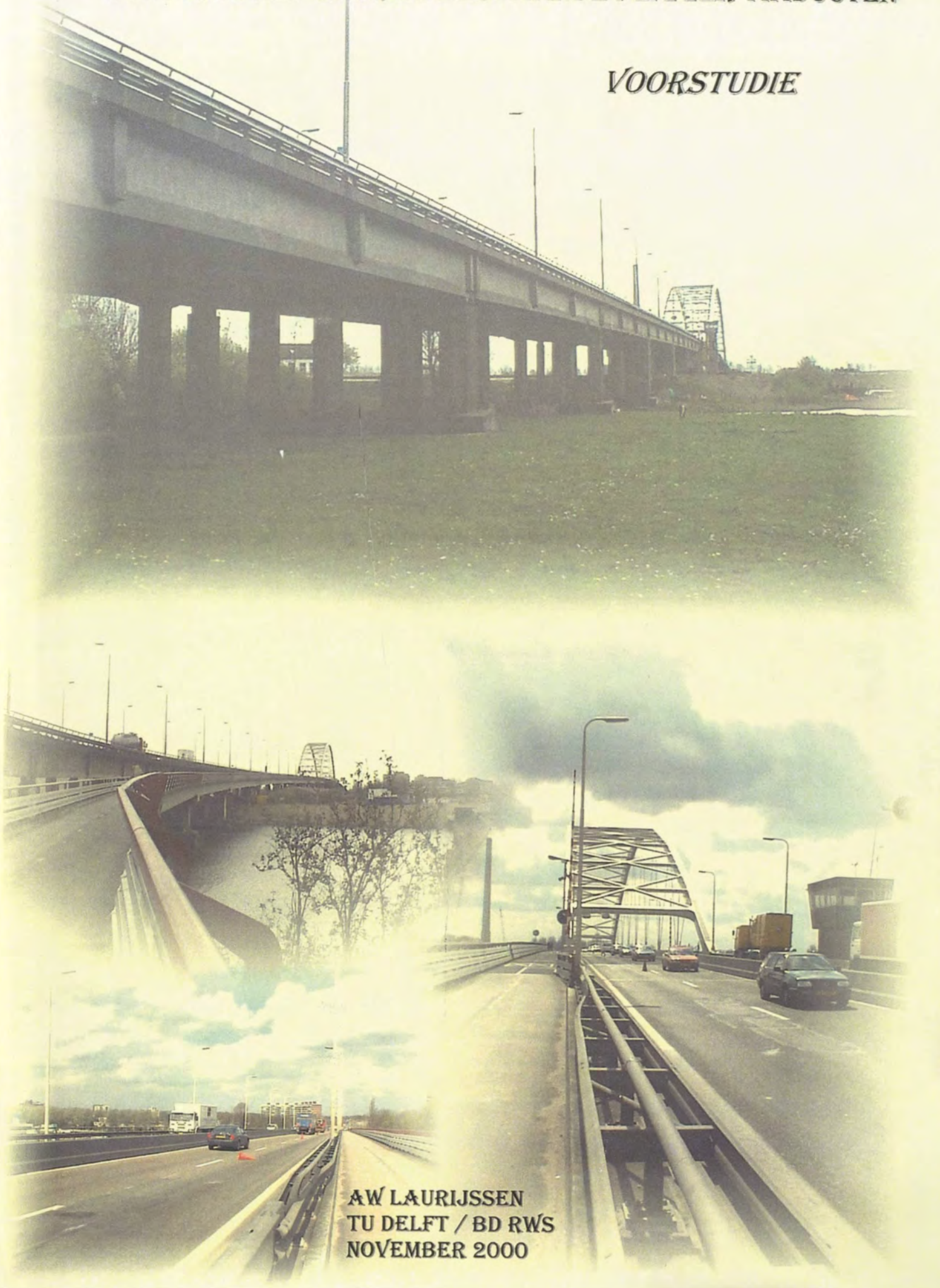


321397
CONSTRUCTIEF GEDRAG BESTAANDE I-LIGGER VIADUCTEN

VOORSTUDIE



AW LAURIJSSSEN
TU DELFT / BD RWS
NOVEMBER 2000

VOORWOORD

In dit rapport zijn de verkeersbelastingen volgens de normen van de jaren 60 bestudeerd en is er een vergelijking gemaakt met de verkeersbelastingen uit de huidige normen. Tevens zal gekeken worden op welke punten de voorgeschreven belastingen wijzigen bij de invoering van de Eurocode. Deze Eurocode is momenteel als Nederlandse Voornorm in Nederland geldig.

Naast de belastingvoorschriften zijn eveneens de voorschriften omtrent de materiaaleigenschappen met elkaar vergeleken en zijn oude materiaalkarakteristieken omgerekend zodat deze in een berekening volgens de huidige voorschriften gebruikt kunnen worden.

| | |
|--|----------------|
| 1. INLEIDING | 1 |
| 2. BELASTINGEN | 3 |
| 2.1 VOSB '63 (voorschriften voor het ontwerpen van stalen bruggen) | 3 |
| 2.1.1 Eigen gewicht | 3 |
| 2.1.2 Mobiele belasting | 3 |
| 2.1.3 Sneeuwbelasting | 7 |
| 2.1.4 Stootcoëfficiënt | 7 |
| 2.1.5 Belastingscoëfficiënt | 7 |
| 2.1.6 Belastingfactoren | 8 |
| 2.2 VBB '95 (Voorschriften betonnen bruggen) en VBC '95 (Voorschriften beton TGB1990, constructieve eisen en rekenmethoden) | 9 |
| 2.2.1 Permanente belasting | 9 |
| 2.2.2 Veranderlijke belasting | 9 |
| 2.2.2.1 Stootcoëfficiënt | 10 |
| 2.2.2.2 Last-lengtefactor | 11 |
| 2.2.3 Bijzondere belastingen | 11 |
| 2.2.4 Vermoeiing | 12 |
| 2.2.5 Belastingfactoren | 14 |
| 2.2.5.1 Bruikbaarheidsgrenstoestand | 15 |
| 2.2.5.2 Uiterste grenstoestand | 17 |
| 2.2.5.3 Vermoeiing | 19 |
| 2.3 Eurocode 1: Ontwerpgrondslagen en belastingen op constructies | deel 3: |
| Verkeersbelasting op bruggen. | 21 |
| 2.3.1 Opdeling van de rijweg in rijstroken | 21 |
| 2.3.2 Belastingmodellen | 22 |
| 2.3.2.1 Belastingmodel 1 | 22 |
| 2.3.2.2 Belastingmodel 2 | 24 |
| 2.3.2.3 Belastingmodel 3 | 25 |
| 2.3.2.4 Belastingmodel 4 | 28 |
| 2.3.3 Vermoeiing | 29 |
| 2.3.3.1 Vermoeiingsbelastingmodel 1 | 32 |
| 2.3.3.2 Vermoeiingsbelastingmodel 2 | 33 |
| 2.3.3.3 Vermoeiingsbelastingmodel 3 | 34 |
| 2.3.3.4 Vermoeiingsbelastingmodel 4 | 35 |
| 2.3.3.5 Vermoeiingsbelastingmodel 5 | 36 |
| 2.3.4 Belastingfactoren | 37 |
| 2.3.4.1 Uiterste grenstoestand: | 37 |
| 2.3.4.2 Bruikbaarheidsgrenstoestand: | 41 |

| | |
|--|-----------|
| 3. BRUG OVER DE BENEDEN MERWEDE TE PAPENDRECHT | 42 |
| 3.1 Omschrijving van het kunstwerk | 42 |
| 3.2 Rijwegindeling | 43 |
| 3.3 Asfaltdikte | 43 |
| 3.3.1 Grondradar | 44 |
| 3.3.1.1 Principe van de grondradar | 44 |
| 3.3.1.2 Nauwkeurigheid en beperkingen | 46 |
| 3.3.1.3 Onderzoeksresultaten en interpretatie | 46 |
| 3.3.1.3.1 Zuidelijke aanbrug | 46 |
| 3.3.1.3.2 Noordelijke aanbrug | 47 |
| 3.4 Bijzonder transport | 48 |
| 3.4.1 Wat zijn bijzondere transporten ? | 48 |
| 3.4.2 Aantal bijzondere transporten | 49 |
| 3.4.3 Conclusie | 52 |
| 4. MATERIAALEIGENSCHAPPEN EN TOELAATBARE MATERIAALSPANNINGEN | 53 |
| 4.1 Beton | 53 |
| 4.1.1 RVB '62-'67 | 54 |
| 4.1.1.1 Toelaatbare materiaalspanningen volgens de RVB | 54 |
| 4.1.1.1.1 Toelaatbare drukspanningen in voorgespannen beton volgens de RVB '67 | 54 |
| 4.1.1.1.2 Toelaatbare trekspanningen in het beton volgens de RVB '67 | 56 |
| 4.1.1.2 Spanning-rekdiagram volgens RVB '62-'67 | 57 |
| 4.1.1.3 Krimp van het beton volgens RVB '62-'67 | 58 |
| 4.1.1.4 Kruip van het beton | 58 |
| 4.1.2 VBC '95 | 59 |
| 4.1.2.1 Toelaatbare materiaalspanningen volgens de VBC '95 | 59 |
| 4.1.2.1.1 Druksterkte van het beton | 59 |
| 4.1.2.1.2 Treksterkte van het beton | 60 |
| 4.1.2.1.3 Schuifsterkte | 61 |
| 4.1.2.2 Spanning-rekdiagram volgens de VBC '95 | 64 |
| 4.1.2.3 Krimp van het beton volgens de VBC '95 | 65 |
| 4.1.2.4 Kruip van het beton volgens de VBC '95 | 66 |
| 4.2 Voorspanstaal | 67 |
| 4.2.1 Bestek en tekeningen | 67 |
| 4.2.2 KVS '62 | 67 |
| 4.2.2.1 Het spanning-rekdiagram van voorspanstaal | 67 |
| 4.2.2.2 Eisen gesteld door de KVS '62 | 68 |
| 4.2.3 RVB '62-'67 | 71 |
| 4.2.3.1 Toelaatbare spanningen volgens de RVB '62 - '67 | 71 |
| 4.2.3.1.1 Aanvangsspanning | 71 |
| 4.2.3.1.2 Werkspanning | 71 |
| 4.2.3.1.3 Maximaal toelaatbare betondrukspanning achter het verankerings-element | 72 |
| 4.2.3.2 Relaxatie van het voorspanstaal | 72 |
| 4.2.4 VBC '95 | 73 |
| 4.2.4.1 Toelaatbare spanningen volgens de VBC '95 | 73 |
| 4.2.4.1.1 De aanvangsvoorspankracht | 73 |
| 4.2.4.1.2 De werkvoorspankracht | 73 |
| 4.2.4.2 Relaxatie van het voorspanstaal | 74 |

| | |
|--|-----------|
| 4.3 betonstaal | 75 |
| 4.3.1 Benaming in GBV '62 | 75 |
| 4.3.2 Mechanische eigenschappen | 75 |
| 4.3.3 Toelaatbare spanningen | 76 |
| 5. VERGELIJKING VAN DE VOORSCHRIFTEN voor wat betreft de materiaaleigenschappen | 78 |
| 5.1 Beton | 78 |
| 5.1.1 drukspanning in beton | 78 |
| 5.1.1.1 Omrekenen kubusdruksterkte | 78 |
| 5.1.1.2 Spanning-rek-diagram | 80 |
| 5.1.1.3 Maximaal toelaatbare betondrukspanning: | 81 |
| 5.1.1.3.1 VBC '95: | 81 |
| 5.1.1.3.2 RVB '67 | 82 |
| 5.1.2 Trekspanningen in beton | 84 |
| 5.1.3 Schuifspanningen in beton | 85 |
| 5.1.4 Krimp van het beton | 87 |
| 5.1.5 Kruip van het beton | 88 |
| 5.2 Voorspanstaal | 90 |
| 5.2.1 RVB '62-'67 | 90 |
| 5.2.1.1 Maximale aanvangsvoorspankracht | 90 |
| 5.2.1.2 Maximale werkvoorspankracht | 90 |
| 5.2.1.3 Relaxatie | 91 |
| 5.2.2 VBC '95 | 92 |
| 5.2.2.1 Aanvangsvoorspankracht | 92 |
| 5.2.2.2 Werkvoorspankracht | 92 |
| 5.2.2.3 Relaxatie | 92 |
| 5.3 betonstaal | 94 |
| 6. LITERATUURLIJST | 96 |

1. INLEIDING

De wens bestaat bij Rijkswaterstaat om een inzicht te verkrijgen in de tijdstippen en kosten voor het te verrichten onderhoud aan betonnen bruggen en viaducten. Hiertoe is een start gemaakt met de ontwikkeling van een onderhoudsmodel van deze kunstwerken. Het eventueel te plegen onderhoud is afhankelijk van een groot aantal factoren zoals: Het type constructie, de ouderdom van de constructie, de toegepaste materialen, de aanwezige belastingen, de reservecapaciteit van de constructie.

Om zo'n onderhoudsmodel te kunnen ontwikkelen is input nodig betreffende de verschillende typen bouwwerken.

Om aan te geven waar de zwakke plekken en dus mogelijke reparatie of verbeteringswerken zich zullen voordoen is een gedetailleerde berekening en analyse van elk type toegepaste brug of viaduct noodzakelijk. Aan de hand van een specifiek kunstwerk van een bepaald type kan over de overige kunstwerken van hetzelfde type op basis van een parameteranalyse een meer algemenere uitspraak gedaan worden omtrent de gevoeligheid van een dergelijke constructie.

Mijn afstudeerwerk zal gericht zijn op het analyseren van prefab liggerviaducten gebouwd in de jaren 60 met een overspanning groter dan 40 meter. Het verschil van deze prefabliggerviaducten met de prefabliggerviaducten die vandaag de dag worden gebouwd zijn hieronder puntsgewijs omschreven:

- Vanwege grote lengte (groter dan 40 meter) konden de liggers in de jaren 60 niet per vrachtwagen van de fabriek naar het werk getransporteerd worden. Dit betekende dus dat de liggers op het bouwterrein werden vervaardigd en later op de onderbouw werden gelegd. Omdat de klimatologische omstandigheden op het werkterrein minder gunstig zijn dan die in de fabriek was het zeer moeilijk om een even grote kwaliteit en sterkte van de betonnen liggers te bereiken.
- Omdat de liggers op het werk gestort werden werd ook gebruik gemaakt van voorspanstrengen die na het verharderen van het beton werden gespannen. Tegenwoordig worden de liggers van dergelijke viaducten in de fabriek met behulp van voorgerekte staal vervaardigd.
- Tegenwoordig worden per overspanning slechts twee einddwarsdragers toegepast. Om toch voldoende stijfheid en dus belastingspreiding in dwarsrichting te verkrijgen wordt gekozen voor wat zwaardere en/of dichter bij elkaar gelegen langsliggers. De kosten voor het plaatsen van extra en/of zwaardere balken weegt vandaag de dag op tegen de hoge kosten van het in het werk bekisten, wapenen en storten van de dwarsdragers. Bij de te analyseren bruggen uit de jaren 60 lag de verhouding materiaal- en arbeidskosten veel hoger en werd dus gekozen voor een materiaalbesparing door het aanbrengen van enkele arbeidsintensieve tussendwarsdragers.
- Een vierde verschil is dat er geen druklaag over de langsliggers wordt gestort maar dat deze tussen de flenzen van de langsliggers werd gestort.

Naast het belang voor het te ontwikkelen onderhoudsmodel is het analyseren van dit type liggerviaducten tevens zeer interessant omdat het kunstwerk is ontworpen en gebouwd aan de hand van de toenmalig geldende normen en voorschriften. Het is zeer de vraag of op dit moment, met de vandaag de dag geldende normen, voorschriften en belastingen nog steeds voldaan wordt aan de vereiste veiligheid en de eisen ten aanzien van scheurvorming die aan de constructie worden gesteld.

Naast een controle volgens de huidige normen en voorschriften zal tevens bekeken worden wat de invoering van de nieuwe Eurocode (momenteel als voornorm geldig in Nederland) voor gevolgen heeft voor dit type kunstwerken. Zullen de beschouwde kunstwerken in de toekomst nog steeds voldoen aan de dan gestelde eisen met betrekking tot bruikbaarheid en bezwijkveiligheid.

Voor de gedetailleerde analyse van dit type liggerviaducten is de brug over de Beneden Merwede te Papendrecht gekozen. Deze brug is gebouwd en ontworpen in de jaren 60. De aanbruggen aan zowel de noord- als zuidzijde zijn uitgevoerd als liggerviaducten in voorgepannen beton met een groot aantal overspanningen van ongeveer 45 meter en voldoet dus aan het boven gekenmerkte type kunstwerk.

Om te kunnen komen tot een berekening van deze constructie zal allereerst geïnventariseerd worden hoe de verkeersbelasting volgens de verschillende normen (VOSB '63, VBB '95 en de Eurocode) is geschematiseerd. Tevens zal gekeken worden wat de verschillende in rekening te brengen factoren zoals belastingfactoren, stootcoëfficiënt, belastingcoëfficiënt bedragen.

De grootte van de verschillende belastingen is uiteraard per kunstwerk verschillend. Zo is deze afhankelijk van het eigen gewicht, de rijwegindeling enz. Om een beeld te verkrijgen van dit eigengewicht en van de rijwegindeling is het betreffende kunstwerk globaal omschreven in deze voorstudie.

Naast de belastingen die in de normen geschematiseerd worden zal tevens gekeken worden hoe de werkelijke verkeersbelasting zich ontwikkelt. Om hiervan een beeld te verkrijgen zal gebruik gemaakt worden van gegevens afkomstig van de aanvragen voor bijzonder transport zoals die bij de bouwdienst van Rijkswaterstaat de afgelopen jaren zijn binnengekomen. Hierbij zal zowel naar de landelijke ontwikkeling over een lange periode als naar de lokale ontwikkeling (bijzonder transport over de brug te Papendrecht) over de afgelopen vijf jaar gekeken worden.

Naast deze belastingen zijn de materiaaleigenschappen van het in die tijd vervaardigde materiaal anders gedefinieerd en geclassificeerd dan de materiaaleigenschappen van materialen die tegenwoordig worden toegepast. Er is dus een omrekeningslag nodig om de vroegere materiaalkarakteristieken toe te kunnen passen in huidige toetsingen. De verschillende toegepaste materialen zullen voor wat betreft hun eigenschappen geanalyseerd worden en omgerekend worden naar karakteristieken waarmee vandaag de dag gerekend wordt.

2. BELASTINGEN

Aangezien in de loop der jaren de verschillende in rekening te brengen belastingen, de belastingfactoren, de stootcoëfficiënt en de belastingscoëfficiënt aan verandering onderhevig zijn geweest zal hieronder beschreven worden wat deze veranderingen nu concreet inhouden.

Tijdens het ontwerp van het viaduct is gerekend conform de VOSB '63, GBV '62 en RVB '62-'67. Tegenwoordig wordt gerekend conform de VBB '95 en VBC '95 en in de toekomst zal de Eurocode van toepassing zijn op het maken van een ontwerp van het viaduct.

2.1 VOSB '63 (voorschriften voor het ontwerpen van stalen bruggen)

Verticale belasting bestaande uit eigen gewicht, mobiele belasting en sneeuwbelasting.

2.1.1 Eigen gewicht

Onder het eigengewicht van een brugconstructie wordt verstaan de belasting die als gevolg van het gewicht van het beton, de slijtlaag (meestal asfalt) en de overige rustende belasting zoals meubilair (geleiderail, verlichting, leuningconstructie ed) op de constructie werkzaam is. Deze belasting wordt over het algemeen verondersteld gelijkmatig verdeeld en ten alle tijden aanwezig te zijn.

In de VOSB '63 wordt de massa van 1 m³ beton geschat op 2500 kg en voor het asfalt wordt een massa aangenomen van 2000 kg per m³.

2.1.2 Mobiele belasting

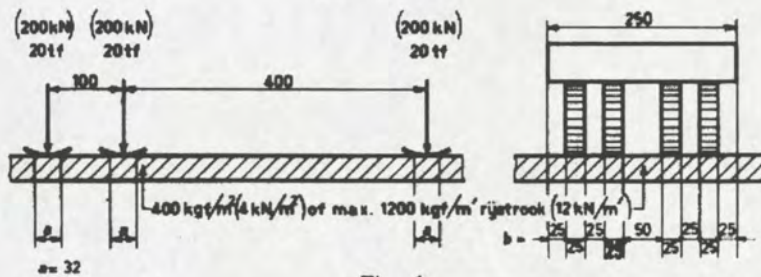
Onder de mobiele belasting wordt verstaan de belasting die wordt veroorzaakt door het op de constructie aanwezige verkeer. Aangezien het ondoenlijk is om alle mogelijke belastingssituaties voor verschillende typen voertuigen en verschillende locaties van deze voertuigen op de constructie door te rekenen zullen een aantal vereenvoudigde schematisaties doorgerekend worden.

De omvang van de mobiele belasting op de constructie hangt af van het te verwachten verkeer. In de VOSB zullen dan ook drie klassen onderscheiden worden:

- Klasse 60:** Dit is de zwaarste verkeersklasse en deze is van toepassing voor constructies die gelegen zijn in de hoofdverkeerswegen, waarbij omleggen van het verkeer uitgesloten is. De optredende belasting zal geschematiseerd worden door een gelijkmatig verdeelde belasting van 4 kN/m^2 over het totale oppervlak van de rijstroken. Aangezien tegenwoordig de trend bestaat de rijbanen steeds breder te maken is er voor de verdeelde belasting een maximum gesteld van 12 kN/m^1 rijstrook. Naast deze gelijkmatig verdeelde belasting dient er nog een of twee geconcentreerde lasten aangebracht te worden. Deze geconcentreerde last bestaat uit een stelsel van drie aslasten van 200 kN veroorzaakt door een wagen van 2.5 meter breed. Deze aslasten zijn verdeeld over vier wielen (zie onderstaande figuur). In het geval twee van deze laststelsels in rekening gebracht worden behoeft slechts 80% van zowel deze laststelsels als de verdeelde belasting in rekening gebracht te worden.

Maten in cm

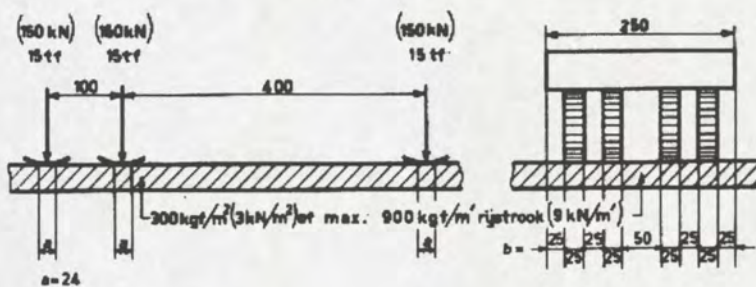
KLASSE 60



- Klasse 45:** Deze verkeersklasse is van toepassing voor hoofdverkeerswegen waarbij de mogelijkheid bestaat een zeer zware vrachtwagen om te leiden over een weg met bruggen die gebouwd zijn volgens verkeersklasse 60. De in rekening te brengen gelijkmatig verdeelde belasting bedraagt nu 3 kN/m^2 met een maximum van 9 kN/m^1 rijstrook. De geconcentreerde last bestaat uit een laststelsel van 3 aslasten van 150 kN ieder verdeeld over vier wielen (zie tekening).

Maten in cm

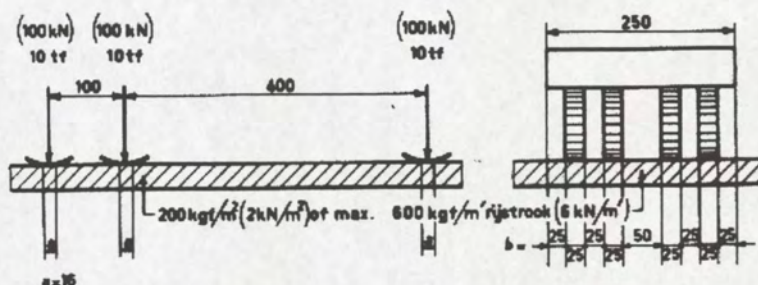
KLASSE 45



- Klasse 30: Dit is de lichtste klasse. Viaducten en bruggen die ontworpen zijn volgens verkeersklasse 30 zijn niet geschikt voor zeer zware voertuigen. Voor de gelijkmatig verdeelde belasting moet een waarde van 2 kN/m^2 met een maximum van 6 kN/m^1 rijstrook in rekening gebracht worden. De geometrie van het laststelsel is ook nu weer gelijk aan die van klasse 60 en 45 alleen zijn de aslasten nu slechts 100 kN (zie tekening).

Maten in cm

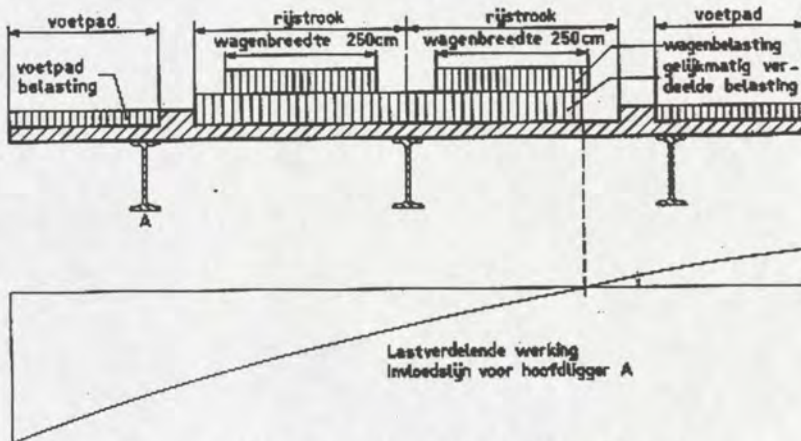
KLASSE 30



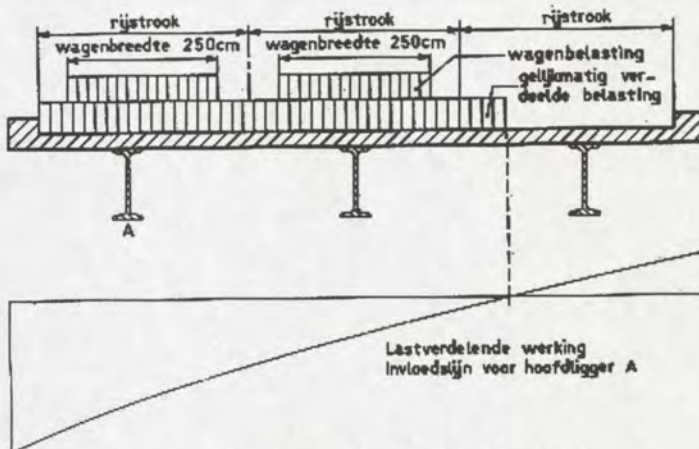
Zoals reeds eerder hoeft bij het in rekening brengen van twee laststelsels slechts 80% van de totale belastingcombinatie (verdeelde + geconcentreerde belasting) in rekening gebracht te worden.

Onderliggende gedachte hiervan is dat het voorkomen van twee zeer zware wagens samen met de maximale verdeelde belasting zeer onwaarschijnlijk geacht wordt.

Verder dient opgemerkt te worden dat bij de berekening van de verschillende onderdelen van de constructie de plaats van de mobiele belasting voor dat onderdeel zo ongunstig mogelijk is. Hierbij geldt dat de lengte-as van de wagen evenwijdig aan het viaduct blijft en mag bovendien worden aangenomen dat de wagen in het midden van de rijstrook rijdt. Concreet gezegd houdt dit in dat de mobiele belasting alleen aanwezig is ter plaatse van het positieve deel van de invloedslin of alleen op het negatieve deel van deze invloedslin. Echter voor bruggen met aan weerszijden uitgebouwde fietspaden geldt dat bij de berekening van de hoofdliggers geen rekening hoeft te worden gehouden met het geval dat de ene uitbouw belast en de andere onbelast is tenzij deze eenzijdige belasting van grote invloed is op de hoofdliggers. Bovenstaande is met behulp van de onderstaande figuren verduidelijkt.



Brug met 2 rijstroken, voetpaden en 3 hoofdliggers



Brug met 3 rijstroken en 3 hoofdliggers

Bovendien geldt voor de berekening dat de rijweg ingedeeld wordt in net zoveel rijstroken als door de aansluitende wegen wordt aangegeven of indien deze indeling niet duidelijk is in zoveel rijstroken als de maat van 3.0 m gehele malen in de breedte van de rijweg is begrepen. Concreet houdt dit dus in dat een eventuele vluchtstrook of schrikstrook niet belast hoeft te worden met de gelijkmatig verdeelde verkeersbelasting dan wel met een laststelsel.

2.1.3 Sneeuwbelasting

De belasting van de brug of het viaduct door sneeuw hoeft niet in rekening gebracht te worden.

Nadat de verticale belastingen aan bod zijn geweest zal hierna beschreven worden welke factoren en coëfficiënten op deze belastingen van toepassing zijn.

2.1.4 Stootcoëfficiënt

Bij bruggen die onderhevig zijn aan trillingen en stoten ten gevolgen van het verkeer, moet de invloed hiervan in rekening gebracht worden door het vermenigvuldigen van de mobiele belasting met een stootcoëfficiënt. De waarde van deze stootcoëfficiënt is afhankelijk van de lengte L waarover de mobiele belasting aangebracht dient te worden teneinde voor het betreffende onderdeel een zo ongunstig mogelijke buigend moment te verkrijgen. Voor een statisch bepaald systeem op twee steunpunten is deze L dus gelijk aan de totale overspanning.

De waarde voor de stootcoëfficiënt wordt berekend met behulp van de volgende formule:

$$S = 1 + \frac{40}{100 + L} \quad (\text{voor bruggen voor gewoon verkeer})$$

Naarmate de lengte L groter wordt wordt de stootcoëfficiënt kleiner dit is logisch aangezien de mobiele belasting dan een kleiner deel zal uitmaken van de totale belasting.

Bovenstaande stootcoëfficiënt is bedoeld voor bruggen die belast worden door een verkeersbelasting en uitgevoerd zijn in staal.

De GBV '62 geeft net als de RVB '62-'67 voor bruggen uitgevoerd in beton cq. voorgespannen beton een andere waarde voor de stootcoëfficiënt, namelijk:

$$S = 1 + \frac{3}{10 + L}$$

Bovenstaande formule resulteert in een lagere waarde voor deze coëfficiënt. Deze lagere waarde is gerechtvaardigd aangezien bij een brug uitgevoerd in beton de totale massa een veel grotere rol gaat spelen en de trillingen dus een minder groot effect hebben dan in het geval van een relatief lichte constructie in staal.

2.1.5 Belastingscoëfficiënt

De steeds geringer worden waarschijnlijkheid van het voorkomen van de maximale mobiele belasting voor lange verkeersbruggen wordt tot uiting gebracht in de belastingscoëfficiënt.

Deze belastingscoëfficiënt is dus ook afhankelijk van de lengte L echter deze factor veroorzaakt een reductie van de mobiele belasting terwijl de stootcoëfficiënt een verhoging veroorzaakt.

De waarde voor de belastingscoëfficiënt wordt berekend met behulp van de volgende formule:

$$B = 0.6 + \frac{40}{100 + L}$$

2.2 VBB '95 (Voorschriften betonnen bruggen) en VBC '95 (Voorschriften beton TGB1990, constructieve eisen en rekenmethoden)

Hieronder zal voor de verticale belasting beschreven worden wat de verschillen zijn tussen VBB, VBC en VOSB '63, GBV '62 en RVB '62-'67.

De belastingen volgens de VBB '95 zijn onderverdeeld in vier soorten, namelijk:

1. Permanente belasting
2. Veranderlijke belasting
3. Bijzondere belasting
4. Vermoeiing

2.2.1 Permanente belasting

Onder de permanente belasting valt het eigen gewicht, de rustende belasting (afwerklaag, asfalt e.d.), voorspanning en belastingen door opgelegde vervormingen.

De belastingen door opgelegde vervormingen zijn belastingen die ontstaan door verhinderde krimp of kruip of belastingen ontstaan door ongelijkmatige zakkingen.

Voor het soortelijk gewicht van beton wordt de waarde 24 kN/m^3 gehanteerd.

De belasting veroorzaakt door de voorspanning wordt bepaald aan de hand van de evenwichtsbelastingmethode.

2.2.2 Veranderlijke belasting

Gezien het doel van deze studie zullen alleen de verschillen in verticale veranderlijke belastingen (mobiele belasting en sneeuwbelasting) besproken worden.

Mobiele belasting

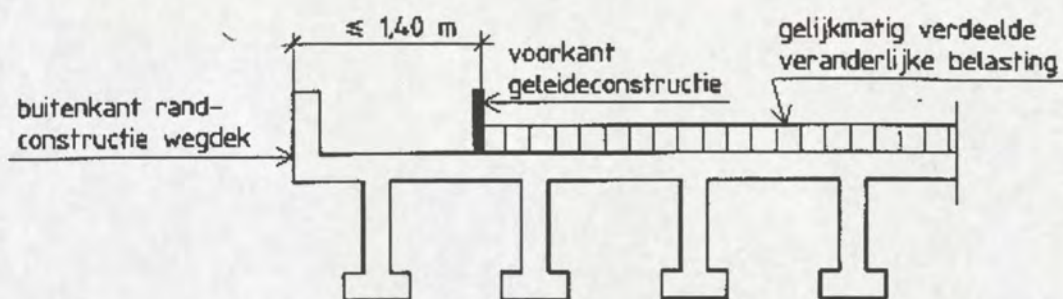
De waarden voor de gelijkmatig verdeelde belasting en het laststelsel zijn voor de verschillende verkeersklassen gelijk aan die uit de VOSB '63.

In de VBB '95 is echter gesteld dat indien een geleiderail aanwezig is de gelijkmatig verdeelde belasting aangebracht dient te worden op het oppervlak binnen deze geleiderails.

Voorwaarde is echter dat de afstand van de buitenkant randconstructie tot de binnenkant van de geleiderail niet meer dan 1.4 m bedraagt. Indien deze afstand groter is dient de waarde van 1.4 m als grenswaarde gehanteerd te worden.

Voor de plaats van het laststelsel in dwarsrichting mag volgens de VBB '95 niet meer worden aangenomen worden dat de wagen in het midden van de rijstrook rijdt. De uiterste stand van de wagen wordt nu begrensd door de voorkant van de geleiderailconstructie indien deze zich op een afstand kleiner dan 1.4 m van de buitenkant van de randconstructie bevindt. Is deze afstand groter dan dient weer met de grenswaarde van 1.4 m gerekend te worden.

Bovenstaande is verduidelijkt met behulp van onderstaande afbeelding.



De beperking uit de VOSB '63, dat de mobiele belasting slechts aangebracht hoeft te worden op de rijstroken zoals die aangegeven zijn door de aansluitende wegen of op zoveel rijstroken als de maat van 3.0 m gehele malen in de totale breedte van de rijweg is begrepen en dat het laststelsel zich in de as van de rijstrook bevindt, komt hiermee te vervallen en dus zal de voorgeschreven belasting door het verkeer toenemen.

2.2.2.1 Stootcoëfficiënt

Ook in de VBB '95 dienen de belastingen ten gevolge van het verkeer vermenigvuldigd te worden met een stootcoëfficiënt om het dynamisch effect van deze belastingen in rekening te brengen. De berekening van deze stootcoëfficiënt verloopt echter met een andere formule dan die in de VOSB '63 en is nu naast de theoretische overspanning tevens afhankelijk van de constructiehoogte en van het soort beton en het constructiedeel.

$$S = 1 + C_o * \frac{l}{h * (100 + l)}$$

met:

C_o = constante waarvoor de waarde uit onderstaande tabel gehanteerd dient te worden

| soort constructiedeel | grindbeton | lichtbeton |
|---------------------------------------|------------|------------|
| voorgespannen liggers en kokerliggers | 0.7 | 0.8 |
| massieve voorgespannen platen | 0.8 | 0.9 |
| balkroosters van gewapend beton | 0.9 | 1.0 |
| massieve platen van gewapend beton | 1.1 | 1.2 |

h = totale constructiehoogte in meters

l = theoretische overspanning of grootste aanwijsbare equivalente overspanning bij statisch onbepaalde constructies in meters.

2.2.2.2 Last-lengtefactor

Voor deze last-lengtefactor dient de waarde van de belastingscoëfficiënt zoals die gedefinieerd is in de VOSB '63 gehanteerd in rekening gebracht te worden.

2.2.3 Bijzondere belastingen

Onder bijzondere belastingen vallen de belastingen die tijdens calamiteiten, bij het verkeerd gebruiken van de brug en tijdens de vervanging van de opleggingen optreden.

Bij calamiteiten wordt rekening gehouden met aanrijdbelastingen van de onder- en bovenbouw. Onder verkeerd gebruik van de brug wordt verstaan het gebruik van voet- en rijwielpaden door wegverkeer.

Tijdens het vervangen van de opleggingen van de brug wordt de brug opgevijseld waardoor een andere belastingssituatie optreedt de krachtsverdeling in de brug dus wijzigt.

Gezien het doel van dit afstudeerwerk is de horizontale belasting niet direct interessant. De constructie zal namelijk onderzocht worden op buigspanningen, dwarskracht en vermoeiing die het gevolg zijn van verticaal werkende belastingen.

Aan de hand van een gesprek met de projectleider van de afdeling onderhoud van de Bouwdienst van Rijkswaterstaat wordt verondersteld dat de huidige technieken waarmee rubber oplegblokken worden vervangen nauwelijks een verandering in de krachtverdeling van het viaduct teweeg brengt. De liggers worden slechts een fractie van een millimeter opgetild (zodat de blokken juist spanningsloos zijn) waarna de oude blokken worden verwijderd en nieuwe blokken worden aangebracht met behulp van een verloren vijzel.

Uit het voorgaande volgt dus dat het meenemen van bijzondere belastingen, met uitzondering van het verkeer gebruik (belasting van de rijwielpaden door wegverkeer) indien rijwielpaden of inspectiepaden op de brug aanwezig zijn, in het kader van het te verrichten onderzoek niet noodzakelijk dan wel wenselijk is.

2.2.4 Vermoeiing

Voor verkeersbruggen met een overspanning kleiner dan 60 m geldt onderstaande belasting met betrekking tot vermoeiing.

De referentiewaarde voor de frequent passerende mobiele belasting moet per rijrichting bepaald worden door de mobiele belasting van een wagen, volgens verkeersklasse 60, te vermenigvuldigen met een factor α die volgt uit onderstaande tabel. De gelijkmatig verdeelde mobiele belasting mag voor een vermoeiingsberekening buiten beschouwing gelaten worden.

| α | | |
|----------|----------------------|----------------|
| Wagen | Direct bereden delen | |
| | Enkele aslast | Dubbele aslast |
| 1.00 | 0.50 | 0.50 |

De waarden uit bovenstaande tabel zijn gebaseerd op een referentieperiode van 80 jaar.

Indien dus de langsliggers uit de hoofddraagconstructie (niet direct bereden delen) worden bekeken heeft de factor α de waarde 1.0 en dient dus een laststelsel met een totaal gewicht van 600 kN in rekening gebracht te worden. Indien het rijdek tussen de langsliggers wordt getoetst (direct bereden deel) geldt voor α de waarde 0.5 en dient dus een aslast van 100 kN of twee aslasten van ieder 100 kN in rekening gebracht te worden.

In werkelijkheid zijn de aslasten van de vrachtwagens over het algemeen kleiner dan 200 kN. Dit komt omdat het aantal assen in werkelijkheid groter is dan 3 (volgens laststelsel). Dit is dan ook de reden dat voor de direct bereden delen voor wat betreft vermoeiing met een lagere aslast gerekend mag worden.

Voor een vermoeiingsberekening dient voor alle bruggen uitgegaan te worden van een mobiele belasting zoals die geschematiseerd is voor verkeersklasse 60. Dit is gebaseerd op het feit dat alle vrachtauto's die op een auto(snel)weg voorkomen ook op de overige wegen zullen rijden.

Het aantal wisselingen (n) van de referentiebelasting per rijstrook binnen de referentieperiode is gelijk aan de waarden zoals die in onderstaande tabel zijn weergegeven.

| Belasting | Aantal wisselingen n | |
|---|--------------------------------------|-----------------------------|
| | 2 of meer rijstroken per rijrichting | 1 rijstrook per rijrichting |
| wagens per rijrichting; op de drukst door vrachtverkeer bereden rijstrook | 10^8 | $2.5 \cdot 10^7$ |
| wagens op de overige rijstroken | 10^7 | - |
| dubbele aslasten op direct bereden delen | 10^8 | $2.5 \cdot 10^7$ |
| enkele aslasten op direct bereden delen | $3 \cdot 10^8$ | $7.5 \cdot 10^7$ |

Ook voor de vermoeiingsberekening geldt weer dat de zwaarst belaste rijstrook op de voor het beschouwde constructie onderdeel meest ongunstige plaats gezet moet worden.

Zowel voor het bepalen van de krachtsverdeling in langs- als in dwarsrichting is het niet nodig te rekenen op het gelijktijdig voorkomen van meer dan een laststelsel, mits het effect van de overlappende invloedssferen van de optredende momenten door het gelijktijdig aanwezig zijn van meer dan een laststelsel op de brug in rekening wordt gebracht door de referentiewaarde van de frequent passerende mobiele belasting te vermenigvuldigen met een factor β . De berekening van deze factor is afhankelijk van de richting die beschouwd wordt en de rijstrookindeling die op de brug aanwezig is.

Een eventuele verdere uitwerking van de belasting die voor de vermoeiingsberekening in rekening gebracht dient te worden zal volgen in de hoofdstudie bij de toetsing van de brug op vermoeiing.

Voor de grenstoestand vermoeiing geldt voor de stootcoëfficiënt dezelfde waarde als die eerder is genoemd.

Voor de last-lengtefactor geldt echter nu een andere waarde die afhankelijk is van de overspanning. Deze factor brengt het effect in rekening dat in werkelijkheid de vrachtwagens langer zijn dan het in rekening gebrachte laststelsel.

| Lengte van de overspanning (l) | Last-lengtefactor B_v | |
|--------------------------------|-------------------------|-------------------|
| | veld | tussensteunpunt |
| $l \leq 5m$ | 0.50 | 1.00 |
| $5m < l \leq 15m$ | $0.50 + (l-5)0.02$ | $0.7 + (5-l)0.03$ |
| $15m < l \leq 20m$ | $0.7 + (l-15)0.02$ | |
| $20m < l \leq 70m$ | $0.8 + (l-20)0.004$ | |
| $70m < l$ | 1.00 | |

Voor de lengte van het tussensteunpunt moet de gemiddelde lengte van de aangrenzende velden worden aangehouden.

2.2.5 Belastingfactoren

In de VBC '95 is geen sprake meer van veiligheidsfactoren zoals die in de GBV '62 gehanteerd werden. Deze veiligheidsfactoren zijn factoren die de onzekerheid in de optredende belastingen en de spreiding in de materiaaleigenschappen in rekening brengen. In de huidige VBC '95 zijn deze veiligheidsfactoren opgedeeld in materiaal- en belastingfactoren. Op deze manier kunnen de verschillende maten van onzekerheid van de verschillende materialen en de verschillen soorten belasting nauwkeuriger meegenomen worden.

De grootte van de materiaalfactoren is afhankelijk van het toegepaste constructiemateriaal (zo heeft staal een geringere spreiding in materiaaleigenschappen en dus ook een lagere materiaalfactor dan bijvoorbeeld beton of hout)

De grootte van de belastingfactoren is zowel afhankelijk van het type belasting (permanent bv. Eigen gewicht of veranderlijke belasting bv. Verkeersbelasting). Daarnaast hangt de hoogte van deze belastingfactoren af van de grenstoestand die beschouwd wordt (uiterste grenstoestand of bruikbaarheidsgrenstoestand).

De verschillende waarden van de materiaalfactoren zullen later besproken worden.

Zoals reeds vermeld worden in de VBC '95 twee toestanden berekend cq gecontroleerd, namelijk de bruikbaarheidsgrenstoestand en de uiterste grenstoestand.

Daarnaast is in de VBB '95 voorgeschreven dat onderdelen van bruggen die zijn onderworpen aan wisselende verkeersbelastingen tevens getoetst moeten worden op de grenstoestand vermoeiing.

2.2.5.1 Bruikbaarheidsgrenstoestand

In de bruikbaarheidsgrenstoestand gaat het om de bruikbaarheid en esthetica van de constructie of het bouwwerk. Bij deze grenstoestand wordt getoetst op:

- scheurvorming
- aanvangsvoorspanning
- doorbuiging

In de bruikbaarheidsgrenstoestand dienen twee belastingcombinaties beschouwd te worden:

- de incidentele belastingcombinatie (bijvoorbeeld voor toetsen van scheurvorming)
- de momentane belastingcombinatie (bijvoorbeeld voor een kruipberekening)

Incidentele belastingcombinatie

$$\gamma_{f;g} * G_{rep} + \gamma_{f;q} * \psi_t * Q_{1;rep} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{f;q} * \psi_i * Q_{i;rep}$$

Momentane belastingcombinatie

$$\gamma_{f;g} * G_{rep} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{f;q} * \psi_k * \psi_i * Q_{i;rep}$$

met:

G_{rep} = permanente belasting

$Q_{1;rep}$ = extreme waarde van de belasting met ranggetal 1

$Q_{i;rep}$ = extreme waarde van de belasting met ranggetal i

$\gamma_{f;g}$ = belastingfactor voor permanente belasting

$\gamma_{f;q}$ = belastingfactor voor veranderlijke belasting

ψ_i = momentaanfactor voor de veranderlijke belasting

i = ranggetal

ψ_k = reductiefactor voor de momentane belasting;

= 0.6 voor belastingen die voor kruipberekeningen worden gebruikt

= 1.0 voor belastingen die voor overige berekeningen worden gebruikt

ψ_t = reductiefactor voor de extreme waarde van de gelijkmatig verdeelde belasting, wordt als volgt bepaald:

$$\psi_t = 1 + \left(\frac{1 - \psi}{9} \right) \ln \left(\frac{t}{t_{50a}} \right)$$

t_{50a} = 50 jaar

ψ = momentaanfactor voor de veranderlijke belasting

t = referentie periode in jaren met een minimum van:

■ veiligheidsklasse 1: 1 jaar

■ veiligheidsklasse 2 en 3: 15 jaar

Belastingfactoren voor bruikbaarheidsgrenstoestand voor bruggen ontworpen volgens veiligheidsklasse 3:

| | $\gamma_{f,g}$ | | $\gamma_{f,q}$ |
|-------------------------|----------------|---------|----------------|
| | ongunstig | gunstig | |
| incidentele combinaties | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| momentane combinaties | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

In de hieronderstaande tabel zullen de momentaanfactoren voor de verschillende veranderlijke belastingen gegeven worden.

| Belasting | momentaanfactor |
|--|-----------------|
| wegverkeer op de brug | 0.5 |
| verkeer op voet- en (brom)fietsbruggen | 0.5 |
| wind | 0.5 |
| remkracht | 0.5 |
| leuningbelasting | 0.0 |
| jaarlijkse temperatuurwisselingen | 0.5 |
| dagelijkse temperatuur wisselingen | 0.5 |
| aanrijding geleiderailconstructie | 0.0 |

2.2.5.2 Uiterste grenstoestand

In de uiterste grenstoestand gaat het om de draagkracht van de constructie. Bij deze grenstoestand wordt getoetst op:

- Draagvermogen
- Hoogte van de betondrukzone
- Minimum wapeningspercentage

Ook in de uiterste grenstoestand worden twee belastingcombinaties beschouwd:

- Fundamentele belastingcombinatie
- Bijzondere belastingcombinatie

Fundamentele belastingcombinatie

$$\gamma_{f;g} * G_{rep} + \gamma_{f;q} * \psi_t * Q_{1;rep} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{f;q} * \psi_i * Q_{i;rep} \quad (1)$$

$$\gamma_{f;g} * G_{rep} \quad (2)$$

Bijzondere belastingcombinatie

$$\gamma_{f;g} * G_{rep} + \gamma_{f;a} * F_{a;rep} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{f;q} * \psi_i * Q_{i;rep}$$

met:

$F_{a;rep}$ = Bijzondere belasting (bijvoorbeeld aanrijding of verkeerd gebruik)

$\gamma_{f;q}$ = Belastingfactor voor bijzondere belasting

De waarden voor de verschillende belastingfactoren in de uiterste grenstoestand zijn gegeven in onderstaande tabel (veiligheidsklasse 3). Afwijkend van NEN 6702 geldt volgens de VBB '95 dat de belastingfactor voor ongunstig werkende permanente belasting in fundamentele belastingcombinaties 1.5 bedraagt.

| | $\gamma_{f;g}$ | | $\gamma_{f;q}$ | $\gamma_{f;a}$ |
|--------------------------|----------------|---------|----------------|----------------|
| | ongunstig | gunstig | | |
| Fundamentele combinaties | | | | |
| 1 | 1.5 | 0.9 | 1.5 | - |
| 2 | 1.5 | 0.9 | - | - |
| Bijzondere combinaties | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

Belastingen ten gevolge van opgelegde vervormingen zoals klimatologische temperatuurinvloeden, zettingsverschillen, krimp en kruip hoeven voor een berekening in de uiterste grenstoestand niet meegenomen te worden (VBB '95)

Voorwaarde is echter wel dat de rotatiecapaciteit in de plastische scharnieren voldoende groot is.

Voor bruggen geldt dat de belastingfactor voor eigen gewicht en rustende belasting (permanente belasting) voor elke combinatie in de uiterste grenstoestand gelijk is aan 1.5 in plaats van 1.2 of 1.35.

Voor gebouwen en veel andere constructies bepaalt de veranderlijke belasting, in de uiterste grenstoestand meer dan de helft van de totale belasting. Aangezien de belastingfactor voor veranderlijke belasting 1.5 en voor permanente belasting 1.2 bedraagt zal de overall belastingfactor groter zijn dan 1.35.

Voor betonnen bruggen is het eigengewicht veelal veel groter dan de mobiele belasting. De totale veranderlijke belasting bedraagt slechts zo'n 25% van de totale belasting. Bij gelijke belastingfactoren zou dit betekenen dat de overall belastingfactor van de brug in de uiterste grenstoestand veel lager is dan 1.35

Daarnaast is uit het voorgaande gebleken dat de verkeersbelasting zoals die in de VBB '95 is voorgeschreven nauwelijks hoger is dan de verkeersbelasting zoals die in de oude VOSB '63 is voorgeschreven. Aangezien de werkelijke verkeersbelasting in de afgelopen 30 a 40 jaar wel degelijk is toegenomen heeft men dit met het verhogen van de belastingfactoren op willen vangen.

Door in de uiterste grenstoestand zowel voor de permanente als voor de veranderlijke belasting een belastingfactor van 1.5 voor te schrijven heeft men de overall belastingfactor weer boven het gewenste niveau van 1.35 gebracht en is er bovendien een verhoging doorgevoerd om de toegenomen verkeersbelasting in rekening te brengen.

Gezien de achtergrond van de verhoging van de belastingfactor voor permanente belasting zou het logischer geweest zijn om de belastingfactor voor permanente belasting ongewijzigd te laten (de onzekerheid in de grootte van het eigengewicht en de rustende belasting is tenslotte niet groter geworden dan vroeger) en de belastingfactor voor de veranderlijke belasting op te voeren om op die manier per saldo dezelfde verzwaaring in de totale belasting door te voeren.

Doordat de belastingfactor voor permanente belasting voor fundamentele belastingcombinatie 1 en 2 gelijk zijn heeft de fundamentele combinatie 2 voor bruggen geen betekenis meer aangezien deze nooit meer maatgevend kan zijn.

In het geval er gerekend wordt volgens de bijzondere belastingcombinatie is in de VBB '95 voorgeschreven dat naast de permanente belasting en de bijzondere belasting geen overige veranderlijke belasting in rekening gebracht hoeft te worden. De vergelijking van de bijzondere belastingcombinatie kan dus vereenvoudigd worden tot:

$$\gamma_{f;g} * G_{rep} + \gamma_{f;a} * F_{a;rep}$$

Voor gunstig werkende voorspanbelasting dient conform de VBC '95 een belastingfactor van 1.0 gehanteerd te worden.

2.2.5.3 Vermoeiing

Afwijkend van de VBC '95 wordt in de VBB '95, voor die onderdelen van de brug die onderhevig zijn aan een wisselbelasting veroorzaakt door het verkeer, het uitvoeren van een vermoeiingsberekening voorgeschreven.

De voor vermoeiing in rekening te brengen belastingcombinatie bestaat uit:

- eigen gewicht
- rustende belasting
- voorspanbelasting
- veranderlijke verkeersbelasting zoals die eerder in dit rapport is gegeven.

De momentane waarden van de overige variabele belastingen mogen voor de vermoeiingsberekening buiten beschouwing gelaten worden.

Voor de belastingfactoren in de uiterste grenstoestand met betrekking tot vermoeiing geldt een waarde van 1.0 voor zowel eigen gewicht, rustende belasting, voorspanning en verkeer.

Eurocode

Momenteel zijn er van de Eurocode 9 delen beschikbaar. Elk van deze 9 delen is weer onderverdeeld subdelen.

De eerste Eurocode is uitgebracht in 1991 vervolgens is ieder jaar een nieuw deel van deze eurocode verschenen.

Een definitieve versie van al deze delen is nog niet aanwezig en er wordt dan ook gesproken van een Europese Voornorm.

De officiële Engelse versie van deze voornormen hebben de status Nederlandse voornorm.

Verschillende delen van de Eurocode die de afgelopen jaren zijn uitgebracht:

- Eurocode 1: Ontwerpgrondslagen en belastingen op constructies
- Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies
- Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies
- Eurocode 4: Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies
- Eurocode 5: Ontwerp en berekening van houtconstructies
- Eurocode 6: Ontwerp en berekening van steenconstructies
- Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp
- Eurocode 8: Ontwerpbepalingen voor de bestandheid van constructies tegen aardbevingen
- Eurocode 9: Ontwerp en berekening van aluminium constructies

Voor de berekening van een betonnen brug zijn de onderstaande delen van toepassing:

- Eurocode 1: deel 1: Ontwerpgrondslagen
 deel 3: Verkeersbelastingen op bruggen
- Eurocode 2: deel 2: Betonnen bruggen

2.3 Eurocode 1: Ontwerpgrondslagen en belastingen op constructies deel 3: Verkeersbelasting op bruggen.

De komst van de VBB '95 betekende, zoals in het voorgaande gebleken is, slechts een geringe wijziging ten opzichte van de voorgaande VOSB '63. Met de komst van de Eurocode zijn grote wijzigingen, met betrekking tot de in rekening te brengen verkeersbelasting, doorgevoerd.

Hieronder zal deze in rekening te brengen belasting stapsgewijs beschreven worden.

2.3.1 Opdeling van de rijweg in rijstroken

Alvorens de belasting aangebracht kan worden is het noodzakelijk dat de totale rijweg wordt opgedeeld in een aantal rijstroken die nadien een nummering krijgen afhankelijk van de verschillende dwarsverdelingscoëfficiënten (K-waarden) die ter plaatse van de rijstrook gelden. Een belasting op rijstrook met nummer 1 heeft het grootste effect op de maximale spanning in het beschouwde constructieonderdeel.

De opdeling van de gehele rijweg in rijstroken geschiedt op basis van onderstaande tabel:

| breedte rijweg (w) [m] | aantal rijstroken | breedte rijstroken [m] | breedte resterende strook [m] |
|---------------------------|-------------------|---------------------------|--------------------------------------|
| $w < 5.4$ | 1 | 3 | $w - 3$ |
| $5.4 \leq w < 6$ | 2 | $w / 2$ | 0 |
| $6 < w$ | $w / 3$ | 3 | $w - 3 \times \text{aantal stroken}$ |

Indien de rijweg is opgedeeld in twee delen dient de rijstrookindeling als volgt te geschieden:

- Indien de rijbanen gescheiden zijn door een vaste (betonnen) barrière dient ieder deel afzonderlijk, incl. betonnen bermen e.d. , opgedeeld te worden in rijstroken zoals beschreven in bovenstaande tabel.
- Indien de rijbanen gescheiden zijn door een demontabele barrière dient de rijweg als geheel, incl. betonnen bermen e.d. , opgedeeld te worden zoals in bovenstaande tabel beschreven.

Nadat de rijweg in rijstroken is verdeeld worden deze rijstroken genummerd. Deze nummering hangt af van het effect van de belasting op zo'n strook op de draagconstructie. Belasting op rijstrooknummer 1 heeft hierbij het grootste effect op de optredende spanningen in de constructie. Belasting op rijstrooknummer 2 heeft het een na grootste effect enz.

2.3.2 Belastingmodellen

Voor het berekenen van de optredende spanningen in de constructie zijn in de Eurocode vier belastingmodellen gedefinieerd.

2.3.2.1 Belastingmodel 1

Dit belastingmodel is opgebouwd uit geconcentreerde lasten en een gelijkmatig verdeelde belasting. Het grote verschil met de voorgaande VBB '95 is dat de schematisatie van het laststelsel anders is en dat de verdeelde belasting verschillende waarden heeft voor de verschillende rijstroken.

Geconcentreerde last:

Deze geconcentreerde last wordt in rekening gebracht door een laststelsel opgebouwd uit twee assen met aan iedere as twee wielen met een contactoppervlak van $0.4 \times 0.4 \text{ m}^2$.

Dit laststelsel heeft een aslast van $\alpha_Q * Q_k$ (hierin is α_Q een aanpassingsfactor die later toegelicht zal worden) en dient op iedere rijstrook op de meest ongunstige plaats aangebracht te worden. Voor de berekening van de langsliggers mag echter aangenomen worden dat het laststelsel zich in het midden van de rijstrook bevindt.

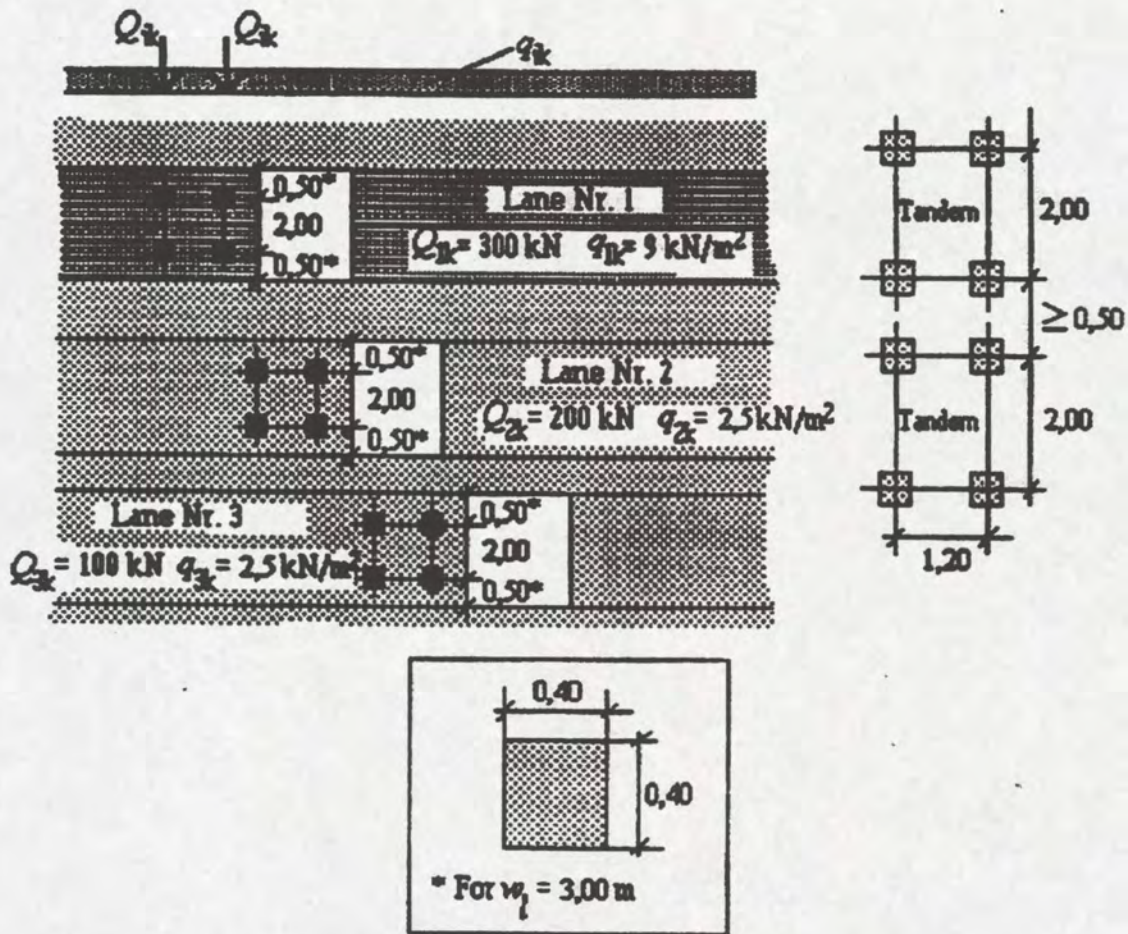
Gelijkmatig verdeelde belasting:

De gelijkmatig verdeelde belasting met een waarde $\alpha_q * q_k$ dient aangebracht te worden op het gehele oppervlak van het rijdek waarvoor geldt dat de belasting een positieve bijdrage levert aan de optredende momenten en spanningen

Waarden voor Q_{ik} en q_{ik} (q_{rk})

| plaats | laststelsel | verdeelde belasting |
|--------------------|---------------------------|---|
| | asbelasting Q_{ik} [kN] | q_{ik} of q_{rk} (op resterende stroken) [kN/m ²] |
| rijstrook 1 | 300 | 9 |
| rijstrook 2 | 200 | 2.5 |
| rijstrook 3 | 100 | 2.5 |
| overige rijstroken | 0 | 2.5 |
| rasterende stroken | 0 | 2.5 |

Schematisering van het laststelsel (tandemas) en verdeelde belasting



Bovenstaande belastingcombinaties kunnen, in het geval de algehele en de plaatselijke effecten apart berekend worden vereenvoudigd worden door:

- het tweede en derde laststelsel te vervangen door een tweede laststelsel met een waarde gelijk aan het gemiddelde van deze twee laststelsels.
- de twee assen van de laststelsels te vervangen door een enkele aslast waarvan het gewicht gelijk is aan de twee aslasten samen, in het geval de overspanning groter is dan 10m.

Factoren $\alpha_{qi}, \alpha_{Qi}, \alpha_{qr}$

Deze factoren zijn afhankelijk van de verkeersklasse of van het te verwachten verkeer dat over de brug zal rijden.

Indien bijvoorbeeld verboden gelden voor voertuigen met een aslast of totaal gewicht hoger dan de aangegeven waarde kunnen deze factoren een reductie van de belasting inhouden.

Voor alle klassen, op bruggen zonder verbodsborden voor zwaar verkeer, geldt:

$$\alpha_{Q1} \geq 0.8 \text{ en voor } i = 2, 3, \dots \alpha_{qi} \geq 1 \text{ (deze restrictie geldt niet voor } q_{rk}\text{)}$$

Waarden anders dan 1.0 voor deze factoren dienen alleen toegepast te worden in het geval de relevante autoriteit hiervoor kiest of hiertoe opdracht geeft

2.3.2.2 Belastingmodel 2

Dit belastingmodel is bedoeld voor plaatselijke controle op het dynamische effect van het verkeer. De belasting bestaat uit een enkele aslast op een nader gespecificeerd contactoppervlak.

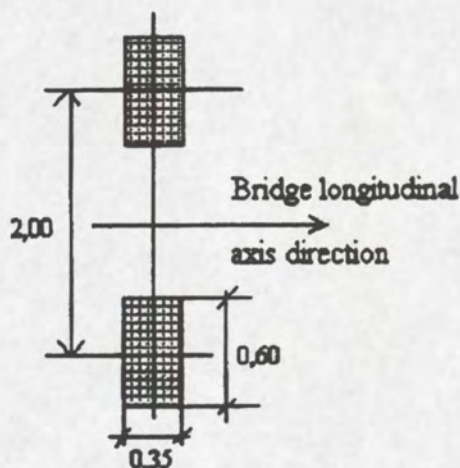
Deze enkele aslast heeft een waarde gelijk aan $\beta_Q Q_{ak}$ met $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$.

Indien dit voor de te berekenen constructie relevant is kan ook de belasting door een wiel van 200 kN bekeken worden.

Tenzij anders aangegeven geldt:

- $\beta_Q = \alpha_{Q1}$
- contactoppervlak: $0.6 \times 0.35 \text{ m}^2$

Schematisering:



2.3.2.3 Belastingmodel 3

Indien dit vereist wordt door de opdrachtgever dient de constructie berekend te worden op een belasting door de aanwezigheid van een voertuig zoals die in onderstaande tabel zijn aangegeven.

In tegenstelling tot de VBB is er in de Eurocode dus wel een belastingmodel dat het effect van bijzonder transport kwantificeert.

| Total weight | Composition | Notation |
|---------------------|---|---|
| 600 kN | 4 axle-lines of 150 kN | 600/150 |
| 900 kN | 6 axle-lines of 150 kN | 900/150 |
| 1200 kN | 8 axle-lines of 150 kN or 6 axle-lines of 200 kN | 1200/150 1200/200 |
| 1500 kN | 10 axle-lines of 150 kN or 7 axle-lines of 200 kN + 1 axle line of 100 kN | 1500/150 1500/200 |
| 1800 kN | 12 axle-lines of 150 kN or 9 axle-lines of 200 kN | 1800/150 1800/200 |
| 2400 kN | 12 axle-lines of 200 kN or 10 axle-lines of 240 kN or 6 axle-lines of 200 kN (spacing 12m) + 6 axle-lines of 200 kN | 2400/200 2400/240 2400/200/200 |
| 3000 kN | 15 axle-lines of 200 kN or 12 axle-lines of 240 kN + 1 axle-line of 120 kN or 8 axle-lines of 200 kN (spacing 12 m) + 7 axle-lines of 200 kN | 3000/200 3000/240 3000/200/200 |
| 3600 kN | 18 axle-lines of 200 kN or 15 axle-lines of 240 kN or 9 axle-lines of 200 kN (spacing 12 m) + 9 axle-lines of 200 kN | 3600/200 3600/240 3600/200/200 |

De eerste kolom geeft het totale gewicht van het voertuig aan.

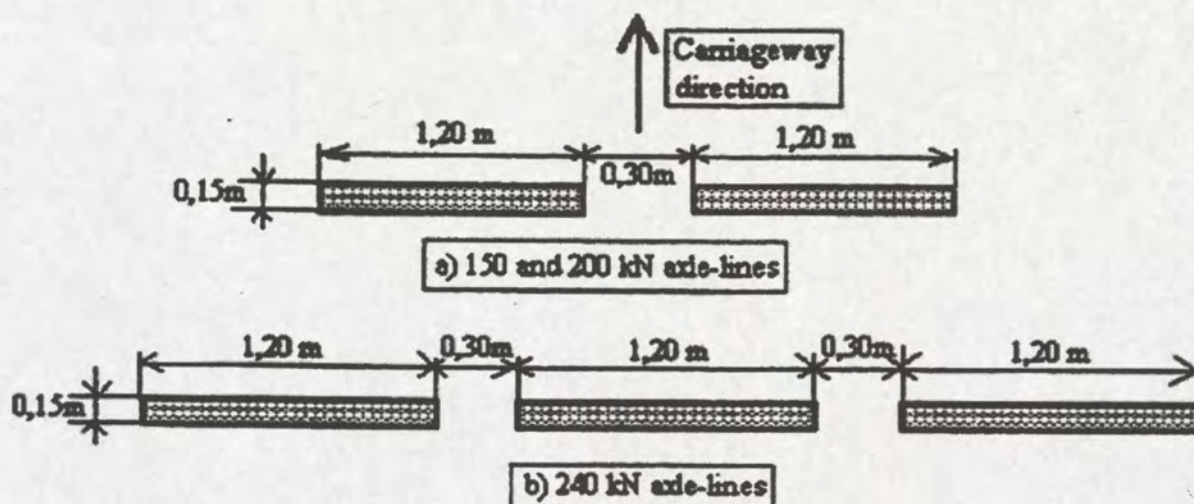
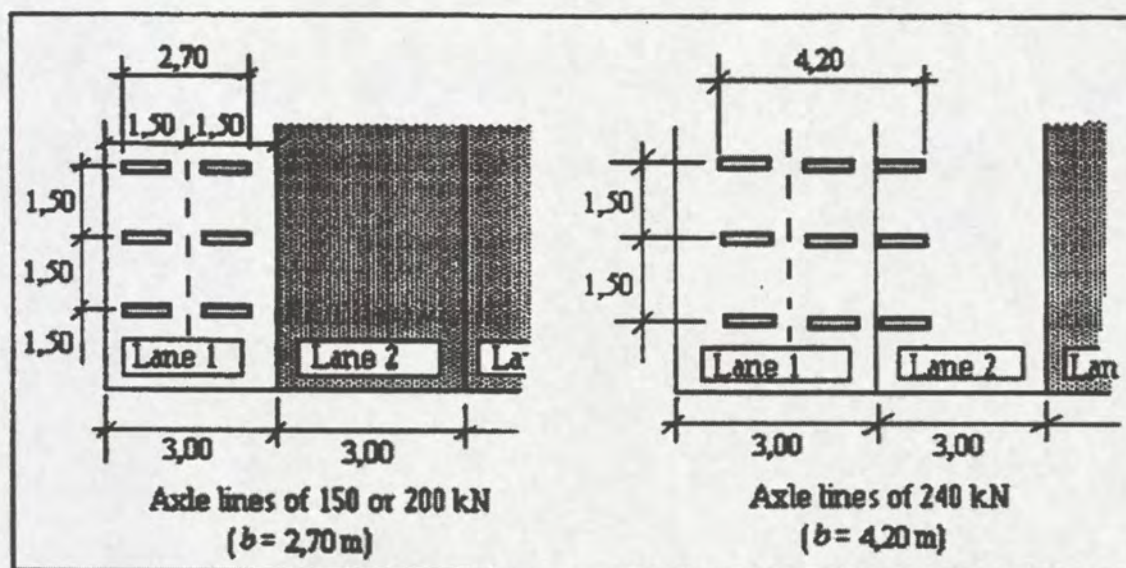
De tweede kolom geeft aan hoe dit totale gewicht verdeeld is over de verschillende assen.

Het eerste getal in kolom drie geeft het totale gewicht weer terwijl het tweede getal de aslast weergeeft.

In onderstaande tabel zijn de voertuigen uit de eerste tabel nader gespecificeerd voor wat betreft het aantal assen (n) en de onderlinge afstand tussen de assen (e)

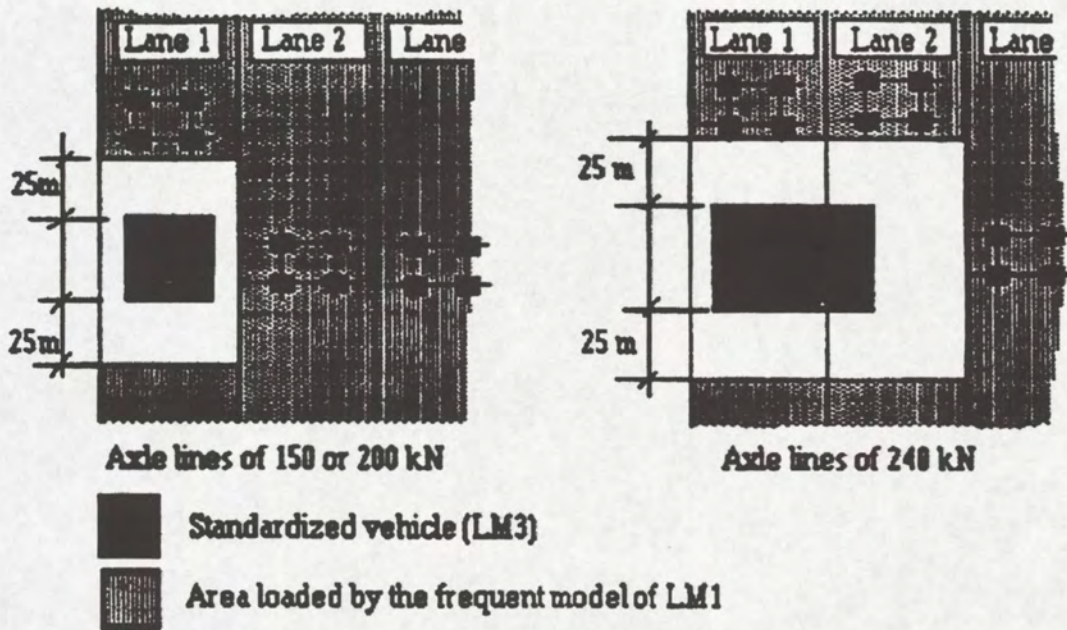
| | Axle-lines of 150 kN | Axle-lines of 200 kN | Axle-lines of 240 kN |
|----------------|-----------------------------|---|---|
| 600 kN | n = 4x150 e = 1,50 m | | |
| 900 kN | n = 6x150 e = 1,50 m | | |
| 1200 kN | n = 8x150 e = 1,50 m | n = 6x200 e = 1,50 m | |
| 1500 kN | n = 10x150 e = 1,50 m | n = 1x100 + 7x200 e = 1,50 m | |
| 1800 kN | n = 12x150 e = 1,50 m | n = 9x200 e = 1,50 m | |
| 2400 kN | | n = 12x200 e = 1,50 m n = 6x200 + 6x200 e = 5x1,5+12+5x1,5 | n = 10x240 e = 1,50 m |
| 3000 kN | | n = 15x200 e = 1,50 m n = 8x200 + 7x200 e = 7x1,5+12+6x1,5 | n = 1x120 + 12x240 e = 1,50 m |
| 3600 kN | | n = 18x200 e = 1,50 m | n = 15 x 240 e = 1,50 m n = 8x240 + 7x240 e = 7x1,5+12+6x1,5 |

Locatie van de hierboven gespecificeerde voertuigen op de rijweg:



- Voertuigen met een maximale aslast van 150 of 200 kN zullen op de rijstrook met het nummer 1 geplaatst moeten worden.
- Voertuigen met een maximale aslast van 240 kN zullen rusten op zowel rijstrook 1 als rijstrook 2
- Bovengenoemde voertuigen rijden met een maximale snelheid van 5 km/h tenzij dit door de betrokken autoriteit anders is bepaald.

Dit belasting model 3 dient gecombineerd te worden met belastingmodel 1 onder de voorwaarde dat over het gebied lopend van 25 meter achter tot 25 meter voor het voertuig over de gehele rijstrook (of twee rijstroken in het geval van aslasten van 240 kN) geen belasting uit model 1 aanwezig is. Zie tekening op volgende pagina.



2.3.2.4 Belastingmodel 4

Belastingmodel 4 wordt gevormd door een aanwezigheid van een mensenmassa. Dit belastingmodel is echter slechts relevant in stedelijke gebied waar zich mogelijkwijs een menigte van mensen op het viaduct kan bevinden.

2.3.3 Vermoeiing

In de vroegere VOSB '63 is geen aandacht besteed aan het aspect vermoeiing. In de huidige VBB '95 is voor het eerst aandacht besteed aan het aspect vermoeiing. Het controleren voor wat betreft vermoeiing kon op twee manieren. De meest nauwkeurige manier is het gebruik van de regel van Miner samen met het werkelijke belastinghistogram. De tweede manier is een toetsing van de vermoeiing, waarbij gebruik gemaakt wordt van standaard belastingen zoals die door de norm worden voorgeschreven. Verbeterde inzichten in het gedrag van betonnen constructies en de effecten van een wisselbelasting hierop, hebben er echter toe geleid dat in de toekomstige voorschriften (Eurocodes) hiervoor meerdere belastingmodellen gedefinieerd zijn.

Het belastingspectrum dat vermoeiing veroorzaakt is afhankelijk van:

- geometrie van de voertuigen
- asbelasting
- afstand van de voertuigen onderling
- samenstelling van het verkeer
- dynamische effect van de verkeersbelasting

Voor een vermoeiingsberekening van een brug of viaduct zijn in de Eurocode vijf belastingmodellen gedefinieerd.

Hieronder zullen deze verschillende belastingmodellen puntsgewijs besproken worden.

- Belastingmodel 1, 2 en 3 zijn bedoeld voor het bepalen van de minimaal en maximaal optredende spanningen ten gevolge van de verschillende belastingconfiguraties zoals deze in deze modellen zijn gedefinieerd. In veel gevallen wordt bij toepassing van deze drie modellen slechts gekeken naar het algebraïsche verschil tussen minimum en maximum.
- Belastingmodel 4 en 5 zijn bedoeld voor het bepalen van het complete spanningen spectrum dat het resultaat is van het over het kunstwerk rijden van verschillende vrachtwagens.
- Belastingmodel 1 en 2 zijn bovendien bedoeld voor het vaststellen of de vermoeiingslevensduur als oneindig beschouwd mag worden bij een gegeven constante spanningsamplitude. Model 1 is hierbij over het algemeen conservatief. Het 'multi lane' effect is hierbij inbegrepen. Model 2 is nauwkeuriger dan model 1 en mag toegepast worden indien het voorkomen van meerdere vrachtwagens tegelijkertijd voor de vermoeiingsberekening verwaarloosd kan worden.
- Belastingmodel 3, 4 en 5 is bedoeld voor een vermoeiingslevensduur beoordeling gerefereerd aan vermoeiingssterkte grafieken zoals die in ontwerp Eurocodes gedefinieerd zijn. Deze modellen mogen niet gebruikt worden voor het bepalen of de vermoeiingslevensduur als oneindig beschouwd mag worden. Model 3 mag eveneens gebruikt worden voor een directe controle van ontwerpen met vereenvoudigde methodes waarin de invloed van het jaarlijkse verkeersvolume en sommige brugdimensies zijn meegenomen door een materiaalafhankelijke aanpassingsfactor λ_e .
- Belastingmodel 4 is nauwkeuriger dan model 3 en mag toegepast worden indien het gelijktijdig voorkomen van verschillende vrachtwagens voor de vermoeiingsberekening verwaarloosd mag worden.
- Belastingmodel 5 is het meest algemene model en maakt voor de vermoeiingsberekening gebruik van de actuele verkeersstroom zoals deze over het kunstwerk rijdt.

Voor een vermoeijingsberekening dient de belasting volgens de verschillende modellen aangebracht te worden op de rijstrook waar zich naar verwachting het grootste deel van de vrachtwagens zullen bevinden (meestal de meest rechtse rijstrook). Deze bepaling kan dus afwijken van de eis dat de belasting op die rijstrook aangebracht moet worden, waar het effect van deze belasting het grootst is (rijstrooknummer 1).

De waarden voor de belastingmodellen 1, 2 en 3 zoals die hieronder gegeven zijn zijn van toepassing op het de Europese wegen gelegen in het hoofdwegennet met twee of meer rijstroken per rijrichting en een hoge intensiteit van het vrachtverkeer. (categorie 1 uit onderstaande tabel).



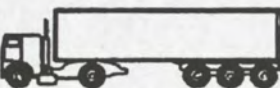
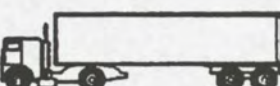

Tenzij anders aangegeven zullen de intensiteiten zoals deze in onderstaande tabel zijn aangegeven ook van toepassing zijn voor belastingmodel 4.

Verwachte aantal vrachtwagens per jaar voor de 'slow lane'

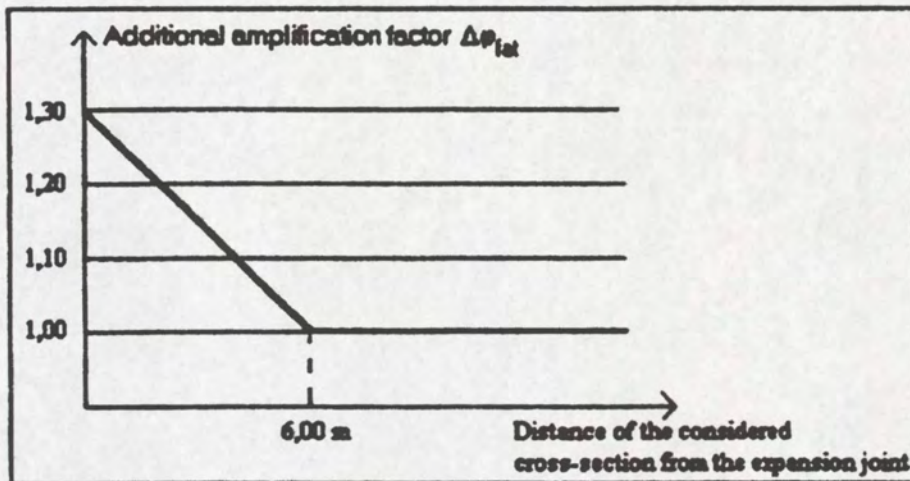
| Traffic categories | N_{obs} per year and per slow lane |
|---|--|
| 1 : Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries | $2,0 \times 10^6$ |
| 2 : Roads and motorways with medium flow rates of lorries | $0,5 \times 10^6$ |
| 3 : Main roads with low flow rates of lorries | $0,125 \times 10^6$ |
| 4 : Local roads with low flow rates of lorries | $0,05 \times 10^6$ |

Met 'slow lane' wordt de rijstrook bedoeld waarover de meeste vrachtwagens rijden. In Nederland is dat over het algemeen de meest rechtse rijstrook. Op de overige rijstroken ('fast lanes') dien bovendien nog 10% van de in de tabel genoemde aantal in rekening gebracht te worden.

Alleen de verwachte aantallen vrachtwagens is niet voldoende om de belasting voor een vermoeingsberekening te karakteriseren. Naast deze aantallen zijn tevens de onderverdeling in verschillende typen vrachtwagens en de verdeling van de totaal gewichten over de verschillende assen van belang. Deze gegevens zijn vermeld in de onderstaande tabel.

| VEHICLE TYPE | | | TRAFFIC TYPE | | | |
|---|------------------------------|-----------------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| | | | Long distance | Medium distance | Local traffic | |
| LORRY | Axle spacing (m) | Equivalent axle loads (t) | Lorry percentage | Lorry percentage | Lorry percentage | Wheel type |
|  | 4,5 | 70 130 | 20,0 | 50,0 | 80,0 | A B |
|  | 4,20 1,30 | 70 120 120 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | A B B |
|  | 3,20 5,20 1,30 1,30 | 70 150 90 90 | 40,0 | 20,0 | 5,0 | A B C C C |
|  | 3,40 6,00 1,80 | 70 140 90 90 | 25,0 | 15,0 | 5,0 | A B B B |
|  | 4,80 3,60 4,40 1,30 | 70 130 90 80 80 | 10,0 | 10,0 | 5,0 | A B C C C |

Voor vermoeiingsbelastingmodel 1 t/m 4 is een factor die het dynamische effect van de verkeersbelasting in rekening brengt reeds inbegrepen. Dicht bij de voegovergang dient aanvullend echter nog een vergrotingsfactor in rekening gebracht te worden die als functie van de afstand tot de voegovergang is weergegeven in onderstaande grafiek.



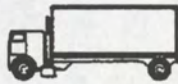

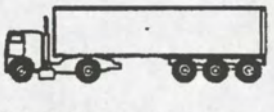
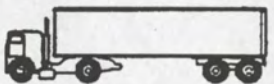

2.3.3.1 Vermoeiingsbelastingmodel 1

Dit model is afgeleid van belastingmodel 1 en heeft de volgende waarden voor de belastingen:

- asbelasting: $0.7 Q_{ik}$
- gelijkmatig verdeelde belasting: $0.3 q_{ik}$ en $0.3 q_{rk}$

2.3.3.2 Vermoeiingsbelastingmodel 2

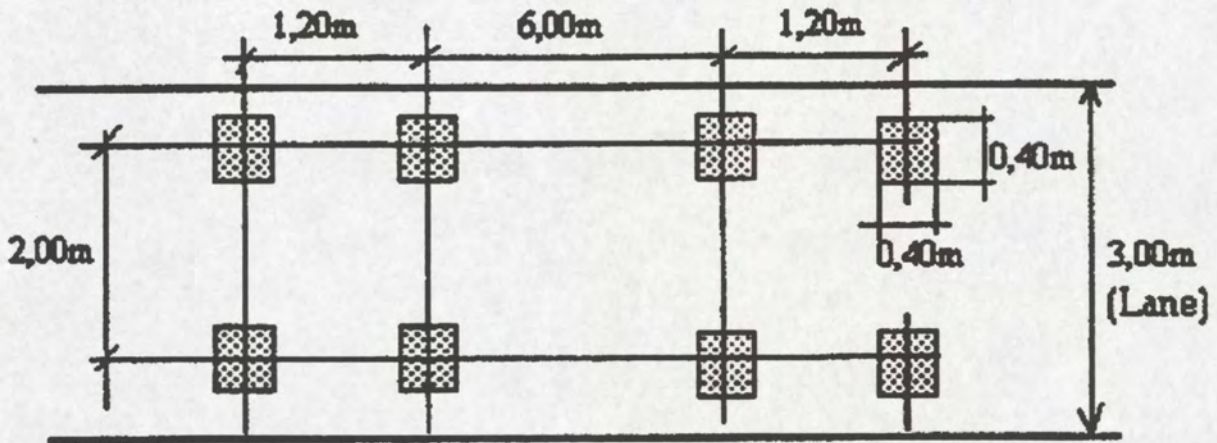
Dit model is opgebouwd uit een set van veel voorkomende vrachtwagens. Deze veel voorkomende vrachtwagens zijn geschematiseerd weergegeven in onderstaande tabel.

| 1 LORRY SILHOUETTE | 2 Axle spacing (m) | 3 Frequent axle loads (kN) | 4 Wheel type (see table 4.8) |
|---|------------------------------|--|--|
|  | 4,5 | 90 190 | A B |
|  | 4,20 1,30 | 80 140 140 | A B B |
|  | 3,20 5,20 1,30 1,30 | 90 180 120 120 120 | A B C C C |
|  | 3,40 6,00 1,80 | 90 190 140 140 | A B B B |
|  | 4,80 3,60 4,40 1,30 | 90 180 120 110 110 | A B C C C |

De minimaal en maximaal optredende spanningen dienen berekend te worden aan de hand van het voor de betreffende constructie maatgevende voertuig dat alleen over de daarvoor bestemde rijstrook rijdt.



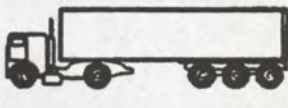
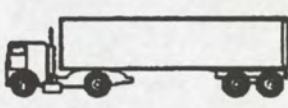

2.3.3.3 Vermoeiingsbelastingmodel 3

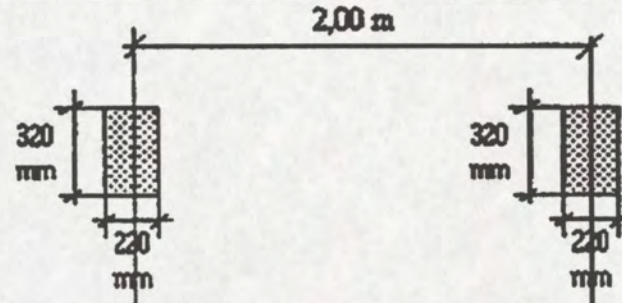
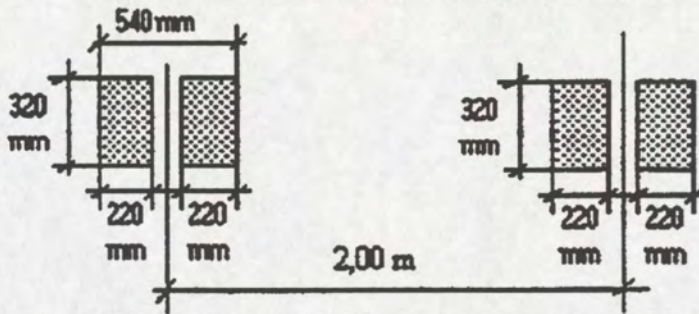
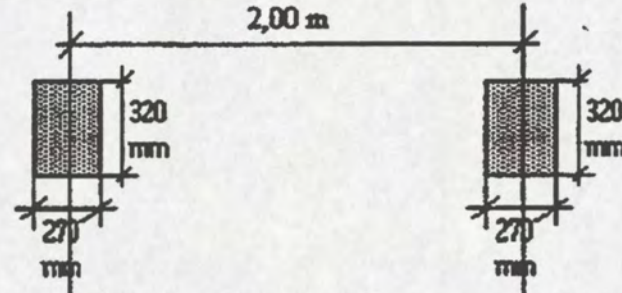
Dit belastingmodel bestaat uit een enkel voertuig geschematiseerd door middel van vier assen met aan iedere as twee wielen en een aslast van 120 kN. Zie onderstaande figuur.



2.3.3.4 Vermoeiingsbelastingmodel 4

Dit model bestaat uit een combinatie van vrachtwagentypes die samen de werkelijke verkeersbelasting het best benaderen. De samenstelling van het vrachtverkeer over het Europese hoofdwegennet wordt aangenomen equivalent te zijn met de samenstelling zoals deze in onderstaande tabel is weergegeven.

| VEHICLE TYPE | | | TRAFFIC TYPE | | | |
|---|------------------------------|-----------------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| | | | Long distance | Medium distance | Local traffic | |
| LORRY | Axle spacing (m) | Equivalent axle loads (t) | Lorry percentage | Lorry percentage | Lorry percentage | Wheel type |
|  | 4,5 | 70 130 | 20,0 | 50,0 | 80,0 | A B |
|  | 4,20 1,30 | 70 120 120 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | A B B |
|  | 3,20 5,20 1,30 1,30 | 70 150 90 90 90 | 40,0 | 20,0 | 5,0 | A B C C C |
|  | 3,40 6,00 1,80 | 70 140 90 90 | 25,0 | 15,0 | 5,0 | A B B B |
|  | 4,80 3,60 4,40 1,30 | 70 130 90 80 80 | 10,0 | 10,0 | 5,0 | A B C C C |

| WHEEL/ AXLE TYPE | GEOMETRICAL DEFINITION |
|---------------------|--|
| A |  <p>Diagram A shows two single wheels spaced 2.00 m apart. Each wheel has a height of 320 mm and a width of 220 mm.</p> |
| B |  <p>Diagram B shows two double wheels spaced 2.00 m apart. Each double wheel has a total width of 540 mm and a height of 320 mm. The individual wheels within each double wheel are spaced 220 mm apart.</p> |
| C |  <p>Diagram C shows two single wheels spaced 2.00 m apart. Each wheel has a height of 320 mm and a width of 270 mm.</p> |

2.3.3.5 Vermoeiingsbelastingmodel 5

Dit model is gebaseerd op de werkelijk voorkomende verkeerssamenstelling. Hierbij zal direct gerekend worden aan de hand van verkeersmetingen eventueel aangevuld met statische gegevens en extrapolaties.

2.3.4 Belastingfactoren

Deze belastingfactoren zijn bedoeld voor het in rekening brengen van:

- de mogelijkheid van ongewenste spreidingen in de belastingen
- de mogelijk van het niet correct schematiseren van de belastingen
- de onzekerheid omtrent het effect van de belastingen.

In de Eurocode 1 deel 1: Ontwerpgrondslagen en belastingen op constructies wordt onderscheid gemaakt tussen:

- Uiterste grenstoestand
- Bruikbaarheidsgrenstoestand
- Vermoeiing

2.3.4.1 Uiterste grenstoestand:

- Incidentele belastingcombinatie

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G;j} G_{k;j} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q;1} Q_{k;1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q;i} \psi_{0;i} Q_{k;i}$$

- Belastingcombinatie voor bijzondere belasting

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G;Aj} G_{k;j} + \gamma_{PA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k;1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2;i} Q_{k;i}$$

- Belastingcombinatie voor aardbevingen

$$\sum_{j \geq 1} G_{k;j} + P_k + \gamma_I A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2;i} Q_{k;i}$$

$G_{k;j}$ = karakteristieke waarde van de permanente belasting

P_k = karakteristieke waarde van de voorspanbelasting

Q_{k1} = karakteristieke waarde van de variabele belasting met ranggetal 1

Q_{ki} = karakteristieke waarde van de variabele belasting met ranggetal i

A_d = rekenwaarde van de bijzondere belasting

A_{Ed} = rekenwaarde van de seismische belasting

γ_{Gj} = belastingfactor voor permanente belasting j

γ_{GAj} = belastingfactor voor permanente belasting j voor bijzondere belastingcomb.

γ_{PA} = belastingfactor voor de voorspanbelasting

γ_p = belastingfactor voor de voorspanbelasting voor bijzondere belastingcomb.

γ_{Qi} = belastingfactor voor veranderlijke belasting i

γ_I = voornaamheidsfactor

ψ = momentaan factor

$\psi_0 Q_k$ = combinatie waarde

$\psi_1 Q_k$ = veel voorkomende waarde

$\psi_1' Q_k$ = weinig voorkomende waarde

$\psi_2 Q_k$ = quasi-permanente waarde

Bovenstaande belasting combinaties voor de uiterste grenstoestand zijn in onderstaande tabel nog eens overzichtelijk weergegeven

| ontwerp situatie | permanente belasting | variabele belastingen | | calamiteiten- of seismische belasting |
|----------------------------|----------------------|-----------------------|--------------------------------|---------------------------------------|
| | | dominant | andere | |
| incidentele belastingcomb. | $\gamma_G G_k$ | $\gamma_{Q1} Q_{k1}$ | $\gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$ | |
| bijzondere belastingcomb. | $\gamma_{GA} G_k$ | $\psi_{11} Q_{k1}$ | $\psi_{2i} Q_{ki}$ | $\gamma_A A_k$ of A_d |
| Seismische belastingcomb. | G_k | | $\psi_{2i} Q_{ki}$ | $\gamma_I A_{Ed}$ |

- Waarden voor de belastingfactoren voor bruggen in de uiterste grenstoestand

| belasting | situatie | |
|-------------------|----------|----------|
| | normaal | accident |
| permanent | | |
| ongunstig | 1.35 | 1.00 |
| gunstig | 1.00 | 1.00 |
| voorspanning | 1.00 | 1.00 |
| zetting | 1.00 | |
| verkeer | | |
| ongunstig | 1.35 | 1.00 |
| gunstig | 0.00 | 0.00 |
| overige variabele | | |
| ongunstig | 1.50 | 1.00 |
| gunstig | 0.00 | 0.00 |
| accident | | 1.00 |

Uit het voorgaande is gebleken dat met de invoering van de belastingmodellen uit de Eurocode de representatieve waarden van de verkeersbelasting een zwaardere belasting voor de constructie vormen dan dat vandaag de dag volgens de VBB '95 het geval is. Daarnaast wordt geen rekening meer gehouden met de last-lengte factor hetgeen ook een verzwaring betekend ten opzichte van de VBB.

Naast deze verzwaringen is echter de stootcoefficient komen te vervallen. Voor het berekenen van plaatselijke effecten is in belastingmodel 2 echter wel indirect gerekend met deze verhoogde aslast. Bovendien behoeft voor een berekening van de uiterste grenstoestand een belastingfactor voor de mobiele belasting van slechts 1.35 in plaats van 1.5 in rekening gebracht te worden. De achtergrond van de keuze van de belastingfactoren voor permanente en veranderlijke belasting van 1.35 is reeds toegelicht bij de behandeling van de belastingfactoren volgens de VBB '95. Welke van bovengenoemde wijzigingen nu doorslaggevend is hangt af van de geometrie van de constructie en zal uit een berekening in de hoofdstudie bekeken worden.

Momentaanfactoren zoals die van toepassing zijn op verkeersbruggen voor zowel de uiterste grenstoestand als voor de hierna te behandelen bruikbaarheidsgrenstoestand.

| belasting | symbool | | ψ_0 | ψ_1' | ψ_1 | ψ_2 |
|----------------------|----------------------|-----------------|----------|-----------|----------|----------|
| verkeer | groep 1 | tandemstel | 0.75 | 0.80 | 0.75 | 0 |
| | belastingmodel 1 | verdeelde bel. | 0.40 | 0.80 | 0.40 | 0 |
| | Enkele as | bel.mod.2 | 0 | 0.80 | 0.75 | 0 |
| | groep 2 | horz.krachten | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | groep 3 | voetgangersbel. | 0 | 0.80 | 0 | 0 |
| | groep 4 | bel.mod. 4 | 0 | 0.80 | 0 | 0 |
| | groep 5 | bel.mod. 3 | 0 | 1.00 | 0 | 0 |
| horizontale krachten | | | 0 | 0 | 0 | 0 |
| wind | F_{wk} of F_{wn} | | 0.3 | 0.6 | 0.5 | 0 |
| | F_w | | 1.0 | | | |
| temperatuur | T_k | | 0 | 0.8 | 0.6 | 0.5 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

de indeling van de verkeersbelasting in groepen is toegelicht in de onderstaande tabel

| | | rijweg | | | | voet- en fietspaden | |
|----------------|------|-----------|-----------------|---------|---------------------|---------------------|----------------------|
| belasting type | | verticaal | | | horizontaal | | verticaal |
| bel.systeem | | hoofd bel | spec.voertuigen | menigte | rem- en acceleratie | centrifugaal | gelijkmatig verdeeld |
| | gr 1 | | | | | | |
| bel. | gr 2 | | | | | | |
| groepen | gr 3 | | | | | | |
| | gr 4 | | | | | | |
| | gr 5 | | | | | | |

2.3.4.2 Bruikbaarheidsgrenstoestand:

In de bruikbaarheidsgrenstoestand zullen drie belastingcombinaties bekeken moeten worden, namelijk:

- karakteristieke combinatie

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki}$$

- Veel voorkomende combinatie

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

- quasi-permanente combinatie

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

De belastingfactoren voor de bruikbaarheidsgrenstoestand zijn gelijk aan 1.0 en zijn daarom ook niet weergegeven in bovenstaande combinaties.

Belastingcombinaties voor de bruikbaarheidsgrenstoestand in tabelvorm

| combinatie | permanente belasting | variabele belastingen | |
|-----------------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| | | dominante | overige |
| karakteristieke combinatie | G_k | Q_{k1} | $\psi_{0i} Q_{ki}$ |
| veel voorkomende combinatie | G_k | $\psi_{11} Q_{k1}$ | $\psi_{2i} Q_{ki}$ |
| quasi-permanente combinatie | G_k | $\psi_{21} Q_{k1}$ | $\psi_{2i} Q_{ki}$ |

3. BRUG OVER DE BENEDEN MERWEDE TE PAPENDRECHT

Zoals reeds in het rapportje projectomschrijving en werkplan is vermeld zal het onderzoek gericht worden op de aanbruggen van de brug over de Beneden Merwede te Papendrecht. Hieronder zal dan ook voor dit specifieke kunstwerk de verschillende belastingen uiteen gezet worden.

3.1 Omschrijving van het kunstwerk

De brug te Papendrecht is in de jaren 60 ontworpen en gebouwd om een verbinding te realiseren tussen Papendrecht en Dordrecht.

Het kunstwerk is op te delen in drie delen: de aanbruggen aan noord- en zuidzijde, een stalen boogbrug ter plaatse van de hoofdoverspanning en een bascule brug aan de noordzijde van de boogbrug die het passeren van scheepvaart met een grote hoogte moet garanderen. Het in het kader van dit afstudeerproject te onderzoeken onderdeel wordt gevormd door de twee aanbruggen aan noord- en zuidzijde.

Deze aanbruggen zijn opgebouwd uit een groot aantal velden met een overspanning van ongeveer 45 meter. De constructie is opgebouwd uit statisch bepaalde voorgespannen I-liggers met een constructiehoogte van 2.5 meter en een lijfdikte van 0.2 meter in het midden van de overspanning en een constructiehoogte van 2.5 meter met een lijfdikte van 0.6 meter ter plaatse van de opleggingen. Deze I-liggers zijn voorzien van een onderflens van 0.6 meter breed en aan het uiteinde 0.3 meter dik. De bovenflens is 1.5 meter breed en heeft aan het uiteinde een dikte van 0.2 meter. Aangezien het ten tijde van de uitvoering nog niet mogelijk was dergelijke liggers in de fabriek te prefabriceren en vervolgens naar het werk te transporteren zijn de liggers op het werkerrein gestort en voorgespannen en vervolgens op de opleggingen gelegd. De hart op hart afstand van de liggers bedraagt 3.625 meter en de onderlinge verbinding tussen de liggers wordt gevormd door een tussengestort dek met een dikte van 0.2 meter, twee einddwarsdragers met een hoogte van 2 meter en een dikte van 0.5 meter en twee tussendwarsdragers met gelijke afmetingen.

3.2 Rijwegindeling

Het kunstwerk is gelegen in een secundaire weg (N3), die oorspronkelijk per rijrichting één rijstrook en een rijwielpad had. De rijstroken onderling waren gescheiden door een betonnen opgestorte berm. Ook de rijwielpaden waren met een dergelijke betonnen berm gescheiden van de rijweg. Enige tijd later (omstreeks 1975) is de rijbaanindeling naar aanleiding van de toegenomen verkeersintensiteit gewijzigd. Hiertoe zijn de betonnen bermen en de rijwielpaden van de brug verwijderd. Het aantal rijstroken per rijrichting is vervolgens vergroot van één naar twee stroken en de rijwielpaden zijn ondergebracht op een nieuwe brug die los van de bestaande brug ten oosten hiervan is aangelegd. De rijbanen voor de twee richtingen zijn in de huidige situatie gescheiden door middel van een metalen barrière.

Het is duidelijk dat een dergelijke wijziging van de rijwegindeling grote gevolgen heeft voor de mobiele belasting op de brug. Er dient echter vermeld te worden dat tijdens de ontwerpberekening reeds rekening gehouden werd met een toename van de verkeersintensiteit en dus een verhoging van het totale aantal rijstroken van 2 naar 4.

Aangezien de rijwielpaden tegenwoordig los van het overige verkeer op een apart viaduct zijn ondergebracht zullen deze rijwielpaden voor het onderzoek aan de aanbruggen buiten beschouwing blijven.

3.3 Asfaltdikte

Het spreekt voor zich dat de dikte van de asfaltlaag op de brug, gezien de grote overspanning, zeer bepalend is voor de permanente rustende belasting die op het viaduct aanwezig is. Volgens de bestekstekeningen van de brug zou de dikte van de asfaltlaag op het kunstwerk gemiddeld 4 cm zijn. Het vermoeden bestaat echter dat er meer asfalt aanwezig is. Om hieromtrent uitsluitel te verkrijgen zal gebruik gemaakt worden van radarmetingen die in 1998 zijn uitgevoerd. Deze metingen zijn toentertijd verricht in verband met een raming van kosten van de, in de toekomst geplande, vervanging van de asfaltlaag en reparaties van het ondergelegen betonoppervlak. Deze radarmetingen geven een beeld van de dikte van de asfaltlaag, de dikte van de dekking op het betonstaal en de omvang van de beschadigingen van het betonoppervlak onder de asfaltlaag. Tevens zijn verschillende boorkernen geboord om de beschadigingen aan het betonoppervlak onder de asfaltlaag te bepalen. Aan de hand van de boorkernanalyse en de uitslag van de radarmeting is een uitspraak gedaan omtrent de aantasting van het beton. De boorkernen die geboord zijn blijken echter niet bruikbaar voor het bepalen van de gemiddelde asfaltdikte aangezien het asfalt bij bijna alle kernen is afgebroken.

De enige data omtrent de asfaltdikte is dus afkomstig uit het rapport van de radarmeting.

De metingen zijn uitgevoerd in opdracht van de Bouwdienst Rijkswaterstaat, Regionale afdeling Midden-west. De uitvoering lag in handen van Nebest bv te Groot Ammers in samenwerking met de Penetrader Corporation te Niagara (VS). De interpretatie van de meetgegevens is vervolgens gedaan door Penetradar Corporation.

Deze metingen met behulp van een grondradar zijn in de Verenigde Staten en in Canada succesvol gebleken en zijn in Nederland te Papendrecht uitgevoerd bij wijze van een test.

3.3.1 Grondradar

3.3.1.1 Principe van de grondradar

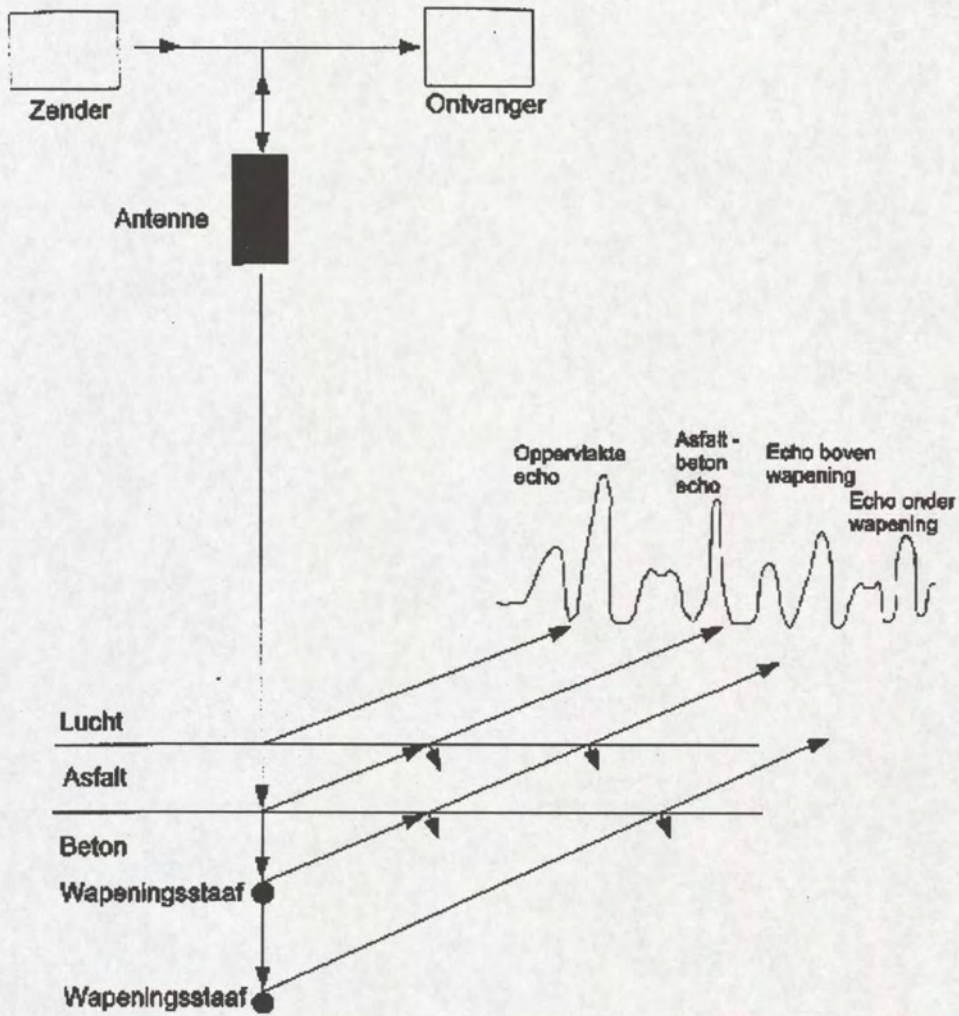
Deze grondradar (ook georadar of 'ground penetrating radar' genaamd) zendt radargolven (elektromagnetische golven) de ondergrond in. Dit gebeurt met een specifieke, vooraf vastgestelde, initiële energie. Ter plaatse van een grensvlak tussen lagen met verschillende elektromagnetische eigenschappen wordt een deel van deze radargolven gereflecteerd. Het overgebleven deel vervolgt zijn weg dieper de ondergrond in totdat bij een volgende grenslaag weer een deel van de golven wordt gereflecteerd.

Het gereflecteerde deel van de radargolven wordt aan het oppervlak opgevangen met een ontvangantenne met een versterker. De geregistreerde gegevens worden weergegeven in zogenaamde radargrammen (ook wel radarechogrammen genoemd). In deze radargrammen wordt de reistijd, dat wil zeggen de verstreken tijd tussen het uitzenden van de radargolf en het ontvangen van het gereflecteerde deel, uitgezet tegen de meetpositie.

Deze radargrammen geven een beeld van de ondergrond. De dieptes van de verschillende grensvlakken die in de ondergrond aanwezig zijn kunnen nu berekend worden aan de hand van een analyse van de voortplantingssnelheid van de radargolven.

Naast het bepalen van de asfaltdikte, de betondekking en de mate en locatie van delaminatie en 'scaling' van het beton kan het grondradaronderzoek tevens toegepast worden voor het in kaart brengen van grondwaterspiegels en het opsporen van in de bodem gelegen opslagtanks.

De werking van het grondradaronderzoek is in onderstaande figuur schematisch weergegeven.



3.3.1.2 Nauwkeurigheid en beperkingen

De dikte van de asfaltlaag en de dikte van de dekkingslaag op de bovenste staven van de wapening wordt bepaald aan de hand van de voortplantingssnelheid van de radargolven en kan dus met een behoorlijk hoge nauwkeurigheid worden vastgesteld.

De eventuele aanwezige schade aan het betonoppervlak onder het asfalt wordt bepaald aan de hand van een evaluatie van de mate van demping van de radargolven (verlies van energie). Er is sprake van aantasting indien het dempingsniveau hoger ligt dan het gemiddelde dempingsniveau. De aanwezigheid van chloride in de poriën van het beton is de voornaamste veroorzaker van een verhoogde dempingsactiviteit. Dit betekent dus dat er niet daadwerkelijk schade aanwezig hoeft te zijn indien er chlorides worden aangetroffen maar dat een combinatie van schade en gebieden met een verhoogde kans daarop worden aangegeven. Het betekent tevens dat schade door alkali-aggregaat reacties vermoedelijk niet zullen worden opgemerkt, zolang de hierdoor ontstane scheuren niet met vocht gevuld zijn. Een andere beperking is dat noodzakelijkerwijs uitgegaan moet worden van een drempelwaarde voor de dempingsactiviteit aangezien anders in het geval het beton over het gehele oppervlak beschadigd zou zijn de demping van de radargolven op een specifieke locatie niet of nauwelijks zal afwijken van de gemiddelde demping en dus geen schade opgemerkt zou worden.

Op basis van hierboven beschreven beperkingen bij het lokaliseren van schades aan het betonoppervlak wordt de nauwkeurigheid hiervan afgeschat op 12% voor wat de totale omvang betreft en 25% voor wat betreft de individuele locaties.

3.3.1.3 Onderzoeksresultaten en interpretatie

Gezien het doel van mijn afstudeeronderzoek is slechts de gemiddelde dikte van de asfaltlaag op de aanbruggen van belang, maar volledigheidshalve zullen ook de meetresultaten voor wat betreft de betondekking en de betonaantasting worden vermeld.

3.3.1.3.1 Zuidelijke aanbrug

De dikte van de asfaltlaag op de rijbanen in noordelijke richting varieert van 3.3 tot 15.7 cm, met een gemiddelde van 5.9 ± 0.8 cm.

Hierbij dient opgemerkt te worden dat de extreme waarden slecht eenmaal voorkwamen op duizenden metingen en dat de betrouwbaarheid hiervan ernstig in twijfel genomen moet worden (mogelijkerwijs is de hoogste piekwaarde gemeten boven een oude hemelwaterafvoer die tijdens het asfalteren is dicht gezet).

In zuidelijke richting varieert de dikte van 3.0 tot 8.9 cm, met een gemiddelde van 5.9 ± 2.1 cm.

De betondekking op de rijbanen in noordelijke richting varieert van 3.0 tot 5.9 cm, met een gemiddelde van 4.3 ± 0.8 cm.

In zuidelijke richting varieert de dekking van 0.9 tot 12.9 cm, met een gemiddelde van 4.4 ± 2.9 cm.

De maximaal gemeten waarde voor de betondekking is hoogst waarschijnlijk te verklaren uit het feit dat niet de bovenste staaf maar een dieper gelegen wapeningsstaaf is

gemeten. Aangezien het hier om een enkele waarde van de vele metingen bedraagt heeft dit slechts een zeer geringe invloed op de gemiddelde dekking. Bovendien maakt de grondradar geen onderscheid tussen constructief en vulbeton hetgeen de dekking ook in positieve zin zal doen afwijken.

Het percentage beton onder de asfaltlaag dat als aangetast dient te worden beschouwd bedraagt 7.9% voor de rijbanen in noordelijke richting en 11.3% voor de rijbanen in zuidelijke richting.

3.3.1.3.2 Noordelijke aanbrug

De dikte van de asfaltlaag op de rijbanen in noordelijke richting varieert van 4.5 tot 19.7 cm, met een gemiddelde van 6.8 ± 0.9 cm.

In zuidelijke richting varieert de dikte van 2.6 tot 7.9 cm, met een gemiddelde van 5.5 ± 3.7 cm.

De betondekking op de rijbanen in noordelijke richting varieert van 2.4 tot 14.0 cm, met een gemiddelde van 5.0 ± 0.8 cm.

In zuidelijke richting varieert de dekking van 0.1 tot 12.7 cm, met een gemiddelde van 4.4 ± 0.7 cm.

Het percentage beton onder de asfaltlaag dat als aangetast dient te worden beschouwd bedraagt 9.4% voor de rijbanen in noordelijke richting en 8.2% voor de rijbanen in zuidelijke richting.

De meetresultaten zijn hieronder nog eens in tabelvorm weergegeven.

| Brug | rijrichting | asfaltdikte (gem) | betondekking (gem) | aantasting (perc) |
|---------------------|----------------------|-------------------|--------------------|-------------------|
| Zuidelijke aanbrug | noordelijke richting | 5.9 cm | 4.3 cm | 7.9% |
| | zuidelijke richting | 5.9 cm | 4.4 cm | 11.3% |
| Noordelijke aanbrug | noordelijke richting | 6.8 cm | 5.0 cm | 9.4% |
| | zuidelijke richting | 5.5 cm | 4.4 cm | 8.2% |

Aangezien de belasting door het asfalt als een gelijkmatig verdeelde belasting op het kunstwerk aangebracht zal worden zal de gemiddelde asfaltdikte voor de maatgevende aanbrug worden gehanteerd in de berekening van de rustende belasting.

Gemiddelde maatgevende asfaltdikte (Noordelijke aanbrug): 6.8 cm.

Deze gemiddelde waarde van 6.8 cm bevestigt het vermoeden dat er meer asfaltdikte aanwezig is dan de 4 cm die in de bestekstekeningen staat voorgeschreven.

3.4 Bijzonder transport

Voor bijzondere transporten dient een ontheffing te worden aangevraagd bij de afdeling Toelating Exceptioneel Transport van de Rijksdienst voor het Wegverkeer (RDW). De ontheffingsaanvraag wordt door de RDW verzonden naar de afdeling PDOTO van de Bouwdienst Rijkswaterstaat met het verzoek te controleren of het transport over de aangegeven route mag plaatsvinden. De afdeling PDOTO brengt vervolgens advies uit aan de RDW. Op basis van dit advies gaat de RDW over tot het al dan niet verstrekken van een ontheffingsvergunning.

3.4.1 Wat zijn bijzondere transporten ?

Om te beoordelen welke voertuigen onder de categorie bijzonder transport vallen zijn er in het Voertuigreglement twee bepalingen opgenomen. De eerste geeft een beschrijving van de maximaal toegestane afmeting van het voertuig en in tweede bepaling is vastgelegd wat de massa van het voertuig maximaal mag zijn.

Het spreekt voor zich dat, in het kader van de mogelijk op de brug aanwezige belasting, de voertuigen, die op basis van hun totale massa of de maximale massa per as, onder de categorie bijzonder transport vallen, van groot belang zijn bij de berekening van de maximaal optredende spanningen in de constructie.

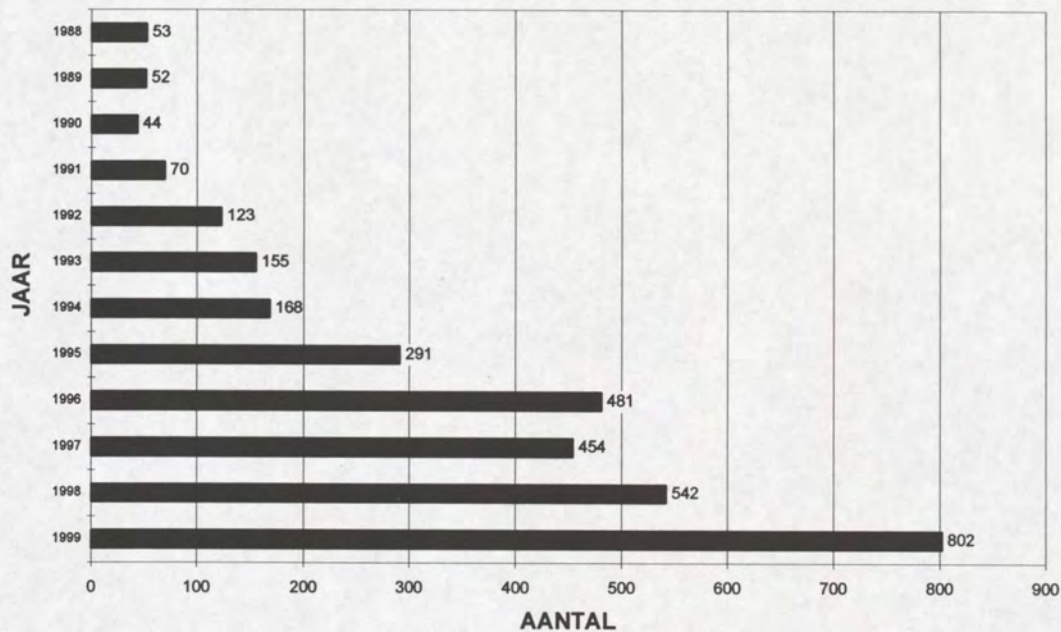
Eisen opgenomen in het Voertuigreglement voor wat betreft de toelaatbare massa:

Voertuigen mogen niet zodanig beladen zijn dat de toegestane last van 10 ton van enige as, dan wel de totale toegestane massa van 50 ton wordt overschreden.

3.4.2 Aantal bijzondere transporten

Het aantal bijzondere transporten dat plaatsvindt over het Nederlandse wegennet is de afgelopen jaren sterk toegenomen. Om een beeld te verkrijgen van deze toename over de afgelopen ruim 10 jaar is hieronder een overzicht gegeven van de aantallen behandelde aanvragen voor bijzonder transport bij de afdeling PDOTO van Rijkswaterstaat.

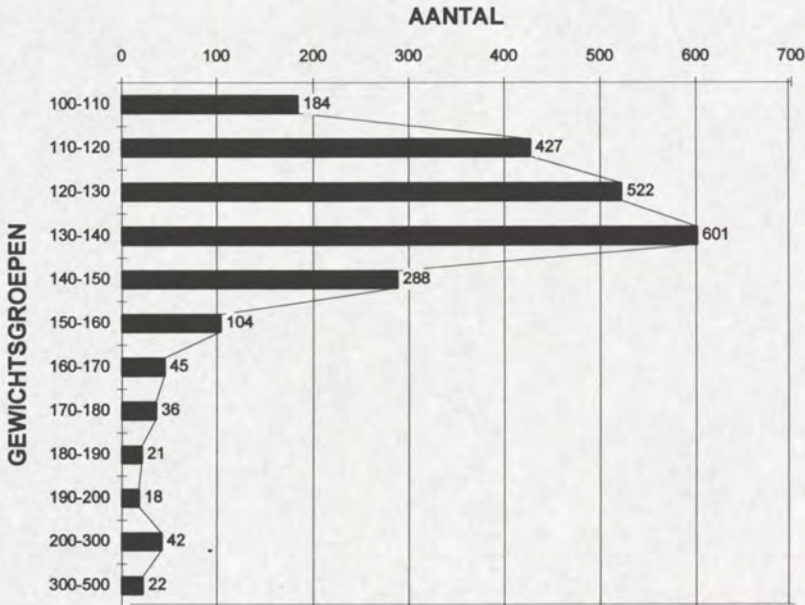
Behandelde Transporten tot 23 december 1999



Uit bovenstaand staafdiagram is duidelijk waar te nemen dat het aantal behandelde bijzondere transporten de afgelopen jaren een explosieve stijging heeft doorgemaakt en de verwachting is dat deze groei zich de komende jaren zal voortzetten.

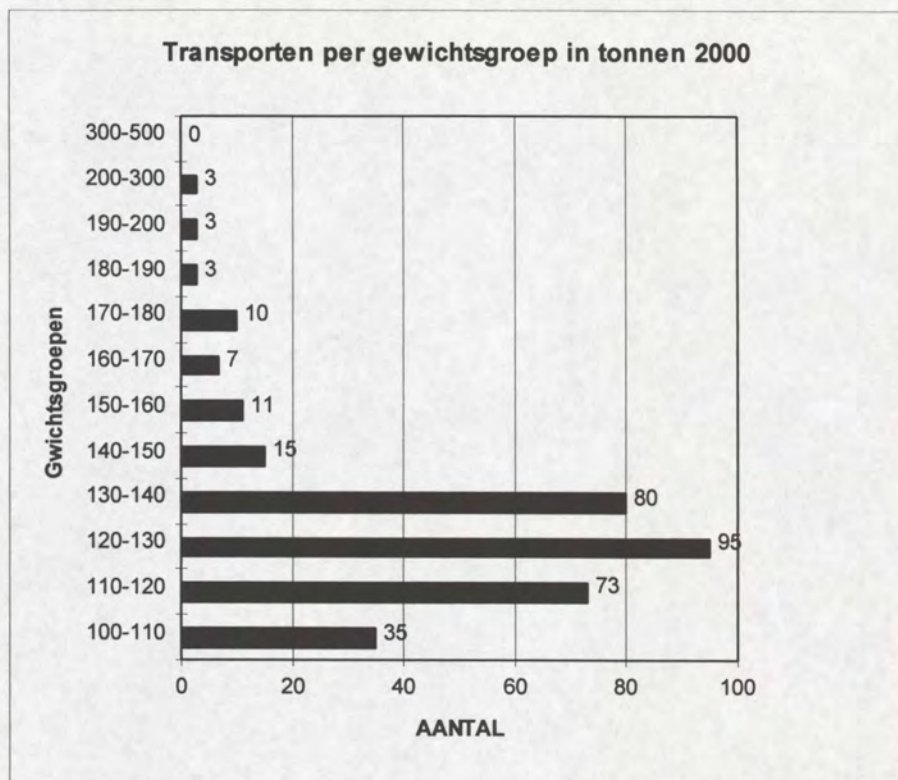
Naast het aantal aanvragen voor bijzonder transport is verder van groot belang in welke gewichtsklasse deze transporten zich bevinden. De verdeling over de verschillende gewichtsklassen is in onderstaande grafiek weergegeven.

Transporten per gewichtsgroep in tonnen vanaf 1990



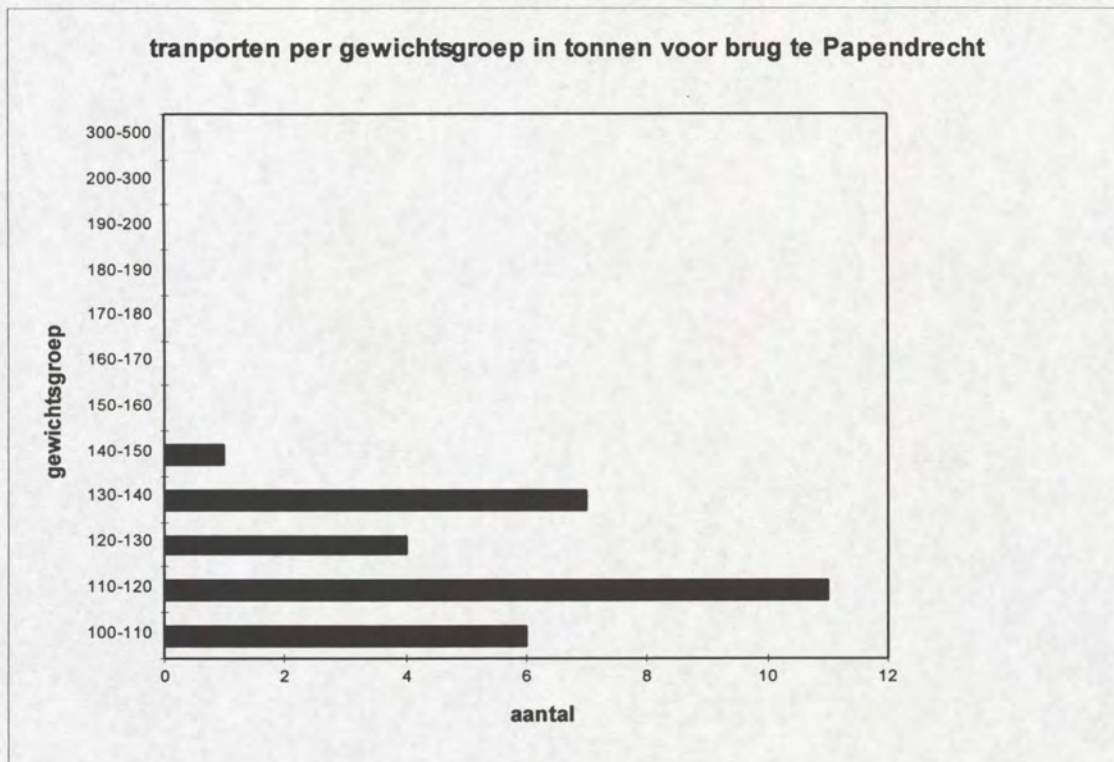
Uit bovenstaande figuur blijkt dat alleen transporten met een treingewicht groter of gelijk aan 100 ton zijn behandeld door Rijkswaterstaat. Alle transporten met een massa tussen de 50 en de 100 ton vallen ook onder de categorie bijzonder transport. Een aantal jaren geleden is echter afgesproken met de RDW dat voor transporten onder de 100 ton een goedkeuring van de wegbeheerder voldoende is en dat deze aanvragen niet op de afdeling PDOTO behandeld hoeven te worden. Dit is dan ook de reden dat deze categorieën niet in de grafiek zijn terug te vinden.

Uit bovenstaande grafieken blijkt duidelijk dat het aantal bijzondere transporten met een totale massa van 100 ton en meer de afgelopen tien jaar sterk is gestegen. Ook is waar te nemen dat het grootste aantal transporten een massa heeft die ligt tussen de 130 en 140 ton. Deze verdeling in de verschillende gewichtsgroepen is echter geanalyseerd over de afgelopen 10 jaar. Om een beeld te krijgen van de huidige massaverdeling van het bijzonder transport is hieronder een grafiek weergegeven van de gewichtsverdeling van de bijzondere transporten voor het jaar 2000.



Uit de bovenstaande grafiek volgt dat de verdeling in gewichtsklassen voor het jaar 2000 (periode januari t/m mei) geen noemenswaardige afwijking met het overzicht van de afgelopen tien jaar vertoont. Hieruit kan dus geconcludeerd worden dat wel het totale aantal maar niet het totale gewicht een sterke stijging heeft meegemaakt. Dit laatste wordt uiteraard veroorzaakt door het feit dat er voor zwaardere transporten geen ontheffing wordt verleend.

Uit het voorgaande is een beeld gevormd van de ontwikkeling van het bijzondere transport over het totale Nederlandse wegennet. Om te kijken of dit totaal plaatje rechtstreeks van toepassing is op de brug over de Beneden Merwede te Papendrecht is onderstaande grafiek afgedrukt.



De aantallen uit de voorgaande grafiek zijn gemeten over een periode van 5 jaar. Gezien het kleine aantal bijzondere transporten dat heeft plaatsgevonden is geen duidelijk beeld van de verdeling te krijgen. Er kan echter wel geconcludeerd worden dat er geen hele grote verschillen met het landelijke overzicht zijn.

3.4.3 Conclusie

De intensiteit van voertuigen die op grond van hun totale massa vallen in de categorie bijzonder transport is de afgelopen jaren sterk gestegen en zal dat naar verwachting de komende jaren ook nog wel blijven doen. De onderverdeling van het bijzonder transport in de verschillende gewichtsgroepen is daarentegen nauwelijks aan verandering aanwezig.

Mede dankzij de sterke groei van dit bijzonder transport is in de nieuwe Eurocode een apart belastingmodel (belastingmodel 3) meegenomen dat de invloed van dit bijzonder transport desgewenst kwantificeert.

4. MATERIAALEIGENSCHAPPEN EN TOELAATBARE MATERIAALSPANNINGEN

4.1 Beton

In het bestek worden de volgende eisen gesteld aan het te verwerken beton:

- voor liggers van voorgespannen beton 375 kg Portlandcement klasse A per m³
- voor de liggers van voorgespannen beton moet de kubusdruksterkte Kk 28 op een kubus met zijden van 20 cm tenminste 450 kgf/cm² bedragen. En bij het opspanning brengen van de voorspankabels dient de kubusdruksterkte tenminste drie maal de optredende drukspanning te zijn.
- tevens worden nog eisen gesteld aan de mengverhouding zand en grind maar dat is in het kader van dit onderzoek niet van belang.

De eisen die gesteld worden aan het beton zijn vastgelegd in de GBV '62 met aanvullingen specifiek voor voorgespannen beton in de RVB '62-'67.

In de GBV '62 worden drie kwaliteiten voor het beton genoemd, namelijk K160, K225 en K300.

De letter K staat hier voor betonkwaliteit en het getal achter de K komt overeen met de gemiddelde kubusdruksterkte van het beton in kgf/cm² na 28 dagen verharden.

Voor voorgespannen beton worden hogere betonkwaliteiten gebruikt. De minimale gemiddelde betonkubusdruksterkte na 28 dagen verharden moet voor voorgespannen beton 300 kgf/cm² bedragen terwijl in het bestek van de brug te Papendrecht zelfs een gemiddelde kubusdruksterkte van 450 kgf/cm² wordt vereist voor de voorgespannen liggers.

Bovendien wordt in de GBV '62 vereist dat er drie kubussen worden beproeft terwijl dit minimale aantal volgens de RVB '62-'67 zes bedraagt.

Deze proefkubussen werden vervaardigd in mallen met een ribbe van 20 cm, waarvan ten minste twee tegenover elkaar gelegen staande wanden moesten worden gevormd door zuiver vlakke stalen platen of andere doelmatige materialen zoals spiegelglas of aluminium (hout is ongeschikt).

De proefkubussen werden vervolgens, na 28 dagen verharden, onder de vijzel geplaatst. De onder- en bovenzijde van de kubus onder de vijzel moeten de zijden zijn die tegen de vlakke platen in de mal hebben gezeten. Tussen het contactvlak van de betonkubus en de drukvijzel en de betonkubus en de ondergrond werd een laag karton met een dikte van 3 mm aangebracht hetgeen de zijdelingse uitzetting (dwarscontractie) mogelijk moest maken.

Van deze zes te beproeven kubussen wordt nu de gemiddelde kubusdruksterkte bepaald. Indien de spreiding (verschil hoogste en laagste meting) meer dan 30% van de gemiddelde waarde afwijkt dient dit gemiddelde verminderd te worden met het meerdere.

Om te komen tot beton met een hogere sterkte dan in de GBV '62 is aangegeven >K300 is in de RVB '62-'67 aangegeven hoe de mengverhoudingen en de eigenschappen van de toe te passen materialen moeten zijn.

4.1.1 RVB '62-'67

4.1.1.1 Toelaatbare materiaalspanningen volgens de RVB

Aangezien het te berekenen kunstwerk is vervaardigd uit voorgespannen beton is de RVB '62-'67 van toepassing.

Het materiaal beton was in de periode '62 tot '67 onderhevig aan ingrijpende verbeteringen. In de RVB '67 zijn deze verbeteringen van de eigenschappen van het materiaal opgenomen. Aangezien de brug te Papendrecht omstreeks '67 is gebouwd mag aangenomen worden dat deze verbeterde materiaalinzichten en vervaardigingen toegepast bij de bouw van dit betreffende kunstwerk.

De concrete aanpassing van de RVB '67 ten opzichte van de RVB '62:

Door de beperkt gehouden spreiding in de betondruksterkte is de toelaatbare buigdrukspanning in het beton met 8 kgf/cm² of 16 kgf/cm² en de centrische drukspanning met 6 kgf/cm² of 12 kgf/cm² verhoogd indien aangetoond kan worden dat de standaardafwijking van de betondruksterkte kleiner is dan 50 respectievelijk 40 kgf/cm².

4.1.1.1.1 Toelaatbare drukspanningen in voorgespannen beton volgens de RVB '67

1. toelaatbare drukspanningen ten gevolge van buiging

$$\bar{\sigma}'_b = 100 + 0.20(\sigma'_{w28} - 300) \leq 160 \text{ kgf/cm}^2$$

2. toelaatbare drukspanningen ten gevolge van centrische druk

$$\bar{\sigma}'_{bp} = 75 + 0.15(\sigma'_{w28} - 300) \leq 120 \text{ kgf/cm}^2$$

Bovenstaande waarden zijn exclusief de eventuele verhoging in geval van een beperkte spreiding.

Voor balken en kolommen belast op dubbele buiging mogen bovengenoemde toelaatbare drukspanningen verhoogd worden met 10%.

3. toelaatbare aanvangs- en montagespanningen in het beton

De toelaatbare aanvangsspanningen in de voorgedrukte trekzone mogen, zowel voor buiging als centrische druk, 1.4 maal de desbetreffende toelaatbare drukspanningen bedragen.

De toelaatbare montagespanningen mogen, zowel voor buiging als centrische druk, verhoogd worden met een factor 1.25 ten opzichte van desbetreffende toelaatbare drukspanningen.

Indien binnen 28 dagen wordt gespannen of gemonteerd moet bij de berekening van de toelaatbare drukspanningen de kubusdruksterkte op dat moment genomen worden. De minimum kubusdruksterkte op dat moment moet dan 250 kgf/cm^2 bedragen.

Bij constructies met nagerekt staal mag, indien de eindverankeringen zijn opgenomen in vooraf vervaardigde eindblokken, reeds gespannen worden bij een kubusdruksterkte die lager is dan 250 kgf/cm^2 , indien de aanvangsspanning kleiner is dan een derde van de toelaatbare drukspanning zoals die hierboven zijn gedefinieerd.

4.1.1.1.2 Toelaatbare trekspanningen in het beton volgens de RVB '67

1. Voor de toelaatbare trekspanningen ten gevolge van buiging wordt een onderscheid gemaakt tussen constructies 'binnen' en constructies 'buiten'. Aangezien voor een brug altijd de situatie 'buiten' van toepassing is zal deze situatie ook omschreven worden.
 1. Onder de belasting eigen gewicht en rustende belasting mogen geen trekspanningen worden toegelaten.
 2. Onder maximale belasting (eigen gewicht, rustende belasting en veranderlijke belasting (verkeer, sneeuw, wind, enz)) mogen de trekspanningen ten hoogste 8% van de toelaatbare drukspanning ten gevolge van buiging ($\bar{\sigma}_b'$) bedragen.
 3. Indien onder de bij 2 genoemde belasting de trekspanningen geheel door betonstaal opgenomen worden mag een tweemaal zo hoge trekspanning worden toegelaten, dus: $\bar{\sigma}_b = 0.16\bar{\sigma}_b'$

De aanvangs- of montagetrekspanningen in de toekomstige drukzone mogen $0.08\bar{\sigma}_b'$ of, indien de trekspanningen geheel door zachtstaalwapening wordt opgenomen, $0.16\bar{\sigma}_b'$ bedragen.

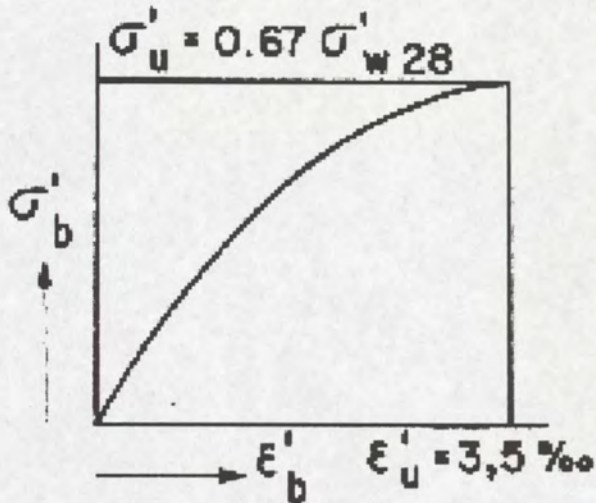
2. Toelaatbare hoofdtrekspanningen in het beton ten gevolge van dwarskracht of wrijving voor alle belastingcombinaties (RVB '67)
 1. Indien de trekspanningen (ρ_b) kleiner zijn dan $0.06\bar{\sigma}_b'$ kunnen deze spanningen door het beton worden opgenomen.
 2. Indien de trekspanningen (ρ_b) groter zijn dan $0.06\bar{\sigma}_b'$ en kleiner of gelijk aan $0.08\bar{\sigma}_b'$ moeten de trekspanningen voor de helft door het betonstaal worden opgenomen.
 3. In dat deel van de constructie waar de trekspanningen groter zijn dan $0.08\bar{\sigma}_b'$ en kleiner of gelijk aan $0.10\bar{\sigma}_b'$ moeten de trekspanningen geheel door het wapeningsstaal worden opgenomen.

In het geval er sprake is van een combinatie van dwarskracht en wrijving mogen de waarden zoals die hierboven genoemd zijn verhoogd worden met 10%.

3. Trekspanningen ter plaatse van voegen en trekspanningen ten gevolge van centrische trek mogen voor geen enkele belastingcombinatie optreden.

4.1.1.2 Spanning-rekdiagram volgens RVB '62-'67

In de RVB '62-'67 is het verband tussen de spanningen en de rek in het beton geschematiseerd met behulp van een tweede graads parabool waarvan de top is gelegen bij een maximale betonstuik van 2.5‰ (RVB '62) of 3.5‰ (RVB '67) en waarbij de breukspanning gelijk is aan 0.67 maal de gemiddelde kubusdruksterkte. Zie onderstaande figuur.



Dankzij de verbeterde inzichten in het materiaal beton is bij het uitkomen van de RVB '67 de maximale betonstuik ten opzichte van de RVB '62 verhoogd van 2.5‰ naar 3.5‰.

4.1.1.3 Krimp van het beton volgens RVB '62-'67

De verkorting van het beton ten gevolge van krimp van het beton werd afhankelijk geacht van de hoeveelheid cementpasta (p) in volume procenten en van de relatieve vochtigheid van de lucht (R) procenten en werd berekend aan de hand van onderstaande formule:

$$\varepsilon'_{k\infty} = 3 \cdot 10^{-7} p(100 - R) \quad \text{hierin is } \varepsilon'_{k\infty} \text{ de eindverkorting door krimp}$$

Volume cementpasta is de som van de volumes cement en water in het verse verdichte betonmengsel. Hierbij dient naast het aanmaakwater ook het in het zand en grind aanwezige water meegenomen te worden.

Het soortelijk gewicht van het cement mag hierbij aangenomen worden op 3.15 ton/m^3 .

Indien de hoeveelheid cementpasta niet met voldoende zekerheid bekend is, moet deze op 33% worden gesteld.

Indien geen nauwkeurige gegevens omtrent de relatieve vochtigheid van de lucht bekend zijn dient gerekend te worden met de volgende waarden:

- voor constructies in of aan water: $R = 90\%$
- voor constructies in de open lucht: $R = 75\%$
- voor constructies in droge lucht (ruimte met CV): $R = 50\%$

In het geval gewerkt wordt met beton met nagerekt staal mag de reeds voor het spannen opgetreden krimp in mindering worden gebracht. De krimp die opgetreden is voor aanvang van spannen wordt berekend met behulp van onderstaande formule:

$$\varepsilon'_{kt} = 0.005 \cdot t \cdot \varepsilon'_{k\infty} \leq 0.40 \varepsilon'_{k\infty} \quad \text{hierin is } t \text{ het aantal dagen vanaf het storten tot aan het spannen.}$$

4.1.1.4 Kruip van het beton

De verkorting door kruip van het beton ten gevolge van de voorspanbelasting (ε'_{kr}) is afhankelijk van de relatieve luchtvochtigheid (R), de gemiddelde aanvangsspanning (σ'_{bag}), de gemiddelde kubusdruksterkte op het moment van spannen (σ'_w), de totale krimpverkorting ($\varepsilon'_{k\infty}$) en de reeds opgetreden krimp op het moment van spannen (ε'_{kt}). In formule vorm:

$$\varepsilon'_{k\infty} = 100 \frac{\sigma'_{bag}}{(40 - 0.30R)\sigma'_w} (\varepsilon'_{k\infty} - \varepsilon'_{kt})$$

4.1.2 VBC '95

4.1.2.1 Toelaatbare materiaalspanningen volgens de VBC '95

In de huidige VBC '95 wordt niet meer gesproken over toelaatbare materiaalspanningen maar over rekenwaarden van de materiaalsterkten. Deze rekenwaarden worden berekend op basis van de karakteristieke kubusdruksterkte en bevatten een materiaalfactor die de onzekerheid van de betreffende materiaaleigenschap in rekening brengt. Een vergelijking tussen deze rekenwaarden van de sterkten en de toelaatbare spanningen zoals die in de RVB '67 zijn voorgeschreven zal later in dit verslag worden gemaakt.

4.1.2.1.1 Druksterkte van het beton

1. De rekenwaarde van de betondruksterkte dient uit te karakteristieke waarde van de kubusdruksterkte berekend te worden met behulp van onderstaande formules.

Allereerst wordt de karakteristieke kubusdruksterkte omgerekend tot de representatieve waarde van de een-assige langeduur druksterkte. Dit is de sterkte van het beton die statistisch gezien een overschrijdingskans van 5% heeft:

$$f'_b = 0.85 * 0.85 * f'_{ck}$$

Vervolgens wordt deze representatieve waarde omgerekend tot een rekenwaarde door deze waarde te delen door de van toepassing zijnde materiaalfactor

$$f'_b = \frac{f'_{b;rep}}{\gamma_m} \quad \gamma_m = 1.2$$

2. De aanvangsspanning in het beton na het aanbrengen van de aanvangsvoorspankracht (σ'_{bi}) moet, in de doorsnede waarin de aanvangsvoorspankracht over de volledige doorsnede is gespreid, voldoen aan de volgende voorwaarde:

$$\sigma'_{bi} \leq f'_{bt} \quad \text{maar} \quad \sigma'_{bi} \leq 0.75 f'_b$$

f'_{bt} = de rekenwaarde van de druksterkte op het tijdstip van spannen berekend aan de hand van de karakteristieke kubusdruksterkte op dat moment.

De gedeeltelijke voorspankracht op het tijdstip van spannen moet voldoen aan:

$$F_{pt} \leq \frac{f'_{bt}}{f'_b} F_{pi} \quad \text{met } F_{pt} = \text{aanvangsvoorspankracht op het moment van spannen}$$

F_{pi} = aanvangsvoorspankracht zoals die later in dit verslag bij voorspanstaal gedefinieerd is.

4.1.2.1.2 Treksterkte van het beton

1. De rekenwaarde van de treksterkte van het beton wordt net als de rekenwaarde van de druksterkte berekend op basis van de karakteristieke kubusdruksterkte. Allereerst wordt nu de representatieve waarde van de treksterkte van het beton berekend met behulp van de volgende formule:

$$f_{b;rep} = 0.7(1.05 + 0.05f_{ck}')$$

De rekenwaarde wordt nu verkregen door de representatieve waarde te delen door de materiaalfactor behorende bij de treksterkte.

$$f_b = \frac{f_{b;rep}}{\gamma_m} \quad \gamma_m = 1.4$$

2. Naast de rekenwaarde van de treksterkte wordt er in de VBC ook nog een gemiddelde treksterkte gedefinieerd. Deze gemiddelde treksterkte is te berekenen met onderstaande formule:

$$f_{bm} = 1.4f_{b;rep} .$$

3. De gemiddelde buigtreksterkte van het beton is afhankelijk van de hoogte van de doorsnede en wordt berekend op basis van de gemiddelde treksterkte:

$$f_{br} = (1.6 - h)f_{bm} \quad \text{en niet kleiner dan } f_{bm} \quad (\text{hoogte van de doorsnede, } h \text{ in meters})$$

4.1.2.1.3 Schuifsterkte

In de RVB worden grenzen gesteld aan de toelaatbare trekspanning die door de aanwezige dwarskracht worden veroorzaakt. In de VBC wordt niet gesproken over trekkracht veroorzaakt door de dwarskracht, maar over een schuifspanning.

De maximaal toelaatbare schuifspanning is ook in de VBC net als in de RVB afhankelijk van de hoeveelheid wapening die in de doorsnede aanwezig is.

$$\text{Criterium: } \tau_d \leq \tau_u \qquad \tau_d = \frac{V_d}{bd}$$

Hierin is

V_d : rekenwaarde van de dwarskracht

b : breedte van de betonddoorsnede. Bij I-, T- en L-liggers dient hierbij de breedte van het lijf aangehouden te worden. Indien de breedte van het lijf over de hoogte van de ligger varieert mag met de gemiddelde breedte gerekend worden. Echter met een maximum van 1.25 maal de minimale breedte. In gevallen waar de minimale breedte zich in de drukzone bevindt moet gerekend worden met deze minimale breedte. Bij het bepalen van de minimale breedte dienen spankanalen en overige sparingen in mindering gebracht te worden. Indien de spankanalen geïnjecteerd zijn behoeft slechts de helft van deze sparing in mindering gebracht te worden.

d : Nuttige hoogte van de doorsnede, betrokken op het zwaartepunt van de totale buigtrekwapening.

$$\tau_u = \tau_1 + \tau_s \text{ en niet groter dan } \tau_2$$

τ_1 : de uiterst opneembare schuifspanning indien geen dwarskrachtwapening is toegepast.

τ_s : de door de dwarskrachtwapening opneembare schuifspanning

$$\tau_2 = 0.2 f_b' k_n k_\theta$$

$$k_n = \frac{5}{3} \left(1 - \frac{\sigma'_{bmd}}{f_b'} \right) \leq 1.0$$

σ'_{bmd} : gemiddelde betondrukspanning ten gevolge van

de rekenwaarde van de normaalkracht inclusief de voorspanbelasting.

$$k_\theta = 1 \text{ voor } \alpha = 90^\circ$$

$$k_\theta = 2 \frac{\cot g\theta + \cot g\alpha}{1 + \cot g^2\theta} \quad \text{voor } 45^\circ < \alpha < 90^\circ$$

$k_\theta = 1$ indien geen dwarskrachtwapening wordt toegepast

α : hoek tussen de dwarskrachtwapening en de as van het constructiedeel

θ : hoek tussen de drukdiagonaal en de as van het constructiedeel

Uiterst opneembare schuifspanning

1. Op buiging belaste doorsnede

$$\tau_1 = 0.4 f_b k_\lambda k_h \sqrt[3]{\omega_o} \quad \text{en niet kleiner dan } 0.4 f_b$$

$$k_\lambda = \frac{12}{g_\lambda} \sqrt{\frac{A_o}{bd}} \quad \text{en niet kleiner dan } 1.0$$

$$g_\lambda = 1 + \lambda_v^2 \quad \text{voor } \lambda_v \geq 0.6$$

$$g_\lambda = 2.5 - 3\lambda_v \quad \text{en niet kleiner dan } 1.36 \quad \text{voor } \lambda_v < 0.6$$

$$k_\lambda = 1.0 \quad \text{voor de overige situaties}$$

λ_v : is de dwarskrachtslankheid van een console of van een liggerdeel met een vrije eindoplegging waarin de beschouwde doorsnede is gelegen. Liggerdelen met een vrije eindoplegging zijn die delen van een ligger die gelegen zijn tussen een doorsnede ter plaatse van de dag van een vrije eindoplegging en de eerstvolgende doorsnede waarin het buigend moment maximaal is. Als liggerdeel met vrije eindoplegging mag ook worden beschouwd een deel van een ligger dat gelegen is tussen een doorsnede ter plaatse van de dag van een tussenoplegging en de eerst volgende doorsnede waar het moment maximaal is, onder de voorwaarde dat in dit deel van de ligger het moment niet van teken wisselt.

$$\lambda_v = \frac{M_{d;\max}}{d * V_{d;\max}}$$

$M_{d;\max}$ = maximale absolute waarde van M_d in het beschouwde liggerdeel

$V_{d;\max}$ = maximale absolute waarde van V_d in het beschouwde liggerdeel

A_o : de kleinste waarde van de oppervlakte van het lastvlak of de ondersteuning. Voor A_o mag geen grotere waarde dan bd aangehouden worden

$$k_h = 1.6 - h \quad \text{en niet kleiner dan } 1.0 \quad (h \text{ in meters})$$

$$\omega_o = \frac{100(A_s + A_p)}{bd} \quad \text{niet groter dan } 2.0 \quad \text{en niet kleiner dan } 0.7 - 0.5\lambda_v$$

is het aanwezige wapeningspercentage van de buigtrekwapening in de beschouwde doorsnede

2. Op buiging en normaalkracht belaste doorsnede

De waarde van τ_1 mag bij normaaldrukkrachten verhoogd worden met:

$$\tau_n = 0.15\sigma'_{bmd}$$

Bij normaaltrekkrachten dient de waarde van τ_1 verlaagd te worden met:

$$\tau_n = 0.5\sigma_{bmd}$$

3. Doorsneden met geringe buigtrekspanningen

Voor doorsneden van niet-gedrongen liggers, waarin in de uiterste grenstoestand de maximale buigtrekspanning kleiner is dan $0.25 f_{br}$ mag de volgende waarde voor τ_1 worden aangehouden:

$$\tau_1 = \frac{I}{dS} \sqrt{f_b^2 + f_b \sigma'_{bmd}}$$

4. Door de wapening opneembare schuifspanning

De door de wapening opneembare schuifspanning volgt uit onderstaande formule:

$$\tau_s = \frac{V_s}{bd} = \frac{A_{sv} z * f_s \sin \alpha (\cot g \theta + \cot g \alpha)}{bd}$$

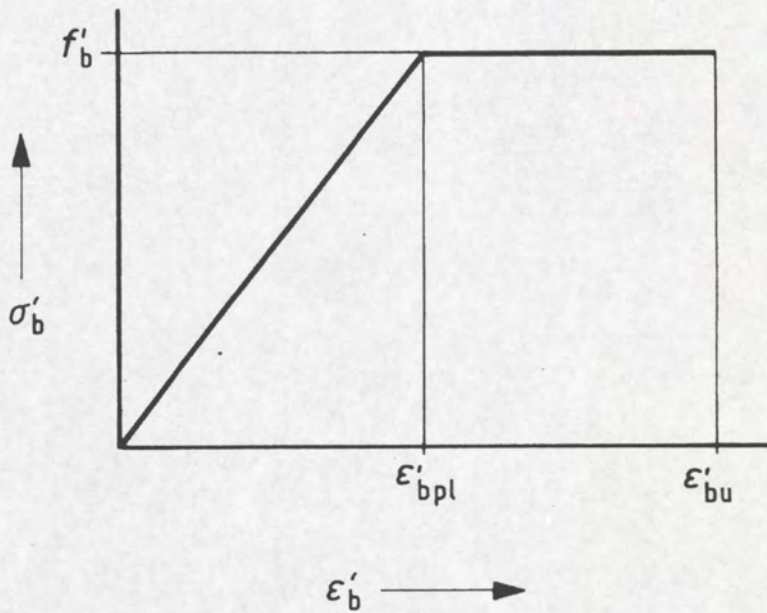
A_{sv} : dwarskrachtwapening per eenheid van lengte

$z = 0.9 d$ (voor niet-gedrongen liggers)

4.1.2.2 Spanning-rekdiagram volgens de VBC '95

In tegenstelling tot de RVB '67 wordt in de VBC rekening gehouden met de mogelijkheid van het beton om plastisch te vervormen. Hierdoor kunnen spanningen herverdeeld worden zodat in een groter deel van de drukzone de rekenwaarde van de treksterkte bereikt kan worden.

Het diagram wordt geschematiseerd tot een bi-lineair diagram waarvan de elastische tak loopt tot een betonstuik van 1.75‰, en waarbij de maximale betonstuik is gelegen bij 3.5‰.



4.1.2.3 Krimp van het beton volgens de VBC '95

De specifieke krimpverkorting wordt berekend door de basiskrimp te vermenigvuldigen met een viertal factoren volgens onderstaande formule:

$$\varepsilon_r' = \varepsilon_c' k_b k_h k_p k_t \quad \text{en niet groter dan } \varepsilon_{\max}'$$

ε_c' : basiskrimp afhankelijk van de relatieve vochtigheid

k_b : factor afhankelijk van de karakteristieke kubusdruksterkte

k_h : factor afhankelijk van de fictieve dikte h_m van de betondoorsnede $\left(h_m = \frac{2A_b}{O_b} \right)$

k_p : factor afhankelijk van het wapeningspercentage $\left(k_p = \frac{1}{1 + 0.2\bar{\omega}_0} \right)$

$\bar{\omega}_0$: laagste wapeningspercentage van de totale in de doorsnede voorkomende langswapening betrokken op de gehele hoogte.

k_t : factor afhankelijk van de ouderdom van het beton $\left(k_t = \frac{t}{t + 0.04\sqrt{h_m^3}} \right)$

t : is de ouderdom van het beton in dagen.

De waarden van ε_c' , k_b , k_h en ε_{\max}' zijn gegeven in onderstaande tabellen.

| Relatieve vochtigheid % | ε_c' % |
|----------------------------|-----------------------|
| 0 - 60 (droge lucht) | 0.4 |
| 60 - 85 (buitenlucht) | 0.25 |
| 85 - 100 (zeer vochtig) | 0.1 |
| 100 (in water) | 0 |

| f_{ck}' N/mm ² | k_b | h_m mm | k_h |
|--------------------------------|-------|-------------|-------|
| 15 | 1.4 | 50 | 1.20 |
| 25 | 1.2 | 100 | 1.05 |
| 35 | 1.0 | 200 | 0.80 |
| 45 | 0.9 | 300 | 0.65 |
| 55 | 0.8 | 400 | 0.55 |
| 65 | 0.7 | =>500 | 0.50 |

| f_{ck}' N/mm ² | ε_{\max}' | | | |
|--------------------------------|-----------------------|----------------|-----------------|-----------|
| | RV < 60% | 60% < RV < 85% | 85% < RV < 100% | RV = 100% |
| 15 | 0.54 | 0.34 | 0.14 | 0 |
| 25 | 0.47 | 0.29 | 0.12 | 0 |
| 35 | 0.41 | 0.26 | 0.10 | 0 |
| 45 | 0.36 | 0.23 | 0.09 | 0 |
| 55 | 0.31 | 0.20 | 0.08 | 0 |
| 65 | 0.27 | 0.18 | 0.07 | 0 |

4.1.2.4 Kruip van het beton volgens de VBC '95

De kruipcoëfficiënt dient berekend te worden met onderstaande formule:

$$\phi = k_c k_d k_b k_h k_i \quad \text{en niet groter dan } \phi_{\max}$$

k_c : factor afhankelijk van de relatieve vochtigheid

k_d : factor afhankelijk van de ouderdom t_c van het beton

De factoren k_c en k_d zijn vermeld in onderstaande tabellen. De overige factoren zijn gelijk aan de factoren bij het berekenen van de krimp.

| Relatieve vochtigheid % | k_c |
|----------------------------|-------|
| 0 - 60 (droge lucht) | 2.6 |
| 60 - 85 (buitenlucht) | 1.9 |
| 85 - 100 (zeer vochtig) | 1.4 |
| 100 (in water) | 1.0 |

waarden van de factor k_d als functie van de ouderdom bij belasten en de sterkteklasse van het cement.

| t_c dagen | k_d | |
|----------------|---------------------------------|--|
| | sterkteklassen 32.5 en 32.5R | sterkteklassen 42.5 en 42.5R 52.5 en 52.5R |
| 1 | 1.8 | 1.7 |
| 3 | 1.6 | 1.4 |
| 7 | 1.4 | 1.1 |
| 14 | 1.2 | 0.9 |
| 28 | 1.0 | 0.7 |
| 90 | 0.8 | 0.5 |
| =>365 | 0.5 | 0.3 |

4.2 Voorspanstaal

4.2.1 Bestek en tekeningen

In het bestek en tekeningen van de brug over de Beneden Merwede te Papendrecht wordt gesproken over 40 en 100 tons voorspankabels. Deze kabels zijn als volgt opgebouwd:

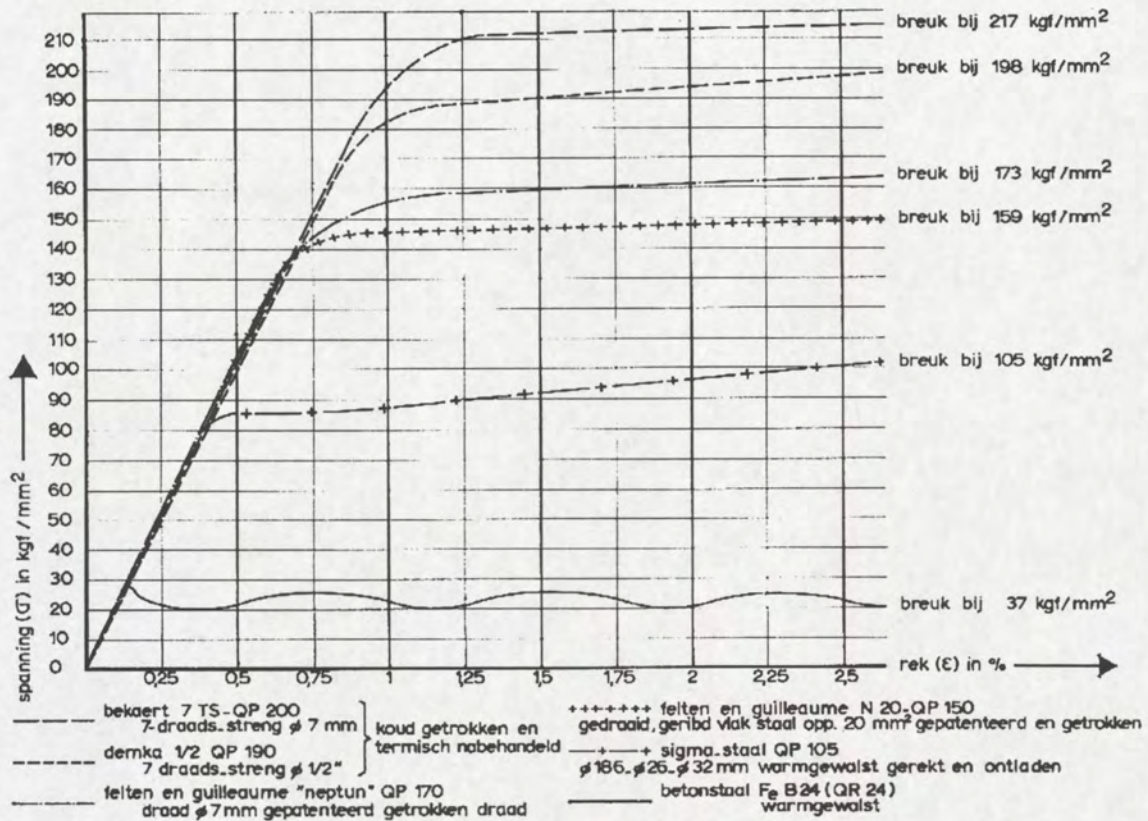
- 100 tons kabels bestaan uit 12 strengen en iedere streng is weer opgebouwd uit 6 draden met een diameter van 4.1 mm gewikkeld rond een draad met een diameter van 4.2 mm. De draden zijn vervaardigd uit hoogwaardig staal hetgeen betekend dat de staalkwaliteit hoger is dan die van gewoon wapeningsstaal. Bestudering van literatuur heeft geleerd dat het zeer waarschijnlijk gaat om Freyssinetkabels gaat met een staalkwaliteit QP 190. QP staat voor Qualite Precontrainte en 190 is de gegarandeerde treksterkte van het staal uitgedrukt in kgf/mm^2 . Het totale oppervlak van deze 100 tons kabels bedraagt 1116 mm^2 en de diameter 63 mm.
- 40 tons kabels bestaan uit 12 draden met een diameter van 7mm die zeer waarschijnlijk ook van het type Freyssinet zijn. De toegepaste staalkwaliteit voor de 40 tons kabels van Freyssinet bedraagt QP 170. De doorsnede van deze kabels bedraagt 462 mm^2 en de diameter bedraagt 43 mm.

4.2.2 KVS '62

4.2.2.1 Het spanning-rekdiagram van voorspanstaal

In tegenstelling tot zachtstaal ontbreekt bij voorspanstaal, door het koud vervormen, de vloeigrens. Het spanning-rekdiagram van hoogwaardig voorspanstaal wordt gekarakteriseerd door een aantal markante punten, bepaald door: de E-modulus (deze is uiteraard bedoeld voor lage spanningen in het elastische gebied), de treksterkte (dit is de maximaal gemeten trekkracht gedeeld door de oorspronkelijk oppervlakte van de doorsnede), de breukrek (de totaal opgetreden vervorming op het moment van bezwijken) en de verschillende rekgrenzen (0.05%- , 0.1%- en 0.2% rekgrens). Volgens de KVS '62 (Keuringsvoorschriften VoorspanStaal) is in Nederland het meten van de 0.05% rekgrens voorgeschreven, terwijl in het buitenland vaak de 0.1% rekgrens gebruikt wordt.

In onderstaande figuur is voor een aantal staalkwaliteiten het verloop van het spanning-rek diagram weergegeven. Tevens is ter vergelijking het spanning-rek verloop van gewoon betonstaal weergegeven.



4.2.2.2 Eisen gesteld door de KVS '62

- Grenzen voor het quotiënt van de 0.05% rekgrens en de maximale treksterkte

$\left(\frac{\sigma_{0.05}}{\sigma_{ar}} \right)$ volgens onderstaande tabel

| | minimum | maximum |
|---|---------|---------|
| getrokken draad | 0.60 | 0.85 |
| getrokken, thermisch nabehandelde draad | 0.70 | 0.90 |
| gewalste, veredelde draad | 0.75 | 0.95 |
| thermisch nabehandelde streng | 0.70 | 0.90 |

- Minimale breukrek (ϵ_{ar})

Deze breukrek wordt gemeten volgens NEN 1031. Hierbij wordt gemeten aan een draad waarvan de lengte 10 maal de diameter bedraagt. Bij strengen vindt de meting plaats aan de kerndraad. De KVS '62 schrijft voor dat de breukrek voor getrokken draden 5% en voor de gewalste (veredelde) draad tenminste 6% bedraagt.

- Buigbaarheid van de draad.

In verband met het algemene inzicht in de kwaliteit is het van belang de draad (de kerndraad in het geval van strengen) op buiging te beproeven. Hiertoe zijn de buigproef en de wikkelproof voorhanden.

Ten behoeve van de buigproef moet de draad over een hoek van 180° om een cilindrische kern met een diameter van 2.5 maal de kleinste dwarsafmeting (in het geval van een getrokken draad) of 5 maal de kleinste dwarsafmeting (in het geval van een gewalste draad) gebogen kunnen worden. Indien de dwarsafmeting van de draad kleiner is dan 7.5 mm wordt gebruik gemaakt van de wikkelproof. Hiertoe moet de draad 8 maal om een stalen staaf worden gewikkeld met een diameter zoals die hierboven is vastgelegd. Zowel bij de buig- als bij de wikkelproof mogen geen, met het 'blote oog' waarneembare, scheuren of barsten ontstaan.

- Weerstand tegen herhaaldelijk heen- en weerbuigen

Bij deze proef wordt de draad per beweging vanuit de verticaal 90° naar links en weer terug naar de verticaal gebogen. De tweede beweging is vanuit de verticaal 90° naar rechts en weer terug, enz. De afrondingsstraal voor de klembekken is hierbij 7 maal de kleinste dwarsafmeting van de draad.

Het aantal maal dat deze heen- en weerbuiging moet plaatsvinden bedraagt 25 maal voor een getrokken draad, 15 maal voor een koud getrokken, thermisch nabehandelde draad en 8 maal voor een gewalste draad.

- In onderstaande tabel zijn de belangrijkste kengetallen van het voorspanstaal per staalsoort weergegeven.

| staalkwaliteit | type | treksterkte | | breukrek | 0,1% rekgrens | | toelaatbare trekspanning | | knik in het σ - ϵ diagram | | | |
|----------------|--------|----------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|----------------------|---------------------------------|----------------------------|------------------------------------|---|--|--------------------------------------|--|
| | | f_{purop} N/mm ² | f_{pu} N/mm ² | | ϵ_{pu} ‰ | f_{prop} N/mm ² | f_p N/mm ² | σ_{po} N/mm ² | σ_{pi} N/mm ² | ten behoeve van het uiterste grenstoestand | | ten behoeve van de bruikbaarheidsgrenstoestand |
| | | | | $0,9 f_{pu}$ N/mm ² | | | | | | $\epsilon_p(0,9 f_{pu})$ ‰ | $0,9 f_{purop}$ N/mm ² | $\epsilon_p(0,9 f_{purop})$ ‰ |
| FeP 1030 | staaf | 1030 | 935 | 35 | 835 | 760 | 790 | 750 | 840 | 4,20 | 925 | 4,63 |
| FeP 1080 | staaf | 1080 | 980 | 35 | 890 | 810 | 835 | 785 | 880 | 4,40 | 970 | 4,85 |
| FeP 1230 | staaf | 1230 | 1120 | 35 | 1080 | 980 | 985 | 895 | 1010 | 5,05 | 1105 | 5,53 |
| FeP 1670 | draad | 1670 | 1520 | 35 | 1440 | 1310 | 1325 | 1215 | 1370 | 6,85 | 1505 | 7,53 |
| FeP 1770 | draad | 1770 | 1610 | 35 | 1520 | 1380 | 1400 | 1290 | 1450 | 7,25 | 1595 | 7,98 |
| FeP 1860 | streng | 1860 | 1690 | 35 | 1600 | 1450 | 1465 | 1350 | 1520 | 7,60 | 1675 | 8,38 |

Voor alle staalkwaliteiten geldt $E_p = 200000$ N/mm²

4.2.3 RVB '62-'67

4.2.3.1 Toelaatbare spanningen volgens de RVB '62 - '67

In de RVB '62-'67 worden voor de toelaatbare spanningen in het voorspanstaal twee spanningsfasen onderscheiden, namelijk:

- Aanvangsspanning
- Werkspanning

4.2.3.1.1 Aanvangsspanning

Onder de aanvangsspanning wordt de spanning verstaan, die ontstaat, onmiddellijk nadat de voorspankracht op de betonconstructie is aangebracht.

De toelaatbare aanvangsspanning in het voorspanstaal is afhankelijk van de toegepaste kwaliteit van het staal en wordt met behulp van onderstaande formule bepaald:

$$\bar{\sigma}_{aa} = 0.65 * \sigma_{ar}$$

met:

$\bar{\sigma}_{aa}$ = toelaatbare aanvangsspanning in het voorspanstaal

σ_{ar} = overeengekomen minimum sterkte van het voorspanstaal of de uit proefnemingen gevonden minimum breuksterkte van het voorspanstaal.

Om de onmiddellijke optredende verliezen door elastische verkorting (door spannen van een volgende kabel), wrijving in het spankanaal, wrijving in het verankerings-element en intrekking of slip bij het verankeren te compenseren mag de aanvangsvoorspanning zoals die hierboven is weergegeven met maximaal 10% verhoogd worden.

4.2.3.1.2 Werkspanning

Onder de werkspanning wordt de spanning verstaan, die na het optreden van de tijdsafhankelijke verliezen zoals krimp, kruip en relaxatie overblijft.

Voor deze werkspanning in het voorspanstaal mag maximaal de kleinste van de twee onderstaande waarden toegelaten worden:

$$\bar{\sigma}_a = 0.55 * \sigma_{ar} \quad \text{of} \quad \bar{\sigma}_a = 0.8\sigma_{0.05}$$

$\bar{\sigma}_a$ = toelaatbare werkspanning in het voorspanstaal

σ_{ar} = treksterkte van het staal (overeengekomen of uit proefnemingen)

$\sigma_{0.05}$ = 0.05% rekgrens van het voorspanstaal

4.2.3.1.3 Maximaal toelaatbare betondrukspanning achter het verankerings-element

De maximaal toelaatbare drukspanning en aanvangsdrukspanning in het beton direct achter het verankerings-element wordt gegeven door onderstaande formules:

toelaatbare aanvangsdrukspanning:
$$\bar{\sigma}'_{ba} \sqrt[3]{\frac{B_b}{B_a}}$$

toelaatbare drukspanning:
$$\bar{\sigma}'_b \sqrt[3]{\frac{B_b}{B_a}}$$

Hierbij mag voor de verhouding B_b / B_a niet meer dan 27 in rekening gebracht worden.

B_a = het bruto aanrakingsvlak tussen het verankerings-element en het beton
 B_b = het grootste gelijkvormige oppervlak, dat concentrisch met B_a ter plaatse van het aanrakingsvlak in het beton beschreven kan worden. Indien twee vlakken elkaar overlappen, moeten deze vlakken worden verkleind totdat ze elkaar raken.

4.2.3.2 Relaxatie van het voorspanstaal

Naast de direct optredende verliezen door elastische verkorting van het beton, wrijving in het spankanaal, wrijving in het verankerings-element en intrekking / slip in het verankerings-element treden er in de loop der tijd ook zogenaamde tijdsafhankelijke verliezen op. Deze tijdsafhankelijke verliezen worden veroorzaakt door krimp en kruip van het beton en door relaxatie van het voorspanstaal. Onder relaxatie wordt het verschijnsel van het afnemen van de spanning bij gelijkblijvende vervorming bedoeld. Met mate van relaxatie als percentage van de aanvangsvoorspankracht is afhankelijk van de na het spannen in rekening te brengen krimp- en kruipverkorting van het beton en van de verhouding tussen de aanvangsspanning en de treksterkte van het staal. De in rekening te brengen percentages van de aanvangsspanning voor relaxatie zijn in onderstaande tabel weergegeven.

| Na het spannen in rekening te brengen | de aanvangsspanning | | |
|---------------------------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| | $0.55 \sigma_{ar}$ | $0.60 \sigma_{ar}$ | $0.65 \sigma_{ar}$ |
| krimp- en kruipverkorting | | | |
| $0 \cdot 10^{-5}$ | 12% | 14% | 16% |
| $30 \cdot 10^{-5}$ | 10% | 12% | 14% |
| $60 \cdot 10^{-5}$ | 8% | 10% | 12% |
| $90 \cdot 10^{-5}$ | 6% | 8% | 10% |

4.2.4 VBC '95

4.2.4.1 Toelaatbare spanningen volgens de VBC '95

Ook in de VBC '95 wordt gesproken over een aanvangs- en een werkvoorspankracht.

4.2.4.1.1 De aanvangsvoorspankracht

De aanvangsvoorspankracht mag niet kleiner zijn dan de kleinste waarde van:

$$F_{pi} = 0.8A_p f_{pu} \quad \text{en} \quad F_{pi} = A_p f_p$$

A_p : Het oppervlak van de voorspanstaaldoorsnede

f_{pu} : rekenwaarde van de treksterkte van het voorspanstaal

f_p : rekenwaarde van de 0.1%-rekgrens van het voorspanstaal

Om de direct optredende verliezen door wrijving, slip en intrekking te compenseren mag overspannen worden met een percentage, dat berekend wordt met behulp van onderstaande formule:

$$80 \left(\frac{f_p}{f_{pu}} - 0.75 \right) \quad \text{maar niet meer dan 12\%}$$

4.2.4.1.2 De werkvoorspankracht

Voor deze werkvoorspankracht is geen maximum voorgeschreven. De waarde van deze werkvoorspankracht volgt uit de aanvangsvoorspankracht verminderd met de tijdsafhankelijke verliezen zoals krimp, kruip en relaxatie

4.2.4.2 Relaxatie van het voorspanstaal

Het verlies in voorspankracht door relaxatie van het voorspanstaal wordt berekend met de volgende formule:

$$\Delta\sigma_p = 3\Delta\sigma_{p;rel} \left(1 - 2 \frac{\Delta\sigma_{p;kr}}{\sigma_{pi}} \right)$$

$\Delta\sigma_{p;kr}$ = het spanningsverlies in het staal ten gevolge van krimp en kruip van het beton

$\Delta\sigma_{p;rel}$ = maximale relaxatie na 100 uur volgens onderstaande tabel

| aanvangsspanning als percentage van $f_{pu;rep}$ | $\Delta\sigma_{p;rel}$ als percentage van de aanvangsspanning | |
|---|--|--------|
| | draden en strengen | staven |
| 60 | 1.5 | 1.5 |
| 70 | 2.5 | 4.0 |
| 80 | 4.5 | 7.0 |

4.3 betonstaal

4.3.1 Benaming in GBV '62

De benaming van het betonstaal was in de tijd van de GVB '62 anders dan die tegenwoordig in de VBC wordt gebruikt. In de GBV '62 werd de volgende kwaliteiten onderscheiden:

- QR22 en QR24 (normaal, warmgewalst betonstaal)
- QR32, QR40 en QR48 (hoogwaardig, warmgewalst betonstaal)
- QRn32, QRn40, QRn48 (hoogwaardig nabehandeld betonstaal)

QR staat voor warmgewalst staal en QRn staat voor nabehandeld staal. Nabehandeld betonstaal wil zeggen dat het warmgewalste betonstaal nog koud is vervormd waardoor de mechanische eigenschappen van het staal veranderen.

De getallen achter QR of QRn geven de minimale vloeigrens of 0.2%-rekgrens (indien geen duidelijke vloeigrens aanwezig is) in kgf/mm^2 (σ_e).

4.3.2 Mechanische eigenschappen

De mechanische eigenschappen van de verschillende soorten betonstaal zijn gegeven in onderstaande tabel

| betonstaalkwaliteit | min. Vloeigrens (of 0.2%-rekgrens) (σ_e) [kgf/mm ²] | min. Treksterkte (σ_{ar}) [kgf/mm ²] | min. Breukrek Adp5 [%] |
|---------------------|---|--|------------------------|
| QR22 | 22 | 34 | 22 |
| QR24 | 24 | 36 | 24 |
| QR32 | 32 | 42 | 22 |
| QR40 | 40 | 50 | 18 |
| QR48 | 48 | 58 | 16 |
| QRn32 | 32 | 42 | 12 |
| QRn40 | 40 | 50 | 11 |
| QRn48 | 48 | 58 | 10 |

4.3.3 Toelaatbare spanningen

In de GBV wordt voor wat betreft het betonstaal net als bij het beton gesproken over toelaatbare spanningen. De toelaatbare trek-drukspanning op het betonstaal voor op buiging belaste constructies is afhankelijk van zowel de kwaliteit van het betonstaal als de kwaliteit van het beton. Voor de verschillende betonkwaliteiten zal nu in onderstaande tabel worden aangegeven wat de maximaal toelaatbare spanning voor de verschillende betonstaalkwaliteiten is.

| Betonstaalkwaliteit | Toelaatbare spanning [kgf/mm ²] | | |
|---------------------|---|------|------|
| | K160 | K225 | K300 |
| QR22 | 12 | 13 | 13 |
| QR24 | 12 | 14 | 14 |
| QR32 en QRn32 | 12 | 18 | 18 |
| QR40 en QRn40 | 12 | 22 | 22 |
| QR48 en QRn48 | 12 | 26 | 26 |

De toelaatbare trek-drukspanning in het betonstaal is volgens de RVB '62-'67 niet afhankelijk van de toegepaste betonkwaliteit maar alleen afhankelijk van de toegepaste betonstaalkwaliteit.

De toelaatbare trek-drukspanning voor het betonstaal volgens RVB '62-'67 wordt gegeven door de kleinste van de onderstaande waarden:

$$0.55\sigma_e \quad \text{en} \quad 30 \text{ kgf/mm}^2$$

σ_e = vloeigrens of 0.2%-rekgrens

Spanning-rekdiagram van betonstaal

Voor het spanning-rekdiagram volgens de GBV, RVB en VBC hoeft geen onderscheid gemaakt te worden aangezien deze schematiseringen in de loop der jaren ongewijzigd zijn gebleven.

Alleen de spanningswaarde waarbij de elastische tak overgaat in de plastische tak is in de VBC '95 iets anders gedefinieerd als in de RVB en de GBV.

In de GBV '62 en RVB '62-'67 ligt die knik bij de vloeigrens of de 0.2%-rekgrens terwijl de knik volgens de VBC '95 ligt bij de rekenwaarde van de trek-druksterkte. Deze rekenwaarde van de trek-druksterkte wordt berekend met onderstaande formule:

$$f_s = \frac{f_{s,rep}}{\gamma_m}$$

met $f_{s,rep}$: representatieve waarde van de treksterkte die gelijk moet worden gesteld aan de karakteristieke waarde van de vloe- of 0.2%-rekgrens.

γ_m : materiaalfactor die voor betonstaal 1.15 bedraagt.

Het spanning-rekverloop van het betonstaal is geschematiseerd door een bilineair diagram. De eerste, elastische tak loop vanaf de oorsprong onder een hoek, gelijk aan de arctangens van de E-modulus van het staal, naar boven. Bij de vloeigrens (GBV en RVB) of rekenwaarde van de trek-druksterkte (VBC) knikt de lijn en gaat vervolgens horizontaal (plastische tak) verder totdat de breukrek bereikt wordt.

In het geval dat het staal geen vloeigrens heeft (bijvoorbeeld bij koud vervormd staal) wordt in plaats hiervan gebruik gemaakt van de 0.2%-rekgrens. Deze 0.2%-rekgrens is een spanningsniveau waarbij na ontlasten een blijvende vervorming van 0.2% aanwezig is. Voor de breukrek wordt de Adp 5 waarde aangehouden. Onder de Adp 5 waarde wordt verstaan de breukrek dat aan de meetlengte van 5 maal de diameter van het proefstuk is gerelateerd.

5. VERGELIJKING VAN DE VOORSCHRIFTEN voor wat betreft de materiaaleigenschappen

Vooraf voor wat betreft het materiaal beton zijn de materiaalkarakteristieken zoals die in de oude voorschriften (GBV '62 en RVB '62-'67) beschreven staan anders dan de materiaal karakteristieken zoals die in de huidige VBC '95 worden omschreven.

5.1 Beton

5.1.1 drukspanning in beton

In de GBV '62 en de RVB '62-'67 wordt de maximaal toelaatbare drukspanning in het beton bepaald aan de hand van de gemiddelde kubusdruksterkte. Deze druksterkte werd bepaald door beproeving van een kubus met ribben van 20 cm en een laag van 3 mm dik karton tussen de contactoppervlakken met de drukpers en de ondergrond.

In de VBC '95 wordt gerekend met een karakteristieke kubusdruksterkte. Deze waarde wordt bepaald door het beproeven van een aantal betonkubussen met een ribben van 15 cm zonder kartonnen tussenlaag. Aangezien de karakteristieke waarde van kubusdruksterkte van belang is wordt aan de hand van de verschillende drukproeven, met behulp van een statistische berekening, de grens voor de kubussterkte met een onderschrijdingskans van 5% (karakteristieke waarde) bepaald.

5.1.1.1 Omrekenen kubusdruksterkte

Om tot een betrouwbare vergelijking tussen de betondruksterkte zoals die omschreven is in de oude voorschriften en de betondruksterkte zoals die omschreven is in de huidige voorschriften te komen zal de gemiddelde kubusdruksterkte zoals die vroeger werd bepaald omgerekend te worden tot de karakteristieke kubusdruksterkte zoals die vandaag de dag wordt bepaald.

Dit omrekenen gebeurt in drie stappen

- De eerste stap is het aanbrengen van een correctie vanwege het feit dat de vroegere riblengte 20 cm en de huidige riblengte 15 cm bedraagt. De afname van deze riblengte van 20 naar 15 cm geeft een verhoging van 5% in de gemeten waarden.
- De tweede stap is het aanbrengen van een correctie aangezien vroeger een 3 mm dikke kartonnen tussenlaag werd toegepast. Tegenwoordig wordt deze tussenlaag niet meer toegepast waardoor de zijdelingse uitzetting ter plaatse van de contactoppervlakken niet meer mogelijk is. Het weglaten van deze kartonnen tussenlagen resulteert in een toename in de gemeten kubussterkte van 11%
- Naast de verschillen in afmeting en het weglaten van de tussenlagen dient er ook een omrekeningslag plaats te vinden om van de gemiddelde naar de karakteristieke waarde (waarde met een onderschrijdingskans kleiner dan 5%) te komen. Dit omrekenen van de gemiddelde waarde naar de karakteristieke waarde geschiedt met behulp van onderstaande formule:

$$\sigma_{kar} = \sigma_{gem} - z * \sigma$$

Indien in voorgaande formule de omrekening uit stap 1 en stap 2 worden meegenomen kan deze formule als volgt geschreven worden:

$$\sigma_{kar} = 1.16\sigma_{gem} - Z * \sigma$$

met

σ_{kar} = karakteristieke waarde van de kubusdruksterkte

σ_{gem} = gemiddelde waarde van de kubusdruksterkte

Z = factor die afhankelijk van het aantal proefstukken statistisch bepaald is

voor 3 proefstukken: z = 2.9

voor 6 proefstukken: z = 2.0

voor 12 proefstukken: z = 1.8

voor 25 proefstukken: z = 1.7

voor n proefstukken: z = 1.64

σ = standaardafwijking (= spreiding in materiaalsterkte) afhankelijk van de betonkwaliteit

In de RVB wordt aangenomen dat bij kubusdruksterkten hoger dan 300 kgf/cm² de standaardafwijking constant blijft.

In onderstaande tabel zal nu een vergelijking gemaakt worden tussen de betonkwaliteiten zoals die in de oude voorschriften bestonden en de betonkwaliteiten zoals die in de huidige voorschriften beschreven zijn.

| Voor-schrift | beton-kwaliteit | gem. kubus-druk-sterkte ribben 20cm met karton [N/mm ²] | gem. kubus-druk-sterkte ribben 15cm met karton [N/mm ²] | gem. kubus-druk-sterkte ribben 15cm zonder karton [N/mm ²] | standaard-afwijking [N/mm ²] | karakte-ristieke kubus-druk-sterkte [N/mm ²] | bezwijk-rek [‰] | E-modulus [N/mm ²] |
|--------------|-----------------|--|--|---|---|---|--------------------|-----------------------------------|
| GBV '62 | | | | | | | | |
| | K160 | 16 | 16.8 | 18.6 | 4.6 | 11.0 | 3.5 | 21*10 ³ |
| | K225 | 22.5 | 23.6 | 26.1 | 6.1 | 16.1 | 3.5 | 21*10 ³ |
| | K300 | 30 | 31.5 | 34.8 | 7.6 | 22.3 | 3.5 | 21*10 ³ |
| RVB '62 | | | | | | | | |
| | K300 | 30 | 31.5 | 34.8 | 7.6 | 22.3 | 2.5 | 30*10 ³ |
| RVB '67 | | | | | | | | |
| | K300 | 30 | 31.5 | 34.8 | 7.6 | 22.3 | 3.5 | 30*10 ³ |
| | K450 | 45 | 47.3 | 52.2 | 7.6 | 39.7 | 3.5 | 30*10 ³ |
| VBC '95 | | | | | | | | |
| | B15 | - | - | - | - | 15 | 3.5 | 26*10 ³ |
| | B25 | - | - | - | - | 25 | 3.5 | 28.5*10 ³ |
| | B45 | - | - | - | - | 45 | 3.5 | 33.5*10 ³ |
| | B65 | - | - | - | - | 65 | 3.5 | 38.5*10 ³ |

De gemiddelde kubusdruksterkte zoals die in de GBV '62 en de RVB '62-'67 werden gehanteerd zijn nu omgerekend naar de karakteristieke kubusdruksterkte zoals die vandaag de dag in de VBC '95 wordt gehanteerd.

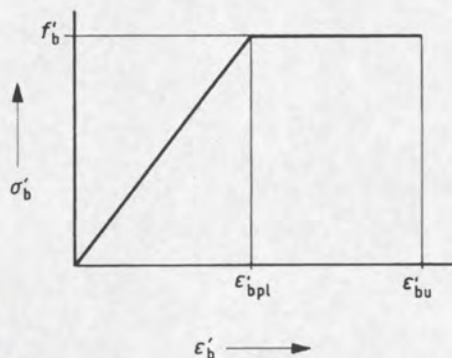
5.1.1.2 Spanning-rek-diagram

Een ander wezenlijk verschillen tussen de huidige voorschriften en de toenmalig geldende voorschriften is het aangenomen spanning-rekverloop voor het beton. In de huidige VBC wordt dit verloop geschematiseerd tot een bilineair diagram waarbij de maximale spanning gelijk is aan de rekenwaarde van de betondruksterkte. In de RVB '67 is dit verloop geschematiseerd tot een tweede graads parabool waarvan de top is gelegen op een spanning gelijk aan 0.67 maal de gemiddelde kubusdruksterkte.

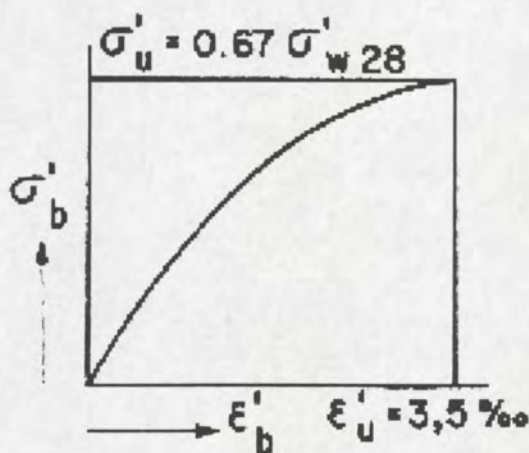
Volgens de VBC '95 is de maximale in rekening te brengen betondrukspanning, in bezwijktoestand, over de helft van de hoogte van de betondrukzone aanwezig. Er wordt dus gebruik gemaakt van het feit dat beton in staat is plastisch te vervormen en zodoende spanningen te herverdelen.

Volgens de RVB '67 is de maximale in rekening te brengen betondrukspanning alleen in de uiterste vezel aanwezig. Het feit dat volgens de RVB niet met het herverdelende vermogen van het beton gerekend werd levert in principe een lagere totale betondrukkracht op (bij gelijke hoogte en breedte van de betondrukzone). Daar tegenover staat echter dat de maximaal in rekening te brengen spanning volgens de RVB groter is dan die in de VBC.

- VBC '95



- RVB '67



5.1.1.3 Maximaal toelaatbare betondrukspanning:

5.1.1.3.1 VBC '95:

Volgens de VBC is de maximaal toelaatbare spanning in het beton gelijk aan de rekenwaarde van de druksterkte.

Om aan de representatieve waarde voor de sterkte te komen zullen een tweetal reductiefactoren op de karakteristieke kubusdruksterkte van toepassing zijn. Enerzijds dient de kubussterkte omgerekend te worden naar een een-assige sterkte. Anderzijds zal een reductie factor ingevoerd worden voor het omrekenen van een korte duur naar een langeduur sterkte. Beide bovengenoemde factoren hebben de waarde 0.85. De totale factor waarmee de karakteristieke kubusdruksterkte vermenigvuldigd dient te worden om de representatieve druksterkte te verkrijgen bedraagt dus: $0.85 * 0.85 = 0.72$.

De rekenwaarde voor de druksterkte wordt uit de representatieve waarde verkregen door deze te delen door de materiaalfactor van 1.2.

In onderstaande tabel is voor de verschillende voorschriften de karakteristieke kubusdruksterkte, de representatieve en de rekenwaarde voor de druksterkte weergegeven.

| beton- kwaliteit | karakteristieke kubusdruksterkte [N/mm ²] | representatieve waarde van de druksterkte [N/mm ²] | rekenwaarde van de druksterkte [N/mm ²] |
|---------------------|---|---|---|
| K 160 | 11.0 | 7.9 | 6.6 |
| K225 | 16.1 | 11.6 | 9.7 |
| K300 | 22.3 | 16.1 | 13.4 |
| K300 | 22.3 | 16.1 | 13.4 |
| K450 | 39.7 | 28.6 | 23.8 |
| B15 | 15 | 10.8 | 9.0 |
| B25 | 25 | 18.0 | 15.0 |
| B45 | 45 | 32.4 | 27.0 |
| B65 | 65 | 46.8 | 39.0 |

5.1.1.3.2 RVB '67

De maximale drukspanning volgens de RVB is gelijk aan 0.67 maal de gemiddelde kubusdruksterkte.

In onderstaande tabel is voor twee betonkwaliteiten een vergelijking gemaakt tussen de maximale materiaalspanningen die volgens VBC en volgens de RVB zijn toegestaan

| beton-kwaliteit | gemiddelde kubus-druksterkte [N/mm ²] | karakteristiek kubus-druksterkte [N/mm ²] | toegestane max betondruk-spanning (RVB '67) [N/mm ²] | toegestane max betondruk-spanning (VBC '95) [N/mm ²] |
|-----------------|---|---|--|--|
| K300 | 30 | 22.3 | 20.1 | 13.4 |
| K450 | 45 | 39.7 | 30.2 | 23.8 |

Uit bovenstaande tabel is duidelijk te zien dat de maximaal toegestane spanning volgens de RVB '67 veel hoger is dan volgens de VBC '95. Om nu een vergelijking te kunnen maken tussen het spanning-rekdiagram volgens de RVB en dat volgens de VBC zal bij een gelijke betondrukzone en een gegeven betonkwaliteit de maximale betondrukkracht voor de twee voorschriften berekend worden.

De grootte van de betondrukkracht is afhankelijk van de maximale drukspanning en de maximale stuik. Voor beide diagrammen geldt dezelfde maximale stuik en dus is ook de hoogte van de betondrukzone gelijk.

De verhouding f'_b / σ'_{w28} is afhankelijk van de kwaliteit van het beton en zal groter worden naarmate de betonkwaliteit hoger wordt. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat bij betonkwaliteiten hoger dan K300 de standaard afwijking in de gevonden druksterkten gelijk blijft en dus het relatieve verschil tussen f'_b en σ'_{w28} kleiner wordt.

Volgens het bestek van de brug te Papendrecht is K450 geeist:

$$\sigma'_{w28} = 23.8 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_b = 30.2 \text{ N/mm}^2$$

Hoogte betondrukzone x_u

Betondrukkracht per eenheid van breedte:

$$\text{RVB: } N'_{b;1} = \frac{2}{3} x_u * \sigma'_{w28} = \frac{2}{3} x_u * 30.2 = 20.13 x_u$$

$$\frac{N'_{b;2}}{N'_{b;1}} = \frac{17.85}{20.13} = 0.89$$

$$\text{VBC: } N'_{b;2} = \frac{3}{4} x_u * f'_b = \frac{3}{4} x_u * 23.8 = 17.85 x_u$$

Uit voorgaande berekening is dus te zien dat voor betonkwaliteit K450 volgens de VBC '95 wat meer veiligheid is ingebouwd dan in de RVB '67.

De totale veiligheid van de brug met betrekking tot bezwijken is echter niet alleen afhankelijk van de veiligheid die aan de sterkte-kant is ingebouwd maar tevens van de veiligheid die aan de belastingzijde is ingebouwd.

Toets met betrekking tot bezwijken van de brug:

$$\text{RVB '62-'67: } M_u \geq 1.75M_g + 2.25M_p$$

met: M_u = uiterst opneembaar moment
 M_g = moment ten gevolge van de permanente belasting
 M_p = moment ten gevolge van de veranderlijke belasting

$$\text{VBC '95: } M_u \geq 1.5M_g + 1.5M_p$$

Het is dus duidelijk dat aan de belastingkant bij een berekening volgens de RVB meer veiligheid is ingebouwd dan bij een berekening volgens de VBC. Ook hier dient echter weer opgemerkt te worden dat de in rekening te brengen belastingen vandaag de dag anders zijn dan ze in de tijd van de RVB waren.

Een exacte vergelijking tussen de bezwijkveiligheid volgens de RVB en de VBC is dus afhankelijk van een groot aantal factoren en is dan ook per situatie anders.

5.1.2 Trekspanningen in beton

In de VBC '95 wordt niet gesproken over toelaatbare trekspanningen. De trekspanningen moeten echter wel onder een bepaald niveau blijven om de scheurwijdte te beperken. De maximale scheurwijdte en dus de maximale trekspanning is afhankelijk van de milieuklasse. De maximale trekspanning is bovendien afhankelijk van de centriscie drukspanning ten gevolge van de voorspanning, de verhouding voorspanstaal ten opzichte van zachtstaal en de aanhechtingsfactor. Indien er wapening wordt aangebracht zodat de scheurwijdte beperkt blijft zijn de betonspanningen niet meer van belang en worden eisen gesteld aan staalspanning, staafstand en dergelijke om aan de scheurwijdte-eis te voldoen

Een algemeen geldende vergelijking van de toegestane trekspanningen in het beton is dus niet goed mogelijk aangezien de toegestane (buig)trekspanning, zoals die bepaald wordt volgens de VBC '95, afhankelijk is van een aantal factoren. Echter ongeacht de invloed van bovenstaande factoren wordt in ieder geval aan de eisen met betrekking tot scheurwijdte voldaan indien de trekspanningen lager zijn dan $0.3 f_{bm}$.

Volgens de RVB '62-'67 is de toegestane trekspanning alleen afhankelijk van de toegepaste betonkwaliteit en mag deze waarde verdubbeld worden in het geval de totale trekspanning door zachtstaalwapening opgenomen kan worden.

In onderstaande tabel zal een vergelijking gemaakt worden tussen de trekspanningen, voor betonkwaliteit K450, die toegestaan worden voor ongewapend beton volgens de RVB en volgens de VBC

| betonkwaliteit | σ_b [N/mm ²] | f_{bm} [N/mm ²] | max. trekspanning [N/mm ²] | |
|----------------|------------------------------------|----------------------------------|---|------|
| | | | RVB | VBC |
| K450 | 13 | 2.97 | 1.04 | 0.89 |

Uit bovenstaande vergelijking blijkt dus dat voor ongewapend beton iets meer trekspanning werd toegelaten dan tegenwoordig.

5.1.3 Schuifspanningen in beton

RVB '62-'67

De dwarskracht levert een schuifspanning op. Naast deze schuifspanning is er ten gevolge van de voorspankracht tevens een drukkracht in het beton aanwezig. Aan de hand van deze beide spanningen kan nu met behulp van de cirkel van Mohr de hoofdtrekspanning berekend worden. Deze hoofdtrekspanning moet volgens de RVB kleiner zijn dan 6% van de toelaatbare betondrukspanning of indien deze hoofdtrekspanning voor de helft of geheel door wapening opgenomen kan worden 8% respectievelijk 10% van de toelaatbare drukspanning ten gevolge van buiging.

VBC '95

Bij het bepalen van de maximaal opneembare dwarskracht door het beton worden in de VBC twee gevallen onderscheiden.

In het eerste geval zijn de buigtrekspanningen in de uiterste grenstoestand kleiner dan $0.25 f_{br}$ ($f_{br} = (1.6-h) \cdot f_{bm}$ maar niet kleiner dan f_{bm}) en kan de dwarskracht opgenomen worden door het opbouwen van een hoofdtrekspanning in het beton. Deze hoofdtrekspanning dient dan kleiner te zijn dan de rekenwaarde van de treksterkte van het beton.

In het tweede geval is de doorsnede tevens belast door buiging. Nu kan de doorsnede niet meer ongescheurd worden verondersteld en zal de dwarskracht door een interlock ter plaatse van de breuklijn worden opgenomen. De grootte van de dwarskracht die op deze manier opgenomen kan worden hangt af van tal van factoren zoals bijvoorbeeld de hoeveelheid wapening, de hoogte van de doorsnede, enz. maar bedraagt in ieder geval $0.4 f_b$.

In het geval er een drukspanning ten gevolge van voorspanning aanwezig is stijgt de opneembare dwarskracht. In het eerste geval zal bij gelijkblijvende schuifspanning en toenemende normaal drukspanning de hoofdtrekspanning afnemen en dus zal de dwarskracht die opgenomen kan worden toenemen.

In het tweede geval stijgt de interlock en dus de opneembare dwarskracht in het geval van een normaal drukspanning.

Naast het beton wordt er ook een deel van de schuifspanning door dwarskrachtwapening in de vorm van wapeningsbeugels opgenomen.

De eisen die aan de dwarskracht worden gesteld zijn in de RVB anders dan in de VBC. Echter voor het geval de buigtrekspanningen gering zijn wordt volgens beide voorschriften getoetst op de hoofdtrekspanning.

Aangezien in een volledig voorgespannen constructie de buigtrekspanningen ter plaatse van de opleggingen (max dwarskracht) inderdaad gering zijn zal voor deze situatie een vergelijking gemaakt worden tussen de maximale hoofdtrekspanningen zoals die volgens de RVB en volgens de VBC wordt voorgeschreven.

Er zal uitgegaan worden van een doorsnede waarin geen beugelwapening aanwezig is alhoewel om praktische redenen toch altijd wat beugels worden aangebracht.

| Betonkwaliteit | toegestane hoofdtrekspanning [N/mm ²] | | | |
|----------------|--|---|--|------|
| | RVB | | | VBC |
| | zonder wapening | helpt hoofdtrekspanning kan door wap opgenomen worden | totale hoofdtrekspanning kan door wap opgenomen worden | |
| K450 | 0.78 | 1.04 | 1.30 | 1.52 |

Uit bovenstaande tabel blijkt dus dat in het geval van geringe buigtrekspanningen volgens de VBC '95 meer dwarskracht wordt toegelaten dan volgens de RVB '62-'67. Dit verschil is het grootst wanneer er geen dwarskrachtwapening wordt aangebracht. Hierbij dient echter wel opgemerkt dat tegenwoordig om praktische redenen vrijwel altijd beugels worden toegepast en er dus altijd wapening aanwezig is om dwarskracht op te nemen.

5.1.4 Krimp van het beton

RVB '62-'67

Volgens de RVB is de krimp van het beton slechts afhankelijk van de hoeveelheid cementpasta en de relatieve luchtvochtigheid.

In het bestek is voor de voorgespannen liggers een minimale hoeveelheid cement van 375 kg per m³ voorgeschreven. De hoeveelheid mengwater zal per menging door de directie worden vastgesteld en is dus niet in het bestek vastgelegd.

De RVB '62-'67 schrijft een maximale w/c-factor van 0.55 voor. Het soortelijk gewicht van het cement bedraagt 3150 kg/m³.

Aan de hand van bovenstaande gegevens wordt de cementpasta hoeveelheid berekend:

$$p = \frac{\frac{375}{3150} + \frac{0.55 * 375}{1000}}{1} * 100\% = 32.5\%$$

Het betreft een constructie in de open lucht in de buurt van een waterweg. Voor de relatieve luchtvochtigheid zal 80% gekozen worden.

De totale krimp bedraagt nu

$$\varepsilon'_{kro} = 3 * 10^{-7} * 32.5(100 - 80) = 1.95 * 10^{-4} = 0.02\%$$

VBC '95

In de VBC '95 wordt de krimp berekend door de basiskrimp, die afhankelijk is van de relatieve luchtvochtigheid, te vermenigvuldigen met een viertal factoren, die bepaald worden door de betonkwaliteit, de fictieve dikte (verhouding van het opp tot de omtrek), hoeveelheid wapening, ouderdom van het beton. Bovendien behoeft voor de krimp geen grotere waarde in rekening gebracht te worden dan een maximale waarde die volgt uit een tabel en afhankelijk is van de relatieve vochtigheid en de karakteristieke kubusdruksterkte.

Betonkwaliteit K450: $f'_{ck} = 39.7 \text{ N/mm}^2$

Fictieve dikte: $h_m = \frac{2A_b}{O_b} = \frac{2 * 0.75}{4} = 0.375 \text{ m}$ (als voorbeeld is gekozen voor een balk met een hoogte van 1.5 m en een breedte van 0.5 m)

factor afhankelijk van het wapeningspercentage: $k_p = \frac{1}{1 + 0.2\varpi_o} = \frac{1}{1 + 0.2 * 0} = 1$

Ter vergelijking is gekozen voor een ongewapende balk. Voor de krimp bepaald volgens de RVB maakt het wapeningspercentage voor de totale krimp niets uit. Volgens de VBC zal de totale krimp afnemen indien in de balk meer wapening aanwezig is.

Totale krimp berekend volgens de VBC '95 voor een ongewapende balk van beton K450 met een hoogte van 1.5m en een breedte van 0.5m.

$$\varepsilon'_c = 0.25 * 0.96 * 0.58 * 1 * 1 = 0.139\%_o = 0.0139\%$$

Uit bovenstaande blijkt dat, voor de gekozen balk, de in rekening te brengen krimp volgens de RVB hoger is dan volgens de VBC. Hierbij dient echter opgemerkt te worden dat in het geval de balkafmetingen kleiner zijn de fictieve dikte afneemt en dus de in rekening te brengen krimp toeneemt. In de RVB is de krimp daarentegen onafhankelijk van de afmetingen van de constructie of het constructiedeel.

5.1.5 Kruip van het beton

RVB '62-'67

Volgens de RVB '62-'67 is de kruip van het beton afhankelijk van aanvangsvoorspankracht, - de gemiddelde kubusdruksterkte op het moment van spannen, de relatieve vochtigheid en de totale en reeds opgetreden krimp.

Om een vergelijking te kunnen maken tussen de volgens de RVB en de volgens de VBC in rekening te brengen kruip zullen de volgende gegevens gebruikt worden:

spannen na 28 dagen
 gemiddelde kubusdruksterkte na 28 dagen is 45 N/mm²
 relatieve vochtigheid 80%
 balk 1.5 x 0.5 m
 gemiddelde aanvangsspanning in beton: σ'_{bag}

totale krimpverkorting: 0.02%
 krimpverkorting na 28 dagen: $0.005 * 28 * 0.02 = 0.0028\%$

totale kruipvervorming als functie van de aanvangsspanning in het beton:

$$\varepsilon'_{kroo} = 100 * \frac{\sigma'_{bag}}{(40 - 0.30 * 80) * 45} * (0.02 * 10^{-2} - 0.0028 * 10^{-2}) = 2.39 * 10^{-5} \sigma'_{bag}$$

VBC '95

In de huidige VBC wordt niet meer gesproken van een kruipverkorting maar van een kruipcoëfficiënt. Door de elastische vervorming te vermenigvuldigen met deze kruipcoëfficiënt wordt de totale vervorming inclusief kruip gevonden.

Op basis van boven vermelde gegevens bedraagt de kruipcoëfficiënt:

$$\phi = 1.9 * 1.0 * 0.96 * 0.58 * 1.0 = 1.06$$

Indien de aanvangsvoorspankracht 7500 kN zou bedragen (oppervlak doorsnede 1.5*0.5m) en de totale lengte van de balk 40 meter zou zijn dan geldt voor de kruip verkorting:

volgens RVB:

$$\varepsilon'_{kroop} = 2.39 * 10^{-5} * \sigma'_{bag} = 1.667 * 10^{-4} * \frac{7500 * 10^3}{1500 * 500} = 2.389 * 10^{-4}$$

Op een lengte van 40 meter betekent dit een verkorting van: $2.389 * 10^{-4} * 40 * 10^3 = 10 \text{ mm}$

volgens VBC:

$$\phi * \Delta l_{el} = 1.06 * \frac{F}{EA} l = 1.06 * \frac{7500 * 10^3}{30 * 10^3 * 1500 * 500} * 40 * 10^3 = 14 \text{ mm}$$

De berekende krimp was in de RVB iets hoger dan in de VBC. De berekend kruip daarentegen is in de RVB wat kleiner dan die tegenwoordig in de VBC is. Het totaal van krimp en kruip is voor voorgespannen constructies van groot belang aangezien deze waarde de omvang van de tijdsafhankelijke verliezen bepaald.

Som krimp en kruip:

$$\text{RVB: } 0.02 * 10^{-2} * 40 * 10^3 + 10 = 18 \text{ mm}$$

$$\text{VBC: } 0.0139 * 10^{-2} * 40 * 10^3 + 14 = 20 \text{ mm}$$

De in rekening te brengen totale verkorting door krimp en kruip is dus nauwelijks veranderd.

Opm. Bovenstaande vergelijking is alleen geldig voor de gekozen parameters en kan bij een andere keuze een wat ander resultaat opleveren.

5.2 Voorspanstaal

De schematisering van het spanning-rekdiagram is nauwelijks veranderd tussen de RVB '62-'67 en de VBC '95. De staalkwaliteit die voor de voorspankabels van de brug te Papendrecht is gebruikt wordt vandaag de dag nog zeer frequent toegepast en is dus nog niet verouderd. Zaken die in de huidige VBC anders zijn gedefinieerd dan in de vroegere RVB zijn de aanvangs- en werkvoorspankracht en de in rekening te brengen relaxatie van het staal. Hieronder de zullen deze drie materiaaleigenschappen zoals deze gedefinieerd zijn in de RVB en in de VBC vergeleken worden.

Het in de brug te Papendrecht toegepaste voorspanstaal zal voor de vergelijking gebruikt worden.

5.2.1 RVB '62-'67

5.2.1.1 Maximale aanvangsvoorspankracht

$$F_{pi} = A_p * 0.65 \sigma_{ar}$$

σ_{ar} is de overeengekomen minimum sterkte van het staal of de uit proefnemingen gevonden minimale breuksterkte van het staal

Het toegepaste voorspanstaal is QP190. Dit betekent dat het een voorspanstaalsoort betreft met een gegarandeerde minimale treksterkte van 190 kgf/mm^2 (dit is: $190 * 9.81 = 1864 \text{ N/mm}^2$ en dus gelijk aan het tegenwoordig toegepaste FeP1860)

$$F_{pi} = A_p * 0.65 * 1864 = 1212 A_p$$

Om de direct optredende verliezen te compenseren mag overspannen worden met een maximum van 10%

5.2.1.2 Maximale werkvoorspankracht

Voor de werkvoorspankracht mocht volgens de RVB geen kracht in rekening gebracht worden die groter is dan een van onderstaande waarden.

$$F_{pw} = A_p * 0.55 * \sigma_{ar} = A_p * 0.55 * 1864 = 1025 A_p$$

of

$$F_{pw} = A_p * 0.80 * \sigma_{0.05} = A_p * 0.80 * 150 * 9.81 = 1177 A_p$$

$\sigma_{0.05}$ is de 0.05% rekgrens van het staal

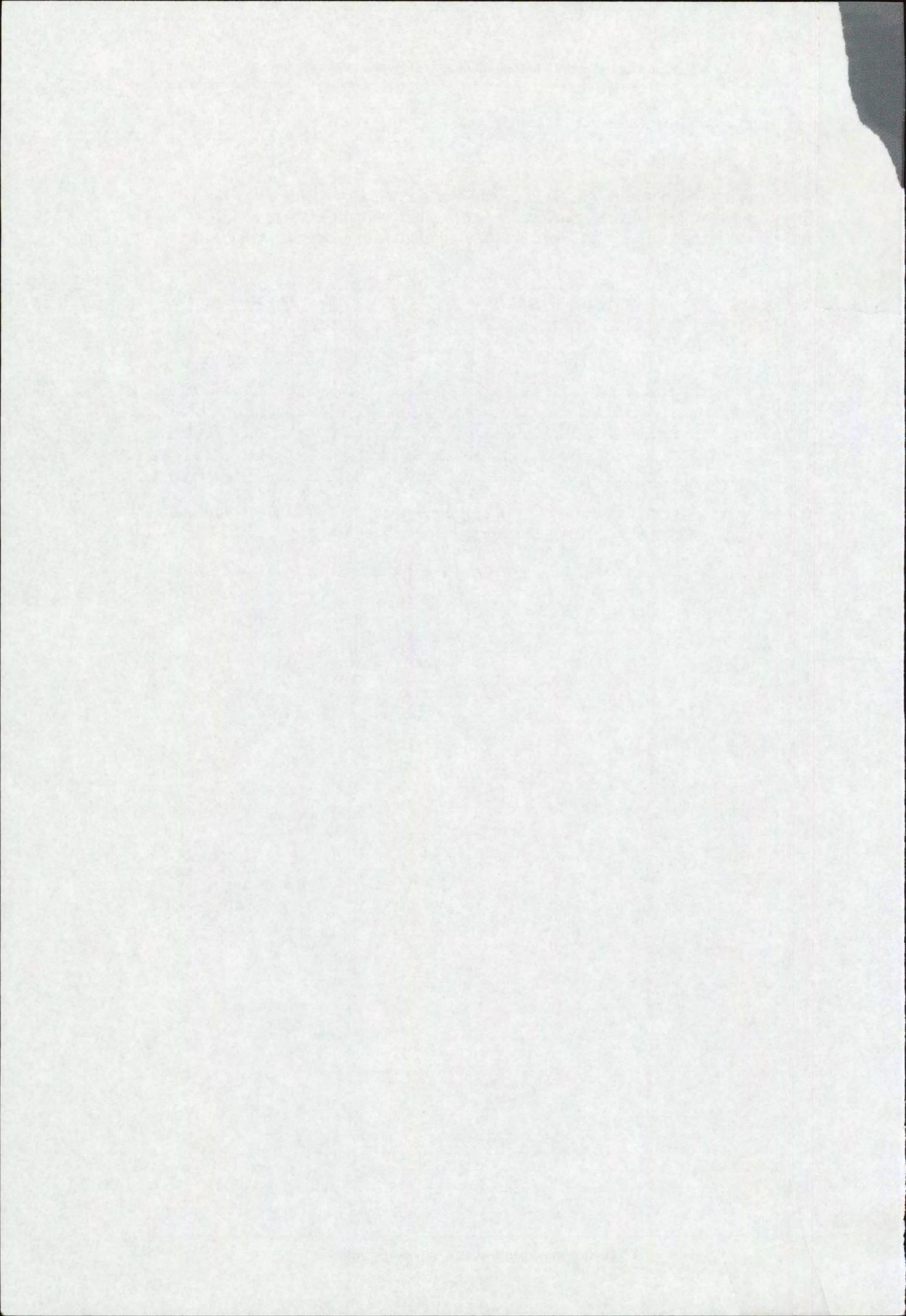
5.2.1.3 Relaxatie

De volgens de RVB in rekening te brengen relaxatie is afhankelijk van de aanvangsvoorspankracht en de totale verkorting van het beton door krimp en kruip. Aan de hand van deze gegevens kan de relaxatie afgelezen worden in onderstaande tabel.

| Na het spannen in rekening te brengen krimp- en kruipverkorting | De in rekening te brengen relaxatie als % de van aanvangsspanning de aanvangsspanning | | |
|---|---|--------------------|--------------------|
| | $0.55 \sigma_{ar}$ | $0.60 \sigma_{ar}$ | $0.65 \sigma_{ar}$ |
| $0 \cdot 10^{-5}$ | 12% | 14% | 16% |
| $30 \cdot 10^{-5}$ | 10% | 12% | 14% |
| $60 \cdot 10^{-5}$ | 8% | 10% | 12% |
| $90 \cdot 10^{-5}$ | 6% | 8% | 10% |

Voor een vergelijking met de VBC '95 zal uitgegaan worden van een aanvangsvoorspanning van $0.60 \sigma_{ar}$ en een totale verkorting door krimp en kruip van $60 \cdot 10^{-5}$.

De in rekening te-brengen relaxatie bedraagt dan 10%



5.2.2 VBC '95

5.2.2.1 Aanvangsvoorspankracht

De aanvangsvoorspankracht volgens de VBC mag niet groter zijn dan een van onderstaande waarden.

$$F_{pi} = 0.8 A_p f_{pu} = 0.8 * 1690 * A_p = 1352 A_p$$

of

$$F_{pi} = A_p f_p = 1450 A_p$$

$$f_{pu} = \text{de rekenwaarde van de treksterkte} \left(f_{pu} = \frac{f_{pu;rep}}{\gamma_m} = \frac{1860}{1.1} = 1690 \text{ N / mm}^2 \right)$$

$$f_p = \text{de rekenwaarde van de 0.1\%-rekgrens} \left(f_p = \frac{f_{p;rep}}{\gamma_m} = \frac{1600}{1.1} = 1450 \text{ N / mm}^2 \right)$$

5.2.2.2 Werkvoorspankracht

Voor de werkvoorspankracht is geen maximale waarde gegeven. De grootte van de werkvoorspankracht is afhankelijk van de verliezen na het aanbrengen van de voorspanning. Vaak wordt bij een berekening uitgegaan van 15 tot 20% verlies.

5.2.2.3 Relaxatie

Volgens de VBC is de relaxatie nog steeds afhankelijk van de aanvangsvoorspanning en de totaal opgetreden krimp en kruip. De manier van berekenen is echter iets gewijzigd zodat ook de in rekening te brengen relaxatie anders is. Het verlies door relaxatie bedraagt:

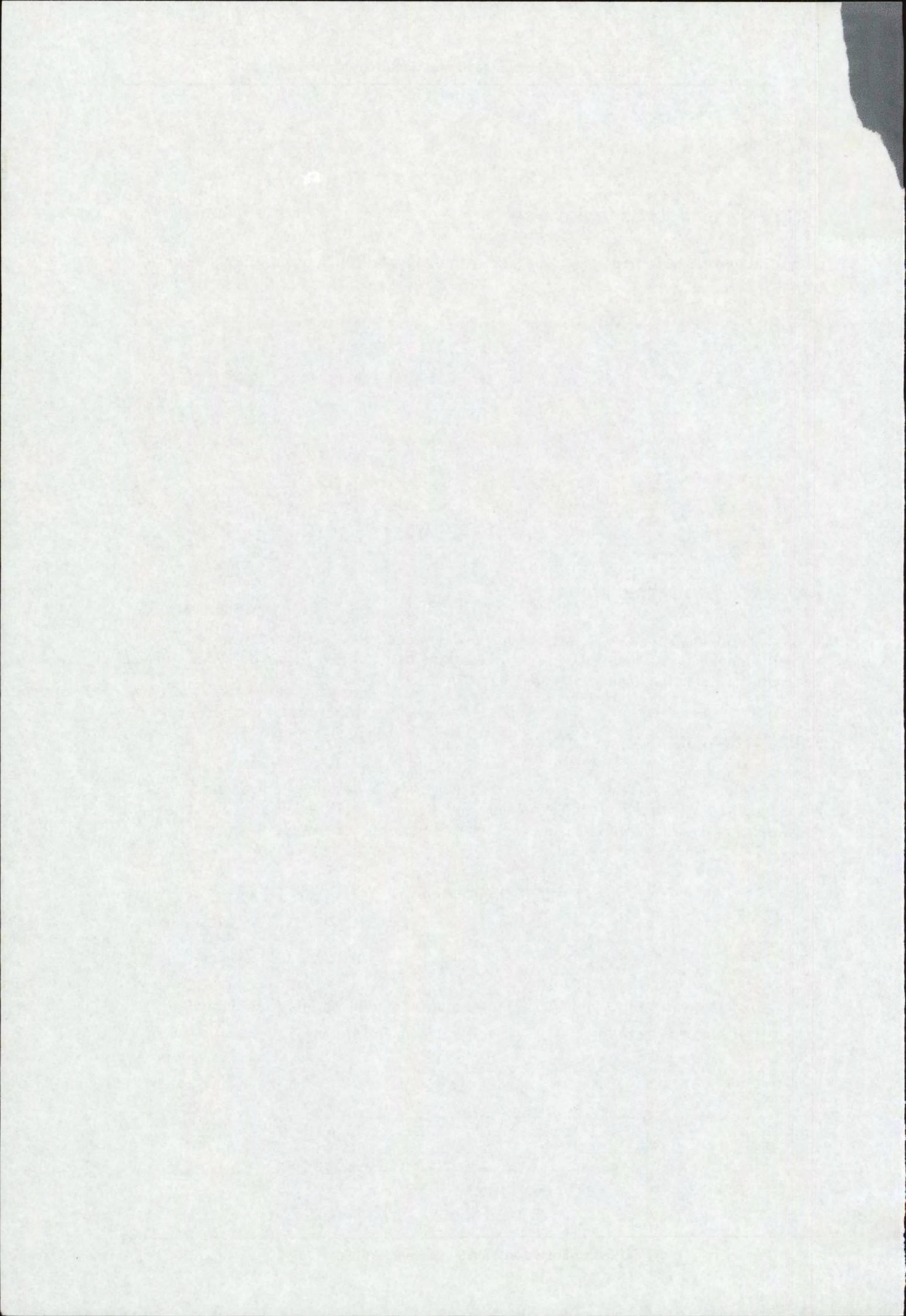
$$\Delta\sigma_p = 3\Delta\sigma_{p;rel} \left(1 - 2 \frac{\Delta\sigma_{p;kr}}{\sigma_{pi}} \right) = 3 * 1.5 * 10^{-2} * 0.60 * 1860 (1 - 2 * 60 * 10^{-5}) = 50 \text{ N / mm}^2$$

$$\text{het verlies bedraagt dus: } \frac{50}{1352} * 100\% = 3.7\%$$

$\Delta\sigma_{p;kr}$ = het spanningsverlies in het staal ten gevolge van krimp en kruip van het beton

$\Delta\sigma_{p;rel}$ = maximale relaxatie na 100 uur volgens onderstaande tabel

| aanvangsspanning als percentage van $f_{pu;rep}$ | $\Delta\sigma_{p;rel}$ als percentage van de aanvangsspanning | |
|--|---|--------|
| | draden en strengen | staven |
| 60 | 1.5 | 1.5 |
| 70 | 2.5 | 4.0 |
| 80 | 4.5 | 7.0 |



Alhoewel de toegepaste staalsoort vandaag de dag nog steeds wordt toegepast zijn er toch grote verschillen waar te nemen in de in rekening te brengen spanningen en verliezen volgens de RVB en volgens de VBC.

Volgens de huidige VBC '95 wordt een veel hogere aanvangsspanning toegelaten dan vroeger volgens de RVB '62-'67.

1352 N/mm² (VBC) en 1212 N/mm² (RVB)

verschil: verhoging van $\frac{1352 - 1212}{1212} * 100\% = 12\%$ ten opzichte van de RVB

Het percentage dat overspannen mag worden om de directe verliezen op te vangen is in beide voorschriften nagenoeg gelijk.

In de huidige VBC '95 wordt geen maximum gesteld aan de werkvoorspankracht. Volgens de RVB '62-'67 is de maximaal in rekening te brengen werkspanning 1025 N/mm² (QP190)

Het minimale verlies dat in rekening gebracht dient te worden bedraagt dus:

$$\frac{1212 - 1025}{1212} * 100\% = 15\%$$

Deze in minimaal in rekening te brengen verliezen wijken nauwelijks af met de verliezen die volgens de huidige VBC '95 berekend worden.

Voor wat betreft de relaxatie is er een grote wijziging in de voorschriften waar te nemen. Terwijl er volgens de RVB voor de relaxatie in het geval van een aanvangsspanning van 60% van de treksterkte en een totale krimp en kruip van $60 * 10^{-5}$, 10% in rekening gebracht moest worden bedraagt deze waarde volgens de huidige VBC '95 nog maar 3.7%.

5.3 betonstaal

Er zijn een drietal verschillen tussen de RVB '62-'67 en de VBC '95.

Allereerst is de benaming veranderd. Ten tijde van de RVB werd gesproken over QR 32 of QRn32. Qr staat voor gewalst staal en QRn staat voor nabehandeld staal. De cijfercombinatie in deze benaming stelt de vloeigrens of de 0.2%-rekgrens (bij koud vervormd staal dat geen vloeigrens bezit) in kgf/mm^2 voor.

Tegenwoordig, in de VBC '95, wordt de staalkwaliteit aangegeven door FeB gevolgt door vloeispanning of 0.2%-rekgrens in N/mm^2 .

Een tweede verschil is de toelaatbare spanning. Volgens de RVB dient er gerekend te worden met een maximaal toelaatbare druk- of trekspanning. Deze toelaatbare spanning is gelijk aan 55% van de vloeigrens en niet groter dan 30 kgf/mm^2 .

In de VBC wordt niet meer gesproken van een toelaatbare spanning maar dient in de bruikbaarheidsgrenstoestand de scheurvorming getoetst te worden. De Scheurwijdte in het beton hangt rechtstreeks samen met de staalspanningen vandaar dat de staalspanning afhankelijk van de milieuklasse (bepalend voor de toelaatbare scheurwijdte) beperkt dient te worden.

In de uiterste grenstoestand mag volgens de RVB gerekend worden met een spanning behorende bij de vloeigrens of de 0.2%- rekgrens. Volgens de VBC dient deze waarde van de vloeigrens eerst gedeeld te worden door de materiaalfactor om tot een rekenwaarde van de sterkte te komen.

Een derde verschil is de schematisering van het spanning-rekdiagram. Volgens beide voorschriften (RVB en VBC) is dit diagram geschematiseerd door twee rechten waarbij de eerste elastische tak vanuit de oorsprong loopt onder een hoek gelijk aan de arctangens van de E-modulus). De tweede plastische tak loopt horizontaal vanaf de vloeigrens tot aan de breukrek. Het verschil zit hem in de waarde voor de vloeigrens. Hiervoor wordt volgens de RVB de minimale vloeigrens gehanteerd terwijl in de VBC gerekend wordt met een rekenwaarde (opgegeven minimale vloeigrens wordt dan nog gedeeld door een materiaalfactor). Een vierde wezenlijk verschil is de aangenomen breukrek. Deze is voor gelijkwaardige staalkwaliteiten volgens de RVB veel groter dan volgens de VBC (zie onderstaande tabel)

| voorschrift | staal- kwaliteit | productieproces | breukrek [%] | vloei grens of 0.2%- rekgrens [N/mm ²] | E-modulus [N/mm ²] |
|-------------|---------------------|--------------------------------|-----------------|---|-----------------------------------|
| RVB '62-'67 | QR22 | normaal warm- gewalst | 22 | 220 | 210*10 ³ |
| | QR24 | normaal warm- gewalst | 24 | 240 | 210*10 ³ |
| | QR32 | hoogwaardig warm-gewalst | 22 | 220 | 210*10 ³ |
| | QR40 | hoogwaardig warm-gewalst | 18 | 400 | 210*10 ³ |
| | QR48 | hoogwaardig warm-gewalst | 16 | 480 | 210*10 ³ |
| | QRn32 | hoogwaardig nabehandeld | 12 | 320 | 210*10 ³ |
| | QRn40 | hoogwaardig nabehandeld | 11 | 400 | 210*10 ³ |
| | QRn48 | hoogwaardig nabehandeld | 10 | 480 | 210*10 ³ |
| | | | | | |
| VBC '95 | FeB220 HWL | warmgewalst, lasbaar | 5 | 220 | 200*10 ³ |
| | FeB400 HWL, HK | warmgewalst, lasbaar | 4 | 400 | 200*10 ³ |
| | FeB500 HWL, HK | warmgewalst, lasbaar | 3.25 | 500 | 200*10 ³ |
| | FeB500 HKN | koud vervormd, niet lasbaar | 2.75 | 500 | 200*10 ³ |
| | | | | | |

6. LITERATUURLIJST

- J. van Zutphen, Compendium van het voorgespannen beton, 1970
- Ir.J. Brakel, diktaat betonnen bruggen deel 1 t/m 3, okt 1997
- Prof.dr.ir.J.C. Walraven / ir.J.C. Galjaard, Voorgespannen beton, 1997
- CUR Rapport n° 55, rechte balkbruggen, 1972
- Diktaat Bijlage berekeningen (Hogeschool Midden-Brabant), jan 1992
- G. Fisseha, constructief gedrag van bestaande plaatbruggen (afstudeerwerk), nov 1998
- W.A. Gellweiler, Constructief gedrag bestaande bruggen - vermoeiing betonnen bruggen-afstudeerwerk, sept 1999
- Bestek + tekeningen Brug over Beneden-Merwede te Papendrecht, 1964

Voorschriften

- N.N.I. , Voorschriften voor het Ontwerpen van Stalen Bruggen, VOSB 1963 (NEN1008)
- N.N.I. , Gewapend- BetonVoorschriften, GBV 1962 (NEN 1009)
- STUVO, Richtlijnen voor Voorgespannen Beton, RVB 1962
- STUVO, Richtlijnen voor Voorgespannen Beton, RVB 1967
- N.N.I. , Belastingen en vervormingen, TGB 1990 (NEN 6702)
- N.N.I. , Voorschriften Beton TGB 1990 (constructieve eisen en rekenmethoden VBC 1995), (NEN 6720)
- N.N.I. , Voorschriften beton. Bruggen (constructieve eisen en rekenmethoden), VBB 1995 (NEN 6723)
- N.N.I. , Eurocode 1: Ontwerpgrondslagen en belastingen op constructies, Deel 1: Ontwerpgrondslagen, NVN-ENV 1991-1
- N.N.I. , Eurocode 1: Ontwerpgrondslagen en belastingen op constructies, Deel 3: Verkeersbelastingen op bruggen NVN-ENV 1991-3
- N.N.I. , Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies, Deel 2: Betonnen Bruggen, NVN-ENV 1992-2

