

ВЪЗМОЖНОСТИ ЗА ПРИВЕЖДАНЕ НА СТАР СТОМАНЕН ЖП МОСТ КЪМ СЪВРЕМЕННИТЕ УСЛОВИЯ НА ЕКСПЛОАТАЦИЯ

Цветан Благоев¹, Мартина Николова², Лазар Георгиев³, Милчо Лепоев¹
coco_z@abv.bg, nikolova_23@abv.bg, ldg_77@abv.bg, mlepoev_fte@uacg.bg

¹УАСГ, Христо Смирненски 1, София 1046, катедра Железници, София 1046,

²Терас ЕООД, бул. Дондуков 135, София,

³УАСГ, Христо Смирненски 1, София 1046, катедра Транспортни съоръжения,
БЪЛГАРИЯ

Ключови думи: стари стоманени мостове, железен път, стоманобетонни пътни конструкции, съвместна работа.

Резюме: В железопътната инфраструктура на Р. България се експлоатират 331 стоманени моста с обща дължина 11201,70m и сумарна площ 356409m². Значителна част от тези мостове са нитовани, с отворен тип пътна конструкция, което не съответства на съвременните концепции за експлоатация. В настоящата публикация се разискват възможности за привеждане на мостове с път горе към съвременните експлоатационни изисквания чрез частична или цялостна подмяна на пътната конструкция с такава от затворен тип. Анализирани са възможностите и влиянието на изграждане на стоманобетонна пътна конструкция от затворен тип, обединена за съвместна работа с елементи на старата конструкция, върху отделни параметри, характеризиращи конструктивното поведение.

ВЪВЕДЕНИЕ.

В железопътната мрежа у нас са в експлоатация голям брой стари стоманени мостове (331 стоманени моста, голяма част от които нитовани, с обща дължина 11201,70m и сумарна площ 356409m² по данни на ДП „НКЖИ“ към 2015г.). Привеждането на тези от тях, които са в задоволително техническо състояние, към съвременните експлоатационни изисквания е сериозно предизвикателство пред ДП „НКЖИ“. Също така сериозен проблем е доказване на тяхната техническа надеждност и адекватно апроксимиране на остатъчният им ресурс на експлоатация (най-вече с оглед умората на материала). Поради важността на тези проблеми в световната практика се работи усилено в посока на въвеждане и усъвършенстване на различни по задълбоченост научно-обосновани методи за реализиране на изброените по-горе дейности [2], [3], [4], [5]. Основните проблеми свързани с оценка на състоянието на стари стоманени мостове в съответствие със съвременните норми за проектиране са в посока на изясняване на следните параметри:

♦ Избор на адекватен товарен модел/модел, от който да бъдат определени меродавните стойности на усилия, напрежения, премествания, вибрации – възможно е

при изследване на стара конструкция компонентите на съвременните товарни модели в съответствие със системата Еврокод да бъдат адекватно занижени [5];

- ♦ Изследване на материала, от който е направен мостът и определяне на съответните важни за изчисление на носещата способност и експлоатационна пригодност характеристики със съответна нормирана обезпеченост;

- ♦ Определянето на носещата способност на елементи от конструкцията следва да се реализира в съответствие с концептуалните модели, заложи в съвременните норми за проектиране и при отчитане на специфични за задачата особености.

- ♦ Избор на адекватни модели с оглед апроксимиране на остатъчния експлоатационен ресурс.

Трябва да се има предвид че старите мостове са изчислявани по нормативи, базирани на МДН (Метод на допустимите напрежения), докато в съвременните норми за проектиране – системата Еврокод, е залегнал МГС (Метод на граничните състояния). Наред с това съществено концептуално различие стоят и проблемите с оценка на сеизмичното реагиране, динамичното поведение във функция от проектната скорост (ограничаване на премествания и вибрации).

По отношение на конструктивните особености съвременните жп администрации предпочитат “затворен” тип пътна конструкция (баластово корито или железен път на монолитна основа), докато по-голяма част от старите стоманени мостове са с “отворен” тип пътна конструкция – траверсите стъпват директно върху надлъжните или главните греди. Възможно е пътната конструкция от “отворен” тип за мостове с път горе да се трансформира в “затворен” тип чрез изграждане на баластово корито или монолитна стоманобетонна плоча със специални еластични релсови скрепления. Неблагоприятния ефект от увеличаване на собственото тегло на моста може да бъде компенсиран в случай че новата стоманобетонна пътна конструкция (баластова или безбаластова) се обедини за съвместна работа на огъване с елементи от старата конструкция посредством адекватна дюбелна връзка. Тогава носещата способност на получения комбиниран стомано-стоманобетонен елемент съществено нараства спрямо изходния стоманен от старата конструкция. Отчитайки консервативността на МДН спрямо МГС и увеличената по описания начин носеща способност е възможно съответните елементи от моста да се окажат достатъчни за поемане на по-големите нормирани в БДС EN 1991-2 полезни товари за жп мостове. Изследване на ефекти от приложението на подобни идеи са представени в [1], [2], [6].

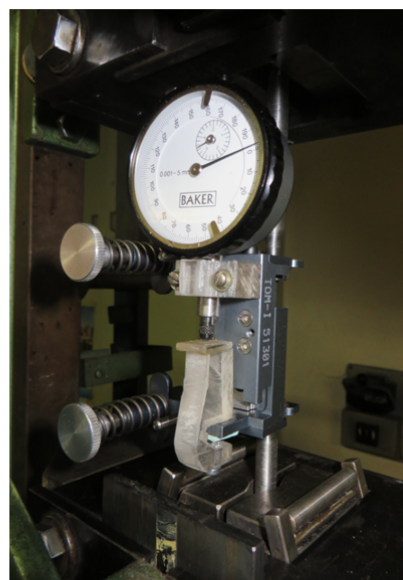
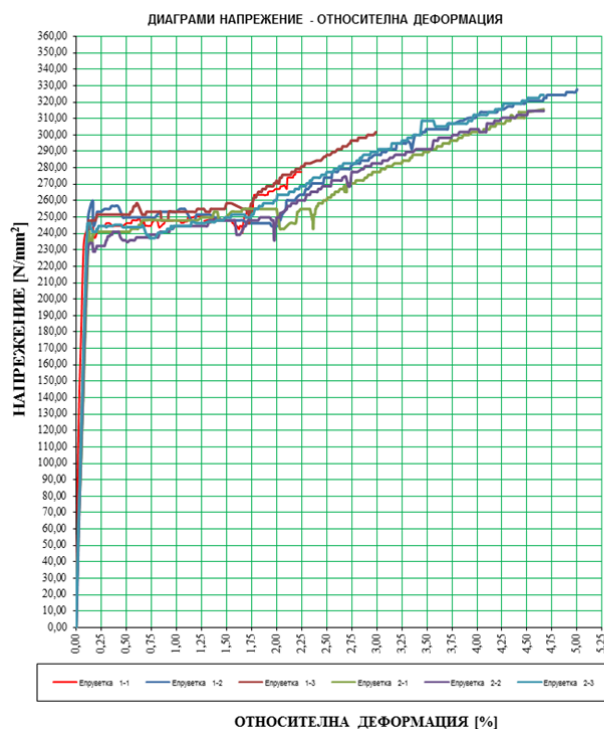
РАЗДЕЛ 1. ИЗСЛЕДВАНЕ НА СТАР СТОМАНЕН НИТОВАН МОСТ.

С оглед изследване на ефективността от дискутираните по-горе възможности е разгледан мост с главна конструкция нитована пълностенна просто подпряна греда и отвор 15,000m, по жп линия София – Карлово – Варна фериботна на км. 22+730 (Междугарие Яна – Столник), строен 1929г. – Фиг.1. Беше извършен оглед, измервания и частично възстановяване на конструктивната документация на моста в обем достатъчен за реализиране на планираните изчисления, които се концентрират главно върху връхната конструкция [6].



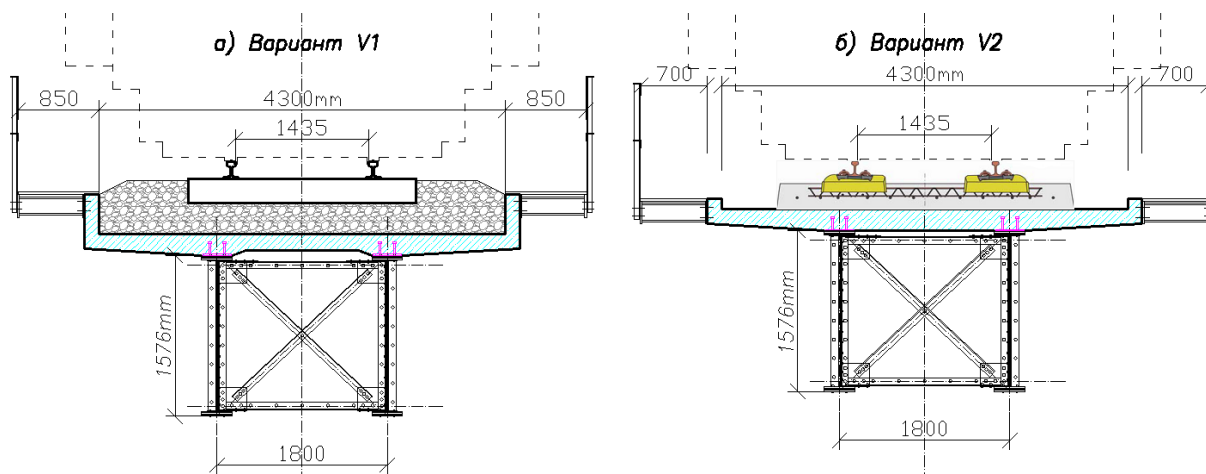
Фиг.1 . Мост по жп линия София Карлово на км. 22+730 до гара Яна.

За определяне на характеристиките на стоманата е взет материал от предоставен от ДП “НКЖИ” демонтиран стоманен нитован мост (от същия вид и строен 1930г.). Вzeti са пробни тела от които са изготвени 6 броя цилиндрични епруветки, изпитани с помощта на хидравлична преса и екстензиометър с база 60мм на основата на часовник с точност 0,001mm – Фиг.2. Границата на провлачване е $f_y = 230 \div 260 N / mm^2$, якостта на опън $f_u = 338,2 \div 409,3 N / mm^2$, гранично удължение при скъсване $\varepsilon_u = 27 \div 30\%$, модул на еластичност определен чрез статистическа обработка по МНК - $E_a = 197 \div 211 GPa$. Въз основа на получените резултати изследваната стомана може да бъде класифицирана като най-близка до Baustahl St 37 ($t < 40mm$) в съответствие с [5] и характеристиките на тази стомана са приети за основа на изчисленията за носеща способност на главната пълностенна стоманена нитована греда.



Фиг.2 . Резултати от изпитване на цилиндрични епруветки от елемент на главната конструкция на стар стоманен нитован мост (работни диаграми) – пълностенна греда- 1930г.

В настоящата публикация са изследвани два варианта на замяна на пътната конструкция на моста със стоманобетонна, обединена за съвместна работа с главните греди: Вариант V1 – стоманобетонно корито за баластово преминаване (Фиг.3а) и Вариант V2 – безбаластово преминаване със стоманобетонна плоча 220mm (Фиг.3б с релсов път на монолитна основа RHEDA2000® [7]). Резултатите се сравняват с Вариант V0 – настоящо положение с “отворен” тип пътна конструкция и дървени траверси, стъпващи директно върху главните греди. За новите стоманобетонни елементи е приет бетон C35/45 в съответствие с БДС EN 1992-1-1 и БДС EN 206-1/NA.



Фиг.3 . Варианти за изграждане на стоманобетонна пътна конструкция от затворен тип.

Изследвана е носещата способност на огъване в еластичен стадий на напречното сечение в средата с отчитане на отслабване от нитовете. То отговаря на клас 3 в съответствие с БДС EN 1993-1-1. В Таблица 1 са представени геометрични и инерционни характеристики на напречното сечение за различните описани по-горе варианти. С J_a е означен нетният инерционен момент на стоманеното напречно сечение, $n_o = E_a / E_{cm}$ е началното модулно отношение между модулите на еластичност на стоманата E_a и средния (секущ) модул на еластичност на бетона E_{cm} , $n_{AL} = n_o [1 + \Psi_{AL} \beta(t_\infty, t_o)]$ е модулното отношение в края на експлоатационния срок t_∞ с отчитане на ефектите от линейно пълзене на бетона [$\Psi_{AL} = 1,1$, $\beta(t_\infty, t_o)$ е определян в съответствие с аналитичните процедури описани в БДС EN 1992-1-1], $J_{i,o}$ и $J_{i,\infty}$ са инерционните моменти на комбинираното стомано-стоманобетонно напречно сечение в началото и при отчитане на пълзенето на бетона, $W_{inf,i,o}$ и $W_{inf,i,\infty}$ са съпротивителните моменти спрямо долен ръб на комбинираното стомано-стоманобетонно напречно сечение в началото и при отчитане на пълзенето на бетона.

Меродавните стойности на огъващия момент в полето са определени от собствено тегло “G1” от първи етап (преди бетона да е набрал якост) и “G2” от втори етап когато бетона е набрал якост, товарен модел “LM71” и “SW/2” (меродавен е “LM71”) в съответствие с БДС EN 1991-2. Изследван е и вариант с намалени коефициенти $\alpha = 1,00$ и $\gamma_Q = 1,30$ [5]. В Германия според [5] се разрешава намаляване на стойностите на LM71 при изчисление на съществуващи стари мостове, но у нас такива препоръки липсват. Отчетено е съсъхването на бетона “SH” моделирано с относителна деформация в стоманобетонната плоча $\varepsilon_{sh} = -0.00032$, където е неблагоприятно и температурна разлика $T_k = \pm 10^\circ C$ между стоманобетонната плоча и

стоманената греда с коефициент на съчетание 0,60 – “ТР”-положителна за плочата, “ТМ” – отрицателна за плочата.

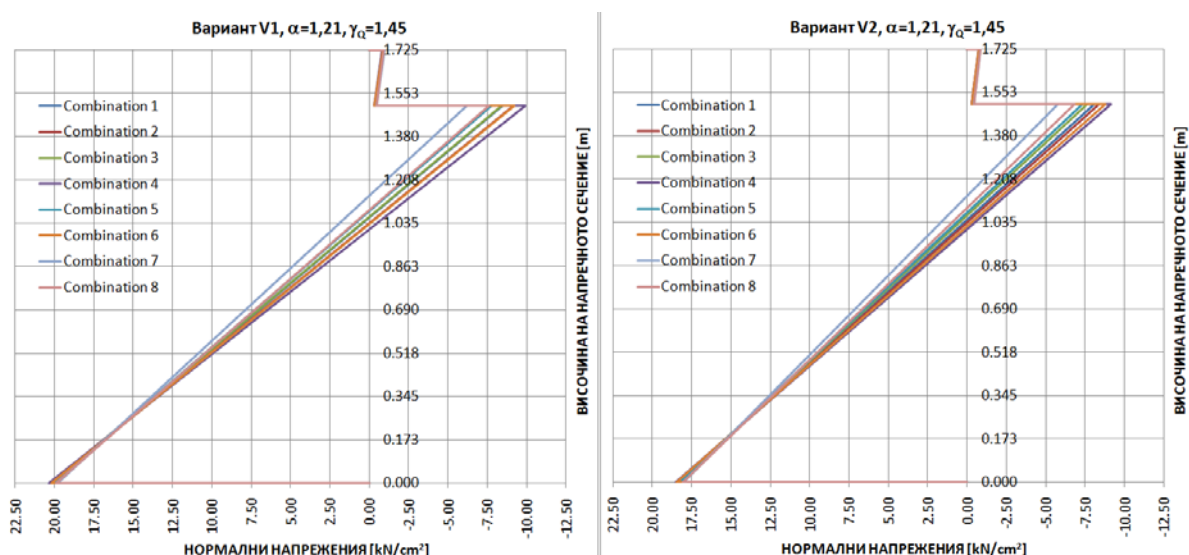
В Таблица 2 са представени изчислителните стойности на натоварването от собствено тегло [kN/m'] за различни части от връхната конструкция: gk1 е собственото тегло на стоманената греда; gk21 е собственото тегло на стоманобетонната носеща пътна конструкция; gk22 е собственото тегло на железния път (за V1 релсотраверсовата скара, за V2 частите от пътя на монолитна основа); gk23 е собственото тегло на баластовата призма за V1; gk24 е собственото тегло на допълнителни части – парапет и т.н. В сравнение с V0 при вариант V1 собственото тегло се увеличава около 4 пъти, а в сравнение с вариант V2 увеличението е около 3 пъти. От гледна точка на намаляване на динамичните ефекти от полезните товари това е благоприятно. Следва да се докаже носещата способност на лагерите и долното строене и при необходимост да се предприемат съответни конструктивни мерки за осигуряването ѝ (например подмяна на лагерите и/или усилване на долното строене).

Изчислени са нормалните напрежения по височина на средното напречно сечение от 8 възможни комбинации на описаните товари и въздействия – Фиг.4. Проверката по КГС (Крайно Гранично Състояние) за долния опънен ръб на стоманеното напречно сечение има вида:

$$(1) \quad \eta_1 = \frac{\sigma_{Ed}}{f_{yd}} \leq 1,00$$

където σ_{Ed} е максималното изчислително опънно напрежение от съответната меродавна комбинация; $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0} = 240 / 1,05 = 228,57 \text{ N/mm}^2 = 22,857 \text{ kN/cm}^2$ е изчислителната граница на провлачване на стоманата.

Резултатите от проверката (1) за долен ръб на стоманеното напречно сечение са систематизирани в Таблица 3. Прави впечатление, че дори при пълната стойност на полезния товар ($\alpha = 1,21$; $\gamma_Q = 1,45$) носещата способност по отношение на опънните напрежения в долния ръб е осигурена.



Фиг.4 . Диаграми на нормалните напрежения за напречното сечение в средата при Вариант V1 и Вариант V2.

При изчислението е прието, че стоманобетонната плоча се излива на място и не се предвижда временно подпиране; σ_{g1} са нормалните напрежения в долен ръб на

стоманеното напречно сечение от първи етап (стоманена конструкция и прясно излят бетон); σ_{g2_no} и $\sigma_{g2_n\infty}$ са нормалните напрежения от последващо приложени постоянни товари с характеристики на комбинираното сечение съответно за модулни отношения n_o и n_{AL} . Нормалните напрежения σ_{LM71} са определени за долен ръб на стоманеното напречно сечение от товарен модел UIC71 (LM71).

За вариант V0 $\eta_1 = 0.789$ докато за вариант V1 (увеличение на собственото тегло ~4 пъти) $\eta_1 = 0.889$ - сравнително малкото увеличение на нормалните напрежения за опънния ръб на стоманеното напречно сечение $0.889 / 0.789 = 1,13$ пъти. Това се дължи на значително по-големия инерционен момент на комбинираното стомано-стоманобетонно напречно сечение спрямо основното стоманено в средата на моста.

Таблица 1. Геометрични и инерционни характеристики

конструктивен вариант	A_a [cm ²]	J_a [cm ⁴]	n_o	n_{AL}	$J_{i,o}$ [cm ⁴]	$J_{i,\infty}$ [cm ⁴]	$W_{inf,i,o}$ [cm ³]	$W_{inf,i,\infty}$ [cm ³]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вариант V0	628.4	2829217	-	-	-	-	28251	-
Вариант V1	628.4	2829217	6.163	14.549	5164715	4258231	40127	38281
Вариант V2	628.4	2829217	6.163	14.549	5164715	4173144	40127	37516

Таблица 2. Собствено тегло – изчислителни стойности

конструктивен вариант	gk1 [kN/m']	gk21 [kN/m']	gk22 [kN/m']	gk23 [kN/m']	gk24 [kN/m']	g [kN/m']
1	2	3	4	5	6	7
Вариант V0	7.933	-	3.480	-	-	11.413
Вариант V1	7.933	13.802	6.240	19.170	2.110	49.255
Вариант V2	7.933	12.302	11.800	-	2.110	34.145

Таблица 3. Проверка по нормални напрежения за долен ръб на стоманеното напречно сечение в средата на отвора.

конструктивен вариант	Коефициенти	σ_{g1} [N/mm ²]	σ_{g2_no} [N/mm ²]	$\sigma_{g2_n\infty}$ [N/mm ²]	σ_{LM71} [N/mm ²]	σ_{Ed} [N/mm ²]	f_{yd} [N/mm ²]	$\eta_1 = \sigma_{Ed} / f_{yd}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вариант V0	$\alpha=1,21; \gamma_Q=1,45$	15.34	-	-	165.09	180.43	228.57	0.789
	$\alpha=1,00; \gamma_Q=1,30$	15.34	-	-	122.33	137.67	228.57	0.602
Вариант V1	$\alpha=1,21; \gamma_Q=1,45$	25.85	24.13	24.93	137.88	203.28	228.57	0.889
	$\alpha=1,00; \gamma_Q=1,30$	25.85	24.13	24.93	102.16	152.94	228.57	0.669
Вариант V2	$\alpha=1,21; \gamma_Q=1,45$	25.21	11.57	11.95	137.88	185.08	228.57	0.810
	$\alpha=1,00; \gamma_Q=1,30$	25.21	11.57	11.95	102.16	139.32	228.57	0.610

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ИЗВОДИ.

♦ Увеличеното собствено тегло, както и строгите изисквания по отношение на сеизмичното реагиране и инерционни сили при потегляне и спиране в съответствие със

съвременните норми за проектиране могат да доведат до необходимост от подмяна на лагерите и евентуална необходимост усилване на долното строене, както и модификации с оглед запазване по ниво за вариант с баластово корито – V1.

♦ С оглед практическо приложение на разглежданата идея е необходимо да се разработят конструктивни детайли за дюбелна връзка, както и детайли на еластично безподложно релсово скрепление за безбаластово преминаване като се изследва поведението им при динамични въздействия и умора;

♦ При Вариант V1 за преминаване с баластово корито собственото тегло нараства около 4 пъти спрямо съществуващото положение (трябва да се има предвид, че собственото тегло е около 25% от общото натоварване), като максималното изчислително напрежение в долен ръб на комбинираното напречно сечение е по-голямо от това при съществуващото положение с 13% (*при* $\alpha = 1,21$; $\gamma_Q = 1,45$). Това се дължи на значително по-високите инерционни характеристики на комбинираното стомано-стоманобетонно сечение спрямо основното стоманено.

♦ При Вариант V2 на безбаластово преминаване собственото тегло на моста се увеличава около 3 пъти. Максималното изчислително напрежение в долен ръб на комбинираното стомано-стоманобетонно напречно сечение нараства незначително – 2,6% (*при* $\alpha = 1,21$; $\gamma_Q = 1,45$) в сравнение с това при основното стоманено напречно сечение. Отчитайки редукцията на динамичните ефекти от трафика може да се предположи, че този вариант е по-благоприятен от V0 и V1 по отношение на умората на материала за опънния пояс на стоманената греда.

♦ В изследването е разгледан случаят на пълно взаимодействие (full interaction) по смисъла на БДС EN 1994. Възможно е дюбелната връзка да се изчисли и конструира при разреждане в съответствие с концепцията за частично взаимодействие. Тогава изпълнението ще бъде по-лесно и бързо за сметка на по-малък ефект от увеличената носеща способност вследствие на комбинираното действие.

♦ Разгледаният иновативен подход за привеждане към съвременните експлоатационни изисквания на стари стоманени мостови конструкции с път горе чрез стоманобетонна пътна конструкция обединена за съвместна работа с елементи на моста е ефективен по отношение на статическата носеща способност на връхната конструкция за разгледания случай. Най-ефективен е варианта с безбаластово преминаване. Използването на готови стоманобетонни панели ще доведе до намаляване на сроковете за изпълнение и минимизиране на ефектите от съсъхване на бетона. Ефективността на изследваните конструктивни възможности за привеждане на стари мостове към съвременните експлоатационни изисквания може да бъде увеличена допълнително ако у нас се нормират адекватно намалени полезни товари за оценка на съществуващи мостове, например в съответствие с опита в Германия [5];

Авторите изказват благодарност на ЦНИП при УАСГ за финансиране на научно-изследователската разработка [6] по БН-175/15 и на ДП “НКЖИ” за съдействието в съответствие с Договор №11 от 10.11.2014г. за сътрудничество между УАСГ-гр.София и ДП “НКЖИ”

ЛИТЕРАТУРА:

[1] Дулевски Е., Иванов С., Георгиев Л., “Възможности за преустройство на старите мостове към съвременните условия на експлоатация”, Железопътен транспорт, Бр.5/2004

- [2] Peter Collin, Mattias Nilsson, Milan Veljkovic, “International Workshop - Strengthening Of Steel Bridges”, Luleå University Of Technology And Ramböll Sverige AB, 2010
- [3] B. Kühn, M. Lukić, A. Nussbaumer, H.-P. Günther, R. Helmerich, S. Herion, M.H. Kolstein, S. Walbridge, B. Androic, O. Dijkstra, Ö. Bucak, “Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life”, Joint Report Prepared under the JRC – ECCS cooperation agreement for the evolution of Eurocode 3 (programme of CEN / TC 250), First Edition, February 2008, EUR 23252 EN – 2008
- [4] Karsten Geissler, “Assessment of Old Steel Bridges, Germany”, Structural Engineering International 4/2002.
- [5] Richtlinie 805 -Tragsicherheit bestehender Brückenbauwerke. Bekanntgabe 3 zur Richtlinie 805, gültig ab 01.09.2002, DB Netz AG, 2002
- [6] Георгиев, Лазар и колектив, “Изследване на поведението на стоманени железопътни мостове с пътна конструкция от отворен тип при изграждане на стоманобетонна от затворен тип, обединена за съвместна работа с елементи от старата конструкция”, научно-изследователска тема БН-175/15, ЦНИП при УАСГ, 2015г.
- [7] Dr. Stephan Freudenstein, Jens Kleeberg, “Fast track to Sustainable Mobility”, 6th World Congress on High Speed Railway, Amsterdam, 2008.

POSSIBILITIES FOR UPGRADING OF AN OLD STEEL RAILWAY BRIDGE IN ACCORDANCE WITH PRESENT EXPLOITATION REQUIREMENTS

Tsvetan Blagoev¹, Martina Nikolova², Lazar Georgiev³, Milcho Lepoev¹
ceco_z@abv.bg, nikolova_23@abv.bg, ldg_77@abv.bg, mlepoev_fte@uacg.bg

¹*UACEG, Hristo Smirnenski 1, Sofia 1046, Railway Structures Department,*

²*Teras LtD, Dondukov blvd 135, Sofia,*

³*UACEG, Hristo Smirnenski 1, Sofia 1046, Railway Structures Department,
BULGARIA*

Key words: *old steel bridges, railway track, reinforced concrete deck, composite action.*

Abstract: *In the railway infrastructure of the Republic of Bulgaria 331 steel bridges with total length 11201,70m and total area of 356409m² are in operation. Significant part of them are riveted with open deck (the sleepers are directly supported on longitudinal or on main girders) which is not in accordance with present exploitation concepts. In this paper possibilities for upgrading to the present exploitation requirements of bridges with railway above the main girder, by means of partial or full replacement of the deck with closed type, are discussed. Possibilities and effects on some parameters characterizing the structural behavior of the bridge for the case of making closed reinforced concrete deck, connected for composite action with members of the old structure are analyzed.*