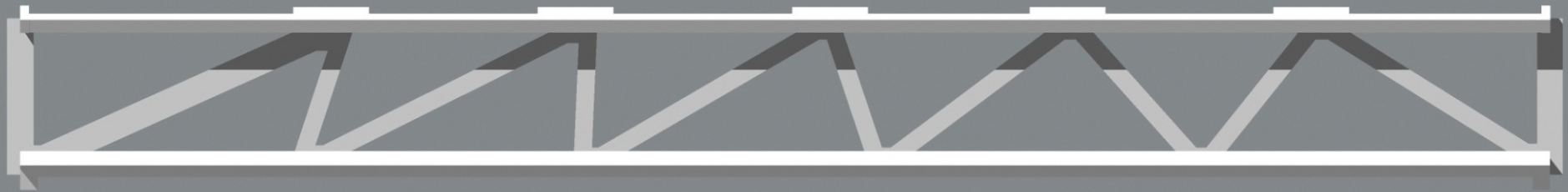


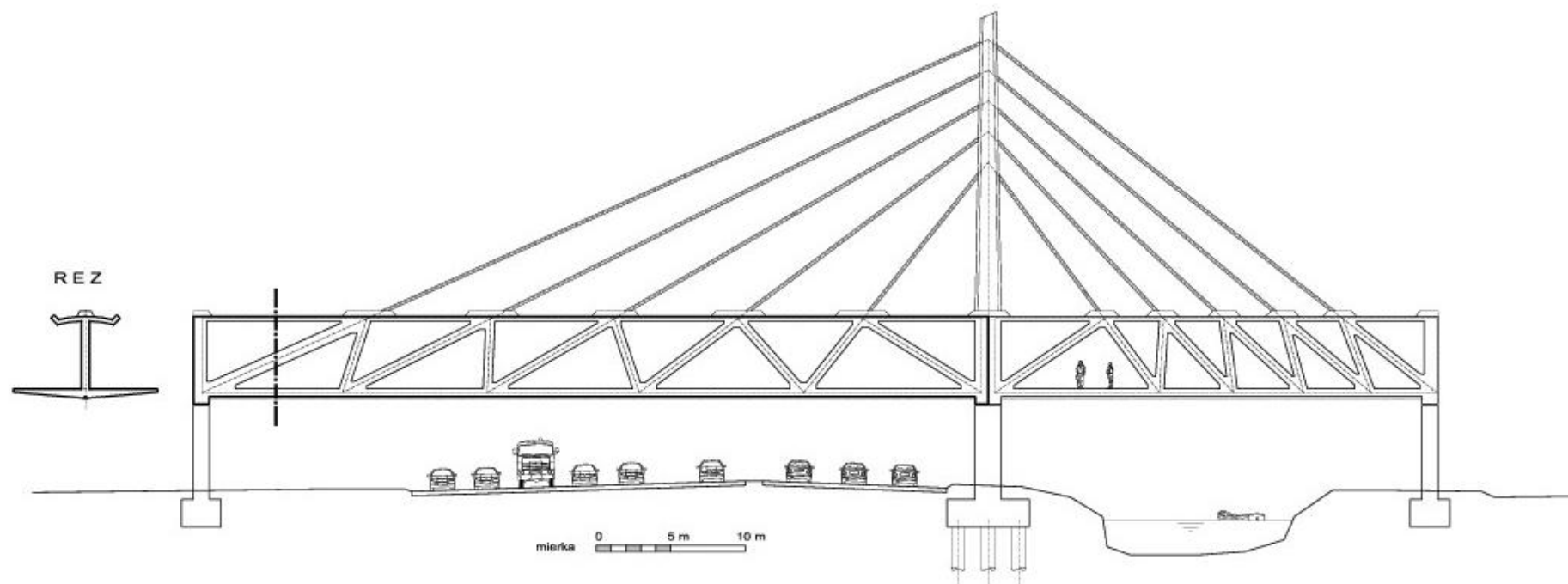
# FIU Footbridge Collapse Miami



*static  
behavior*

*statické  
pôsobenie*

*Vladimír Budinský SSK  
theory, analysis*



OBR. 1 PLÁNOVANÝ STAV

## Úvod

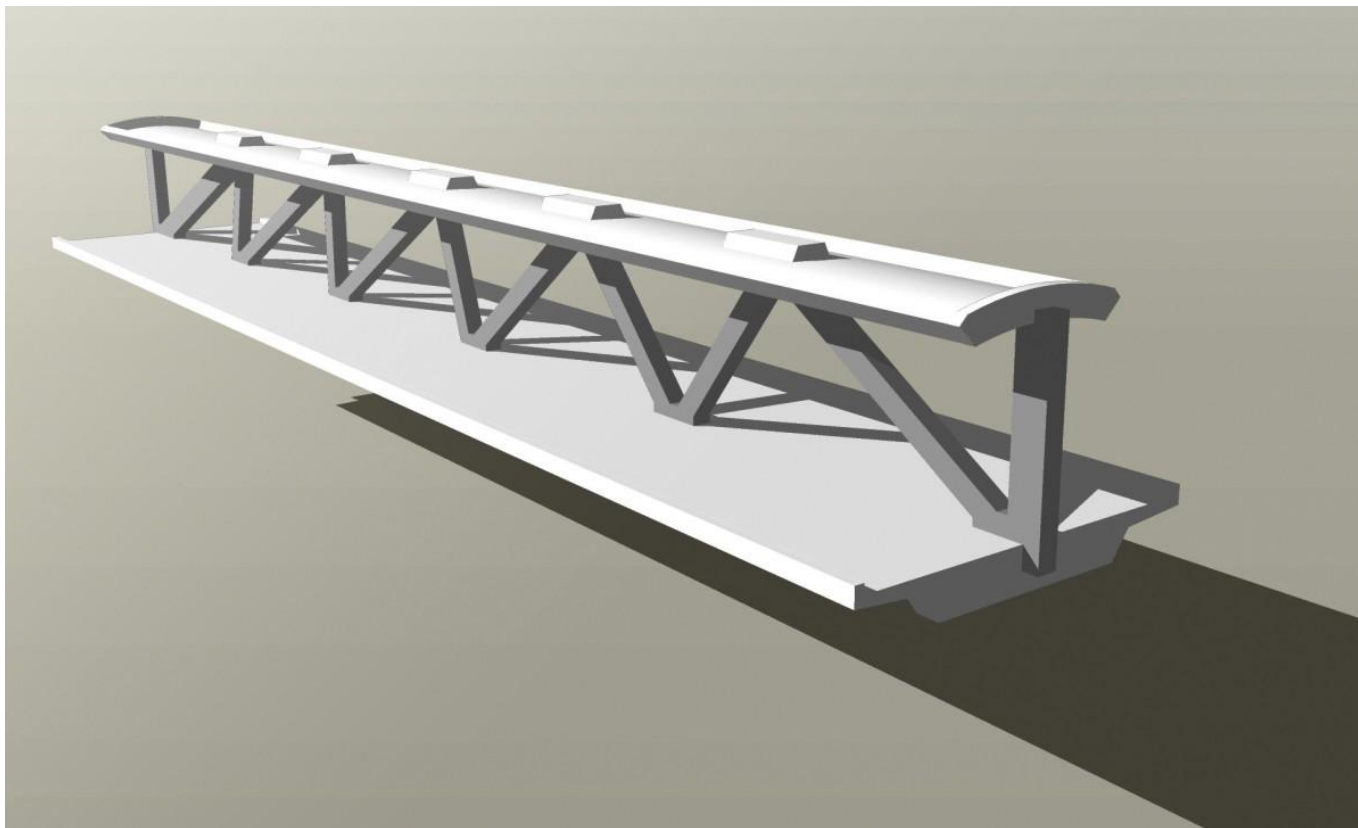
13. marca 2018, tri dni po umiestnení hlavného nosníka na úložné prahy, vedúci inžinier projektu objavil trhliny na konci rozpätia pri budúcom stredovom pilieri. Oznamil to na hlasovú schránku zamestnancovi Ministerstva dopravy na Floride (FDOT). Myslel si, že to nie je záležitosť bezprostredného ohrozenia, len niečo, čo by sa malo opraviť. Zamestnanec FDOT bol niekoľko dní preč a túto správu si vypočul až deň po kolapse.

15. marca o deviatej hodine ráno, jeden zamestnanec univerzity počul prenikavý praskavý zvuk, zatiaľ čo čakal na 9-prúdovej autostráde pod mostom (U.S. Route 41) na červenú. Zároveň sa projektový tím stretol asi na dvojhodinovej porade na stavenisku, aby diskutoval o trhlínach objavených 13. marca. Zúčastnili sa zástupcovia z FIU i FDOT. Závery vedúceho inžiniera FIGG deklarovali, že konštrukčná integrita mosta nebola ohrozená a že neexistovali žiadne vážne obavy vyvolané prítomnosťou trhlín.

15. marca 2018 o 13:47 povolil severný koniec (pri mieste budúceho stredového piliera) hlavného nosníka, ktorý sa vzápätí zrútil na autostrádu, plnú áut. Zahynulo 6 osôb, včítane jedného pracovníka stavby.

Bezprostredným impulzom pre zrútenie boli predpínacie práce na spodnej predpätej tyči v diagonále č. 11, avšak príčiny zrútenia sú komplexnejšieho charakteru a sú predmetom vyšetrovania.

Účelom tejto práce je podať nestranný čiastkový pohľad na konštrukciu mosta a možné príčiny zlyhania. Všetky údaje sú čerpané z verejne dostupných zdrojov na internete, a môžu vychádzať z čiastočne skreslených údajov. Výsledné výkresy, modely a vizualizácie sú zostrojené mozaikovitým spôsobom a krížovými kontrolami. Vlastným prínosom je zostrojenie niekoľkých výpočtových modelov, výkresov a vizualizácií, ako aj statických analýz a záverov z nich.



## Organizácie zainteresované v projektovaní, vo výstavbe a vyšetrowaní (výber)

FIU – Florida International University – budúci užívateľ a vlastník mosta, na podnet ktorého sa výstavba uskutočnila

FDOT – Florida Department of Transportation – *Ministerstvo dopravy na Floride*

FIGG Bridge Engineers – hlavný projektant, renomovaná medzinárodne známa spoločnosť v navrhovaní mostov

MCM – Munilla Construction Management

Louis Berger – consulting engineer (má 6000 zamestnancov po celom svete)

Bolton Perez & Associates – *Technický konzultant na Floride*

VSL – dodávka predpínacích tyčí a predpínacie práce

NTBS – National Transportation Safety Board – hlavný vyšetrowateľ – *Národná rada pre bezpečnosť dopravy* začala vyšetrowanie ráno 16. marca

FIU je známa svojimi skúsenosťami v oblasti ABC – Accelerated Bridge Construction – *Zrýchlenia výstavby mostov*, a vedeckým zázemím v mostnom staviteľstve, ako aj organizáciou medzinárodných mostných sympózií.

## Konštrukcia mosta

Prvým podnetom pre výstavbu lávky pre peších bola skutočnosť, že množstvo študentov muselo prechádzať cez rušnú autostrádu, s niekoľkými tragickými následkami. Z prvotných jednoduchých a lacných návrhov sa sformovala požiadavka reprezentatívneho mosta pre univerzitu z komfortnými prvkami a infraštruktúrou. Celkové náklady boli dotované sumou 14,2 mil. \$, z toho vlastná konštrukcia mosta mala stáť 9 mil. \$. Prvotný zámer klasického zaveseného mosta bol zrejme v procese návrhu vplyvom technických podmienok, dopravných a finančných obmedzení (drahé zakladanie a výstavba nosného piliera pre závesné laná), ako aj požiadavke rýchlej výstavby (hroziace uzávierky U.S. Route 41) formovaný do formy súčasného projektu mosta. Nielen že sa ponúkala metóda výstavby ABC, ale tu bola priamo požiadavkou.

Dvojpoľový most má nerovnaké polia o rozpätí 52,74 + 30,0 m. Projekt mosta bol navrhnutý tak, aby vyzeral ako klasický zavesený most na jednom centrálnom pylóne, v skutočnosti však spodná priehradovina bola samonosná a ostatné (pylón a závesné „káble“) bola kamufláž pre efekt a osvetlenie. Predsa len závesné „káble“ vo forme oceľových trubiek mali určitú konštrukčnú funkciu, a to vylepšenie nepriaznivej bilancie kmitania väčšieho nosníka (1. vlastná frekvencia zvislého ohybového tvaru 3 Hz spadala akurát do nepriaznivej oblasti 2–5 Hz), ako aj utlmenie neprijemných torzných kmitov priečného rezu hlavného priehradového nosníka. Toto riešenie vyplynulo hlavne zo skutočnosti, že spodné betónové priehradové nosníky sa dali pomerne ľahko a lacno vyrobiť mimo svoju konečnú polohu, a dodatočne umiestniť na staticky nenáročné opory. Pokiaľ bol už takýto nosník vyrobený a umiestnený, bolo výhodnejšie prisúdiť mu aj ďalšie náhodilé zaťaženia, ako napr. zaťaženie chodcami, ktoré tvorilo cca 25% celkového zvislého zaťaženia. Takmer klasický železobetónový priehradový nosník na rozpätie 52,74 m mal tieto anomálie :

- spodnú pásnicu tvorila pochôzna (predpätá) doska mostovky šírky 9,65 m a odstupňovanej hrúbky 240 – 620 mm
- hornú pásnicu tvoril akýsi (tiež predpätý) prístrešok šírky 4,65 m zaobleného tvaru s hrúbkou 305 mm
- geometrická poloha diagonál je nepravidelná, lebo kopíruje smer kvázi závesných lán, čím získava vzhľad na atraktivnosti

- takmer všetky diagonály boli predpínané tyčami kvôli obmedzeniu trhlín a tým k získaniu dlhšej životnosti mosta, ako aj kvôli priaznivejšej vzpernej odolnosti
- hrubšie diagonály sa pripájali na tenšie pásnice (dosky)
- niektoré prvky priehradového nosníka menili v priebehu výstavby znamienko osového namáhania (ťah/tlak)

Životnosť mosta bola naplánovaná na 100 rokov a most mal vydržať nápor hurikánu 5. stupňa.

V ďalšom sa zameriame len na hlavný nosník celkovej dĺžky 53,34 m, ktorý sa zrútil po svojom umiestnení do plánovanej konečnej polohy a potom na diagonálu č.11, ktorá zlyhala. Tým máme veľmi zjednodušenú prácu, keďže nie je potrebné podrobne analyzovať všetky prvky.

Prierezové rozmery šikmých výplňových prútov sú  $B \times H = 533 \times 610$  mm, okrem prúta č. 02, ktorý má výšku v rovine nosníka 914 mm.

## Výpočty

Za účelom zjednodušeného výpočtu bol zostrojený dosko–stenový priestorový model hlavného nosníka doplnený jednorozmernými prútmi, ktorý bol zaťažený len vlastnou tiažou, ktorá bola rozhodujúcim zaťažením v čase kolapsu. Číslovanie diagonál a zvislíc, ako aj výsledky rozhodujúcich vnútorných osových síl na dvoch montážnych stavoch sú v **prílohe č. 1**. Hodnoty v hornej a dolnej pásnici sú extrapolované z doskových síl. K lokálnemu výpočtu napätia je nutné pridať napätia od predpínacích síl.



Výpočtový model hlavného nosníka mosta FEM

Tu však prichádzame k záľudnostiam konštrukčného návrhu. Pokiaľ je väzník umiestnený na určenom mieste, ako bol v čase kolapsu, ako prvok má vonkajšiu (takmer) statickú určitosť. Ale vnútorne sa správajú tuho upnuté diagonály ako staticky neurčité. To má vplyv na vnútornú napätosť jednotlivých prvkov, prútov ako aj dosiek pri predpínaní. Pokiaľ pri osových silách činí vplyv predpätia prúta na ostatné (hlavne susedné) prúty cca do 2%, pri momentoch to môže vyskočiť až do 30%. Avšak momenty diagonál a zvislíc nie sú rozhodujúcim namáhaním, treba však prihliadnuť na tieto vplyvy zvýšenou duktilitou prierezu zväčšením stupňa vystuženia betonárskou výstužou. Veľkým počtom predpínacích miest a zmenou statického systému počas výstavby vzniká takmer nekonečné množstvo kombinácií. To kladie veľké nároky na výpočty, projektovú prípravu, postupy predpínania a kontrolu počas výstavby.

Pri predpínaní bola v projekte požadovaná pevnosť betónu cca 6000 psi, čomu zodpovedá cca betón C40/50, konečná pevnosť sa očakávala 8500 psi, čo je zhruba beton C55/67 ÷ C60/75 podľa EC2.

Vo výpočte sme zisťovali možné zaťaženia prúta č.11, ktorý zlyhal ako prvý. Zaťaženia sú kvôli prehľadnosti redukované na rozhodujúce stavy – vlastná tiaž, predpätie a náhodilé zaťaženie od chodcov, s vynechaním vplyvov teploty, zmrašťovania a dotvarovania, sekundárnych účinkov predpätia, vetra a pod.

#### Montážny stav zavážania väzníka na podvalníkoch :

- bez predpätia :  $N = +1541$  kN      únosnosť betonárskej ocele v ťahu  $N_{ts} = 8 \cdot 3,8 \text{cm}^2 \cdot 50 / 1,15 \text{kN/m}^2 = 1321$  kN → nevyhovuje
- jedna tyč predpätá :  $N = +1541 - 1245 = +296$  kN     $M = 1245 \cdot 0,1905 \text{m} = 237$  kNm → vyhovuje – pozri **prílohu č. 2**
- obidve tyče predpäté :  $N = +1541 - 2 \cdot 1245 \text{ kN} = -949$  kN → vyhovuje    *Poznámka : plánovaná sila od jednej predpätej tyče je -1245 kN*

#### Montážny stav uloženia na prahy :

- bez predpätia :  $N = -5963$  kN      → nevyhovuje vzperná únosnosť – vybočenie z roviny väzníka
- jedna tyč predpätá :  $N = -5963 - 1245 = -7208$  kN     $M = 1245 \cdot 0,1905 \text{m} = 237$  kNm → vyhovuje pri stabilizujúcom účinku predpätia
- obidve tyče predpäté + chodci :  $N = -5963 \cdot 1,25\% - 2 \cdot 1245 \text{ kN} = -9943$  kN → vyhovuje pri stabilizujúcom účinku predpätia  
napätie v betóne  $\sigma_c = -9943 / 0,323 \text{m}^2 = 30783 \text{ kN/m}^2 < 36000 = 0,6 \cdot 60000 = f_{ck}$

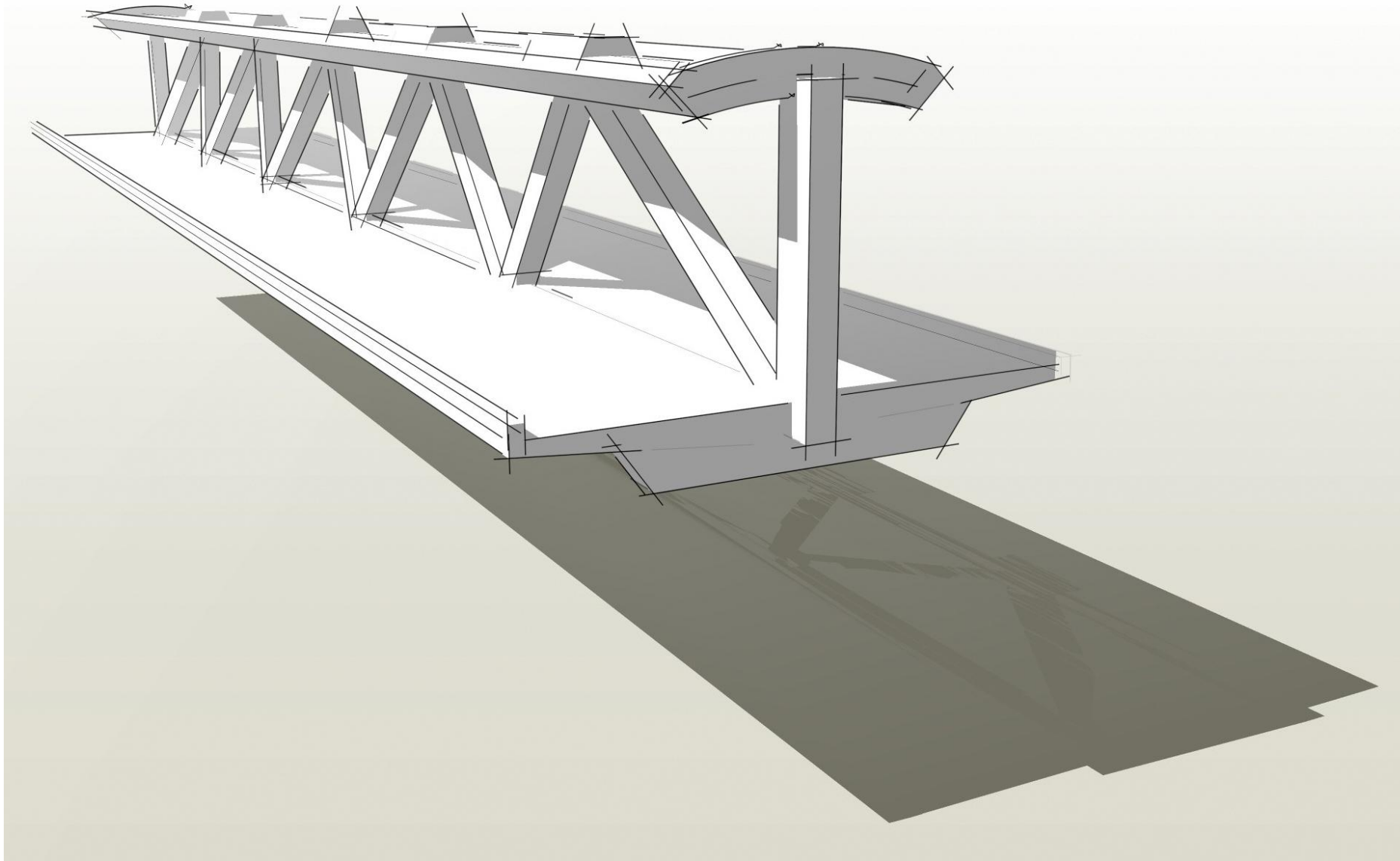
Ako z výpočtov vyplýva, zlyhanie jednej z dvoch predpätých tyčí nemá deštruktívny vplyv na prierez ani pri vzniknutej excentricite, a ani pri plnom predpätí a plánovanom zaťažení nie je prekročené prípustné napätie v betóne. Nebezpečný by bol len prierez bez predpätia (čo nebolo plánované), či už pri zavážaní (čistý ťah), alebo v konečnej polohe (vzper), a to pre nedostatočné vystuženie betonárskou výstužou.

#### Posúdenie na pretlačenie v uzle prútov 11 a 12 :

Úvaha pri šikmú trhlínu pod uhlom 45° a prostom betóne :  $A_c = 1,818 \text{m} \cdot 0,515 \text{m} \cdot 2 \cdot \sqrt{2} = 2,6474 \text{ m}^2$      $f_{ctd} (\text{C55/67}) = 1 \cdot 3000 / 1,5 = 2000 \text{ kPa}$   
 $\sigma_{Q+} = 5363 / 2,6474 = 2025 \text{ kPa} \approx 2000$  → už pri minimálnom vystužení posúdenie vyhovuje.

## **Záver**

Vzniknutej tragickej situácii neprospera zrejme ani zmena zadania v „poslednej chvíli“, keď projektanti museli posúvať hlavný pylón o 11 stôp, čím sa zmenil aj rozpon hlavného väzníka, a výpočty a výkresy sa museli vypracovať odznova, čím sa projektant určite dostal do časovej a možno aj finančnej tiesne. Jednu z hlavných, na prvý pohľad banálnych príčin zlyhania konštrukcie osobne považujem umiestnenie odvodňovacieho žľabu v priestore spodnej pásnice väzníka. Tým vznikol stiesnený priestor s prevystužením priamo v oblasti kotevných platní predpätých tyčí.



Ďalej (presne v zmysle príslovia *Po bitke je každý generál*) by som v projektovej fáze urobil tieto opatrenia :

- spodný pás väzníka by som riešil rovnako ako horný pás so zosilnenými miestami v mieste styčníc, resp. zväčšením výšky celého pásu
- nedoporučoval by som dopĺňanie prútov (hlavne nie nad živou dopravou) a výpočet by som sa snažil viesť s dopredu daným predpätím
- rozhodne by som zvýšil stupeň vystuženia betonárskou výstužou (pri zavážaní môžu vzniknúť neplánované dynamické rázy a poškodiť konštrukciu)
- zameral by som sa na dôkladné dodržanie a kontrolu kotevných dĺžok betonárskej výstuže (možno aj s rezervou)

Bude neľahkou úlohou vyšetrovacieho tímu zistiť skutočné príčiny zlyhania konštrukcie. Do hry vstupuje kvantum faktorov a skutočností, je zainteresovaných množstvo osôb a organizácií, k dispozícii je veľa vyšetrovacieho materiálu, včítane zvyškov konštrukcie.

Niektoré **zdroje**, použité pri zostavovaní článku :

[https://en.wikipedia.org/wiki/Florida\\_International\\_University\\_pedestrian\\_bridge\\_collapse](https://en.wikipedia.org/wiki/Florida_International_University_pedestrian_bridge_collapse)

<https://www.steel-econ.com.au/expert-witness-3/>

<https://www.giatecscientific.com/education/florida-international-university-bridge-collapse/>

<https://www.crazyengineers.com/threads/analysis-of-florida-international-university-pedestrian-bridge-collapse.100620/>

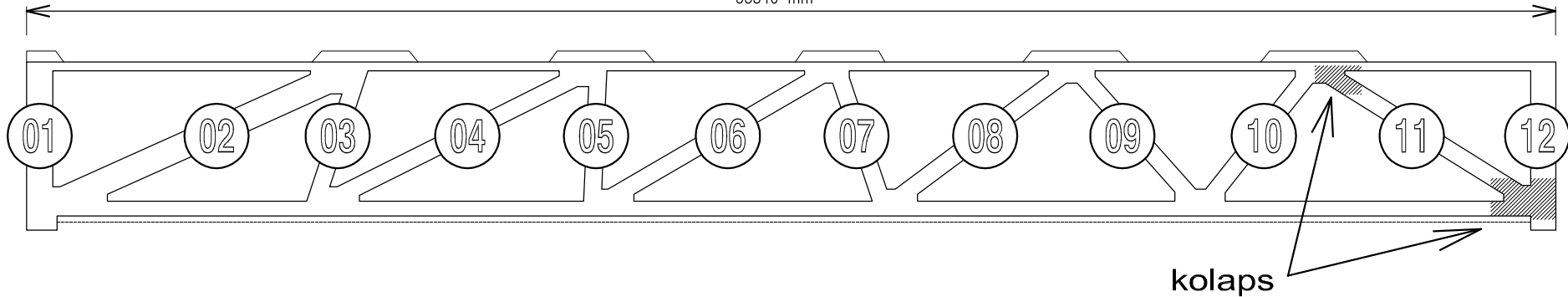
Pri zostavovaní článku boli použité nasledovné počítačové programy :

STRAP, SketchUp, AutoCad LT 2004, SEAN, Microsoft Word, PDF Creator, Corel Draw

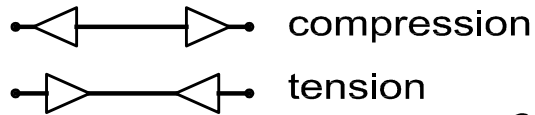


# PRÍLOHA č. 1

53340 mm

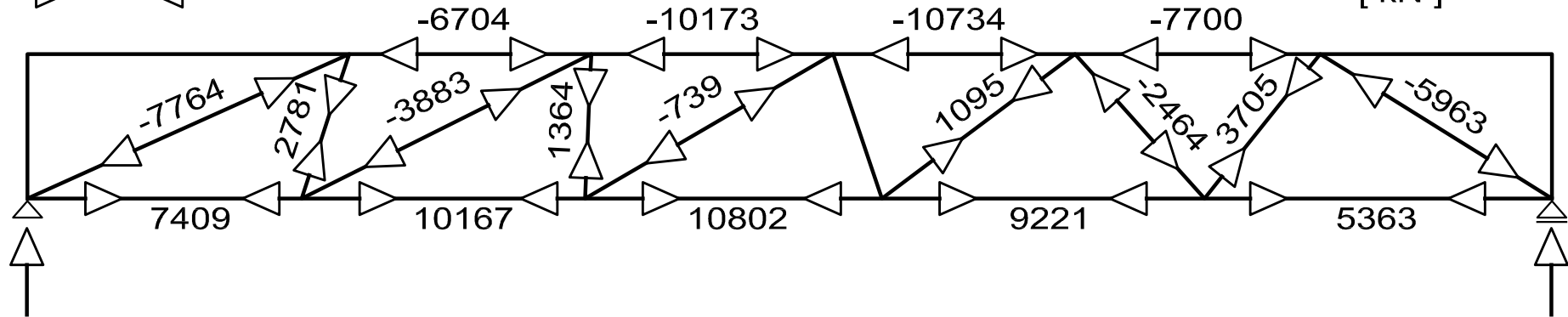


kolaps



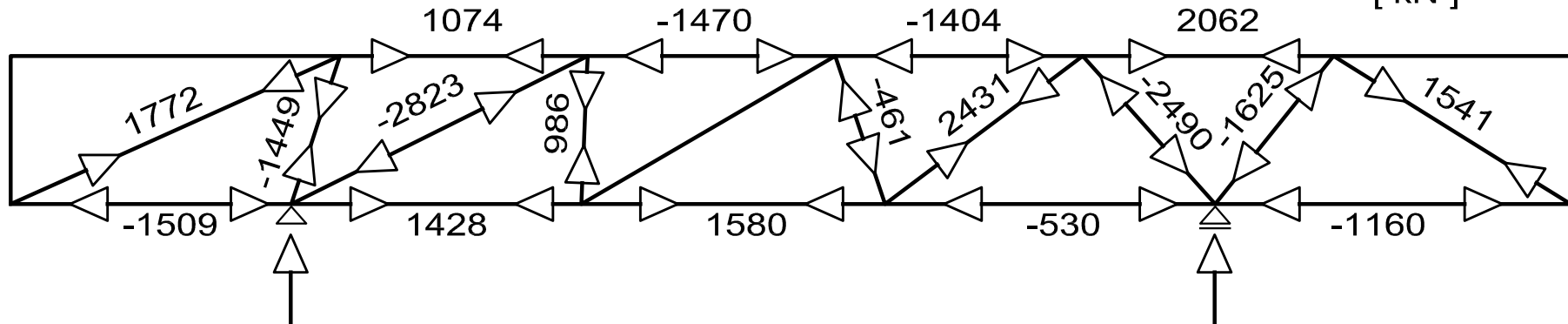
STAV PRED KOLAPSO M

[ kN ]



MONTÁŽNY STAV PRI ZAVÁŽANÍ

[ kN ]



S E A N    SECTIONAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS    (C)SSK 2015

=====  
Eurocode No.2 EN 1992-1-1

I N P U T    D A T A

Name of the combination : bez náhodilého  
Combination (cross section, reinforcement, load) :    1    1    1

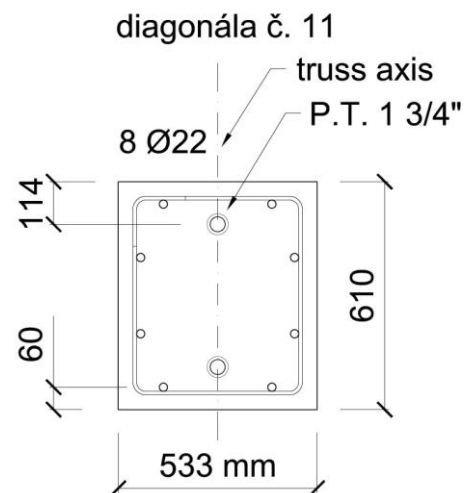
CONCRETE CROSS SECTION

-----  
Rectangle    b x h = 532 x 610 mm            Effective length    Lo = 9.37 m

MATERIAL OF THE CROSS SECTION : concrete C40/50    fck = -40000 kN/m2  
(pri predpinaní)    fcd = -26667 kN/m2

CONCRETE REINFORCEMENT

No	X(m)	Y(m)	(mm) diameter	(GPa) Es	(MPa) ftk(+)	(MPa) fyk (-)	name
1	-0.160	0.160	22	200	500	-500	steel B500B
2	0.160	0.160	22	200	500	-500	steel B500B
3	-0.160	0.650	22	200	500	-500	steel B500B
4	0.170	0.650	22	200	500	-500	steel B500B
5	-0.200	0.303	22	200	500	-500	steel B500B
6	0.200	0.303	22	200	500	-500	steel B500B
7	-0.200	0.507	22	200	500	-500	steel B500B
8	0.200	0.507	22	200	500	-500	steel B500B



COEFFICIENTS

-----  
Partial factor gama concrete : 1.50  
Partial factor gama steel : 1.15  
Mquasi-permanent / Muls : 0.75  
Creep factor (t,to) : 3.00  
Ultimate strain - concrete : 0.0035  
Ultimate strain - steel : 0.020

PERCENTAGE OF REINFORCEMENT

-----  
Top and bottom reinforcement : 0.94%  
Top reinforcement : 0.47%  
Bottom reinforcement : 0.47%  
Radius of gyration is : 18.77 cm

LOADING CASES

N (kN)	M (kNm)	Mbuckl. (kNm)	Mr (kNm)	x_Mr (m)	result	name
-1245.00	233.00	455.01	603.13	0.15	O.K.	vnesenie 1. tyče
1541.00	0.00	0.00	0.00	0.00	failure!	montáž bez tyčí
296.00	237.00	237.00	276.67	0.06	O.K.	montáž - jedna tyč
-949.00	0.00	169.23	552.26	0.14	O.K.	montáž - 2 tyče

### INTERACTION DIAGRAM

Combination (cross-section, reinforcement, load) : 1 1 1 bez náhodilého

$h = 0.61 \text{ m}$   
 $b = 0.53 \text{ m}$   
 $L_o = 9.37 \text{ m}$

$A_c = 3245 \text{ cm}^2$   
 $I_c = 1006282 \text{ cm}^4$   
 $A_{ci} = 3418 \text{ cm}^2$   
 $I_{ci} = 1067019 \text{ cm}^4$

$N_{\text{pressure\_max}} = -9718.24 \text{ kN}$   
 $N_{\text{tensile\_max}} = 1322.20 \text{ kN}$

$100 \cdot A_s / A_c = 0.94 \%$   
Concrete C40/50

