



Получена: 14.12.2022 г.

Приета: 17.01.2023 г.

ВЛИЯНИЕ НА ПРИЛОЖЕНИЕТО НА ВИСОКОЯКОСТНИТЕ БЕТОНИ ЗА ВРЪХНИ КОНСТРУКЦИИ НА МОСТОВЕ ВЪРХУ СЕИЗМИЧНОТО ИМ РЕАГИРАНЕ

А. Илиев¹, Д. Стефанов², Д. Димитров³

Ключови думи: мостове, земетръс, високоякостен бетон

РЕЗЮМЕ

Мостовите конструкции са критични компоненти на пътно-транспортната мрежа на една страна. Наличието на сеизмична опасност (хазарт) от друга страна може да доведе до тяхното частично или цялостно повреждане. Това е по-вероятно за старите съоръжения, които са проектирани и изпълнени по стари нормативни документи и за които са използвани материали с по-ниски якостни характеристики. В настоящото изследване е разгледано вариантното решение за заместване на надлъжни греди от бетон В25 (С20/25) с такива с редуцирано сечение от високоякостен бетон клас С60/75, за съществуващ седем-отворен мост с обща дължина 154 m. Редуцирането на напречното сечение на моста води до намаляване на собственото тегло на конструкцията, което благоприятно редуцира сеизмичните сили в конструкцията. Настоящото изследване може да стимулира проектантите на нови мостове да прилагат високоякостни бетони и да ги улесни при усилването на съществуващи мостове.

¹ Александър Илиев, гл. ас. д-р инж., НИГГГ-БАН, 1113, София, ул. Акад. Г. Бончев бл. 3, e-mail: eng.alexander.iliev@gmail.com

² Димитър Стефанов, доц. д-р инж., НИГГГ-БАН, 1113, София, ул. Акад. Г. Бончев бл. 3, e-mail: dstefanov@geophys.bas.bg

³ Димитър Димитров, проф. д-р инж., НИГГГ-БАН, 1113, София, ул. Акад. Г. Бончев бл. 3, e-mail: dim1959sk@abv.bg

1. Въведение. Значение на проблема

В мостовата практика у нас в миналото са прилагани основно бетони с обичайна якост, която е била малко по-висока от якостта на прилаганите бетони в сградите. Липсват примери за приложение на високоякостни бетони дори при съоръжения със значителни отвори. Например сегментите от моста „Нова Европа“ над река Дунав при гр. Видин са изпълнени от бетон клас С40/50 според [1], който се счита за горната граница на бетоните с нормална якост. Все още приложението на този клас бетони у нас е ограничено.

В световната практика през последните десетилетия приложението на високоякостните бетони в мостовото строителство е все по-широко поради предимствата, които са дадени по-долу. Примери за това са мостове в САЩ, Норвегия, Канада, Франция и др. страни.

По дефиниция под „високоякостни бетони“ се разбират такива с характеристична цилиндрична якост f_{ck} според [1] в границите 60 – 100 МПа. Бетоните с $f_{ck} > 100$ МПа се определят като „свръх високоякостни“. У нас има изследвания върху такива бетони. Те не са предмет на настоящото изследване.

По-съществените предимства на високоякостните бетони, които се отнасят до мостовите конструкции, са:

- повишената дълготрайност поради по-голямата водоплътност;
- олекотяването на конструкцията поради възможността за прилагане на по-малки сечения;
- намаленото съсъхване и пълзене;
- по-висок модул на еластичност;
- времето, което е необходимо за премахването на кофража и скелето е редуцирано, тъй като по-бързо се постига необходимата по-висока якост;
- по-доброто съпротивление на изтриваемост при удар;
- повишена устойчивост на химическа атака;
- повишена устойчивост срещу замръзване;
- повишена пожароустойчивост и др.

Прилагането на по-малки напречни сечения води до намаляване на масата на конструкцията, а оттам се подобрява реагирането при сеизмично въздействие.

Към недостатъците могат да се отнесат:

- повишената себестойност за единица обем бетон;
- необходимостта от по-строг контрол на състава на бетона.

В настоящото изследване е заложено приложение на високоякостен бетон САМО за главните греди. Следователно не следва да се очаква значително оскъпяване на мостовата конструкция, ако се разгледа като цялостна такава.

Опасенията в проектантите за действителното постигане на заложените в проекта якости на бетона са основателни. Все пак има разработени надеждни рецепти за състава на високоякостните бетони, поради което тези опасения може да се намалят. Има достатъчно набран опит относно производството, полагането и методите за изпитване на високоякостни бетони. Например има достатъчно анализи за приложението на суперпластификатори, чрез които се намалява необходимата вода за производство.

Повече информация за приложението на високоякостните бетони в мостовото строителство може да се намери в редица източници, например в [4].

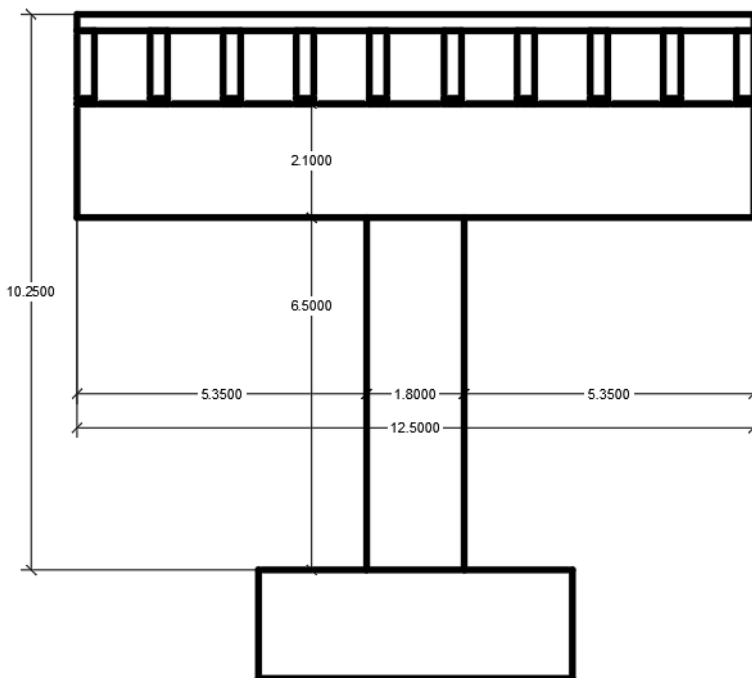
Целта на настоящото изследване е да се сравни сеизмичното реагиране на гредови мост с греди от бетон с обикновена якост и на същия мост с нови греди от високоякостен бетон с по-малко напречно сечение. Този анализ може да се прилага както при замяна на гредите от съществуващ мост с нови такива от високоякостен бетон, така и за анализ на реагирането при ново проектирани мостове (вариантно проектиране). Настоящото изследване може да стимулира проектантите на нови мостове или на усиляването на съществуващи мостове да прилагат високоякостни бетони, което да благоприятства сеизмичното им реагиране и да намали сеизмичния им риск.

Приема се, че както гредите от бетон с нормална якост, така и тези от високоякостен бетон, са без предварително налягане. Приложението на предварителното налягане може да се анализира допълнително.

За изследването е приложен „Линеен динамичен анализ с акселерограми“ (Time History Analysis) съгласно [2].

2. Описание на конструкцията. Ново конструктивно решение

Обект на изследване е гредови стоманобетонен мост в права и без косота. Мостът се състои от 7 отвора и обща дължина 154 m. В напречно направление мостът е с размер 12,5 m. Средната височина на стълбовете е 6,5 m, а диаметърът им е 1,8 m. Надлъжните греди от върхната конструкция са конструирани като прости греди във всеки отвор. В основния вариант те са с правоъгълно сечение с размери 32/125 cm, а във варианта с високоякостен бетон те са с размери 32/90 cm. Те се опират на напречни ригели с правоъгълно сечение – височина 1,9 m и 2,1 m. Напречен разрез на съоръжението е показан на фиг. 1. За натоварване от подвижен трафик е приет модел LM1.



Фиг. 1. Напречен разрез на съоръжението

3. Анализ на гредите на несеизмично въздействие

За целите на настоящето изследване е прието надлъжните греди да бъдат проверено за несеизмично въздействие. Целта е да се направи предварителна преценка за надеждността на новото конструктивно решение. Пряко сравнение е трудно да се направи, тъй като съществуващите греди са изпълнени от т.нар. по-долу „стар бетон“ и са проектирани съгласно „Временен правилник за проектиране на бетонни и стоманобетонни пътни мостове и водостоци“ от 1973 г. [3]. Този нормативен документ се основава на „Методът на допустимите напрежения“, а „новите“ греди следва да се проектират съгласно [1 и 2] по „Методът на граничните състояния“.

Прието е, че „старият“ бетон е с изчислителни характеристики съгласно [1].

Характеристики на бетона:

- „стар“ бетон с характеристична якост на натиск $f_{ck} = 20$ МПа и изчислителна якост $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 20 \cdot 0,85 / 1,5 = 11,33$ МПа;
- „нов“ бетон с характеристична якост на натиск $f_{ck} = 60$ МПа и изчислителна якост $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 60 \cdot 0,85 / 1,5 = 34$ МПа.

3.1. Проверка на огъване

Ефективната „полезна“ височина на сечението е $d = h - 100$ mm:

- „стар“ бетон – $d = 1250 - 100 = 1150$ mm;
- „нов“ бетон – $d = 900 - 100 = 800$ mm.

Сравнението е направено при предпоставката за „максимална височина на натиснатата зона за такива сечения $x = 0,45d$ “. При тази височина се получава максималната армировка.

Формулите според Еврокод 2-2 [1] са:

- „еквивалентен правоъгълен блок“ в натиснатата зона $0,8x = 0,8 \cdot (0,45d) = 0,36d$;
- рамо на вътрешната двойца $z = d - (0,8x)/2 = d - (0,36d)/2 = 0,82d$;
- сила в натиснатата зона $F_{cd} = f_{cd} \cdot b \cdot (0,8x) = f_{cd} \cdot b \cdot 0,36d$;
- носимоспособност на огъване $M_{Rd} = F_{cd} \cdot z = f_{cd} \cdot b \cdot 0,36d \cdot 0,82d = 0,2952 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$ [Nmm] или по 10^{-6} в [kNm].

Таблица 1. Носимоспособност за огъване

Тип	f_{cd} , МПа	b , mm	h , mm	$d = h - 100$, mm	M_{Rd} , kNm
„стар“ бетон C20/25	11,33	320	1250	1150	$M_{Rd} = 0,2952 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 / 10^6 =$ $= 0,2952 \cdot 11,33 \cdot 320 \cdot 1150^2 / 10^6 = 1415,5$
„нов“ бетон C60/75	34	320	900	800	$M_{Rd} = 0,2952 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 / 10^6 =$ $= 0,2952 \cdot 34 \cdot 320 \cdot 800^2 / 10^6 = 2055$

Извод: „Новият“ бетон има необходимата носимоспособност и дори може класът на бетона да се намали, например клас C50/60.

Максималната армировка при $x = 0,45d$ и огъващ момент, който е равен на носимоспособността M_{Rd} , се определя по формулите:

- сила в стоманата $F_{s1} = M_{Rd} / z = M_{Rd} / (0,82d)$;

- площ на армировката $A_{s1} = F_{s1}/f_{yd} = F_{s1}/365$ – приета е стомана В420. Това е стоманата, която е била най-често прилаганата у нас за мостови конструкции от обикновен стоманобетон.

Таблица 2. Оразмеряване на сеченията

Тип	$d = h - 100,$ mm	$z = 0,82d,$ mm	$M_{Rd},$ Nmm	$F_{S1},$ N	$A_{S1},$ mm ²
„стар“ бетон	1150	943	$1415,5 \cdot 10^6$	1501060	4112
„нов“ бетон	800	656	$2055,5 \cdot 10^6$	3133385	8584

Извод: При прилагане на еднакъв клас стомана в „новите“ греди следва да се вложи повече по количество армировка, което е очаквано. Проведеното тук сравнение е значително в полза на сигурността. При действителното проектиране и определяне на огъващ момент $M_{Ed} < M_{Rd}$ съответно и получената армировка ще бъде по-малко. Тя допълнително ще се намали и от прилагането на сега масово прилаганата стомана клас В500.

3.2. Проверка на срязване

Като се използва методиката за проверка на срязване съгласно [1] и дадените там формули, може да се направи аналогично сравнение на основата на следните приемания:

- изчислителната напречна сила V_{Ed} е еднаква за гредите;
- ъгълът на натиснатите диагонали θ се определя съгласно Националното Приложение (NA) към [1].

След направения анализ се стига до следните изводи:

- носимоспособността на натиснатите диагонали ($V_{Ed} < V_{Rd}$) за „новите греди“ е осигурена;
- за „новите греди“ необходимото количество напречна армировка е по-голямо. Това количество може да се намали по същите съображения, както за огъване – вж. т. 3.1.

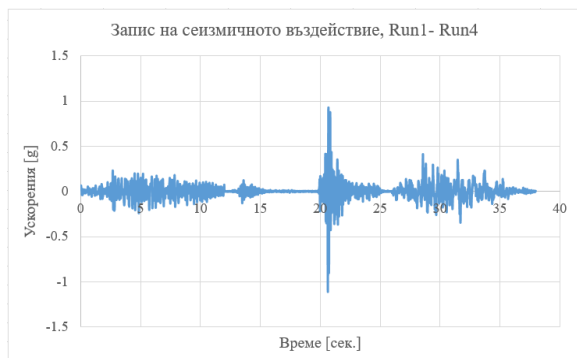
Общият извод от това сравнение е, че приложението на „нови греди“ с по-малко сечение от високоякостен бетон е конструктивно възможно и може да се премине към анализа за сеизмично въздействие.

4. Сеизмично въздействие

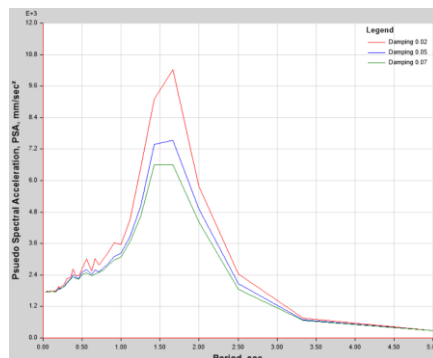
Сеизмичният запис за това изследване е взет от IAEA Coordinated Research Project „Safety Significance of Near Field Earthquakes“ [6]. Сеизмичният сигнал се състои от четири акселерограми, които са приложени една след друга. Главната идея е да се използва силно въздействие, което да е представително за далечни и близки земетресения.

Използвани са два типа от земетръсни записи:

- „Земетръсен запис Ница“ – изкуствен сигнал (времетраене 12 s), представителен за далечните земетресения;
- „Земетръсен запис Сан Франциско“ – естествен сигнал (времетраене 7 s), представителен за близките земетресения.



Фиг. 2. Земетръсен сигнал на ускорения, Run1 – Run4



Фиг. 3. Еластичен спектър на въздействия, Run1 – Run4

Таблица 3. Максимални ускорения от записи, използвани в анализа

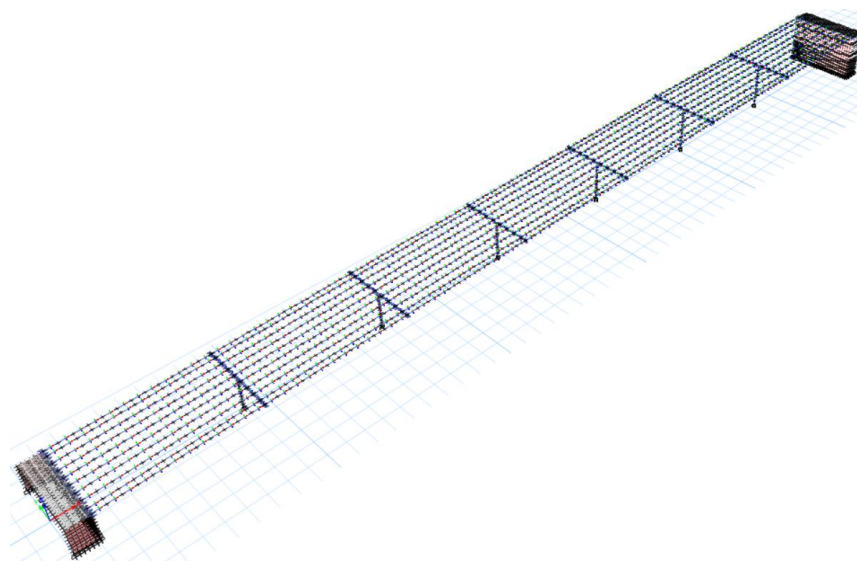
Run 1	Run 2	Run 3	Run 4
Ница 0,24g	Сан Франциско 0,13g	Сан Франциско 1,11g	Ница 0,41g

Run 1 може да се приеме/разглежда като типично проектен земетръсен запис на ускорения. Run 1 и Run 2 може да се приемат/разглеждат като „слаби“ нива. Run 3 и Run 4 са средно разрушителни земетръсни сигнали – фиг. 2.

Подвижните маси (товарен модел LM1) са моделирани за сеизмично въздействие с коефициент $\mu_{2,1} = 0,2$ съгласно [2].

5. Модел за динамични анализи. Резултат

За целите на сравнението на влиянието на класа бетон на надлъжните греди върху сеизмичното поведение на мостовата конструкция е разработен триизмерен модел по крайни елементи с програмен продукт ETABS [5]. Колоните, ригелите в напречно направление и надлъжните греди в надлъжно направление са моделирани с гредови елементи. В двата края на съоръжението се намират устоите на съоръжението, които са моделирани посредством плочести крайни елементи. Надлъжните греди стъпват на напречните ригели посредством еластомерни лагери, които са моделирани с линейно еластични пружини. Стъпването на колоните върху фундаментите е моделирано като колоните са запънати към горен ръб фундамент в всички посоки. Сеизмичното въздействие е представено посредством триосово въздействие с акселерограми (вж. точка 4). Численото решение е извършено посредством линеен динамичен анализ във времето (linear time history analysis). Използвано е затихване по Рейли (Алфа = 0,0524, Бета = 0,0265), което съответства на 5 % затихване в честотите 2 и 10 Hz (0,1 и 0,5 s). Общият вид на модела по крайни елементи е представен на фиг. 4. Лагерите са моделирани с еластична пружина в хоризонтална посока с константа, равна на 687 kN/m.



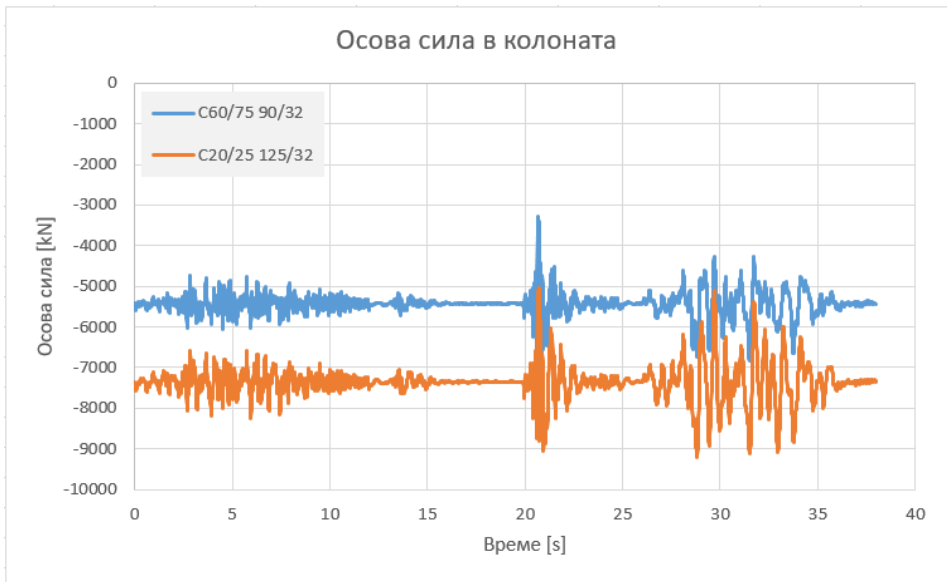
Фиг. 4. Общ триизмерен изглед на модела по крайни елементи

На фиг. 5 до фиг. 8 са представени разрезните усилия от интерес в надлъжните греди и в колоните. На фиг. 5 е представена историята на огъващите моменти в средата на надлъжната греда при основен модел (със „стар“ бетон) 1200 kNm от собствено тегло и 1750 kNm от сеизмично въздействие. При модела с „нов“ бетон максималният огъващ момент е 680 kNm от собствено тегло и 900 kNm от сеизмично въздействие.



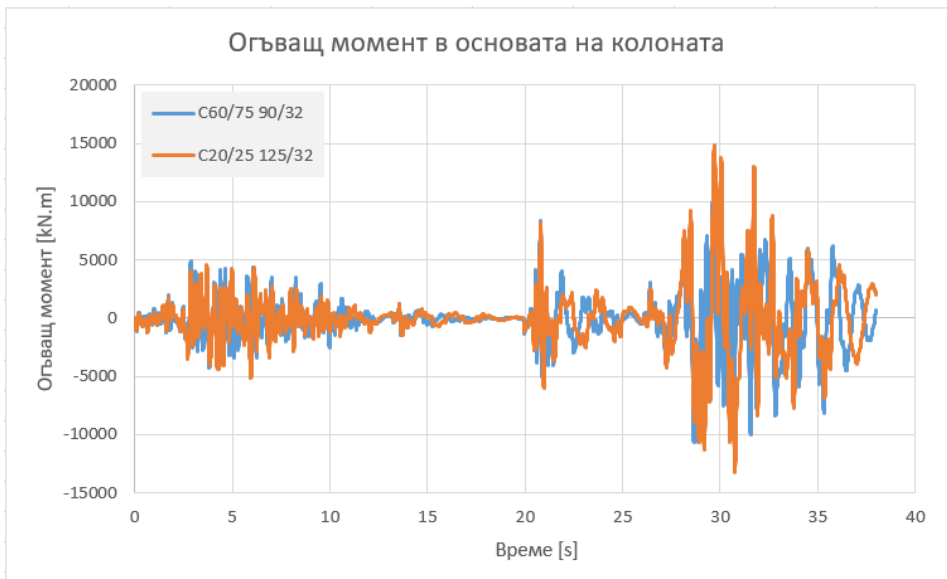
Фиг. 5. Огъващ момент в средата на надлъжната греда

На фиг. 6 е представена историята на осовата сила в колоната при основен модел (със „стар“ бетон) 7500 kN от собствено тегло и 9020 kN от сеизмично въздействие. При модела с „нов“ бетон максималната нормална сила е 5500 kN от собствено тегло и 7000 kN от сеизмично въздействие.



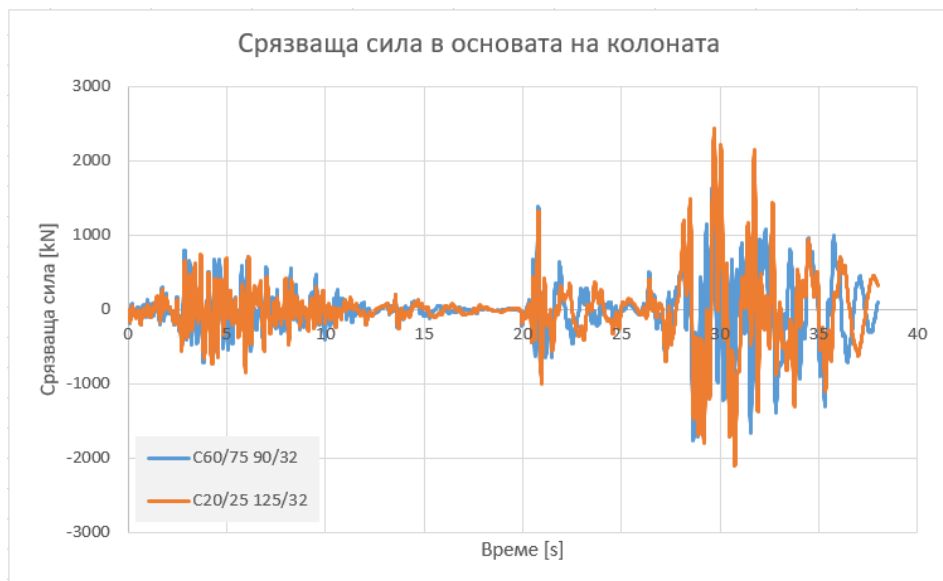
Фиг. 6. Осова сила в колоната

На фиг. 7 е представена историята на огъващите моменти в основата на колоната при основен модел (със „стар“ бетон) 15000 kNm от сеизмично въздействие. При модела с „нов“ бетон максималният огъващ момент е 10050 kNm от сеизмично въздействие.



Фиг. 7. Огъващ момент в основата на колоната

На фиг. 8 е представена историята на срязващата сила в основата на колоната при основен модел (със „стар“ бетон) 2450 kN от сеизмично въздействие. При модела с „нов“ бетон максималната срязваща сила е 1760 kN от сеизмично въздействие.



Фиг. 8. Срязваща сила в основата на колоната

6. Заключение

В настоящата статия е разгледан вариант на заменяне на надлъжните греди на стоманобетонен гредови мост от бетон C20/25 с такива от високоякостен бетон с редуцирано сечение и изпълнени от бетон C60/75. За целите на това изследване е разработен триизмерен модел по крайни елементи (гредови и плочести крайни елементи). Получените резултати показват значително намаляване на сеизмичното реагиране на мостовата конструкция (намалени разрезни усилия). Според авторите една от главните причини за това е намалената маса на връхната конструкция на съоръжението. Друга причина за това са променените динамични характеристики на конструкцията – при модел със „стари“ греди основната собствена форма на трептене по ос X (надлъжно на моста) е с период 1,63 s, докато при модел с „нови“ греди същата форма на трептене е с период 1,22 s. От спектъра на реагиране на входното въздействие (фиг. 3) може да се направи изводът, че реагирането на модела със „стари“ греди ще доведе до по-големи сеизмични ускорения, а оттам и по-големи разрезни усилия в конструкцията.

Благодарности

Настоящото изследване е проведено в рамките на Национална научна програма „Опазване на околната среда и намаляване на риска от неблагоприятни явления и природни бедствия“, одобрена с Решение на Министерския съвет № 577/17.08.2018.

ЛИТЕРАТУРА

1. EN 1992-2 Eurocode 2: Design of concrete structures – Concrete bridges – Design and detailing rules.
2. EN 1998-2 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges.
3. Provisional regulations for the design of concrete and reinforced concrete road bridges and culverts, Sofia, 1973.
4. TG6 Guide to use of High Strength Concrete in Bridge Construction: a state-of-the-art report, The Concrete Society, 2005.
5. ETABS.
6. IAEA TECDOC, Safety significance of a type of near-field seismic input motions, 2005.

INFLUENCE OF THE APPLICATION OF HIGH-STRENGTH CONCRETE FOR SUPERSTRUCTURES OF BRIDGES ON THEIR SEISMIC RESPONSE

A. Iliev¹, D. Stefanov², D. Dimitrov³

Keywords: bridges, seismic, earthquake, high-strength concrete

ABSTRACT

Bridge structures are essential in the road transport network of a country. On the other hand, seismic events can cause partial or total structural damage. Old structures, designed and built according to outdated codes with materials of lower strength characteristics, are particularly vulnerable. The present study considers replacing the class B25 (C20/25) longitudinal concrete girders of an existing seven-span bridge with a total length of 154 m with high-strength concrete girders class C60/75. The reduction of the girder cross-section leads to a reduction in the structural weight, hence the reduction in the seismic forces acting on the structure. The presented alternative can encourage designers to apply high-strength concrete in the design of new bridges and the strengthening of existing bridges, ultimately improving seismic response and reducing seismic risk.

¹ Alexander Iliev, Chief Assist. Prof. Dr. Eng., NIGGG-BAS, Sofia 1113, Acad. G. Bonchev St., bl. 3, e-mail: eng.alexander.iliev@gmail.com

² Dimitar Stefanov, Assoc. Prof. Dr. Eng., NIGGG-BAS, Sofia 1113, Acad. G. Bonchev St., bl. 3, e-mail: dstefanov@geophys.bas.bg

³ Dimitar Dimitrov, Prof. Dr. Eng., NIGGG-BAS, Sofia 1113, Acad. G. Bonchev St., bl. 3, e-mail: dim1959sk@abv.bg