характеристики и местоположение по височина, спрямо връхната конструкция. Откъм единия устой се предвижда уравнително устройство, което предполага прекъсване на релсите в края на връхната конструкция. От другата страна релсите преминават непрекъснато, като моделираната допълнителна дължина от тях върху насипа е 100m. Връзката на релсите с траверсите и баласта е моделирана с помощта на нелинейни пружини. Възприети са препоръчаните стойности за коравина и билинейно поведение на пружините, като надлъжното пластично съпротивление на срязване при ненатоварен коловоз е прието 20 kN/m, а при натоварен коловоз 60 kN/m.



Фигура 4. Зависимост надлъжна сила на срязване в коловоза за единица дължина (1) – преместване на релсата спрямо горен край на връхната конструкция (2) [1]

### Моделиране на връхната конструкция:

Изготвен е равнинен числен модел на връхната конструкция, отчитащ възприетия начин на опирание в надлъжно направление на главните греди – една вътрешна неподвижна опора върху стълб и четири надлъжно подвижни опори. Триенето в надлъжно подвижните опори е пренебрегнато. Характеристиките на материалите за връхната конструкция отговарят на конструкционна стомана S355 и бетон за стоманобетонната плоча C35/45. Височината на главните ферми е приета 5,60m, а осовото разстояние между тях 4,50m. Стоманобетонната плоча е моделирана със съответното отстояние по височина, като връзката ѝ със стоманените ферми е моделирана като корава.



Фигура 5. Напречен разрез на изследваната връхна конструкция

### Моделиране на долното строене:

Двата устоя на моста, както и всички стълбове, върху които връхната конструкция стъпва с помощта на надлъжно подвижни лагери са заместени от съответните опори. Моделиран е единствено стълба върху, който има надлъжно неподвижен лагер. Височината му е 11,0 m, а напречното сечение е правоъгълно с размери 6,50/3,00m. Материалът е бетон клас C30/37. Фундирането е плоско, върху скални почви и е моделирано със запъване на стълба в основата му.

### 4. РЕЗУЛТАТИ ОТ ПРОВЕДЕНИЯ АНАЛИЗ

Получените резултати от анализа при взаимодействие между разглежданата връхна конструкция и коловоз са представени в табл. 1.

За надлъжна коравина на стълба  $K=1088 \text{ kN/mm}$  и надлъжна хоризонтална спирателна сила 4173 kN, преместването на връхната конструкция без отчитане на завъртането и удължението следва да бъде  $4173/1088=3,8 \text{ 0mm} < 5,00 \text{ mm}$ .

Проведен е и спектрален анализ, като са представени резултати от сеизмичното въздействие, въпреки че съгласно Еврокод, няма изискване за проверка на взаимодействието на коловоза и връхната конструкция вследствие сеизмична изчислителна комбинация. Резултатите в таблицата са сравнени с получените от другите надлъжни хоризонтални въздействия. Изследваните параметри на напрегнато и деформирано състояние на релсата от сеизмично въздействие са записани в колонка EQ, а от останалите въздействия в колонка Total.

Таблица 1. Ефекти от взаимодействието връхна конструкция – коловоз при температурна разлика  $\Delta T$ , спирателни и ускорителни сили B&A и товарен модел LM71 и съпоставка с нормираните ограничения - Limit

		$\Delta T$	B&A	LM71	Total	Limit	
Напрежение в релсата	[MPa]	опън	20	46	25	91	92
		натиск	-20	-46	-16	-82	-72
Надлъжно хоризонтално преместване в краищата на връхната конструкция	[mm]	при уравнилното устройство	n/a	7,80	n/a	n/a	5,00
		при непрекъснатата релса	n/a	4,20	2,10	n/a	5,00/8,00
Хоризонтално преместване между коловоз и връхна конструкция	[mm]	n/a	1,70	n/a	n/a	4,00	
Хоризонтална реакция в неподвижния лагер	[kN]	2210	4173	364	6747	n/a	

*Забележка:* Надлъжното хоризонтално преместване в двата края се различава поради допълнителното преместване вследствие завъртане на сечението, тъй като спирателната сила е приложена на нивото на релсите и поради относително удължение на елементите вследствие на нормалната сила.

Таблица 4.2. Ефекти от взаимодействието връхна конструкция – коловоз при сеизмично (EQ) и при останалите въздействия (Total)

		EQ	Total	$\Delta$ [%]	
Напрежение в релсата	[MPa]	опън	162	91	+78
		натиск	-162	-82	+98
Надлъжно хоризонтално преместване в краищата на връхната конструкция	[mm]	при уравнилното устройство	35	8	+338
		при непрекъснатата релса	19	4	+375
Хоризонтално преместване между коловоз и връхна конструкция	[mm]	9	2	+350	
Хоризонтална реакция в неподвижния лагер	[kN]	22145	6747	+228	

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В заключение от представените в табл. 1 и табл. 2 резултати може да се каже, че получените стойности за допълнителните напрежение в релсите от сеизмична комбинация не само не отговарят на поставените ограничения при проверка за взаимодействие между връхната конструкция и коловоза, но и надхвърлят около два пъти тези, получени от другите три въздействия. При сеизмична комбинация би следвало да участват и температурните въздействия, както и вертикалния товар от трафика, със съответните коефициенти на съчетание, което би довело до още по големи допълнителни напрежения в релсите. Следствие на което може да се стигне до компрометирането на железния път в зоните на преход между връхната конструкция на моста и насипа (фиг. 6., фиг. 7.).



Фигура 6. Загуба на устойчивост на железен път при сеизмично събитие [8]



Фигура 7. Загуба на устойчивост на железен път при сеизмично събитие с магнитуд 7.8 в южен Marlborough - DEREK FLYNN/FAIRFAX NZ [7]

За хоризонталните премествания от сеизмично въздействие може да се направи подобен извод, както за напреженията в релсите, с тази разлика, че там разликите са до четири пъти в сравнение с получените от ефектите на другите въздействия.

Стойностите на напреженията в релсите и хоризонталните премествания, получени от сеизмично въздействие могат да бъдат редуцирани с помощта на инсталирането на различни устройства за сеизмично изолиране и вероятно биха могли да бъдат вкарани в определени разумни граници. Така че те не са крайния резултат от това изследване, а по-скоро представляват един показател, даващ ни правото да дефинираме основната цел на публикацията, а именно:

Следва да бъде анализирана необходимостта от изчислителни проверки за взаимодействие между връхната конструкция и коловоз при сеизмично въздействие защото този въпрос има пряко отношение към поставения критерий за неразрушение при крайно гранично състояние в [2]. Следва да бъдат дефинирани разумни от технико-икономическа гледна точка критерии, като под разумни следва да се разбира икономически целесъобразни, така че вложените допълнителни средства да се оправдават от спасените човешки животи, вследствие на осигурената възможност за по-бърз достъп на аварийните екипи до пострадалите след земетресението населени места.

**ЛИТЕРАТУРА**

- [1] БДС EN 1991-2:2006, Еврокод 1: Въздействия върху строителните конструкции. Част 2: Подвижни натоварвания от трафик върху мостове
- [2] БДС EN 1998-2:2006, Еврокод 8: Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия. Част 2: Мостове.
- [3] UIC code 774-3, Track/bridge interaction. Recommendations for calculation., 2<sup>nd</sup> ed., 2001.
- [4] <https://www.quora.com/Why-are-gaps-left-in-between-rails-when-laying-a-railway-track>, 2018.
- [5] <https://hablandodevias.files.wordpress.com/2013/09/aparato-dilatacion-martinet.jpg>, 2018
- [6] <https://pwayblog.com/2017/10/02/stress-transition-zones-within-cwr/>, 2018
- [7] <https://www.stuff.co.nz/national/87236596/Earthquake-repairs-crucial-to-viability-of-rail-in-New-Zealand>, 2018
- [8] [https://www.google.bg/search?q=railway+bridge+seismic+new+zealand&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwujovDiut3cAhViDsAKHbyKCwsQ\\_AUICigB&biw=1920&bih=925#imgrc=FQLRkBY3vsttbM:](https://www.google.bg/search?q=railway+bridge+seismic+new+zealand&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwujovDiut3cAhViDsAKHbyKCwsQ_AUICigB&biw=1920&bih=925#imgrc=FQLRkBY3vsttbM:), 2018