

ОЦЕНКА НА СЪСТОЯНИЕТО НА СЕИЗМИЧНОТО ОСИГУРЯВАНЕ НА МОСТОВЕТЕ В БЪЛГАРИЯ

Костадин Топуров¹, Петър Николов²

УАСГ, Факултет по Транспортно строителство, катедра „Пътища и транспортни съоръжения”

Резюме:

Голяма част от мостовете в България са проектирани по норми, които не отговарят на съвременната теория за сеизмично осигуряване, залегнала и в EN-БДС 1998.2. От това не трябва да се прави генералното заключение, че те не са обезпечени да поемат изчислителните сеизмични въздействия. Представените резултати от проверката на 4 автомагистрални виадукта показват, че в зависимост от района на строителство и някои конструктивни особености, част от мостовете притежават необходимата носимоспособност, а други – не.

Ключови думи: Сеизмично осигуряване, ЕС 1998-2.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Мостовете в България през различните години са проектирани при различни норми за сеизмично осигуряване, но винаги при проектните проверки е използван методът на допустими напрежения. Най-общо, по-съществените различия между нормативите, действащите преди влизане в сила на системата Еврокод, и тази система са следните:

- Различие в районирането на страната, водещо до различни проектни ускорения и различаващи се по форма спектри на реагиране;
- Работило се е с един коефициент на реагиране/поведение без да се отчитат особеностите на природата на конструкцията;
- Сеизмичната сила се е определяла за изчислително въздействие, а проектните проверки с правени по метода на допустимите напрежения;
- Липса на специфични правила за конструиране на елементите, поемащи ефектите от сеизмичните въздействия (осигуряване на дуктилност и др.).

Всички тези фактори имат ефект в различни посоки и не дават основание еднозначно да се определи, че съществуващите мостове не са осигурени за сеизмични въздействия съгласно системата Еврокод. За потвърждение на това ще бъде направен анализ на няколко високи виадукта от магистралите в България.

Изследвани са четири моста – по два от магистралите ”Тракия” и „Хемус” . Основното внимание е насочено към установяване на осигуреността им за поемане на изчислително сеизмично въздействие, съгласно действащия пакет от документи Еврокод и свързаните с него Български национални приложения с новите карти за

¹ Костадин Топуров, професор д-р инж. e-mail : topurov@mail.bg

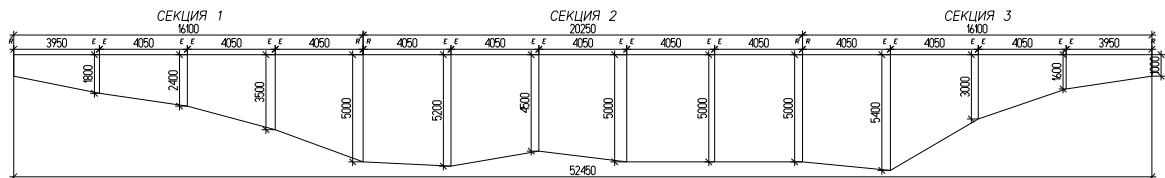
² Петър Николов, доцент д-р инж., e-mail : nikolov_fte@uacg.bg

сеизмично райониране за период на повторяемост $T_{NCR}=475$ г. Останалите въздействия (постоянни и полезни) са отчетени при спазване на правилата за комбиниране на ефектите за сеизмични ситуации.

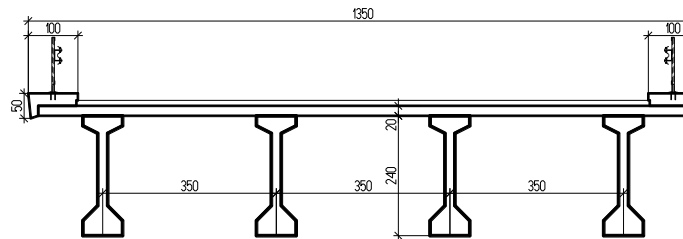
2. ОПИСАНИЕ НА ИЗСЛЕДВАНИТЕ СЪОРЪЖЕНИЯ

2.1. Виадукт на km 61+327 от АМ “Тракия”

Мостът на km 61+327 е с дължина 524.50m. Изпълнени са две успоредни съоръжения – по едно за всяко платно за движение. Те се състоят от по 13 отвора с дължина 40.5m. Върхната конструкция е съставена от по 4 главни, предварително напрегнати греди, обединени със сглобяема пътна плоча с дебелина 20cm. Гредите са просто подпрени върху неопрениви или ролкови лагери. Чрез свързващи плочи между отделните отвори са обособени три температурни блока (секции). Стълбовете са с кутиеобразно напречно сечение, с външни размери 720/300cm.



Фигура 1. Надлъжен разрез



Фигура 2. Напречен разрез на върхната конструкция и на стълб

Съоръжението е изследвано за сеизмични въздействия в съответствие с [1] и [2]. Параметрите на сеизмичното въздействие са: коефициент на значимост $\gamma_I=1.4$; референтно изчислително ускорение $a_{gR}=0.23 g$; земна основа Тип С.

Връзката между върхната конструкция и долното строене се осъществява с неопрениви лагери с размери 400/300/89mm и с ролкови лагери при фугите, поради което е възприет коефициент на поведение $q=1.5$.

Резултатите от сеизмичното изследване и комбинирането им с останалите товари за най-тежко натоварения стълб са показани в Таблица 1.

Таблица 1: Усилия в Стълб №10 от особена комбинация

нормална сила	N	18 700	kN
огъващ момент в надлъжно направление	M_y	48 649	kNm
огъващ момент в напречно направление	M_x	191 682	kNm

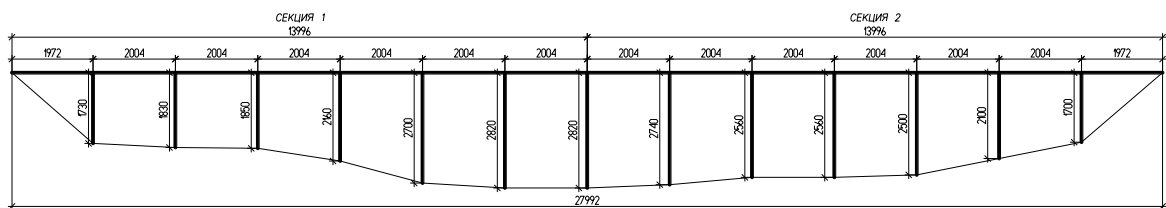
С наличната армировка 97N20 и 123 N16 от Стомана Клас АIII, при нормална сила от 18 700kN, граничният огъващ момент в надлъжно направление е 53 000kNm, а

този в напречно - 121 200kNm. При съвместното действие на двата момента, необходимата армировка е 1830cm^2 , при налична 552cm^2 .

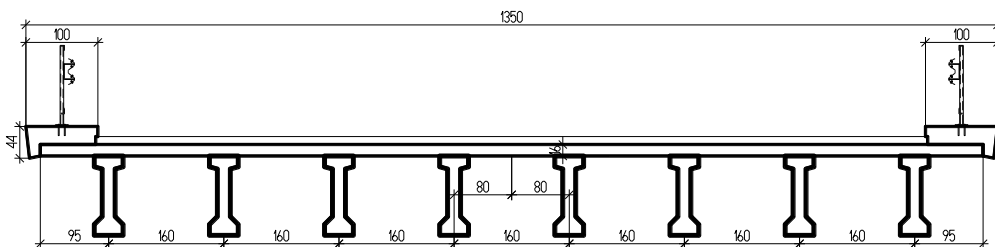
2.1. Виадукт на km 67+027 от АМ “Тракия”

Мостът на km 67+027 е с дължина около 278.00m. Изпълнени са две успоредни съоръжения – по едно за всяко платно за движение. Те се състоят се от по 14 отвора с дължина 20.04m. Върхната конструкция е съставена от по 8 сглобяеми главни греди от обикновен (ненапрегнат) стоманобетон, обединени с монолитна пътна плоча с дебелина 16cm. Гредите са подпрени на неопренови лагери с размери 200/300/52mm.

Чрез свързващи плочи между отделните отвори са обособени два температурни блока (секции). Стълбовете са самостоятелни колони с плътно напречно сечение и размери 100/400 cm.



Фигура 3. Надлъжен разрез



Фигура 4. Напречен разрез на върхната конструкция и на стълб

Съоръжението е изследвано за сеизмични въздействия в съответствие с [1] и [2], при следните параметри: коефициент на значимост $\gamma_I = 1.4$; референтно изчислително ускорение $a_{gR} = 0.23 g$; земна основа Тип С. Коефициентът на поведение е приет $q = 1.5$.

Резултатите от сеизмичното изследване и комбинирането им с останалите товари за най-тежко натоварения стълб са показани в Таблица 2.

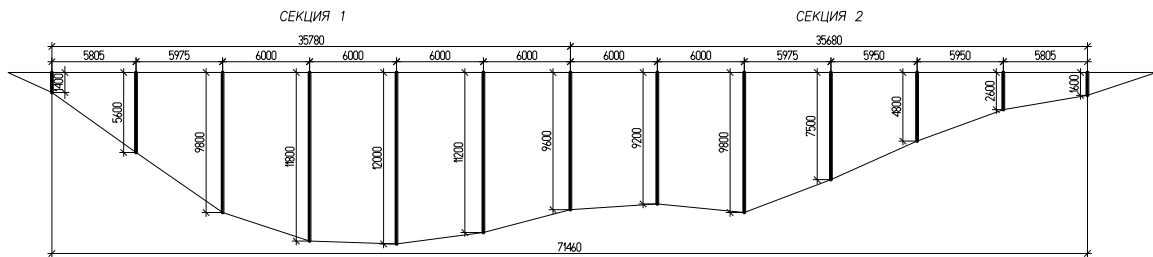
Таблица 2. Усилия в Стълб №7 от особена комбинация

нормална сила	N	6 230	kN
огъващ момент в надлъжно направление	M_y	8 400	kNm
огъващ момент в напречно направление	M_x	45 996	kNm

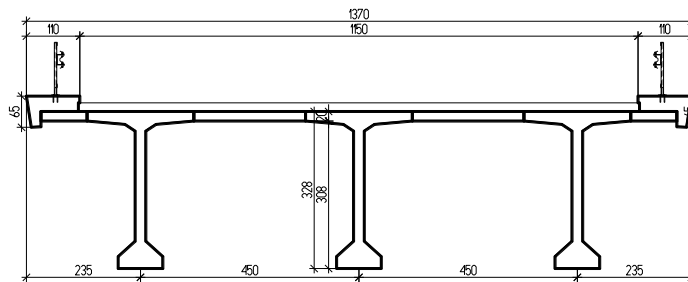
С наличната армировка 46N22 от Стомана Клас АIII, при нормална сила от 6 230kN, граничният огъващ момент в надлъжно направление е 5 510kNm, а този в напречно 21 740kNm. При съвместното действие на двата момента, необходимата армировка е 930cm^2 , при налична 175cm^2 .

2.3. Виадукт “Бебреш” на km 30+874 от АМ “Хемус”

Виадуктът „Береш” е с дължина около 720m. Изпълнени са две успоредни съоръжения – по едно за всяко платно за движение. Те се състоят от по 12 отвора с дължина 60m. На ниво ригел двете съоръжения са свързани. Върхната конструкция е съставена от по 3 сглобяеми предварително напрегнати главни греди и пътна плоча. При устоите мостът е проектиран без фуги. Такава има само над средния стълб. Връзката между върхната конструкция и долното строене се осъществява с комбинация от подвижни и неподвижни (тангенциални) лагери. Стълбовете са самостоятелни колони с двукамерно напречно сечение с трапецовидна форма и габаритни външни размери 500/1050см.



Фигура 5. Надлъжен разрез



Фигура 6. Напречен разрез на върхната конструкция и на стълб

Съоръжението е изследвано за сеизмични въздействия в съответствие с [1] и [2], при следните параметри: коефициент на значимост $\gamma_{I,1}=1.4$; референтно изчислително ускорение $a_{gR}=0.15 g$; земна основа Тип С. Коефициент на поведение е $q=1.5$.

Резултатите от сеизмичното изследване, и комбинирането им с останалите товари за най-тежко натоварения стълб са показани в таблица 3.

Таблица 3. Усилия в Стълб №4 от особена комбинация

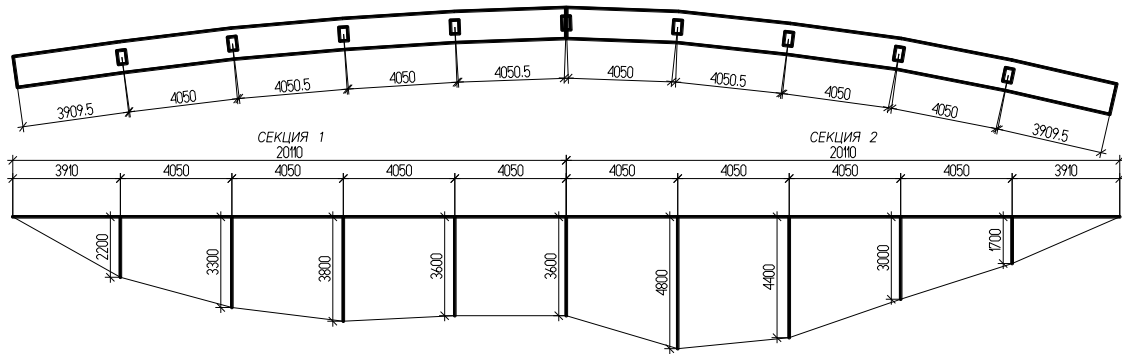
нормална сила	N	66 560	kN
огъващ момент в надлъжно направление	M_y	68 940	kNm
огъващ момент в напречно направление	M_x	184 600	kNm

С наличната армировка 394N25 от Стомана Клас АIII, при нормална сила от 66 560kN, граничният огъващ момент в надлъжно направление е 470 000kNm, а този в напречно 295 000kNm. Запасът в носимоспособност при едновременното действие на двата момента е около 30%.

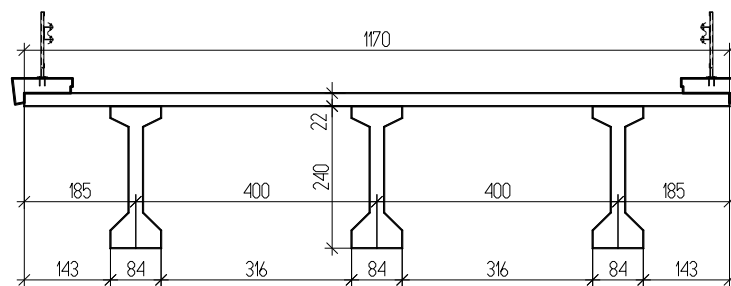
2.4. Виадукт на km 48+500 от АМ “Хемус”

Мостът на km48+500 е с дължина около 402m. Изпълнени са две успоредни съоръжения – по едно за всяко платно за движение. Те се състоят от по 10 отвора с

дължина 40.5m. Връхната конструкция е съставена от по 3 сглобяеми главни греди от предварително напрегнат стоманобетон, обединени с пътна плоча с дебелина 22cm. Гредите са подпирени върху неопрени лагери с размери 200/300/52mm. Само при фугите лагерите са ролкови. Чрез свързващи плочи между отделните отвори са обособени два температурни блока (секции). Стълбовете са самостоятелни колони с кутиеобразно напречно сечение и габаритни размери 310/500cm.



Фигура 7. Надлъжен разрез



Фигура 8. Напречен разрез на връхната конструкция и на стълб

Съоръжението е изследвано за сеизмични въздействия в съответствие с [1] и [2], при следните параметри: коефициент на значимост $\gamma_1=1.4$; референтно изчислително ускорение $a_{gR}=0.11 g$; земна основа Тип В,

Връзката между връхната конструкция и долното строене се осъществява с неопрени лагери, поради което е възприет коефициент на поведение $q=1.5$.

Резултатите от сеизмичното изследване, и комбинирането им с останалите товари за най-тежко натоварените стълбове са показани в Таблица 4.

Таблица 4. Усилия в Стълб №2 и №5 от особена комбинация

№2	нормална сила	N	9 840	kN
	огъващ момент в надлъжно направление	M_y	26 800	kNm
	огъващ момент в напречно направление	M_x	19 220	kNm
№5	нормална сила	N	10 000	kN
	огъващ момент в надлъжно направление	M_y	18 660	kNm
	огъващ момент в напречно направление	M_x	50 370	kNm

С наличната армировка 68N16+76N20 от Стомана Клас АIII, при нормална сила от 9 840kN, за стълб №2, граничният огъващ момент в надлъжно направление е

34 700kNm, а този в напречно е 55 150kNm. При съвместното действие на двата момента, необходимата армировка е 245cm², при налична 375cm². За стълб №5 при нормална сила от 10 000kN, граничният огъващ момент в надлъжно направление е 34 650kNm, а този в напречно е 55 480kNm. При съвместното действие на двата момента, необходимата армировка е 379cm², при налична 375cm².

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

От представените примери може да се направят следните заключения :

- за част от съществуващите съоръжения може да се окаже, че са осигурени на сеизмични въздействия, въпреки по-високите стойности на коефициента на поведение. Това се дължи главно на новите карти за сеизмично райониране, пониската стойност на коефициента на значимост, различните спектри на реагиране и др.;
- необходимото количество армировка при съществуващите сечения на стълбовете са от порядъка на 2,5-3% от площта на бетона при $\alpha_g R=0.23$ и 0,8-1,2% при $\alpha_g R=0.11$ и $\alpha_g R=0.15$.
- за ограничаване на преместванията и предпазване от изпадане на връхните конструкции, най-вероятно ще е необходимо да се вземат допълнителни мерки дори и при мостовете, при които носимоспособността на долното строене е осигурена.

Проверките за носимоспособност е направена само за огъване в цокълна фуга и без да се отчита износването на конструкцията.

Това още веднъж потвърждава, направеното съждение в началото, че по отношение на сеизмичното осигуряване, съществуващите мостове в България се намират във висока степен на неопределеност. Само конкретната проверка на съоръжението при конкретните условия може да даде информация за това дали е осигурено или не. Аналогично е положението и с анализа и изчислителните проверки за останалите въздействия [1], [2], ако трябва да се отчитат амортизирането и остатъчния ресурс .

След влизане в сила на системата Еврокод, проектирането на новите строителни конструкции и в частност на мостовете в България, налезе в нов етап. Общият синхронизиран пакет документи е предпоставка за по-високо качество на проектите, в съответствие с последните достижения на науката и практиката в тази област [3].

ЛИТЕРАТУРА

[1] Топурова, Ив.: Нормативи за съществуващи мостове, Четвърти симпозиум по транспортни съоръжения "Транспортните съоръжения: ключов елемент на инфраструктурата" - УАСГ 2015г.

[2] Топурова, Ив.; Гайслер, К, Грасе, В.: Оценка на носимоспособността на съществуващите пътни мостове, 65 Юбилейна Международна научна конференция УАСГ 2007г

[3] Topurova, I; Topurov, K - Response improving for horizontal actions of a long viaduct- MASE , Ohrid; 2019