

تأثیر عدم قطعیت بر اطمینان پذیری خستگی عرشه پل بتن آرمه تحت شرایط بارهای تنشی

چکیده

تخریب عرشه یک پل بتن آرمه که دچار آسیب ناشی از بار ترافیکی شده است می‌تواند بر دوام، ایمنی و عملکرد سازه تأثیر بگذارد. در مقاله پیش رو، آنچه انجام شده است آنالیز اطمینان‌پذیری روی خستگی وابسته به زمان و بررسی اثر عدم قطعیت بر روی سرویس‌دهی عرشه پل بتن آرمه است. در این تحقیق از یک عرشه پل محافظت شده، با عرض 15 متر استفاده شده است. در این راستا مدل‌های ریاضی ارائه شده است و در موضوع عدم قطعیت‌ها، استقامت سازه و بارهای اعمالی به عنوان اجزای سازه و با استفاده از روش‌های احتمالاتی مورد اصلاح قرار گرفته‌اند. توابع حالت حدی^۱ با استفاده از الگوریتم اطمینان‌پذیری درجه اول ارزیابی شده و کل فرایند نیز با استفاده از یک برنامه مطلب^۲ موسوم به ریزوست دات ام^۳ اجرا شده است. نتایج به دست آمده، بحرانی‌ترین تأثیرات منجر به شکست را بیشتر در منطقه برشی عرشه و در بازه شاخص اطمینان‌پذیری از 6.95 تا 12.38- در مقایسه با منطقه خمشی با شاخص 8.85 تا 10.53- نشان داد.

کلمات کلیدی: خستگی، ترک، اطمینان‌پذیری سازه، عدم قطعیت^۴، بارهای تنش بالا

¹Limit state functions

²MATLAB

³Rayswit.m

⁴uncertainty

1. مقدمه

پل‌هایی که نقش ارتباطی مهمی را در سیستم زیرساخت حمل و نقلی ایفا می‌کنند به شدت در معرض خستگی قرار دارند. خستگی می‌تواند منجر به بروز تهدیداتی برای ساختار ایمنی و در نتیجه خرابی فاجعه‌آمیز گردد. با افزایش بالقوه فرسایش و تردد وسایط نقلیه سنگین، ایمنی عرشه چنین پل‌هایی در چرخه بهره‌برداری پل اهمیت دو چندان پیدا می‌کند [15].

امکان برداشت میدانی برای همه نقاط مشکل دار دلخواه در یک پل وجود ندارد. در این راستا می‌توان از روش المان محدود⁵ (FEM) مبتنی بر آنالیز دینامیک سازه برای فراهم کردن داده‌ها و جزئیاتی در مورد گذشته تنش‌ها و محدوده آنها برای سناریوهای مختلف استفاده نمود. [1].

نه تنها فرسایش عرشه داخلی پل یک مشکل اقتصادی تلقی می‌شود بلکه برای کسانی که از آن برای تردد استفاده می‌کنند خطر محسوب می‌شود. محدوده و شکل فرسایش دارای طیف مختلفی است؛ از آسیب سطحی عرشه گرفته که نمای ناپسندی دارد و سرویس دهی عرشه پل را دچار ضعف میکند تا قله‌کن شدن تکه‌های بزرگ بتن که ضعف کارایی سازه را به ارمغان آورده و برای عموم خطر محسوب می‌شود. بنابراین، نیازمند درک رفتار عرشه پل تحت بار و بهبود فرایند به شکلی مطمئن هستیم و باید برای بهبود قابلیت سرویس دهی عرشه ارزیابی و تحلیل‌های لازم را صورت دهیم که این کار نیازمند ابزاری برای اصلاح یا رفع نواقص عرشه می‌باشد [2].

1.1. تاثیر خستگی بر روی پل

فرسایش و آسیب عرشه پل‌های بتنی که مستقیماً بر اثر بار ترافیک وسایل نقلیه به وجود آمده، بر دوام، ایمنی و عملکرد پل تاثیر می‌گذارد. ممکن است آسیب‌های سازه‌ای افزایش پیدا کنند مثل تغییر شکل در عرشه و ایجاد ترک‌های متعدد که در نهایت باعث کاهش عمر عرشه و ظرفیت حمل بار پل می‌شود.

⁵Finite Element Method

تقریباً اصلاح در مقاومت عرشه پل نسبت به خستگی کار دشواری است زیرا افت مقاومت برشی که بر اثر وجود بارهای مکرر به وجود آمده باید توسط بهبود در مقاومت خمشی جبران شود.

اگرچه در دهه گذشته برنامه های تحقیقاتی بسیاری برای برداشت صحیح از خستگی و جایگزینی یک مدل خستگی مناسب برای پلهای بتنی ارائه شده است، مشخصه های شکست و گسیختگی سازه های بتنی تقویت شده هنوز از به صورت سیستماتیک و بر پایه علمی جواب نداده است [9].

در حال حاضر روش تحلیل خطی المان محدود ارتجاعی به طور عمده برای طراحی عرشه پلهای بتن آرمه استفاده می شود. از آنجا که اثرات بار بر سازه پل تحت تاثیر انواع مختلفی از ترکیبها است، این رویکرد مناسب به نظر می آید. هرچند، چنین به خاطر این تحلیل خطی خطاهایی نیز محتمل است.

1.2. خطای تخمینی

تحلیل و طراحی مهندسی سازه مملو از بی قطعیتی و عدم اطمینان است که بعضی از آن ها بدیهی و بعضی قابل اغماض است. این بی قطعیتی ها را می توان به دو گروه تقسیم کرد که هر دو می تواند در نتیجه دانش اکتسابی یا در نتیجه شانس باشند که منشأ آنها از عوامل زیر است: زمان، محدودیت های آماری، محدودیت های مدل، تنوع در بار و خطاهای انسانی. قوانین طراحی تنش مجاز و طراحی فاکتور مقاومت در برابر بار تابع جنبه های مختلفی از جمله محدودیت آماری، تنوع در بار، زمان و مدلسازی است. موارد دیگر مثل خطاهای انسانی باید توسط روش های کنترل کیفی همچون بازدید و بررسی سازه ای برطرف شوند [14].

هدف اصلی از تحقیق پیش رو، ارائه مدل و برنامه ای است که رفتار عرشه یک پل بتنی را که در معرض چرخه بار ترافیکی سنگین است پیش بینی نماید. در این تحقیق، این کار توسط یک برنامه المان محدود پیشرفته مطلب موسوم به «ریزویت دات ام^۷» انجام می شود. این برنامه اثر خطای تخمینی و بی قطعیتی را بر عملکرد و سطح سرویس پل ارزیابی می نماید.

⁶ Allowable Stress Design

⁷ Rayswit.m

شاخصهای اطمینان‌پذیری برای حالت های حدی سرویس دهی عرشه در شرایط زمانی مختلف مورد محاسبه قرار گرفته‌اند. در مقررات استاندارد یوروکد، نتایج آنالیز اطمینان‌پذیری به عنوان اساس ارزیابی بحرانی مورد استفاده قرار می‌گیرد و سپس این استاندارد در این راستا اصلاحات و توصیه‌هایی را پیشنهاد داده است.

2. مصالح و روش ها

2.1. تخمین پارامترهای اطمینان‌پذیری عرشه پل

المان بار در پل ها بزرگراهی را می توان به چندین گروه تقسیم نمود از جمله بار مرده، بار زنده، (استاتیک و دینامیک)، بارهای محیطی (دما، باد، زمین لرزه، فشار هوا، یخ) و بارهای دیگر (خوردگی، بار ناشی از ترمزگیری). المان های بار، متغیرهای تضادفی محسوب می شوند و تغییرات آنها توسط تابع توزیع تجمعی (CDF) توصیف می‌شود یعنی یک مقدار میانگین و یک ضریب پراکندگی [8]. ابتدایی‌ترین ترکیب بار برای پل های بزرگراهی در مطالعه پیش رو به صورت ترکیب بار مرده، بار زنده و بار دینامیک (بارهای HA و HB) در نظر گرفته شده است.

2.2. مدل پل

مطالعه موردی استفاده شده یک عرشه پل ساده است که از دو دهانه مساوی 15 متری ساخته شده و هر کدام طول 30 متر را پوشش موثر می دهد و موقعیت آن در یک فضای باز است. این پل دارای یک سطح مقطع باز با 7 عدد تیر بتون آرمه طولی از نوع پیش‌ساخته است که با فاصله مساوی 1.7 متر از یکدیگر قرار داده شده‌اند. لبه های بالایی تیرهای طولی پیش ساخته به قطعه دال‌عرشه به عمق 0.2 متر سوار است که خود به یک شمش تخت پیش ساخته با ضخامت 0.05 متر متصل است. قسمت روی سازه از صفحات تکیه گاه به قسمت تحتانی سازه متصل شده است. فونداسیون پل متشکل است از شمع‌های بتون آرمه با دال های بتنی (سرشمع). عرض کل پل 11 متر است. راه ماشین‌رو 7.3 عرض و پیاده راه آن در هر سمت به عرض 1.5 متر است.

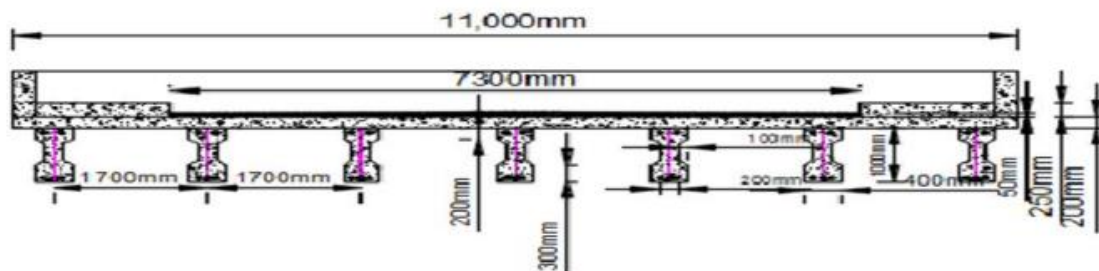
2.3. مصالح ساختمانی

مصالحی که انتخاب شده مطابق با استاندارد اروپایی یوروکد2، بخش 2، بتن کلاس C40/C50، و تقویت آن از نوع فولاد S500 است.

وزن مخصوص بتن $\gamma = 25.0 \text{ KN/m}^3$ است، وزن و خصوص بتن آسفالت برابر با 23.5 KN/m^3 است. وزن دیوار جان پناه 0.5 KN/m است.

2.4. ارزیابی حالت حدی⁸

مقررات طراحی سازه های بتن آرمه در استاندارد یوروکد 2، تابع فاکتورهای ایمنی در راستای برطرف سازی عدم قطعیت⁹ است. هرچند، موثرترین راه برای برطرف کردن این ابهامات و بی قطعیتی ها در تحلیل سازه، استفاده از روش اطمینان پذیری است [12].



شکل 1. نمایی از سطح مقطع عرشه پل

تکنیک آنالیز مبتنی بر اطمینان پذیری یک فرایند احتمالات محور است و برای جایی استفاده می شود که بارها و استقامت مصالح ساختمانی و سطح مقطع ها همگی توسط توزیع های شناخته شده و بدیهی و بر حسب نوع توزیع و انحراف متوسط و انحراف معیار آنها نمایش داده می شود [11]. در این مقاله از آنالیز اطمینان پذیری برای آزمون تاثیر عدم قطعیت ها در طراحی سازه ها به کار برده می شود.

⁸ Limit State Evaluation

⁹ uncertainties

در این مقاله، افت میزان ظرفیت یک قطعه در بتن آرمه سازه که ناشی از برش و خمش باشد، لحاظ و توابع حالت حدی نیز ارائه شده است. توابع حالت حدی زیر با استفاده از روش اطمینان‌پذیری درجه اول¹⁰ مورد ارزیابی قرار گرفته است؛

گشتاور بار مرده (بار دائمی و ثابت) ساختمان:

$$M_{dl} = \frac{G_k l^2}{8} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} M_{dl} &= 0.125[(0.25 \times 1 \times 25\phi_c) \\ &\quad + (0.04 \times 1 \times 23.5\phi_{asph})] \times 1.7^2 \\ &= 2.26\phi_c + 0.34\phi_{asph} \end{aligned} \quad (2)$$

گشتاور¹¹ بار زنده، M_{ll} ، به ازای هر متر عرض دال برابر است با:

$$M_{ll} = \alpha_Q \left(\frac{Q_k l}{32} \right) + \alpha_q \left(\frac{q_k l^2}{8} \right) = 8.98\phi_{Qk} \quad (3)$$

گشتاور کل اعمال شده:

$$M_{Ed} = M_{dl} + M_{ll} \quad (4)$$

$$M_{dl} = 2.26\phi_c + 0.34\phi_{asph} + 8.98\phi_{Qk} \quad (5)$$

ظرفیت طراحی دال بر اساس استاندارد یورو کد:

$$\phi_R A_s f_{yd} \left(d - \left(\frac{A_s f_{yd}}{2b f_{cd}} \right) \right) \quad (6)$$

بنابراین، معادله حالت حدی به صورت زیر است:

$$\begin{aligned} G(x_1) &= \phi_R A_s f_{yd} \left(d - \left(\frac{A_s f_{yd}}{2b f_{cd}} \right) \right) \\ &\quad - (2.26\phi_c + 0.34\phi_{asph} \\ &\quad + 8.98\phi_{Qk}) \end{aligned} \quad (7)$$

¹⁰ first order reliability method

¹¹ Moment [گشتاور در توابع احتمالاتی؛ منبع ویکی‌پدیا م.]

2.5. تابع حالت حدی برش در تیر داخلی

برش ناشی از بار مرده به صورت زیر خواهد بود:

$$\begin{aligned} V_{dl} &= \frac{G_k l}{2} = 0.5(14.25\phi_c + 0.94\phi_{asph})15 \\ &= 107\phi_c + 14.1\phi_{asph} \end{aligned} \quad (8)$$

برای به دست آوردن برش بحرانی ناشی از بار زنده، LM1 (بار مدل 1، طبق استاندارد یوروکد) با بار نقطه ای نشان داده شده در شکل 2 جایگزین می شود.

برش بحرانی برای بار زنده، V_u ، به صورت زیر خواهد بود:

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{Q_k(2L - 2)}{L} + \frac{Q_k L}{2} = V_u \\ &= \left(\frac{150(2 \times 15 - 2)}{15} \right. \\ &\quad \left. + \frac{15.3 \times 15}{2} \right) \phi_Q = 394.8\phi_Q \end{aligned} \quad (9)$$

تنش برش اعمالی، V_{Ed} ، به صورت زیر خواهد بود:

$$\begin{aligned} V_{(Ed)} &= [(V_{dl} + V_u)/bd] = V_{(Ed)} \\ &= ((107\phi_c + 14.1\phi_{asph} \\ &\quad + 394.8\phi_Q) \\ &\quad /bd) \end{aligned} \quad (10)$$

بنابراین، تابع حالت حدی به صورت زیر در خواهد آمد:

$$G(x_2) = 0.138f_{ck} (1 - f_{ck}/250) - [(107\phi_c + 14.1\phi_{asph} + 394.8\phi_Q)/bd] \quad (11)$$

تابع حالت حدی برای خمش در تیر داخلی؛ گشتاور برابند به خاطر بار مرده عبارت است از:

$$\begin{aligned} M_{dl} &= G_k l^2 / 8 \\ &= 0.125 \times [15]^2 (14.25\phi_c \\ &\quad + 0.94\phi_{asph}) \\ &= 401\phi_c + 26.4\phi_{asph} \end{aligned} \quad (12)$$

گشتاور برابند بر اثر بار زنده عبارت است از:

$$M_{ll} = [M_{Qk} + M_{qk}] \quad (13)$$

$$M_{qk} = \left(\frac{\alpha_{qk}(1.7 \times q_k)L^2}{8} \right) = 0.125 \times 0.8 \times 15.3 \times \\ = 344.3 \text{ } \varnothing_Q \quad (14)$$

برای به دست آوردن M_{Qk} از LM1، ماکزیموم گشتاور خمش در سطح مقطعی اتفاق می‌افتد که روی آن یک یا دو محور دویل به کار رفته باشد اما این محور/محورها در فاصله ای از نقطه میانی تیر قرار دارد که آن فاصله مساوی با نصف فاصله بین محور مذکور و برابند بارهای در حال حرکت باشد. برای مشاهده این موضوع به شکل 3 رجوع نمایید:

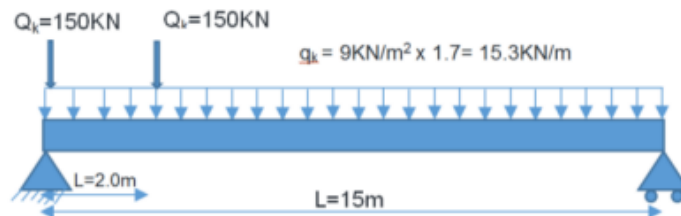


Figure 2: Arrangement of LM1 for critical shear

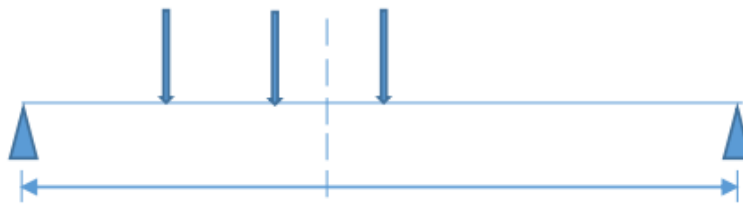


Figure 3: Arrangement of point of maximum bending of LM1

بنابراین، ماکزیموم گشتاور خمش بر روی تیر در مقطع اتفاق می‌افتد که به صورت زیر نمایش داده می‌شود:

$$M_{max} = M_{(s)} = \frac{R}{4} \left[l - 2 \times C + \frac{C^2}{L} \right] \quad (15)$$

بنابراین با به کار بردن برابند هر دو محورهای دویل متناظر با خط میانی، یک گشتاور خمش ثابت بین بارهای متمرکز به صورت زیر دست می‌آوریم:

$$M_{max} = R/4 (L - 2C), \text{ For LM1 } C = 1.2/2 = 0.6m \text{ and } L = 15m \quad (16)$$

در این جا $R = (Q_k + Q_k) = 150 + 150 = 300KN$ است. بنابراین داریم:

$$\begin{aligned} M_{max} &= \frac{\alpha_{Qk}}{4} R(L - 2C) \\ &= \left(\frac{0.8 \times 300}{4} (15 - \frac{2 \times 1.2}{2}) \right) \phi_Q \\ &= M_{Qk} = 828 \phi_Q \end{aligned} \quad (17)$$

$$\begin{aligned} M_{LL} &= M_{qk} + M_{Qk} = (344.3 + 828) \phi_Q \\ &= 1172.3 \phi_Q \end{aligned} \quad (18)$$

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= M_{dl} + M_{LL} \\ &= 401 \phi_c + 26.4 \phi_{asph} \\ &\quad + 1172.3 \phi_Q \end{aligned} \quad (19)$$

پس تابع حالت حدی به صورت زیر خواهد بود:

$$\begin{aligned} G(x_3) &= A_{st} f_{yk} \left(d - \frac{A_{st} f_{yk}}{2b f_{ck}} \right) \phi_R \\ &\quad - (401 \phi_c + 26.4 \phi_{asph} \\ &\quad + 1172.3 \phi_Q) \end{aligned} \quad (20)$$

در معادلات بالا، $G(x_1)$ ، معادله ای برای حالت شکست یک تحت خمش در دال عرشه است. $G(x_2)$ معادله ای برای حالت شکست دو تحت برش در تیر عرشه است. $G(x_3)$ معادله ای برای حالت شکست سه تحت خمش در تیر عرشه است.

ϕ_R ، عدم قطعیت مدل به خاطر استقامت است. ϕ_c عدم قطعیت مدل برای بتن است، ϕ_{asph} عدم قطعیت مدل برای آسفالت است، ϕ_Q عدم قطعیت مدل ناشی از بار ترافیکی است و f_{yk} استقامت فولاد است. A_{st} محدوده تقویت فولاد است، f_{ck} استقامت بتن است، b عرض مقطع و d عمق موثر است.

ϕ_R

2.6. فرایند آنالیز کامپیوتری

برنامه مطلب ریزویت ام. با استفاده از الگوریتم اطمینان‌پذیری درجه اول برای عرشه پل RC پشتیبانی شده برنامه نویسی شده است (که قابل مشاهده در شکل های 4 و 5 است). این برنامه برای ارزیابی توابع حالت حدی (معادلات 7، 11 و 20) و احتمالات شکست و بررسی شاخص های ایمنی تحت مودهای شکست ناشی از خستگی استفاده شده است. در این مودها خمش و برش مطابق با مشخصه های استاندارد یوروکد و تحت تاثیر شرایط مختلف زیر ثبت شده اند:

1. عمق های مختلف دال عرشه (بتن و آسفالت) (200 تا 300 میلی متر)
2. ضریب تغییرات^{۱۲} بر حسب عدم قطعیت مدل بار ترافیکی تحت شرایط خمش دال (5٪ تا 20٪)
3. تغییر در عمق تیر بر حسب برش (1 تا 1.2 متر)
4. ضریب تغییرات بر حسب برش تیر در استقامت بتن (5٪ تا 20٪)
5. ضریب تغییرات بر حسب عدم قطعیت مدل استقامت تحت شرایط خمش تیر (5٪ تا 20٪)

Table 1. Generation of Stochastic Parameter for the Limit State Function in the program

S/No	Design Variables	Notation	Unit	Distribution Model	Mean and COV
1	Resistance Model Uncertainty	Φ_R	-	Normal	(1.0 ; 0.05)
2	Concrete Load Model Uncertainty	Φ_c	-	Normal	(1.0 ; 0.05)
3	Asphalt Load Model Uncertainty	Φ_{asph}	-	Normal	(1.0 ; 0.05)
4	Traffic Load Model Uncertainty	Φ_Q	-	Normal	(1.0 ; 0.05)
5	Concrete Compressive Strength	f_{cd}	N/mm ²	Lognormal	(30 ; 0.05)
6	Steel Strength	f_{yd}	N/mm ²	Lognormal	(500 ; 0.05)
7	Area of Steel	A_s	mm ²	Nominal	
8	Width of Slab	b	Mm	Normal	(1000 ; 0.05)
9	In-situ Slab Thickness	h	Mm	Normal	(250 ; 0.05)
10	Effective Depth	d	Mm	Normal	(219 ; 0.05)
11	Width of Beam	b	Mm	Normal	(400 ; 0.05)
12	Beam Height	h	Mm	Normal	(1000 ; 0.05)
13	Effective Depth	d	Mm	Normal	(937 ; 0.05)

¹²coefficient of variation

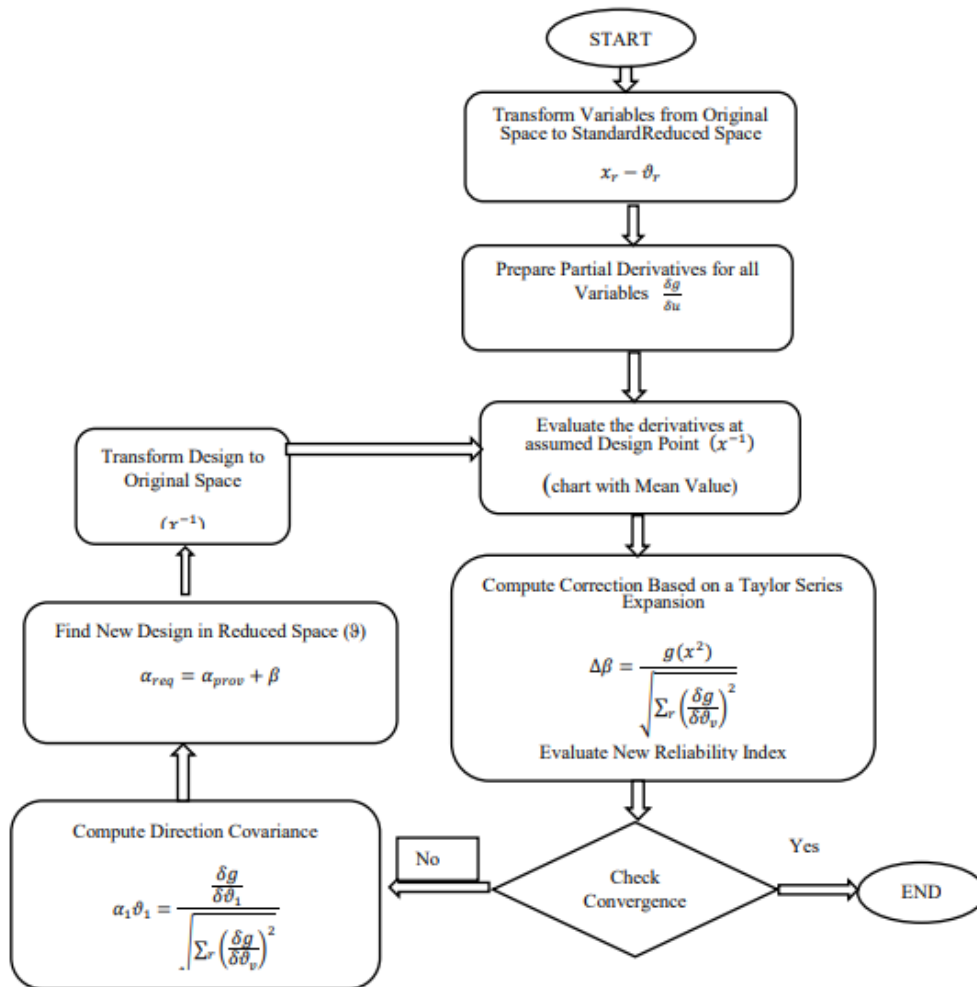


Figure 4: Flow Chart for MATLAB Implementation of the FORM

در مقاله پیش رو، از آنالیز اطمینان‌پذیری استفاده می‌گردد تا تاثیر عدم قطعیت بر رفتار خستگی در عرشه پل های بتن آرمه بررسی شود. روش اطمینان‌پذیری درجه اول برای ارزیابی استفاده شد و شاخص های ایمنی نیز با استفاده از استراتژی گسسته‌سازی زمانی^{۱۳} تولید شدند. این استراتژی با استفاده از برنامه ریزیت ام. مطلب و برای تنش با باری در محدوده 2 الی 10 چرخه در هر دقیقه اجرا شد. نتایج در زیر مورد بحث قرار داده شده است.

¹³ time discretization strategy

3. نتایج و مباحثات

3.1. اثر ضریب تغییرات حاصل از عدم قطعیت در مدل بار ترافیکی

شکل های 6 و 7، رابطه بین شاخص ایمنی و چرخه تنش برای شناریوهای عدم قطعیت در بار ترافیکی مختلف را برای یک دال عرشه پل که تحت تاثیر خمش است نشان می دهند. بعد از آنکه گشتاور سازه به روی ترافیک بار شد، شاخص ایمنی (که مقیاس احتمالاتی برای ظرفیت سازه است) از محدوده 8.56 تا 5.59 به محدوده 1.26 تا 6.04- در چرخه های 2، 4، 6 و 8 چرخه/دقیقه برای یک دوره زمانی 10، 15، 20 و 30 سال به ترتیب با کواریانس 5٪ افت پیدا می کند. همچنین بعد از 2 چرخه/دقیقه و 10 چرخه/دقیقه برای یک بازه زمانی 10 و 30 سال شاخص اطمینان پذیری ترافیک از 8.56 تا 7.5- افت نمود. در این تحقیق، ضرایب تغییرات 5٪، 10٪ و 20٪ به ترتیب نشان دهنده مقیاس های کنترلی عالی، میانگین و ضعیف را نشان می دهند و تاثیرات آنها بر شاخص ایمنی نیز ملاحظه گردید. افزایش در زمان بروز خستگی منجر به کاهش در ظرفیت سازه ای دال عرشه در استقامت در برابر بارهای موجود می گردد.

3.2. تاثیر تغییرات در عمق دال عرشه بر روی شاخص ایمنی بر حسب چرخه تنش تحت شرایط خمش

شکل های 8 الی 10، رابطه بین شاخص ایمنی و چرخه تنش را برای چندین عمق مختلف دال عرشه تحت شرایط خمش را نشان می دهند. در 10 سال و 10 چرخه تنش در دقیقه، سطح مقطع ایمن بود و مقادیر شاخص ایمنی مثبت بودند اما بعد از 20 سال بار ترافیکی و بالاتر، اطمینان پذیری کاهش را در محدوده شاخص ایمنی از مقدار 4.92- تا 9.98، 1.09- تا 2.67- و 1.26 الی 2.67- برای عمق های 150، 200 و 250 میلیمتری دال عرشه در 6 تنش، برای 20 تا 30 سال بار ترافیکی نشان داد.

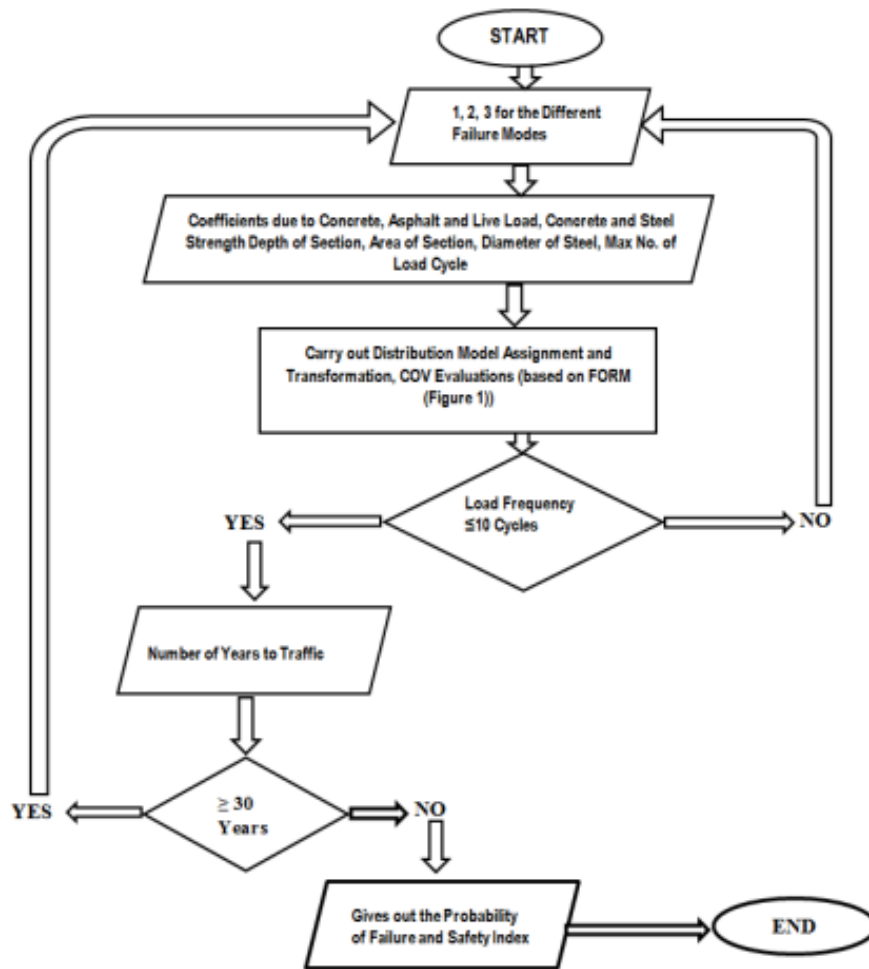


Figure 5: Flow Chart for generating safety index

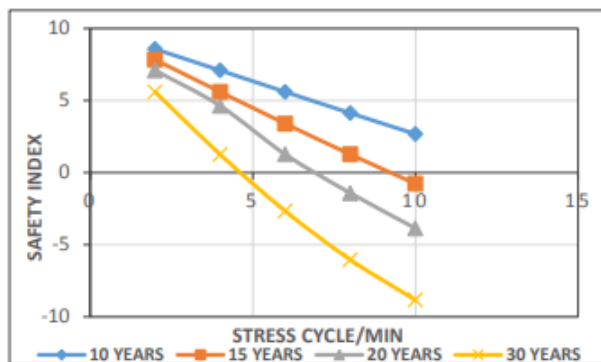


Figure 6. Slab Flexure Safety Index Vs Stress Cycle/min at 5% Traffic Load Covariance

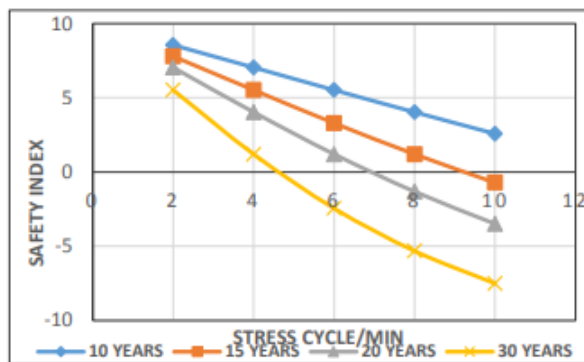


Figure 7. Slab Flexure Safety Index Vs Stress Cycle/min at 10% Traffic Load Covariance.

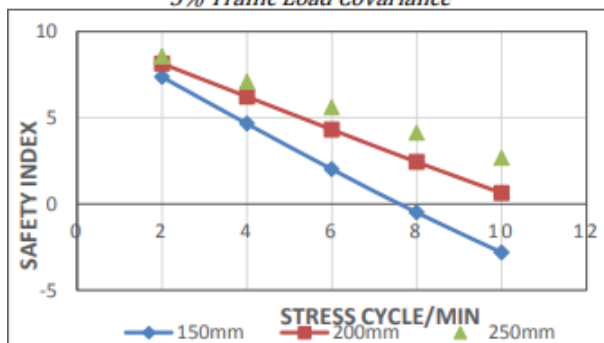


Figure 8. Flexure Safety Index Vs Stress Cycle/min at 10 years for Various Slab Depths

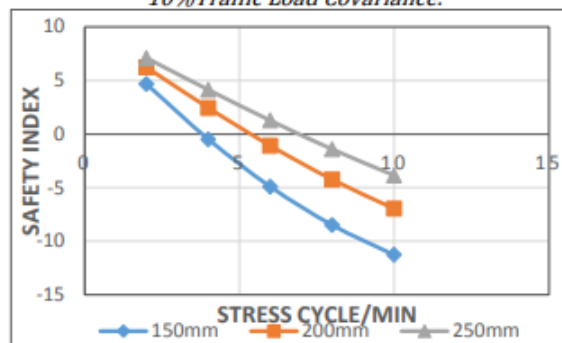


Figure 9. Flexure Safety Index Vs Stress Cycle/min at 20 years for Various Slab Depths

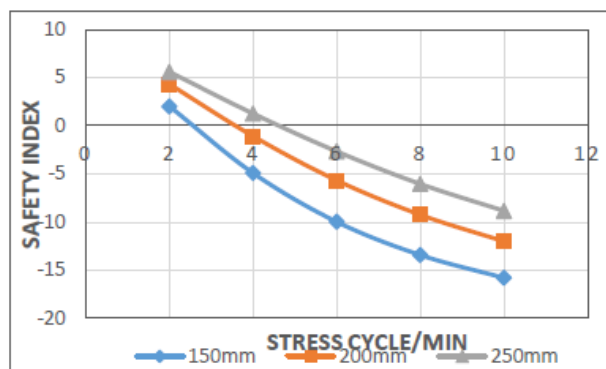


Figure 10. Flexure Safety Index Vs Stress Cycle/min at 30 years for Various Slab Depths

3.3. تاثیر تغییر عمق تیر بر شاخص ایمنی بر حسب چرخه تنش تحت شرایط تنش برشی

در شکل های 11 و 12 تغییر در اطمینان پذیری برشی تیر به همراه عمق های سطح مقطع نشان داده شده است. با افزایش چرخه تنش، اطمینان پذیری کاهش غیرخطی نشان داده است. در سطح تنش 6 چرخه/دقیقه، شاخص های

اطمینان‌پذیری به ترتیب 3.22، 3.92، 4.49 بعد از 10 سال و 6.35، 5.10 و 4.49- بعد از 30 سال در عمق های 1000، 1100 و 1200 میلی متر است. بنابراین، واضح استهر چه سطح مقطع بزرگ تر باشد، مقاومت گشتاور به خستگی بعد از 30 سال است و شکست گشتاور بعد از 6 چرخه/دقیقه نشان دهنده آن است که عرشه به بیشترین عمر خستگی خود رسیده است.

3.4. اثر عدم قطعیت استقامت بتن بر روی شاخصایمینی بر حسب چرخه تنش

شکل‌های 13 و 14 تغییرات اطمینان‌پذیری تیر و چرخه تنش را بر حسب ضریب تغییرات عدم قطعیت در استقامت بتن نشان می دهد. در کواریانس استقامت 5٪، مقدار ضریب اطمینان‌پذیری در تیر عرشه تحت شرایط برش به ترتیب 3.22، 1.38، 0.49 و 0.37- در 2، 4، 6 و 10 چرخه/دقیقه بعد از 30، 20، 15 و 10 سال ترافیک عبوری بود. بنابراین از نقشه ها کاملا مشهود است که علاوه بر خستگی، ضریب تغییرات استقامت بتن اثر چشمگیری بر روی ایمنی گشتاور بتن آرمه دارد. این اثر عدم قطعیت به شکل ضریب تغییرات می تواند تنها زمانی قابل ثبت است که روش بررسی اطمینان‌پذیریاستفاده شده برای آنالیز و طراحی بر اساس مقررات جاری استاندارد یورو 2 که قطعی و محافظه کارانه است اجرا شده باشد.

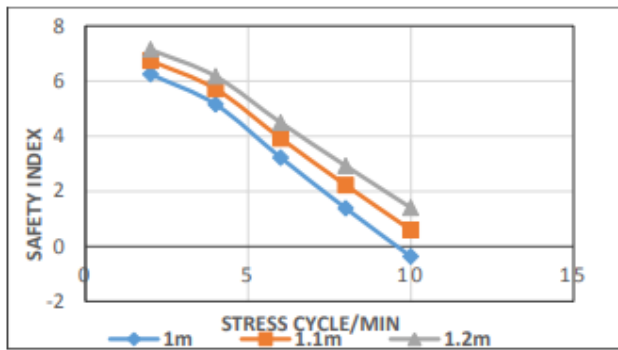


Figure 11. Shear Safety Index Vs Stress Cycle/min at 10 years for Various Beam Depths

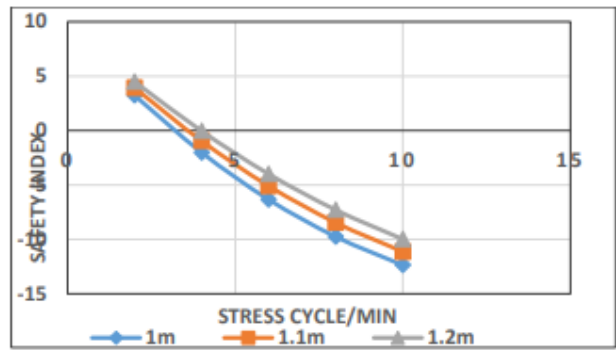


Figure 12. Shear Safety Index Vs Stress Cycle/min at 30 year for Various Beam Depths

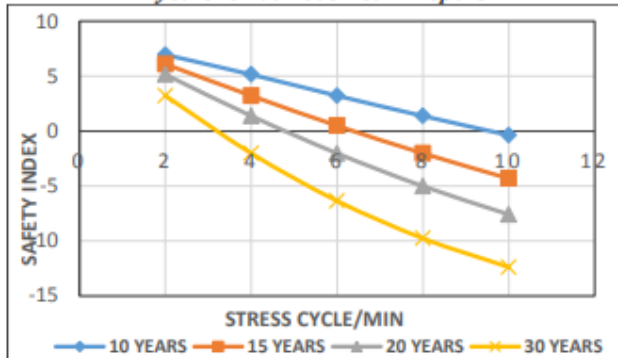


Figure 13. Shear Safety Index Vs Stress Cycle/min at 5% Concrete Strength Covariance

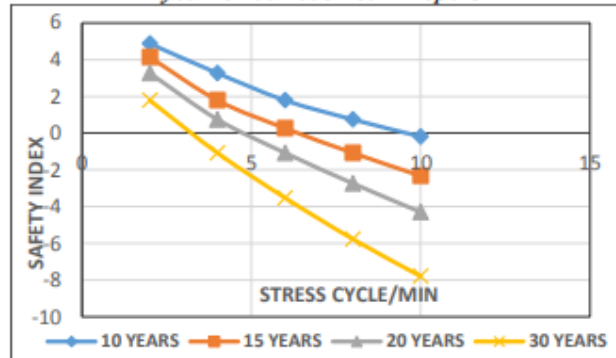


Figure 14. Safety Index Vs Stress Cycle/min at 20% Concrete Strength Covariance

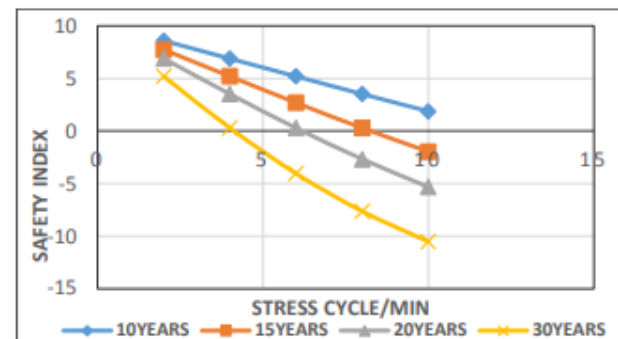


Figure 15. Flexure Safety Index Vs Stress Cycle/min at 5% Beam Strength Covariance

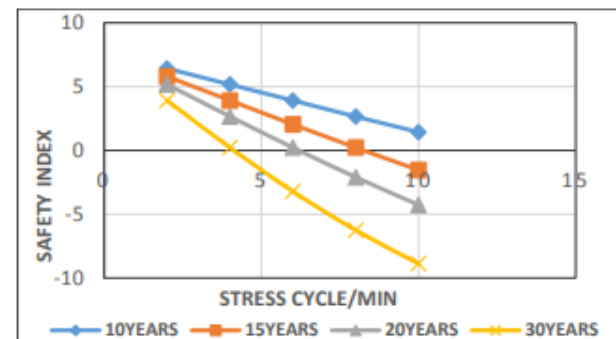


Figure 16. Flexure Safety Index Vs Stress Cycle/min at 10% Beam Strength Covariance

3.5. اثر عدم قطعیت مدل استقامت بر شاخص ایمنی بر حسب چرخه تنش تحت شرایط خمش

شکل 15 و شکل 16 تغییرات شاخص اطمینان‌پذیری و چرخه تنش را با عنایت به عدم قطعیت مدل استقامت تیر نشان می‌دهند. با افزایش کوواریانس استقامت تا 10٪، ضریب ایمنی از 5.19٪ (در کوواریانس 5٪) به عدد 3.91 (در کوواریانس 10٪) بعد از 2 چرخه/دقیقه و 30 سال ترافیک عبوری افت پیدا می‌کند. هرچند، اختلاف بیشتر در مقدار

شاخص ایمنی نشان واضحی از زمان محور بودن تاثیر خستگی بر سازه بتن آرمه است. وقتی خستگی شروع می‌شود، ظرفیت حمل بار کل سازه فوقانی پل با گذشت زمان تحت تنش از بین می‌رود و در نتیجه منتهی به آسیب جانی و مالی می‌شود. بنابراین، به موضوع خستگی در بتن آرمه باید توجه جدی شود به ویژه وقتی سازه در منطقه ای با حجم ترافیک عبوری بالا قرار داشته باشد.

4. نتیجه‌گیری و توصیه ها

در این مقاله، روش احتمالاتی برای ارزیابی اثرات عدم قطعیت در رفتار خستگی عرشه یک پل بتن آرمه مورد ارزیابی قرار داده شد. مدل ریاضی برای کاهش ظرفیت و تابع حالت حدی آن بر اساس توصیه های استاندارد اروپایی یوروکد ارائه شد. توابع حالت حدی با استفاده از الگوریتم های درجه اول ارزیابی شد. کل فرایند با استفاده از یک برنامه تحت مطلب موسوم به ریزویت ام اجرا شد. نتایج زیر حاصل شد:

1. شکست ناشی از برش در تیر عرشه بحرانی ترین بخش بود زیرا در شرایط برش، پایین ترین بازه برای شاخص اطمینان پذیری 6.95 در 2 چرخه/دقیقه تا 12.38- در 10 چرخه/دقیقه بعد از 10 و 30 سال بار ترافیکی به دست آمد اما برای شرایط خمش، اعداد در بازه 8.58 در 2 چرخه/دقیقه تا 10.53- در 10 چرخه/دقیقه به دست آمد.
2. به روشنی ثابت گردید که شکست سازه فوقانی پل بتن آرمه بر اثر خستگی، مسئله بسیار مهمی از نظر دوام سازه است و بنابراین نباید مورد اغماض قرار داده شود.
3. وجود عدم قطعیت، وضعیت را به خاطر طبیعت غیر قابل پیش بینی بارهای ترافیکی و پارامترهای طراحی دخیل در تعریف استقامت سازه، بدتر می‌کند.
بنابراین توصیه های زیر قابل ارائه هستند:

1. از آنجا که ترکها در قطعات بتن آرمه منجر به تخریب/شکست مقطع می‌شود، مثل قلوه کن شدن سطح مقطع، باید کنترل کیفیت مناسب و بازرسی های مناسب سرویس دهی پل به درستی انجام شود. تحقیقات ثابت کرده است

که استفاده از صفحه های پلیمری یا تقویت الیافی در مقطع بتنی می تواند در پیشگیری از خوردگی ترک ها و افزایش استقامت برحسب نسبت وزنی مقطع سازه مفید است.

2. به جهت حفظ فرضیات احتیاطی مناسب در انجام آنالیزهای پیچیده، استفاده از تکنیک ارائه شده در این مقاله می تواند بعضی اوقات دشوار باشد، برای مثال در زمان لزوم به صرف نظر کردن از المان های سازه ای، این تکنیک همیشه نمی تواند احتیاط آمیز باشد.

3. روشهای مبتنی بر اطمینان پذیری در طراحی سازه های بتن آرمه در معرض خستگی، باید بر اساس معیارهای استاندارد یوروکد 2 باشند تا عدم قطعیت های موجود در پارامترهای طراحی سازه اصلاح شود، از این رو در استاندارد کنونی از روش مدل قطعی برای ایمنی نسبی استفاده می شود.

5. REFERENCES

- [1] Blejwas T. E., Feng C. C., Ayre R. S. Dynamic interaction of moving vehicles and structures. *J Sound Vib*, 67:513-21, 1979.
- [2] David Ferrand. Reliability analysis of a reinforced concrete deck slab supported on steel girders. Materials. *University of Michigan*. English 2005.<tel-00474728.
- [3] Eurocode 0: Eurocode-basis of structural design. Brussels: CEN., 2006.
- [4] Eurocode 1: Actions on structures – part 2: *Traffic loads on bridges*. Brussels: CEN, 2006.
- [5] Eurocode 2: Design of reinforced concrete structures– Part 1-1: *General rules and rules for buildings*. Brussels: CEN, 2008.
- [6] Fang I. K., Worley J. A, Burns N. H, Klinger R. E. Behavior of isotropic reinforced concrete bridge decks on steel girders. *Journal of Structural Engineering*, 116(3):659-78, 1990.
- [7] Fredrik D. Shear force design of reinforced concrete bridge decks. Design choices and their influence on the final design. *Chalmers University of Technology SE-412 96 Göteborg Sweden.*, 2014.
- [8] Handbook 4., "Design of Bridges" Guide to basis of bridge design related to Eurocode, *Leonardo Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007*, 2005.
- [9] Jongsung S., Hongseob O, Structural behavior of strengthened bridge deck specimens under fatigue loading. *Journal of Engineering Structures* 26. pp 2219-2230, 2004.
- [10] Le Rose C. The collapse of the silver bridge. *West Virginia Hist. Soc Quart*, XV (4), 2001.
- [11] Melchers R. E., "Structural reliability analysis and prediction", 2nd edition. John Wiley, Chichester, 1999.
- [12] Melchers R. E, "Assessment of existing structures- approaches and research needs" *Journal of Structural Engineering*, 127(4), 406-411, 2001.
- [13] Schla "fli M, Bru "hwiler E. Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs. *Journal of Engineering Structures*, 20 (11): 991-8. 1998.
- [14] William M. B., Uncertainty in structural engineering. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*. ASCE. 2008.
- [15] Zhang W., Yuan H..Corrosion fatigue effects on life estimation of deteriorated bridges under vehicle impacts. *Journal of Engineering Structures*, 71. pp 128-136, 2014.