

cement/0303/zoeter.doc

aantal woorden: 2485

aantal illustraties: 9

Constructie & uitvoering  
Dynamica

titel

**Doorgaand hsl-spoorviaduct bij Bleiswijk - Zoetermeer**

auteur

**ir. A. Majenburg**, constructeur voor HSL Combinatie Zuid-Holland Midden en werkzaam bij Delta Marine Consultants

intro

*In het kassengebied van Bleiswijk en Zoetermeer verrijst met een lengte van 6 km het langste spoorviaduct van Nederland. Het belangrijkste argument voor dit viaduct was de wens om de toekomstige ontwikkelingen in de omgeving zo min mogelijk te beperken. Onder het viaduct zijn voldoende mogelijkheden voor (nieuwe) kruisende infrastructuur. De kolommenplaatsing is echter niet zonder beperking. Naast de statische controle op sterkte, stijfheid en duurzaamheid is bij de ontwerpsnelheid van 300 km/h ook een dynamische controle van belang. De eigenfrequentie van een viaduct ligt vaak in de buurt van die van de laststelsels. Hierdoor ontstaan mogelijk te grote trillingen in het kunstwerk, maar ook in de trein zelf, waardoor het reizigerscomfort nadelig beïnvloed kan worden. In dit artikel wordt behandeld welke dynamische aspecten bij het ontwerp van dit viaduct van belang waren.*

body

Het viaduct bestaat uit twee verschillende constructies. Over 5,5 km wordt een ter plaatse gestorte dubbele trogligger gebouwd, bestaande uit twee randbalken, een middenbalk en twee vloeren. Gekozen is voor een standaard doorgaand statisch onbepaald dek over twee velden van ieder 17,50 m (fig. 1), met drie kolommen per steunpunt. Ter plaatse van kruisende infrastructuur wordt het middensteunpunt op enkele plaatsen 3,5 m verschoven, waardoor een veldverdeling van 14 en 21 m ontstaat. Dwangpunten vanuit bestaande infrastructuur vereisten statisch bepaalde passtukken van 15, 17,5 of 20 m. De doorsnede van de trogligger (hoogte balken en dikte vloer) is van alle typen gelijk; alleen de overspanningslengte varieert.

De 500 m lange kruising met de spoorlijn Den Haag - Utrecht en de A12 bestaat uit een viaduct van prefab liggers met een druklaag (fig. 2). De prefab liggers met een lengte van 31,5 m rusten op een portaalconstructie h.o.h. 33 m, opgebouwd uit twee kolommen met een momentvast verbonden, omgekeerde T-balk.

### **Veiligheid en comfort**

De dynamische aspecten kunnen worden ingedeeld in de volgende niveaus (bron: HSL-richtlijn 600):

- 1 veiligheid van het kunstwerk;
- 2 veiligheid van het treinverkeer;
- 3 comfort van de reizigers.

Voor de *veiligheid van het kunstwerk* is een toetsing op sterkte van belang. Het meest eenvoudige is de statische berekening zodanig uit te voeren dat hierin ook de dynamische invloeden zijn afgedekt. Bij de hsl is een dynamische vergrotingsfactor  $\phi$  op de mobiele belasting toegepast, die in de statische berekening wordt gehanteerd. Deze factor is de maximale waarde van  $\phi_2$  en  $\phi_1$ .

De factor  $\phi_2$  is afhankelijk van de invloedslengte van het dek:

{formule 1}

waarin  $L_\phi$  gelijk is aan de invloedslengte.

Deze factor is een soort stootfactor; hoe kleiner de invloedslengte, hoe groter  $\phi_2$ .

De factor  $\phi_1$  kan worden bepaald uit de resultaten van een dynamische analyse:

{formule 2}

Met behulp van een dynamische analyse worden dynamische momenten bepaald, die met de statische momenten worden vergeleken. De maximale waarden van  $\phi_2$  en  $\phi_t$  worden toegepast in de statische berekening.

Voor de *veiligheid van het treinverkeer* wordt gesteld dat de maximale verticale versnelling  $a_{\max}$  van het brugdek kleiner moet zijn dan  $5 \text{ m/s}^2$  ( $= 0,5 \text{ g}$ ). Hierdoor komen de treinen en het dek niet los van de ondersteuningsconstructie (dit zou kunnen gebeuren bij een versnelling van  $1 \text{ g}$ ).

Door beperkingen te stellen aan de maximale verticale versnelling in de trein, wordt het vereiste *comfortniveau in de trein* gehaald. In de richtlijnen wordt geëist dat de maximale versnelling in de trein kleiner moet zijn dan  $1,0 \text{ m/s}^2$ . Voor doorgaande brugconstructies met meer dan drie overspanningen moet de maximale versnelling in de trein zelfs kleiner zijn dan  $0,7 \text{ m/s}^2$ . De gedachte hierachter is dat wel lokaal grotere versnellingen worden toegelaten, maar wanneer deze pieken vaker voorkomen, deze ook kleiner moeten zijn.

### **Dynamische analyse**

De dynamische analyse wordt uitgevoerd met zogenoemde 'werkelijke laststelsels'. Dit zijn vijf typen treinen (onder meer ICE en Thalys) die mogelijk door de exploitant worden ingezet.

Voor de hsl geldt een ontwerpsnelheid van  $300 \text{ km/h}$  ( $83 \text{ m/s}$ ). De toetsing op veiligheid van kunstwerk en treinverkeer wordt uitgevoerd tot een snelheid van  $360 \text{ km/h}$  ( $100 \text{ m/s}$ ) en de toetsing op comfort tot een snelheid van  $330 \text{ km/h}$  ( $92 \text{ m/s}$ ).

Bij de Projectorganisatie HSL-Zuid zijn twee modellen ontwikkeld om de analyses uit te voeren.

Het eerste model is een 'traveling load model', waarbij de trein wordt geschematiseerd als een rij constante lasten die zich met de snelheid van de trein over het kunstwerk bewegen. Dit model wordt gebruikt voor het bepalen van de dynamische momenten en verticale versnellingen van het kunstwerk. Voor de toetsing van het reizigerscomfort is gebruikgemaakt van het 'traveling mass model', waarbij de trein wordt geschematiseerd als een serie één-massaveersystemen. Voor de frequentie van de rijtuigbak is een waarde variërend tussen  $0,8 \text{ Hz}$  en  $1,2 \text{ Hz}$  gehanteerd. Bij het bepalen van de versnelling in de trein moet de systematische afwijking (opbuiging/doorbuiging) in het spoor door kruip en temperatuurinvloeden in de dynamische analyse worden meegenomen.

Bovenstaande modellen zijn gebaseerd op Modaal Analyse. Als input zijn de eigenwaarden (eigenfrequenties en trillingsvormen) van de constructie over de as van het spoor benodigd. Deze eigenwaarden zijn bepaald met Esa-Prima Win (EPW).

### **Eigenwaarden constructies**

Van de viaducten is in EPW een 3D-model gemaakt. Het rekenmodel van de dynamische analyse is een 2D-liggermodel. Door de 3D-eigenwaarden als input te gebruiken, wordt toch rekening gehouden met de excentrische ligging van het spoor.

De massa van het viaduct wordt door EPW bepaald, de overige permanente belastingen (randelementen, spoorconstructie enz.) zijn op het viaduct geplaatst. Hierbij is een onder- en bovengrens voor de massa van de randelementen en de spooropbouw gehanteerd. Het is voor de dynamische analyse namelijk moeilijk te voorspellen of massa gunstig of ongunstig werkt. Een hogere massa geeft een hogere demping, maar lagere eigenfrequentie.

Voor de stijfheid van de doorsneden is de ongescheurde stijfheid gehanteerd. Dit betekent dat bij een passage van een trein de doorsnede volledig onder druk moet blijven. In de statische berekening is dit als uitgangspunt gehanteerd voor de dimensionering van de voorspanning, waarbij in de situatie van belasting door goederentreinen wel beperkte trekspanningen worden toegelaten. De stijfheid van een gescheurde doorsnede neemt sterk af en daarbij is het tevens lastig te bepalen wat de stijfheid van een gescheurde doorsnede zou zijn. Deze is afhankelijk van de snedekrachten per doorsnede en varieert daarmee over de lengte. Bovendien is een volledig voorgespannen doorsnede een goed uitgangspunt voor de toetsing op vermoeiing.

De rubber opleggingen van de viaducten zijn zodanig dun en groot van oppervlak, dat deze als star kunnen worden beschouwd. Voor het viaduct A12 is wel de invloed van de stijfheid van de onderliggende portaalbalk meegenomen; de opleggingen boven de kolommen zijn stijver dan in het midden.

De eerste buigfrequenties kunnen handmatig als volgt worden bepaald:

{formule 3}

waarin  $L$  gelijk is aan de invloedslengte.

Bovenstaande formule is voor beide viaducten in tabel 1 uitgewerkt bij een bovengrens van de massa (lengte overspanning = h.o.h. opleggingen).

Tabel 1 Invoerparameters

constructie	dubbele trogligger 17,50 - 17,50 m	viaduct A12 33,3 m
buigstijfheid doorsnede ( $\text{Nm}^2$ )	$6,34 \times 10^{10}$	$3,20 \times 10^{11}$
lengte overspanning (m)	16,8	30,38
massa (kg/m)	35 950	56 307
eerste buigfrequentie (Hz)	7,4	4,1

Door EPW zijn de eerste eigenfrequenties (tot circa 30 Hz) en bijbehorende eigentrillingsvormen berekend. Voor de dubbele trogligger zijn de eerste buig- en torsiefrequentie in figuur 3 en 4 weergegeven; die voor het viaduct A12 in figuur 5 en 6.

Uit de handberekening en figuren blijkt dat de eerste eigenfrequenties van de dubbele trogligger aanzienlijk hoger liggen dan die van het viaduct A12. De invloed van de massa en de overspanning is kleiner dan de geringere stijfheid ten opzichte van het viaduct A12.

Wat verder opvalt is dat bij het viaduct A12 de eerste eigenfrequentie voor torsie lager ligt dan de eerste eigenfrequentie voor buiging. Dit is te verklaren doordat de liggers torsieslap zijn. Het brugdek kan tussen de dwarsdragers relatief gemakkelijk vervormen. Daarbij liggen in dit geval de buig- en torsiefrequentie ook nog eens dicht bij elkaar; dit brengt het risico met zich mee dat buigtrilling en torsietrilling elkaar versterken.

De eigenfrequenties van de constructie kunnen worden vergeleken met de frequentie van de passage van de laststelsels. Indien deze frequenties in de nabijheid van elkaar liggen, kunnen mogelijk grote versnellingen optreden. De frequentie van de passage van de laststelsels is afhankelijk van de afstand tussen de lasten en de snelheid van de trein en varieert van 2,0 Hz bij een snelheid van 40 m/s tot 5,5 Hz bij 100 m/s. De eerste buigfrequentie van het viaduct A12 ligt hier dichterbij dan die van de dubbele trogligger 17,50 – 17,50 m. De massa en daarmee de demping van het viaduct A12 is echter ook groter, zodat niet direct geldt dat de versnelling groter is dan die van de dubbele trogligger. Bovendien is de lengte van het viaduct in relatie tot de lengte van de trein van belang; het viaduct heeft een aantal lastpassages nodig voordat de trilling in beweging wordt gezet.

#### Maximale versnellingen viaduct

Uit de dynamische analyse volgt dat bij de dubbele trogligger 17,50 – 17,50 m de grootste versnelling optreedt (tabel 2).

Tabel 2 Resultaten van de maximale versnellingen

type viaduct	lengte (m)	maximale versnelling ( $\text{m/s}^2$ )
dubbele trogligger	17,5 - 17,5	4,4
	14,0 - 21,0	2,3
	20,0	2,8
	17,5	3,4
	15,0	3,2
viaduct A12	33,3	3,0

De figuren 7 en 8 tonen de relatie tussen de maximale versnelling en de verhouding snelheid/eerste eigenfrequentie (buiging) van de dubbele trogligger en het viaduct A12. De verhouding snelheid/eerste eigenfrequentie is erg belangrijk, omdat met deze parameter, indien nodig, kan worden bepaald hoe groot de eigenfrequentie moet zijn om de versnellingspiek buiten het te toetsen snelheidsbereik te schuiven. Bij de dubbele trogligger en het viaduct A12 treedt de maximale versnelling van het kunstwerk op aan de rand van het te toetsen gebied bij 100 m/s. De eigenfrequentie had, indien nodig, verder kunnen worden vergroot door aanpassing van de doorsnede; indien de overspanning(en) worden aangepast, geldt de relatie niet meer.

Wat verder uit de berekening blijkt, is dat bij de dubbele trogligger de lage massa (hoge eigenfrequentie, maar lage demping) maatgevend is. Voor het viaduct A12 is juist de hoge massa (lage eigenfrequentie, maar hoge demping) maatgevend. Dit geeft aan dat een gevoeligheidsanalyse van de invloed van de massa zeer belangrijk is.

Vergelijking met de statisch bepaalde dubbele trogliggers (passtukken) toont aan dat de maximale versnelling niet lineair is met de lengte van de overspanning.

Bij de dubbele trogligger 14,0 – 21,0 m is tevens de invloed van de rijrichting meegenomen (ook als 21,0 – 14,0 m getoetst). Bij dit viaducttype treedt tevens de laagste versnelling op. Dit is te verklaren doordat deze constructie in de richting van het spoor niet symmetrisch is. Hierdoor ontstaat een verstoring in de 'natuurlijke trillingsvorm', waardoor het viaduct minder snel in (eigen)trilling komt.

### Dynamische factoren statische berekening

Uit de dynamische analyse volgen tevens de dynamische momenten in de constructie. Deze zijn vergeleken met de statische momenten, zodat de belastingsfactor op de statische laststelsels kon worden vastgesteld (tabel 3).

Tabel 3 Resultaten dynamische analyse

viaducttype	lengte (m)	dynamische coëfficiënt $\phi$ statische berekening	
		positief	negatief
dubbele trogligger	17,5 - 17,5	1,16	- 0,46
	14,0 - 21,0	1,16	- 0,22
	20,0	1,17	- 0,22
	17,5	1,20	- 0,29
	15,0	1,23	- 0,22
viaduct A12	33,3	1,10	- 0,67

Het belangrijkste resultaat van de dynamische analyse is dat de viaducten ook alle een negatieve dynamische coëfficiënt hebben. Deze dynamische coëfficiënt volgt uit het feit dat in de dekken ook negatieve dynamische veldmomenten en positieve dynamische steunpuntsmomenten optreden. Dit in tegenstelling tot de statische berekening, waarin alleen positieve veldmomenten en negatieve steunpuntsmomenten gevonden worden (fig. 9). De negatieve dynamische veldmomenten en positieve dynamische steunpuntsmomenten worden veroorzaakt door opwaartse trillingen, die over het algemeen het grootst zijn als de trein het viaduct verlaat. De negatieve veldmomenten en positieve steunpuntsmomenten zijn vooral voor de toetsing op vermoeiing van belang. Ten opzichte van de statische berekening is de spanningswisseling in het dek hierdoor groter.

Omdat er bij statisch bepaalde viaducten geen negatieve statische momenten optreden, is ervoor gekozen om ook een negatieve dynamische coëfficiënt te hanteren. Deze wordt bepaald conform de eerder gegeven formule voor  $\phi_1$ , waarbij voor het statische moment het positieve veldmoment wordt ingevuld en voor het dynamische moment het gevonden negatieve dynamische moment.

Bij de dubbele trogligger is de negatieve coëfficiënt bij het standaardtype 17,50 - 17,50 m het grootst. Dit wordt vooral veroorzaakt door het repetitie-effect van de overspanning, zoals ook uit de resultaten van de versnellingen volgt. Vergelijking van de negatieve dynamische coëfficiënten met de versnellingen van de dubbele trogligger geeft de lineaire relatie tussen de versnelling en de momenten in de constructie weer. Bij het viaduct A12 wordt de grotere negatieve coëfficiënt vermoedelijk veroorzaakt door de grote overspanning.

Overigens is voor de positieve dynamische coëfficiënten de coëfficiënt op basis van de invloedslengte  $\phi_2$  maatgevend. Hierdoor is de positieve dynamische coëfficiënt bij kleinere veldlengten groter.

### Reizigerscomfort

Vanwege het feit dat de dubbele trogliggers 17,50 - 17,50 m en 20 m, alsmede het viaduct A12 meer dan driemaal achter elkaar worden toegepast, is hiervoor ook een dynamische analyse van het reizigerscomfort uitgevoerd. In deze analyse moet de maximale systematische afwijking van het spoor ten gevolge van krimp, kruip en temperatuur (doorbuiging, opbuiging) worden meegenomen (tabel 4). Uitgangspunt hierbij is dat het spoor bij aanleg geen afwijkingen heeft.

Met het liggerprogramma ALP2000 is aan de hand van een analyse van de tijdsafhankelijke effecten (krimp, kruip) en temperatureffecten na aanleg van het spoor aangetoond dat de opbuiging/doorbuiging van het dek binnen de gestelde grenzen blijft.

Tabel 4 Maximale versnellingen in de trein met invloed van systematische afwijkingen in het spoor

type viaduct	lengte (m)	afwijking spoor (mm)	Maximale versnelling rijtuig (m/s <sup>2</sup> )
dubbele trogligger	17,5 - 17,5	+5 tot -3	0,3
	20,0	+8 tot -6	0,6
viaduct A12	33,3	+6 tot -3	0,7

Uit de toets op reizigerscomfort volgt dat de maximale versnelling in de trein optreedt bij het viaduct A12. Voor de dubbele trogligger is deze versnelling niet kritisch. Verder blijkt dat de afwijking naar boven groter mag zijn dan naar beneden. Dit kan worden verklaard uit het feit dat een opbuiging tegengesteld werkt aan de doorbuiging bij belasting door een trein, zodat een kleine opbuiging van het dek gunstig werkt.

### **Projectgegevens**

#### **opdrachtgever en directie:**

Projectorganisatie HSL-Zuid

#### **ontwerp en uitvoering:**

HSL Combinatie Zuid-Holland Midden

#### **leverancier prefab liggers:**

Spanbeton

#### Bijschriften

1 Dubbele trogligger

2 Viaduct A12

3 Eerste buigfrequentie dubbele trogligger 17,50 - 17,50 m

massa hoog:  $f = 7,1$  Hz

massa laag:  $f = 7,9$  Hz

4 Eerste torsiefrequentie dubbele trogligger 17,50 - 17,50 m

massa hoog:  $f = 9,7$  Hz

massa laag:  $f = 10,6$  Hz

5 Eerste buigfrequentie viaduct A12

massa hoog:  $f = 4,0$  Hz

massa laag:  $f = 4,3$  Hz

6 Eerste torsiefrequentie viaduct A12

massa hoog:  $f = 3,4$  Hz

massa laag:  $f = 3,6$  Hz

7 Relatie tussen maximale versnelling  $a_{max}$  en snelheid/eerste buigfrequentie  $v/f_1$  voor dubbele trogligger 17,50 - 17,50 m

model met lage massa en starre steunpunten

eerste eigenfrequentie  $f_1 = 7,9$  Hz

8 Relatie tussen maximale versnelling  $a_{max}$  en snelheid/eerste buigfrequentie  $v/f_1$  voor viaduct A12

model met hoge massa en starre steunpunten

eerste eigenfrequentie  $f_1 = 3,4$  Hz

9 Vergelijking dynamische en statische momenten