

Получена: 15.09.2017 г.

Приета: 15.11.2017 г.

## ОТНОСНО ВЪЗМОЖНОСТТА ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ИЗНОСВАНЕТО И ДЪЛГОТРАЙНОСТТА НА ЖП МОСТОВЕ В АРЕАЛА НА ГАРА ПОДУЯНЕ

Д. Димов<sup>1</sup>, А. Георгиев<sup>2</sup>, К. Велинов<sup>3</sup>

*Ключови думи:* жп мостове, състояние, износване, дълготрайност

### РЕЗЮМЕ

В статията са представени резултати от проведени обследвания на състоянието и експлоатационната годност на два жп стоманобетонни надлеза в района на гара Подуяне в гр. София, преди въвеждането им в експлоатация през м. март 1995 г. и 22 години по-късно – през м. юли 2017 г.

Въз основа на направените сравнения и анализи за изменението на якостите и карбонизацията на вложените бетони, корозията на армировките и установените повреди, е извършена оценка на степента им на износване и е направен опит за прогнозиране на дълготрайността на тези две мостови съоръжения.

### 1. Въведение

Проблемите с износването и дълготрайността на мостовите съоръжения винаги са били актуални, но през последните две-три десетилетия те добиха изключителна важност. Тази тенденция е обусловена от една страна от значимостта на мостовете като основни инфраструктурни обекти, а от друга от липсата все още на необходимата ни техническа култура, подсилена от недостига на финансови средства за тяхното редовно поддържане.

---

<sup>1</sup> Димитър Димов, проф. д-р инж., кат. „Масивни конструкции“, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: ddimov@eurocode2.bg

<sup>2</sup> Атанас Георгиев, проф. д-р инж., кат. „Масивни конструкции“, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: atanasg@vip.bg

<sup>3</sup> Константин Велинов, д-р инж., e-mail: kvelinov@eurocode2.bg

В периодите на масово строителство преди и след 1990 г., както и понастоящем, на нужното високо ниво се поддържа главно контролът на основната характеристика на надеждността – т.нар. начална безотказност или сигурност. Най-общо това се постига чрез „активен контрол“ за правилно проектиране и качествено изпълнение на строителните конструкции. Далеч по-малко внимание се обръща на тяхната дълготрайност. Контролирането на тази не по-маловажна характеристика на надеждността изисква провеждане на т.нар. „пасивен“ (профилактичен) контрол. Той включва провеждане на регулярни инспекции и периодични обследвания на мостовите конструкции и техните функционални части, чиято главна цел е да се определи степента им на износване. За различните елементи и части износването се изразява чрез: намаляване на якостите на вложените в тях материали; развитието на ерозия, карбонизация и корозия на бетона, армировъчните и конструкционните стомани и на редица други дефекти и повреди.

Количествената характеристика на дълготрайността се определя чрез установяване на изменението на някой от параметрите на началната безотказност (якост, деформируемост и др.) с течение на времето, т.е.:

$$K = \Phi(K_0, t). \quad (1)$$

По експериментален път е доказано, че изменението на началната стойност  $K_0$  с първо приближение е по експоненциален закон от вида:

$$\frac{dK}{dt} = -\lambda K, \quad (2)$$

от което следва

$$K = K_0 e^{-\lambda t} \Leftrightarrow \frac{K}{K_0} = e^{-\lambda t}, \quad (3)$$

където  $\frac{K}{K_0}$  е относителна остатъчна фактическа стойност на съответния параметър на надеждността, а

$\lambda$  е константа, която характеризира скоростта на износването и се определя експериментално. Например:

- За тухлени стени:  $\lambda = 0,003687$  или  $0,3687\%/1\text{год.}$ ;
- За дървени конструкции:  $\lambda = 0,00964$  или  $0,964\%/1\text{год.}$

Тогава степента на износване  $Z$  се получава:

$$Z = 1 - \frac{K}{K_0} = (1 - e^{-\lambda t}) \cdot 100\%. \quad (4)$$

С посочените по-горе стойности на  $\lambda$  за период от 100 години, износването  $Z$  на носещи елементи от двата материала се получава съответно 31% и 62%. Така за всеки меродавен параметър на даден мост може да се определи степента му на износване, а за приета нейна конкретна стойност – съответната продължителност на експлоатация –  $t$ .

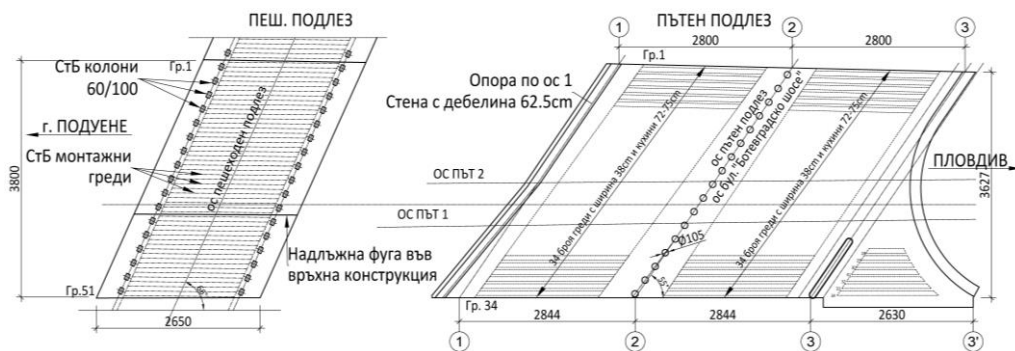
В настоящата статия е направен опит да се установи степента на износване и да се прогнозира дълготрайността на два жп моста при гара Подуяне в София, за които по стечение на обстоятелствата авторите (в качеството си на участници) разполагат с данни от проведени натурни изпитвания при въвеждането им в експлоатация преди 22 години и от сегашни обследвания във връзка с предстоящата реконструкция и модернизация на жп възел София, който се явява част от трансевропейската железопътна мрежа.

## 2. Общи сведения и особености на мостовите съоръжения

### 2.1. Едноотворна конструкция за пешеходен подлез

Съоръжението е строено в периода 1993 – 1994 г. по проект на ИПП „Транс-проект“ на мястото на стар мост. Предвидено е за общо шест коловоза, като до момента са реализирани път 1, път 2 и една южна входна връзка.

Мостът представлява коса (от 73 до 74 град) стоманобетонна едноотворна рамкова конструкция (вж. генералния план на фиг. 1).



Фиг. 1. Генерален план на мостовите съоръжения

Връхната конструкция е с отвор 19,60 m по косотата, с конзолни части по 3,45 m и с широчина 38,00 m. Изпълнена е по сглобяемо-монолитен начин: 51 бр. монтажни греди с височина 120 cm, разположени през 75 cm, монолитна пътна плоча с дебелина 20 cm, монолитни плътни конзолни части и ригели върху колоните (фиг. 2). Опори на моста са колони с напречно сечение 60/100 cm (по 17 бр. за ос 1 и за ос 2), разположени непосредствено пред стените на запазените устои на стария мост (фиг. 2 и 3). Старият устой по ос 1 понастоящем е с функцията на подпорна стена. Фундирането е плоско, като в двата ивични фундамента са вградени частично основите на старите устои.



Фиг. 2



Фиг. 3

Между греди № 33 и № 34 е предвидена надлъжна fuga, която разделя съоръжението на две секции (фиг. 4).

За връхната конструкция е предвиден бетон марка Б40 (клас С28/35 съгласно [1]), а за долното строене – марка Б30 (клас С20/25). Армировъчната стомана е клас А-III (клас В420 съгласно [6]).

Отводняването е решено вътрешно между монтажните греди посредством забетонирани наклонени стоманени тръби, които са изведени вертикално покрай колоните и чрез канавки са заустени в канализацията (фиг. 5).

Върху връхната конструкция е изпълнена изолация с обща дебелина 12 – 15 см (бетон за наклон, битумна хидроизолация, армиран защитен бетон) и баластово легло с дебелина около 50 см.



Фиг. 4



Фиг. 5

## 2.2. Многоотворна конструкция над бул. „Ботевградско шосе”

Това съоръжение също е строено в периода 1993 – 1994 г. по проект на ИПП „Транспроект“.

То представлява сложна пространствена стоманобетонна интегрална (без лагери и фуги) рамкова конструкция, изпълнена изцяло по монолитен начин (фиг. 6 и 7).

Отворите на връхната конструкция са два в северната част и три в южната част на съоръжението (вж. фиг. 1). Това решение е наложено от разнородните комуникационни изисквания. Теоретичните отвори по косотата, която е от 62 до 63 grad, са 2×28,00 m в северната част, в средната зона западния отвор 1-2 се запазва 28 m, а източният 2-3 достига до 39 m. В южната част се оформя триотворна рамка, като отвор 1-2 достига 31,00 m, средният 2-3 е 28,50 m, а дължината на допълнителния източен отвор 3-3' варира от 11,50 m до 27,00 m (по косотата).

Връхната конструкция е без надлъжни дилатационни фуги със средна широчина 37,5 m, но е изпълнявана на тактове (с работни фуги) – фиг. 17. Тя е плътна в зоните при опорите, а в полетата са изпълнени облекчителни кухни (камери), които оформят 34 бр. греди (ребра) в отвори 1-2 и 2-3 и 7 бр. греди между опори 3 и 3'. Гредите са с постоянна широчина 38 – 40 cm, а кухините са с широчина 70 – 75 cm, поради различната косота на двете лица на съоръжението. Височината на връхната конструкция е 140 cm (долна плоча 25 cm, ребра 90 cm, горна плоча 25 cm). В плътната зона по оста на опора 3 е оформена скрита ивична греда с височина от 140 до 160 cm.

Предвидените материали за връхната конструкция са бетон марка Б40 (клас С28/35) и армировка клас АIII.

Фундирането на съоръжението е плоско, а опорите са с различна конфигурация и размери.

За колоните с кръгло напречно сечение при опора 2 е предвиден бетон марка Б45 (клас С30/37), а за останалите опори – бетон марка Б40 (клас С28/35). Армировката е от стомана клас АІІІ (клас В420 съгласно [6]).

Изолациите и настилките на моста са както за едноотворната конструкция (т. 2.1).

Поради голямата площ на връхната конструкция, отводняването ѝ е посредством стоманени тръбни отводнителни, разположени под наклон в надлъжните кухни и вертикални в краищата (до опори 1 и 3'), които отвеждат водите до бетонови улеи под моста (фиг. 6).



Фиг. 6



Фиг. 7

### **3. Резултати от обследванията и БК на вложените материали**

#### **3.1. Едноотворна конструкция за пешеходен подлез**

##### **3.1.1. Първоначално състояние през 1995 г.**

###### **3.1.1.1. Установени дефекти**

- (1) Непочистена надлъжна фуга между Гр. 33 и Гр. 34 на връхната конструкция.
- (2) Недовършени хидроизолационни работи и отводнителни съоръжения, както и пешеходната пасарелка в южната част на подлеза, отделена с фуга от него, на която в периода на изпитванията са изпълнявани кофражните работи.
- (3) Недовършена вертикална планировка – изкопи, подравняване, настилки и пр., на пешеходното трасе на подлеза.

###### **3.1.1.2. Установени якости на бетона**

- (1) Общата средна вероятна якост на натиск на бетона в монтажните главни греди за времето на проведените изпитвания е 41,5 МПа, а характеристикната с обезпеченост 95% – 38,7 МПа.
- (2) Установените по същото време аналогични якости на бетона в колоните са съответно: средна вероятна 30,4 МПа и характеристикна – 24,8 МПа.
- (3) Трябва да се има предвид, че по време на проведените изпитвания бетонът в колоните и гредите е бил на възраст около 1 година.

### 3.1.1.3. Карбонизация на бетона

(1) Подобни изследвания тогава не са извършени, но може да се приеме, че на тази ранна възраст дълбочината на корбонизация е била все още нулева.

### 3.1.1.4. Потенциал за корозия на армировката

(1) Същият извод важи и за този вид диагностика, която все още не е била прилагана у нас.

### 3.1.1.5. Корозия на армировката

(1) По време на изпитванията видима корозия, дори на откритата армировка, не е установена.

## 3.1.2. Сегашно състояние през 2017 г.

### 3.1.2.1. Установени дефекти

(1) Непочистени от кофражни дъски, неводоплътни и със следи от течове и варови извличания от бетона са надлъжните фуги на връхната конструкция: между южната секция и пешеходната пасарелка (фиг. 2), между двете секции (фиг. 8), между северната секция и съседната конструкция (фиг. 9).



Фиг. 8



Фиг. 9

(2) В няколко области от гредите и колоните са установени местни обрушвания, както и повредени и по-тънки бетонни покрития (напр. греда 39 на фиг. 10 и фиг. 11).



Фиг. 10



Фиг. 11

(3) Системата за отводняване също е с локални повреди: незначителни течове на изхода на водосточните тръби от връхната конструкция (фиг. 12) и незаустени вертикални клонове (фиг. 13).



Фиг. 12



Фиг. 13

(4) При обработката на надлъжните фуги на връхната конструкция трябва да се инспектира и недостъпната сега битумна хидроизолация, която след почти 25-годишната експлоатация на съоръжението най-вероятно е износена.

#### **3.1.2.2. Установени якости на бетона [1, 2, 4]**

(1) Общата средна вероятна якост на натиск на бетона в монтажните главни греди при сегашните изпитвания е 55,6 МПа, а характеристикната с обезпеченост 95% – 49,0 МПа.

(2) Установените по същото време аналогични якости на бетона в колоните са съответно: средна вероятна 43,4 МПа и характеристикна – 36,5 МПа.

(3) Трябва да се има предвид, че при настоящите проведени изпитвания бетонът в колоните и гредите е вече на възраст 23 години.

#### **3.1.2.3. Карбонизация на бетона**

(1) Неутрализацията (карбонизацията) на бетона (табл. 3.11 на прил. 3 от [10]) в монтажните греди на връхната конструкция е с дълбочина до 10 mm, а на монолитните части стълбовете до 5 mm.

(2) Както се вижда тя, е по-малка от дебелината на номиналните бетонни покрития и не е необходима тотална репарация, но е препоръчително да се изпълни само външна защита на видимите бетонни повърхности.

#### **3.1.2.4. Потенциал за корозия на армировката [5]**

(1) Изследването на потенциала за корозия (табл. 3.12 на прил. 3 от [10]) показва че понастоящем не съществува повишен риск (вероятност над 90%) за корозия на армировката, което кореспондира с направения в 3.1.2.3 извод, тъй като установената вероятност до 5% е далеч под граничната от 90%.

#### **3.1.2.5. Корозия на армировката**

(1) В местата с недостатъчно бетонно покритие и оголена армировка е установена начална степен на корозия (напр. фиг. 11) и там е необходимо да се изпълни локална репарация и двойна антикорозионна защита – първична и вторична.

## **3.2. Многоотворна конструкция над бул. „Ботевградско шосе”**

### **3.2.1. Първоначално състояние през 1995 г.**

#### **3.2.1.1. Установени дефекти**

(1) Локални зони с наличие на шупли и не добре уплътнен бетон по долната повърхност на връхната конструкция и оголена на някои места долна армировка.

(2) Течове на повърхностни води през някои части на връхната конструкция, поради все още недовършени хидроизолационни работи в крайния южен и северен участък.

(3) Отпуснат, но неотстранен кофраж на връхната конструкция в южния участък между опори 3 и 3'.

(4) Непочистени и липсващи отвори (отдушници) в надлъжните кухни на връхната конструкция.

(5) Неотстранени на места летви за декоративните fugи и ламаринени парчета от кофража

#### **3.2.1.2. Установени якости на бетона**

(1) Общата средна вероятна якост на натиск на бетона в монолитните греди на връхната конструкция за времето на изпитванията е 37,5 МПа, а характеристичната с обезпеченост 95% – 32,1 МПа.

(2) Установените по същото време аналогични якости на бетона в колоните, вградени в стените на опорите (устоите) по оси 1 и 3' са съответно: средна вероятна 42,1 МПа и характеристична – 37,4 МПа.

(3) Установените съответни якости за кръглите колони по ос 2 са: обща средна вероятна 49,4 МПа и характеристична – 42,5 МПа.

(3) И за това съоръжение трябва да се отчете, че по време на проведените изпитвания бетонът в колоните и стените е бил на възраст около 1 година, а на монолитната връхна конструкция – на 5 месеца.

#### **3.2.1.3. Карбонизация на бетона**

(1) Подобни изследвания тогава не са извършени, но може да се приеме че на тази ранна възраст дълбочината на карбонизация е била все още нулева.

#### **3.2.1.4. Потенциал за корозия на армировката**

(1) Същият извод важи и за този вид диагностика, която все още не е била прилагана у нас.

#### **3.2.1.5. Корозия на армировката**

(1) По време на изпитванията видима корозия, дори на открита армировка, не е установена.

### **3.2.2. Сегашно състояние през 2017 г.**

#### **3.2.2.1. Установени дефекти**

(1) Необработена, отворена и тотално водопрпусклива дилатационна fuga между северния край на разглежданата конструкция и съществуващата северна конструкция. Тя е необработена и неуплътнена както на ниво горен ръб връхна конструкция, така и на ниво настилки (фиг. 14 и 15).

(2) Течовете през тази фуга са причина за лошото състояние на гредата (ребро) 1 от връхната конструкция: повредени и паднали бетонни покрития, корозия на напречната и на надлъжната армировка (фиг. 16).



**Фиг. 14**



**Фиг. 15**

(3) Течове са установени и през южната фуга с пешеходната пасарелка (фиг. 18), както и в местата на надлъжните работни фуги, за някои от които са провеждани неуспешни опити за уплътняване по дъното на връхната конструкция (фиг. 17).



**Фиг. 16**



**Фиг. 17**



**Фиг. 18**



**Фиг. 19**

(4) В критичните участъци, около проектните (дилатационни) и работните fugи, надлъжните кухини на връхната конструкция са акумулирали повърхностни води, които се задържат в тях поради непочистени или неизпълнени отдушници – през нарочно направен отвор в кухнята между греди 1 и 2 в отвор 1-2 в продължение на 15 часа изтече около  $4,0 \text{ m}^3$  вода при общ обем на кухнята около  $12,0 \text{ m}^3$ .

(5) Оголена на някои места и/или без необходимо бетонно покритие долна армировка, както и локални зони с наличие на шупли и не добре уплътнен бетон по долната повърхност на връхната конструкция, особено в отвор 3-3' (фиг. 19).

(6) Локални пропуски при уплътняването на бетона, повърхностни каверни и оголени армировки във вертикални елементи: колони К12 и К13 по ос 2 (фиг. 20) и по задната (скритата) повърхност на стената по ос 1 (фиг. 21), както и в основата на стената по ос 3'.



Фиг. 20



Фиг. 21

### 3.2.2.2. Установени якости на бетона [1, 2, 4]

(1) Общата средна вероятна якост на натиск на бетона в монолитната връхна конструкция при сегашните изпитвания е 58,8 МПа, а характеристикната с обезпеченост 95% – 48,5 МПа.

(2) Установените по същото време аналогични якости на бетона в колоните по ос 2 са съответно: средна вероятна 57,3 МПа и характеристикна – 49,4 МПа, докато в стени-те на устоите (вградените в тях колони) те са: средна 49,3 МПа и характеристикна 42,8 МПа.

(3) По време на сега проведените изпитвания бетонът в колоните и стени-те вече също е на възраст 23 години, а във връхната конструкция – на 22 години и 5 месеца.

### 3.2.2.3. Карбонизация на бетона

(1) Неутрализацията (карбонизацията) на бетона (табл. 3.11 на прил. 3 от [10]) в елементите на връхната конструкция е с дълбочина от 5 mm в отвор 1-2 и достига до 15 mm в отвори 2-3 и 3-3', а за стени-те и стоманобетонните колони – до 10 – 15 mm.

(2) Както се вижда, тя все още е по-малка от номиналната дебелина на бетонните покрития и не е необходима тотална репарация, но както при конструкцията за пешехо-ден подлез, и при тази за пътен подлез се препоръчва да се изпълни външна защита на всички видими бетонни повърхности.

### 3.2.2.4. Потенциал за корозия на армировката [5]

(1) Изследването на потенциала за корозия (табл. 3.12 на прил. 3 от [10]) показва, че за колоните, стените и по-голяма част от елементите на връхната конструкция (плочи и ребра на греди) все още не съществува повишен риск (вероятност над 90%) за корозия на армировката с предвидените проектни стойности на бетонните покрития, понеже установените вероятности са около и под 5%.

(2) За някои греди обаче в северната част на отвор 2-3 (Гр. 2, 3 и 4) и в отвор 3-3', с по-малки бетонни покрития, са установени вероятности за корозия до 30% и дори 50%.

(3) Тези по-високи стойности биха могли да се увеличат при по-нататъшната експлоатация и дори да достигнат границата на повишения риск, поради което препоръката на ал. 2 от т. 3.2.2.4 става вече необходимост.

### 3.2.2.5. Корозия на армировката

(1) В местата с недостатъчно бетонно покритие и оголена армировка е установена начална до средна степен на корозия (напр. фиг. 16) и категорично е необходимо да се изпълни репарация и двойна антикорозионна защита – първична и вторична.

## 4. Сравнения и анализи

### 4.1. Сравнение на якостите на бетона, установени в 1995 и 2017 г.

Това сравнение е извършено след привеждане на установените през 1995 г. характеристични якости  $f_{ck}^{1995}$  на основните елементи на двете мостови съоръжения към сегашната им възраст. То е реализирано в следния ред:

(1) Първо са определени началните характеристични якости на бетоните  $f_{ck,0}$  по формулата:

$$f_{ck,0} = \frac{f_{ck}^{1995}}{0,7 \log t}, \quad (5)$$

като е отчетена възрастта, при която са били проведени изпитванията през 1995 г. – вж. забележката към табл. 1, т. 3.1.1.2 и т. 3.2.1.2.

(2) След това тези начални характеристични якости са приведени към съответните възрасти на бетона  $t$  (вж. т. 3.1.2.2 и т. 3.2.2.2) при настоящите изпитвания  $f_{ck,0}^{2017}$ , по формулата:

$$f_{ck,0}^{2017} = 0,7 f_{ck,0} \log t. \quad (6)$$

(3) Така определените приведени характеристични якости  $f_{ck,0}^{2017}$  представят очакваните хипотетични нараствания на якостите на бетона в различните елементи на двата моста, на сегашната им възраст, при идеални условия – без наличие на износване, докато установените сега якости  $f_{ck}^{2017}$  са реалните якости на бетона в същите елементи, с действително проявените им степени на износвания.

**Таблица 1. Сравнение на якостите на бетона, установени в 1995 г. и 2017 г.**

Подобект	Елемент	Проектен клас	$f_{ck}^{1995}$ МПа	$f_{ck,0}$ МПа	$f_{ck,0}^{2017}$ МПа	$f_{ck}^{2017}$ МПа
Констр. за пеш.подлез	Монт. гр.	B35	38,7*	21,6	59,3	49,0
	Колони	B25	27,6*	15,4	42,3	36,5
Констр. за пътен подлез	Вр.кonstr.	B35	35,6**	23,4	64,1	48,5
	Стени		37,4*	20,9	57,4	42,8
	Колони ос 2	B40	42,5*	23,7	65,1	49,4

*Забележка:* Установени през 1995 г. якости, означени с „\*“ са при възраст на бетона 1 година, а с „\*\*“ – на възраст 5 месеца.

#### 4.2. Определяне на износването и прогнозиране на дълготрайността

Резултатите от това изследване са представени в табл. 2, като изчисленията са проведени по методиката, дадена в т. 1, както следва:

(1) Остатъчните стойности на якостите на всеки от видовете елементи са получени от отношението на сегашните им реални характеристични якости  $f_{ck}^{2017}$  към приведените им хипотетични характеристични якости  $f_{ck,0}^{2017}$ ;

(2) Въз основа на остатъчните стойности на якостите, за всеки вид елементи износването  $Z\%$  е определено чрез първата част на израза (4), а именно:

$$Z = 1 - \frac{f_{ck}^{2017}}{f_{ck,0}^{2017}} \cdot 100\% . \quad (7)$$

**Таблица 2. Примерно определяне на константата на износване и на прогнозната дълготрайност**

Елемент	$f_{ck,0}^{2017}$ МПа	$f_{ck}^{2017}$ МПа	Остатъчна стойност на якостта	Износване		Износ за 100 год.	Прогн. експл. срок
				Z %	$\lambda$ %/год.		
<b>Едноотворна конструкция за пешеходен подлез</b>							
Монт.гр.	59,3	49,0	0,826	17,4%	0,867	58%	<b>67 год.</b>
Колони	42,3	36,5	0,863	13,7%	0,670	51,2%	<b>86 год.</b>
<b>Многоотворна конструкция за пътен подлез над „Ботевградско шосе“</b>							
Вр.к-ция	64,1	48,5	0,757	24,3	1,268	71,8%	<b>46 год.</b>
Стени	57,4	42,8	0,746	25,4	1,334	73,6%	<b>44 год.</b>
Кол. ос 2	65,1	49,4	0,759	24,1	1,254	71,5%	<b>46 год.</b>

*Забележка:* Прогнозният експлоатационен срок е определен при износване 44%, което отговаря на изчерпване на коефициента на сигурност, при възможната му най-консервативна допустима стойност в размер на 1,8.

(3) След това чрез елементарна преработка на същия израз (4), за всеки от видовете елементи са определени последователно декраментата  $e^{-\lambda t}$  и константата на износване  $\lambda$  %/година, въз основа на определените вече стойности на износването им, респективно – от остатъчните стойности на техните якости:

$$e^{-\lambda t} = 1 - Z = \frac{f_{ck}^{2017}}{f_{ck,0}^{2017}}, \quad (8)$$

$$\lambda = -\frac{\ln \frac{f_{ck}^{2017}}{f_{ck,0}^{2017}}}{t} \cdot 100\% / \text{година} . \quad (9)$$

(4) С така установените „реални“ константи на износване, по формула (4) е определено възможното износване в % на всеки вид елементи за период от 100 години (за сведение и сравнение), както и вероятната прогнозна дълготрайност – вероятен прогнозен експлоатационен срок в години, съответстващ на изчерпване на заложената проектна сигурност (при износване  $Z = 44\%$ ), чрез израза:

$$t = -\frac{\ln(1-Z)}{\lambda} . \quad (10)$$

## 5. Изводи и заключения

### 5.1. Основни изводи

Въз основа на прегледа и анализа на представените резултати от проведените през 1995 г. и 2017 г. обследвания, безразрушителни изпитвания и диагностики на главните носещи елементи и конструкции на двете мостови съоръжения в ареала на гара Подуяне – за пешеходен и за пътен подлез, могат да се направят следните основни изводи:

(1) Установените през 1995 г. непълни и некачествено изпълнени строителни работи са били сравнително малко на брой и са обхващали предимно функционалните елементи и части на двете съоръжения – непочистени кофражи, неводоплътни фуги, запушени и/или липсващи отдушници и отводнителни тръби, докато по носещите елементи и конструкции са констатирани само единични случаи на повърхностни шупли и каверни (вж. [8 и 9], т. 3.1.1.1 и т. 3.2.1.1).

(2) Проведеният тогава БК на бетона в главните носещи елементи и на двата моста показва, че за времето на проведените изпитвания (възраст 5 месеца за връхната конструкция на пътния подлез и около 1 година за всички други елементи) са били постигнати съответните проектни якости, но със сравнително малко (недостатъчно) превишение (вж. табл. 1). Това е видно и от ниските стойности на началните им якости при стандартната възраст от 28 дни  $f_{ck,0}$ , получени след съответна редукция на установените  $f_{ck}^{1995}$  якости. Важно е да се отбележи, че редукцията е извършена при приети идеални условия на полагане и втвърдяване на бетона, каквито очевидно тогава не са били постигнати.

(3) Поради липсата по същото време на проведени тестове за карбонизацията на бетона и за потенциала му за корозия на армировката, с известен минимален риск е прието, че те са били нулеви.

(4) След проведеното обследване 22 години по-късно през 2017 г. е обобщено, че констатираните първоначални локални и не толкова значителни повреди по отделните елементи и най-вече по функционалните части на двата моста (особено на пътния подлез) видимо са се развили – повсеместни течове през неводоплътните надлъжни фуги, акумулирани повърхностни води в кухините на връхната конструкция и др. (вж. [10], т.т. 3.1.2.1 и 3.2.2.1). Те все още са с несъществено (локално) влияние върху сигурността на съоръженията, но вече редуцират тяхната дълготрайност и своевременно трябва да бъдат отстранени чрез подходящ ремонт и саниране.

(5) Намалването на първоначалните стойности на якостта на бетоните, вложени в отделните видове главни носещи елементи, т.е. износването им за съответните периоди от време (22 години и 5 месеца за връхната конструкция на пътния подлез и 23 години за всички други) е по-малко за елементите на пешеходния подлез (средно около 15,5%), отколкото за пътния (около 25% – вж. табл. 2). Те определят и съответни пропорционални стойности на константите на износване: средно около 0,77%/година за пешеходния и около 1,28%/година за пътния подлез Това е съвсем естествено, предвид значително по тежкия режим на експлоатация на второто съоръжение – непрекъснато интензивно автомобилно движение.

(6) Определените по-горе нива на износване в значителна степен се потвърждават и от установените при настоящите обследвания степени на карбонизация на бетона (дълбочина 5-10mm за пешеходния подлез и 10-15mm за пътния) и потенциали за вероятност за корозия на армировката (вероятност под 5% за пешеходния, а и за някои елементи на пътния, достигаща до 30 – 50%).

(7) Съвсем логично за тези нива и константи на износване (установени за изминалите периоди на експлоатация), са и получените прогнозни стойности на износването за период от 100 години – по-ниски (средно около 55%) за елементите на пешеходния подлез, докато за пътния подлез се очаква те да достигнат до 72 – 73%.

(8) При тези условия, прогнозният експлоатационен срок (при изчерпване на запаса с консервативна стойност 1,8 коефициент на сигурност), без предприемане на мерки за саниране и/или възстановяване на съоръженията, за пешеходния подлез клони към 70 години, докато за всички елементи на пътния подлез се получава около 45 години.

## **5.2. Заключение**

Въз основа на резултатите от проведените през 2017 г. обследвания, както и на базата на допълнителните сравнения и анализи в тази статия, са направени важни практически и методически заключения и препоръки за развитието на техническото състояние и за необходимите мерки за запазване на сигурността и подобряване на дълготрайността на двете мостови съоръжения, както следва:

### **5.2.1. Конкретни практически [8 и 9]**

5.2.1.1. Едноотворната стоманобетонна конструкция за пешеходен подлез е в сравнително добро техническо състояние и вложените в неговите елементи и части бетони и армировъчни стомани отговарят на изискванията на действащите у нас съвременни норми и стандарти. Ето защо считаме, че той може да се използва и в бъдеще по своето предназначение, след като се санират локалните повреди по конструкцията и се

ремонтират или се подменят повредените функционални елементи, които са свързани с дълготрайността на съоръжението. Усилване може да се наложи при съществена промяна на условията на експлоатация, което се доказва с изчислителни проверки.

5.2.1.2. Многоотворната стоманобетонна конструкция за пътен подлез на бул. „Ботевградско шосе“ е общо взето в добро техническо състояние, вложените в неговите елементи и конструкции бетони и армировъчни стомани отговарят на изискванията на съвременните действащи у нас норми и стандарти, поради което считаме, че и той може да се използва в бъдеще по своето предназначение. Макар и локални, повредите по връхната конструкция са комплицирани и трябва да се отстранят чрез прилагането на патентовани системи за репарирание и саниране. Задължителен е ремонтът или подмяната на повредените функционални елементи (фуги, изолации, настилки), както и изпълнението на отдушници на надлъжните кухини на връхната конструкция. Усилване може да се изисква само при съществена промяна на условията на експлоатация на съоръжението, което се доказва с изчислителни проверки

### **5.2.2. Методически**

5.2.2.1. Направените в настоящата статия (вж. т. 4 и т. 5.2) сравнения, анализи и изводи, са получени при възможно най-консервативни условия – без регулярно поддържане (каквато е по-честата практика у нас) и сравнителни анализи само от две отдалечени във времето технически състояния. Ето защо крайните резултати не могат да имат претенции за много добра репрезентативност.

5.2.2.2. За да може достоверно да се предвижда развитието на състоянието и да се прогнозира и дори управлява по-точно дълготрайността поне на по-големите и значими мостови съоръжения, каквито у нас са повечето жп мостове по трансевропейските направления, трябва да се провеждат [7]:

- (1) Периодични натурни обследвания на конструкциите.
- (2) Систематизиране на експерименталните данни за износване на материали, елементи и връзки.
- (3) Проучване на условията на експлоатация.
- (4) Оценка на техническото състояние и прогнозиране на развитието му.
- (5) Изчислителна проверка на носещата способност с отчитане на проявената степен на износване.
- (6) Набелязване на технически мерки и препоръки за възстановяване на дълготрайността и експлоатационната годност.
- (7) Извършване на периодични и основни ремонти.
- (8) Набелязване на технически изисквания за експлоатация.
- (9) Описаната схема на превантивен контрол позволява своевременно да се откриват и отстраняват всички неблагоприятни за нормалната експлоатация на конструкциите фактори, с което се постига по-ефективното им поддържане и увеличаване на дълготрайността им.

## **ЛИТЕРАТУРА**

1. *БДС EN 206-1/NA:2015*. Бетон – Част 1: Спецификация, свойства, производство и съответствие.

2. *БДС EN 12504-2:2005*. Изпитване без разрушаване. Определяне на големината на отскока.

3. БДС EN 13791:2007. Оценяване на якостта на натиск на бетона в конструкции и готови бетонни елементи.
4. БДС EN 13791:2007/NA:2011. Оценяване на якостта на натиск на бетона на място в конструкции и готови бетонни елементи (Национално приложение NA към БДС EN 13791:2007).
5. ASTM C876-99. Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.
6. БДС EN 4758:2008. Стомани за армиране на стоманобетонни конструкции. Заваряеми армировъчни стомани В235 и В420.
7. Димов, Д. Безразрушителни изпитвания на строителни конструкции. Дайрект Сървисиз, София, 2011.
8. Натурни изпитвания на Реконструиран подлез на жп арел Подуене-II етап (едноотворна конструкция). ВИАС-СПП, 1995.
9. Натурни изпитвания на Нов пътен подлез на жп арел Подуене-II етап (многоотворна конструкция). ВИАС-СПП, 1995.
10. Доклад от обследване на подобект Пътен подлез на бул. „Ботевградско шосе“ km 3+576,00. „ВВД Консулт“ ООД, София, 2017.

## **REGARDING THE POSSIBILITY OF DETERMINING THE WEAR AND DURABILITY OF THE RAILWAY BRIDGES IN THE PODUYANE TRAIN STATION AREA**

**D. Dimov<sup>1</sup>, A. Georgiev<sup>2</sup>, K. Velinov<sup>3</sup>**

*Keywords: railway bridges, technical state, rate of wear, durability*

### **ABSTRACT**

The paper presents the results from investigations of the state and serviceability of two railway R/C overpasses in the region of Poduyane Station in Sofia, carried out before putting them into operation in March 1995 and 22 years later – in July 2017.

On the basis of the comparisons and analysis for change of strength and neutralization of concrete, corrosion of reinforcement and established damages carried out, the rate of wear is estimated and a trial for prognosis of durability of these two bridges is made.

---

<sup>1</sup> Dimitar Dimov, Prof. Dr. Eng., Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnski Blvd., Sofia 1046, e-mail: ddimov@eurocode2.bg

<sup>2</sup> Atanas Georgiev, Prof. Dr. Eng., Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnski Blvd., Sofia 1046, e-mail: atanasg@vip.bg

<sup>3</sup> Konstantin Velinov, Dr. Eng., e-mail: kvelinov@eurocode2.bg