

NIRAS A/S
Sortemosevej 19
3450 Allerød

Att.: Christian Von Scholten

Dato: 26.07.2012
Sagsnr.: 12021 PLP/l dj

Vedr.: Jernbanebroen over Limfjorden – udskiftning af broklap
Validering af projekt
Notat nr. 1

Undertegnede har, på foranledning af Banedanmark, gennemgået følgende materiale:

- Materiale stillet til rådighed via Niras' s FTP server fra den 06.07.2012, som følger:
 - Beregnings-, Belastnings- og Dimensioneringsgrundlag for sporbærende broer, version 5, dat. 29.06.2012.
 - Beregningsdokumentation, version 1, dat. 29.06.2012.
 - Bro-21214-2012 tegn. 001, 010, 014 – 021, version 1.00.
 - Bro-21214-2012 tegn. 010, 016, version 1.01.
 - Bro-21214-2012 tegn. 050 – 058, version 1.00.
- Projekteringsgrundlag, (PG), inkl. konsekvensskema fremsendt via mail fra Banedanmark, den 23.07.2012.

På grund af tidspres og opgavens faglige karakter, er gennemgangen sket i nært samarbejde med fa. 3D Structural Design ApS, ved Knud H. Nielsen, Hjørring.

1.1. INDLEDNING

Projektet omhandler udskiftning af broklap på jernbanebroen over Limfjorden. Der er af Niras A/S udført beregningsdokumentation samt tilhørende beregnings-, belastnings- og dimensioneringsgrundlag.

Formålet med dette notat er at opsummere kommentarer og spørgsmål som er opstået under gennemgangen.

Der er udført FE-modeller for at kunne foretage kontrollerende beregninger.

1.2. REFERENCER

Der refereres i notatet til følgende:

Referencens titel

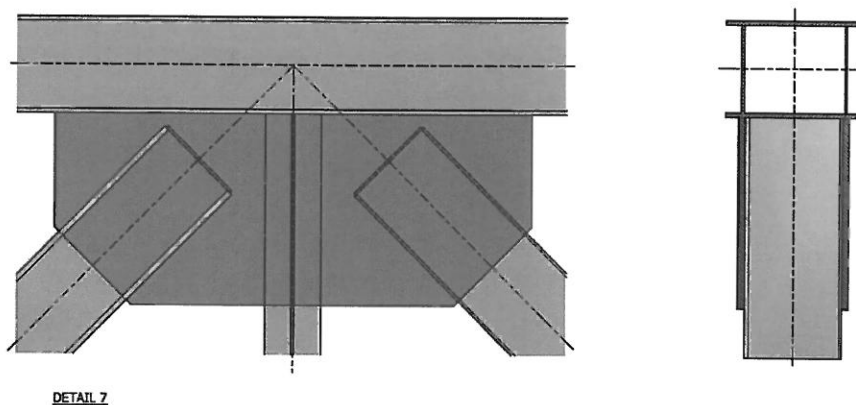
- BBD - Beregnings-, Belastnings- og Dimensioneringsgrundlag for nye sporbærende broer. Version 5)
 BD - (Beregningsdokumentation. Version 1)
 PG - (Projekteringsgrundlag)

1.3. SPØRGSMÅL

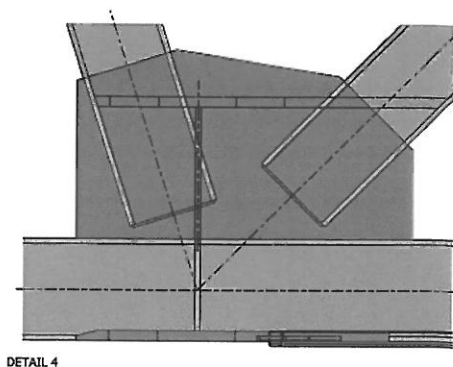
1.3.1. Generelt

Mange svejsninger er udført som enten hele eller halve stumpsøm, hvilket medfører større udførselsomkostninger. Er det nødvendigt at benytte stumpsøm så ofte?

Samlinger udført som detalje 7, med plader på ydersiden, må kunne konkluderes at besværliggøre inspektion og vedligehold af samlingen mere end nødvendigt? Som eksempel kan udklippet herunder ses.



Ved en samling som detalje 4 kan det konkluderes, at der er stor mulighed for ophobning af vand da der ikke er noget afvandingshul? Dette kan ikke være at foretrække, specielt med placeringen på 'åbent hav' samt rustgraden for ståloverfladerne in mente?



1.3.2. Opdeling af FE-modeller

Tårn og bro er skilt ad i FE-modeller, hvilket har haft følgende konsekvenser:

- Ikke faktiske understøtningsbetingelser.
- Kræfter i tandkrans og maskineri kan ikke fastlægges, se evt. pkt. 1.3.4.
- Lejekræfter kan ikke fastlægges, se evt. pkt. 1.3.5.
- I sammenhæng med den overvurderede egenvægt af ballasten angivet i pkt. 1.4.2, er det overset at der ikke er ligevægt mellem bro og ballast.
- Forkert statisk model ift. dynamiske beregninger, se evt. pkt. 1.3.14.
- Tårnet er beregnet i konsekvensklasse CC2 som en permanent konstruktion, mens broen er beregnet iht. konsekvensklasse CC3 som en bro.

Ville det ikke give et mere realistisk billede af kraftfordelingen at samle både tårn og bro i én FE model og er det korrekt at opdele den samlede konstruktion i forskellige konsekvens-klasser?

1.3.3. FE model af hævet bro

Beregningsrapporten for den hævede model er ikke vedlagt dokumentationen, denne bedes fremsendt.

Er der nogen grund til at en situation hvor broen lige netop er blevet hævet ikke er inkluderet i beregningsdokumentationen?

1.3.4. Kræfter i tandkrans og maskineri

Selvom dimensionering af tandkrans og maskineri ikke skal inkluderes i beregningsdokumentationen ville det vel stadig være nødvendigt at inkludere kræfter i disse, da disse skal kunne fremsendes til underleverandør?

Kunne der være idé i at undersøge om lejet og maskineriet kan sættes i frigear, sådan at en udmattende last fra et passerende tog ikke vil stå og gnave i tandkransen?

1.3.5. Lejer [Afstnit 4.5 i BBD]

Selvom lejerne skal dimensioneres af underleverandør, burde der vel have været inkluderet lejekræfter som kan fremsendes underleverandøren?

1.3.6. Robusthed [Afstnit 4.5 i BBD]

Hvis der er foretaget beregninger som danner grundlag for vurderingerne angivet i afsnittet bedes disse fremsendt.

1.3.7. Vindlast [Afsnit 5.2.5 i BBD]

Vindlasten er i BBD beregnet efter den simplificerede metode angivet i 8.3.2 i DS/EN 1991-1-4. Dette medfører iht. beregningsdokumentationen en vandret resultant på ca. 160 kN totalt. I de kontrollerende beregninger fandtes i stedet en vandret resultant på ca. 440 kN, kan dette skyldes at der ikke er benyttet korrekt referenceareal iht. 8.3.1 i DS/EN 1991-1-4?

For tilfælde hvor broen er hævet er der ikke medtaget tilfælde med vind på tværs af broen. Samtidig er der ikke taget højde for at vinden kan påvirke broen skævt, hvilket specielt i hævet tilstand vil medføre et vrid i lejerne. Er der nogen grund til at der er set bort fra disse lasttilfælde?

Der ser ud til at der i regnet med samme karakteristisk hastighedstryk for både den hævede og sænkede bro, bør dette ikke korrigeres for den øgede referencehøjde? Og evt. varieres over broens længde/højde?

Er der nogen grænse for maksimal vindhastighed hvorved broen må hæves?

1.3.8. Påsejlingslast [Afsnit 5.3.3 i BBD]

Hvordan skal følgende forstås?

- ' Iht. Banedanmarks Konsekvensskema designes broklappen ikke så den kan klare en påsejling af et skib på 970 NRT '

samt,

- ' Der regnes med skibsstød i ulykkestilfælde for selv broklappen og dens understøtninger. Disse dimensioneres således at broen ikke kan optage et skibsstød på 970 NRT '

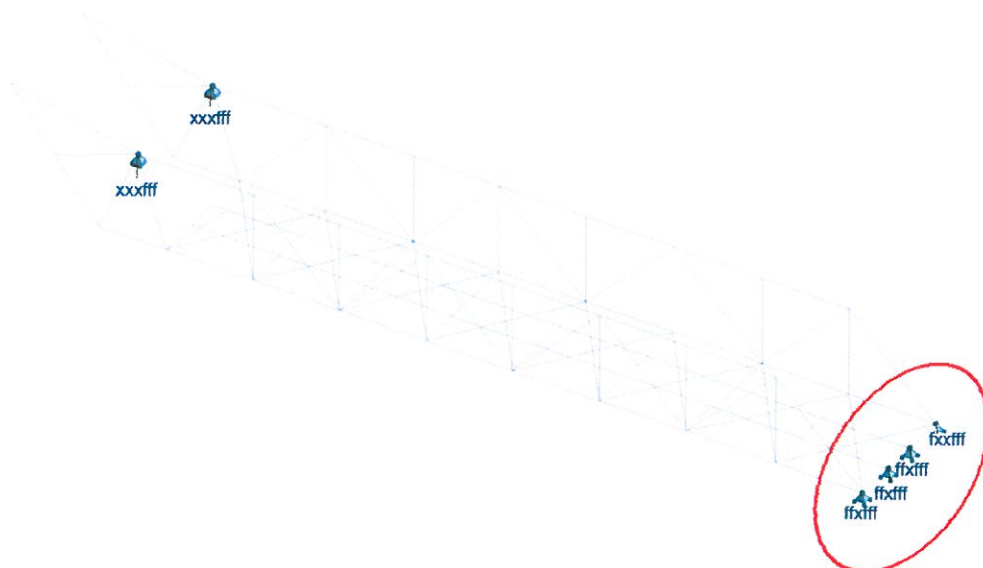
1.3.9. Vandret masselast [Afsnit 5.3.4 i BBD]

Vandret masselast er ikke medtaget som en ulykkeslast, hvad skyldes dette?

I forbindelse med dimensionering af kontravægttårnet, kunne det overvejes at øge den procentdel af kontravægtsmassen som medtages i beregning af vandret masselast? Konstruktionen har trods alt en stor masse placeret i toppen, når broen er sænket. Som eksempel regnes der for tribuner, iht. DS/EN 1990, med 15 % af den samlede lodrette last som vandret masselast blandt andet af samme grund.

1.3.10. Understøtningsforhold i FE-model [Bilag A.2 i BD]

Hvor styres understøtningerne i den ende af broen som hæves? Er de modelleret korrekt i FE modellen? For at vise hvad der menes, er den påtalte ende markeret med rødt på illustration på næste side.

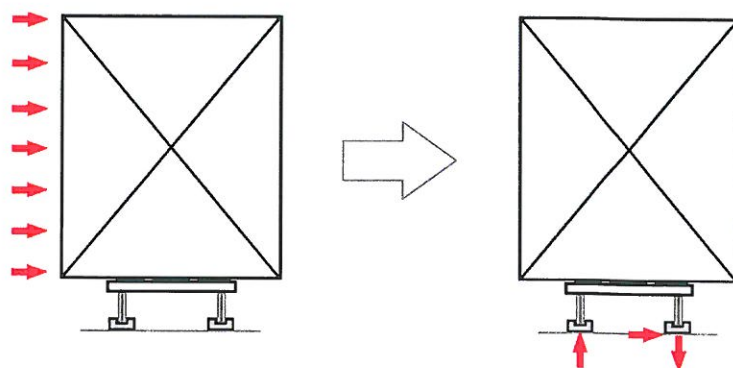


Opdeling af tårn og bro i to separate modeller gør at understøtningsforholdene omkring lejer bliver forkerte. Ved at modellere disse som simpelt understøttede, forudsættes det at der ikke kan forekomme nogle flytninger, hvilket vil medføre tilsvarende omlejring af kræfterne – er dette realistisk?

1.3.11. Lastpåsettelse i FE-model [Bilag A.2 i BD]

Ved lasttilfælde med vind på tog, er vinden påsat begge skinner. Ville det ikke være mere reelt at vindlasten kun blev påsat læsiden skinne, samtidig med et tilhørende moment som vil forsøge at løfte toget i luvsiden samt give ekstra nedadrettede kræfter på læsiden?

For at illustrere denne problematik, er der herunder vist hvordan vinden tænkes at angribe med røde pile, mens de resulterende kræfter i skinnerne er vist med røde pile.



1.3.12. Beregning iht. ULS [Bilag A.2 i BD]

Der er kun foretaget beregninger iht. ULS for ét sæt lastkombinationer, dvs. 6.10b (1). Hvordan kan det være at følgende sæt lastkombinationer er undladt?

- 6.10a : Egenlast dominerende
- 6.10b (4) : Sidestød (Nosing) dominerende

- 6.10b (8) : Vindlast dominerende

Der er kun foretaget beregninger hvor ballasten er påsat med partialkoefficienter svarende til at den virker til gunst. Medfører det ikke at reaktioner ved tårnet undervurderes?

1.3.13. Beregning iht. SLS [Bilag A.2 i BD]

Der er kun foretaget beregninger iht. SLS for ét sæt lastkombinationer, dvs. 6.14b (1). Hvordan kan det være at følgende sæt lastkombinationer er undladt?

- 6.14b (4) : Sidestød (Nosing) dominerende
- 6.14b (8) : Vindlast dominerende

Undlades de ovenstående sæt lastkombinationer tages der vel ikke højde for vandrette deformationer?

1.3.14. Dynamik [Bilag A.3 i BD]

Er den dynamiske beregning tilstrækkelig? Ved gennemgang af denne er følgende noteret:

- Forsimplet statisk model er benyttet.
- Forkerte understøtningsforhold, reelt set vil kontravægten deltage i bevægelsen og ikke fungere som en fast understøtning?
- Ikke korrigeret egenvægt af ballast, således der er balance mellem bro og kontravægt, 370 tons i stedet for 350 tons.
- Der ses bort fra påsat gangbro på siden.
- Eftervisning af maksimale accelerationshastigheder er undladt.

Iht. FE-model udført af 3D Structural Design ApS er følgende egenfrekvenser beregnet. Herunder er de fire første og væsentligste egenfrekvenser listet:

- 1. Egenfrekvens = 2.59 Hz – medfører rms. acc. på $1.38 \text{ m/s}^2 > 1.0 \text{ m/s}^2$!
- 2. Egenfrekvens = 2.79 Hz
- 3. Egenfrekvens = 6.54 Hz
- 4. Egenfrekvens = 8.09 Hz

Egenfrekvenserne viser at det er nødvendigt med en dynamisk analyse, pga. den laveste egenfrekvens. Samtidig bør der tages stilling til følgende fokuspunkter i en dynamisk analyse:

- 1. Egensvingningsform : Medfører en gentagende belastning af tandkrans, hvilket der skal tages stilling til.
- 2. Egensvingningsform : Svingningsform, lav participation factor samt frekvens (2.79 Hz), gør at last fra fodgængere på den påsatte gangbro

muligvis kan aktivere egensvingningsformen.

1.3.15. Åben bro [Bilag A.9 i BD]

Den betragtede statiske model er ikke korrekt, se evt. pkt. 1.3.2. Understøtningsforhold er ikke korrekte, mens egenvægten af ballasten ikke er medtaget i beregningerne – det burde den vel have været?

Da der ikke er vedlagt nogen form for beregninger på hvordan momentet, $M_{\text{egenvægt}}$, fremkommer ønskes dette belyst.

Der er i den beregningsdokumentation som er modtaget ikke vedhæftet momentberegning som danner grundlag for validering af nedbremsningskræfter ved strømsvigt. Er det muligt at få fremsendt følgende?

- 'Memo Limfjordsbroen – Kulturbroen, Maskineri, beregningseftervisning af kapacitet, COWI, rev 3 23.09.2011'

1.3.16. Udmattelse [Bilag C i BD]

Ved udmattelsesberegninger er der ikke medtaget dynamisk forøgelsesfaktor, Φ_2 , samt skadesækvivalent faktor, λ . Medfører udeladelse af disse ikke usikre beregninger?

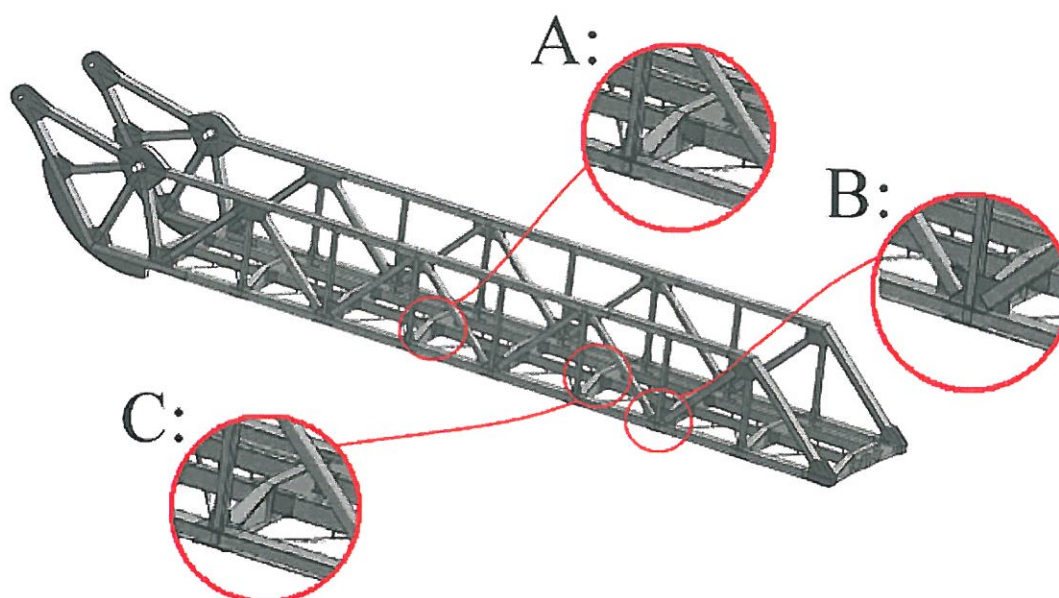
Ved beregning af udmattelsen i samlingerne er der ikke sammenhæng mellem grafer, diagrammer og tabeller. Diagrammer viser kun halvdelen af den spændingsvidde som grafen gør, mens det er forskelligt om der i tabellen er skrevet en hel eller en halv spændingsvidde som karakteristisk værdi. Der bedes for dokumentationens læsbarhed og overskuelighed skyld om en forklaring på sammenhæng mellem grafer, diagrammer og tabeller.

Samlingen C2, dvs. samlingen på midten af en tværdrager, er forkert klassificeret. Ville det ikke være mere oplagt at klassificere samlingen her som opsvejsninger mellem flanger og krop, til forskel for et egentlig endestød? På underlagsmaterialet fremgår det ikke at der er tale om et endestød. En anden ting som kunne understrege vigtigheden af et udmattelsestjek i samlinger mellem flange og krop er at der i PG, afsnit 5.3, er anført at der på det gamle brofag er fundet revner i netop denne samling.

Skal der ikke tages højde for at broen skal åbnes 5000 gange årligt i udmattelsesberegningerne? Dette kan vel føre til udmattelse andre steder end i lejesamlinger mellem bro og tårn?

Bør følgende samlinger ikke medtages i udmattelsesberegninger?

- Samling A: Opsvejsning mellem flange og krop på tværdrager.
- Samling B: Mellem skrå diagonaler og knudeplader.
- Samling C: Samling mellem langsgående profiler i brodæk og udfligede profiler.



1.3.17. Tårn – Design hovedelementer [Bilag D i BD]

Ved gennemgang af beregningerne af tårnet er følgende noteret:

- Forkerte understøtningsforhold, se evt. pkt. 1.3.2. At fastholde knuder som rent faktisk bevæger sig.
- Tårnet er regnet som en permanent konstruktion og ikke som en bro, samt i lavere konsekvensklasse end resten af konstruktionen.
- Hvis der ses bort fra egenvægten af ballasten, hvad stammer fladelasten på toppen af vippearmen så fra?
- I øvrigt er fladelasten opgivet som 5 kN/m^2 , men påsat som $7,7 \text{ kN/m}^2$.
- Gennemgang af lasttilfælde er beskrevet meget sparsomt.
- De anvendte lastkombinationer svarer ikke overens med lastkombinationer opskrevet i DS/EN 1990 – desuden ser det ud til at 45° vind, kombination af de to vindretninger med en faktor $\sqrt{2}$ ikke har lastkombinationsfaktor 1,65?

1.4. KOMMENTARER

1.4.1. Designparametre [Afstnit 4.1 i BBD]

Faktoren for toglast, α , er sat til 1.00 for udmattelseseberegninger i BBD, men 1.21 i PG.

1.4.2. Egenlast af ballast [Afstnit 5.1 i BBD]

Egenlasten af ballasten er sat til 370 tons i beregningerne, men burde have været ca 350 tons ift. momentlige vægtsbetragtninger mellem bro og kontravægt.

1.4.3. Lasttilfælde i FE model [Bilag A.2 i BD]

Der mangler for lasttilfælde 23 i FEM modellen en illustration.

1.4.4. Geometri i FE model [Bilag A.2 i BD]

Profilerne 29 og 61 er modelleret som gennemgående, på trods af at burde være skilt af hhv. knude 57 og 58.

Profilerne 170 og 210 er ændret på underlagstegningerne, hvilket gør at de ikke længere er korrekte i den udførte FE model.

1.4.5. Tværsnitsklasse

I tilfældet hvor broen er i hævet tilstand forekommer der tryk i gitterfoden, hvilket medfører at denne skal beregnes som tilhørende tværsnitsklasse 4 – hvorvidt dette er gjort vides ikke da der ikke foreligger beregningsdokumentation for den hævede bro.

Med venlig hilsen

LØNBORG



Per L. Pedersen
(Anerkendt statiker)