

**INFRABEL**  
**Directie Infrastructuur**  
Afdeling I-I.53  
Sectie 56  
☎ 911/54382  
✍ DVD/PVH

Brussel, 16 april 2012

**Bericht 16 I-I/2012**

**Uitreiking:**

51	:	1
51.5	:	3, 4, 5, 62, 91
51.622	:	91
510	:	11, 91
511, 514	:	5, 62
515	:	91, 195
518	:	5
701	:	5 ex.
704	:	2 ex.
710	:	91
711, 712	:	4, 5, 62
9001568	:	2 ex.
9001509	:	5 ex.
Reserve	:	I-I.501: 50 ex.

**RTV KW01**

**Bouwen en instandhouding van kunstwerken**  
**Bundel 1 - Bouwen van kunstwerken en gebouwen**




De RTV KW01 bestaat uit twee bundels:

- Bundel 1: Bouwen van kunstwerken en gebouwen;
- Bundel 2: Instandhouding van de kunstwerken.

De huidige bundel 1 annuleert en vervangt hoofdstuk 30.2.0 van het bericht 11 I/1992 van 09.10.1992.

Toepassingsdatum: onmiddellijk

Een elektronische versie van het document kan geraadpleegd worden op de INTRAWEB-site: Infrabel / Infrastructuur / 5 Sporen - kunstwerken - gebouwen / Kunstwerken / Documenten I-I.53 / Berichten

<b>Ref.:</b> Bericht 16 I-I/2012				<b>Versie:</b> 1.0
<b>Bewoording:</b> RTV KW01 – Bundel 1: Bouwen van kunstwerken en gebouwen				<b>Op:</b> 16.04.2012
	<b>Redacteur</b>	<b>Coördinator</b>	<b>Goedkeuring</b>	<b>Toelating</b>
Datum & handtekening	 16/04/2012	 23/04/12	 23/4/12	
Naam	P. VANHOOYMISSEN	D. VAN DE VELDE	P. GODART	L. VANSTEENKISTE
Positie	ir. I-I.531	Afdelingschef I-I.53	Dienstchef I-I.5	Directeur-Generaal I-I

**Directie Infrastructuur**

**Reglementaire Technische Voorschriften  
Kunstwerken en Gebouwen**



Onderbrugging “Snebrug” over de Leie

**RTV KW01 Bundel 1:  
Bouwen van kunstwerken en gebouwen  
Versie 1.0**

**Historisch overzicht**

De RTV KW01 bundel 1 vervangt de bepalingen van Hoofdstuk 30.2.0: Algemene bepalingen - studies en ontwerpen, uitgave 1992.

<b>Versie</b>	<b>Draft</b>	<b>Datum</b>	<b>Onderwerp</b>	<b>Blz.</b>
1.0		16/04/2012	Uitgave RTV KW01 Bundel 1	

## INHOUD

<b>1</b>	<b>INLEIDING.....</b>	<b>8</b>
1.1	VOORWERP.....	8
1.2	GEBRUIK.....	8
1.3	REFERENTIEDOCUMENTEN.....	8
1.3.1	<i>Eurocode-normen</i> .....	8
1.3.2	<i>Technische Specificaties Interoperabiliteit (TSI)</i> .....	9
<b>2</b>	<b>RICHTLIJNEN VOOR ONTWERP EN STUDIE.....</b>	<b>10</b>
2.1	ALGEMEEN.....	10
2.2	OPSTELLEN VAN HET ONTWERP.....	10
2.2.1	<i>Het opstellen van het voorontwerp</i> .....	10
2.2.2	<i>Het opstellen van het definitief ontwerp</i> .....	11
2.2.3	<i>Geïntegreerde 3D-modellen</i> .....	13
2.3	TE LEVEREN DOCUMENTEN.....	14
2.3.1	<i>Te leveren documenten na aanvaarding van het voorontwerp of definitief ontwerp</i> .....	15
2.3.2	<i>Uitvoering der werken</i> .....	15
2.4	BEGINSELEN VOOR HET VERRICHTEN VAN STUDIES.....	17
2.4.1	<i>Structuurberekeningen</i> .....	17
2.4.2	<i>Modellisatie van de structuur</i> .....	18
2.4.3	<i>Gebruik van computercodes</i> .....	18
2.4.3.1	<i>Uitvoer van resultaten</i> .....	18
2.4.3.2	<i>Minimale controle</i> .....	19
2.4.4	<i>Inhoud van de rekennota's</i> .....	19
<b>3</b>	<b>AAN TE NEMEN BELASTINGEN.....</b>	<b>20</b>
3.1	BELASTINGEN OP KUNSTWERKEN.....	20
3.1.1	<i>Algemeen</i> .....	20
3.1.2	<i>Eigengewicht structuur</i> .....	20
3.1.3	<i>Blijvende belastingen</i> .....	20
3.1.3.1	<i>Wegdekbelasting</i> .....	20
3.1.3.2	<i>Ballastbed</i> .....	20
3.1.3.3	<i>Kabelgoten</i> .....	21
3.1.4	<i>Variabele belastingen voor wegverkeer</i> .....	21
3.1.5	<i>Variabele belastingen voor voetgangers</i> .....	22
3.1.5.1	<i>Voetbruggen en voetpaden bestemd voor het publiek</i> .....	22
3.1.5.2	<i>Dienstvoetpaden</i> .....	23
3.1.5.3	<i>Perrons</i> .....	23
3.1.5.4	<i>Leuningen</i> .....	23
3.1.6	<i>Variabele belastingen voor treinverkeer</i> .....	24
3.1.6.1	<i>Belastingsmodellen</i> .....	24
3.1.6.2	<i>Dynamische effecten</i> .....	25
3.1.6.3	<i>Classificatiefactor <math>\alpha</math></i> .....	26
3.1.6.4	<i>Dynamische vergrotingscoëfficiënt</i> .....	26
3.1.6.5	<i>Constructies voor meerdere sporen</i> .....	27
3.1.6.6	<i>Rem- en versnellingskracht</i> .....	27
3.1.7	<i>Gecombineerde spoor- brugconstructie voor bruggen met langgelaste spoorstaven</i> .....	28
3.1.7.1	<i>Inleiding</i> .....	28
3.1.7.2	<i>Rem- en aanzetkrachten</i> .....	29
3.1.7.3	<i>Thermische effecten in voegloos spoor</i> .....	29
3.1.7.4	<i>Effect van de vervorming van de bovenbouw onder verticale belasting</i> .....	30
3.1.8	<i>Variabele belastingen (overige)</i> .....	32
3.1.8.1	<i>Windbelasting</i> .....	32
3.1.8.2	<i>Thermische belasting</i> .....	35
3.1.8.3	<i>Sneeuw</i> .....	36
3.1.8.4	<i>Zettingen</i> .....	36
3.1.8.5	<i>Krimp en kruip</i> .....	36
3.1.8.6	<i>Horizontale krachten in beweegbare oplegtoestellen</i> .....	36

3.1.8.7	Montage en andere bewerkingen .....	37
3.1.8.8	Verplaatsingen aan de opleggingen en voegen .....	37
3.1.8.9	Dynamische vergrotingscoëfficiënten toe te passen voor reële belastingen .....	37
3.1.8.10	Traagheidskrachten bij beweegbare bruggen .....	38
3.1.9	<i>Accidentele belastingen</i> .....	38
3.1.9.1	Belastingen te wijten aan aardbevingen .....	38
3.1.9.2	Belasting door aanrijding .....	38
3.1.9.3	Accidentele belastingen te wijten aan de breuk van bovenleidingen voor elektrische tractie .....	42
3.1.10	<i>Vermoeiing</i> .....	42
3.1.10.1	Algemeen .....	42
3.1.10.2	Modellen van vermoeiingsbelasting voor wegbruggen .....	43
3.1.10.3	Modellen van vermoeiingsbelasting voor spoorbruggen .....	43
3.1.10.4	Beweegbare bruggen .....	44
3.1.11	<i>Belastingen op grondmassieven</i> .....	44
3.1.11.1	De neutrale gronddruk .....	44
3.1.11.2	Bovenbelasting .....	44
3.2	BELASTINGEN OP GEBOUWEN .....	45
<b>4</b>	<b>FUNDERINGEN</b> .....	<b>46</b>
4.1	ALGEMEENHEDEN .....	46
4.2	CORROSIEBESCHERMING VAN GEOTECHNISCHE CONSTRUCTIES .....	46
4.3	GEOTECHNISCH ONDERZOEK .....	47
4.3.1	<i>Vooronderzoek</i> .....	47
4.3.2	<i>Diepsondering</i> .....	47
4.3.3	<i>Boringen</i> .....	48
4.3.3.1	Boring met ontnaam van geroerde monsters .....	48
4.3.3.2	Boring met ontnaam van ongeroerde monsters .....	48
4.3.4	<i>Laboratoriumproeven</i> .....	49
4.3.5	<i>Waterpeilmetingen in peilbuizen</i> .....	49
4.3.6	<i>Pressiometerproeven</i> .....	49
4.3.7	<i>Pompproeven</i> .....	50
4.3.8	<i>Seismisch bodemonderzoek</i> .....	50
4.3.9	<i>Kernboringen in rotsformaties</i> .....	50
4.4	DRAAGVERMOGEN VAN FUNDERINGEN .....	50
4.4.1	<i>Belastingen</i> .....	50
4.4.2	<i>Funderingen op staal</i> .....	50
4.4.3	<i>Diepfunderingen</i> .....	51
4.4.4	<i>Vormveranderingsdraagvermogen</i> .....	52
4.5	STABILITEIT VAN DE FUNDERINGEN .....	52
<b>5</b>	<b>CONSTRUCTIES VAN GEWAPEND BETON EN VAN SPANBETON</b> .....	<b>53</b>
5.1	BEREKENINGEN EN CONTROLES .....	53
5.2	GEGEVENS VOOR DE BEREKENINGEN .....	53
5.2.1	<i>Geometrische gegevens</i> .....	53
5.2.2	<i>Geometrische imperfecties</i> .....	53
5.2.3	<i>Geometrie van de doorsneden</i> .....	53
5.2.4	<i>Partiële factoren voor veiligheid</i> .....	54
5.2.5	<i>Bepaling van het effect van de voorspanning</i> .....	55
5.2.6	<i>Structurele effecten van de uitgestelde vervormingen van het beton</i> .....	55
5.3	BETON .....	56
5.3.1	<i>Sterkte</i> .....	56
5.3.1.1	Rekensterkte .....	56
5.3.2	<i>Elastische vormverandering</i> .....	56
5.3.3	<i>Kruip</i> .....	56
5.3.3.1	Grafische methode .....	57
5.3.4	<i>Krimp</i> .....	58
5.4	GEWOON WAPENINGSSTAAL .....	58
5.4.1	<i>Toepassingsgebied</i> .....	58
5.4.2	<i>Berekeningshypothese</i> .....	59

5.4.3	<i>Geometrie</i> .....	59
5.5	VOORSPANSTAAL.....	59
5.5.1	<i>Toepassingsgebied</i> .....	59
5.5.2	<i>Eigenschappen</i> .....	59
5.5.3	<i>Berekeningshypothesen</i> .....	60
5.5.4	<i>Geometrie – soorten voorspanwapening</i> .....	60
5.5.5	<i>Tijdsafhankelijke voorspanverliezen</i> .....	60
5.6	DUURZAAMHEID EN DEKKING OP DE WAPENING .....	60
5.6.1	<i>Voorschrijven van beton voor de meest courante toepassingen</i> .....	60
5.7	DETAILLEREN VAN WAPENINGEN EN VOORSPANELEMENTEN.....	61
5.7.1	<i>Algemeen</i> .....	61
5.7.2	<i>Passieve wapening</i> .....	61
5.7.2.1	Verankeringen voor langwapeningen .....	61
5.7.2.2	Overlappingsen .....	63
5.7.3	<i>Voorspanwapeningen</i> .....	66
5.7.3.1	Verankeringen van de voorspanwapeningen .....	66
5.7.3.2	Verankeringsorganen.....	66
5.8	BEREKENING VAN DE DOORSNEDEN .....	67
5.8.1	<i>Buiging in de uiterste grenstoestand</i> .....	67
5.8.2	<i>Berekening van de elementen in spanbeton</i> .....	67
5.8.3	<i>Doorbuigingscontrole</i> .....	67
5.8.4	<i>Scheurbeheersing</i> .....	67
5.8.5	<i>Grenstoestand die worden veroorzaakt door structurele vervormingen (knik)</i> .....	68
5.9	VERMOEIINGSSTERKTE VAN BETONDEKKEN .....	68
5.9.1	<i>Algemeen</i> .....	68
5.9.2	<i>Soorten vermoeiingsbreuken</i> .....	69
5.9.3	<i>Nazicht van de grenstoestand van vermoeiingsbreuk</i> .....	69
5.9.3.1	Verbindingen door mechanische hulpmiddelen.....	70
5.9.4	<i>Nazicht van de grenstoestand van vermoeiingsbreuk voor bruggenbouw</i> .....	71
5.9.4.1	Wegbruggen .....	71
5.9.4.2	Spoorbruggen .....	72
<b>6</b>	<b>STAALCONSTRUCTIES.....</b>	<b>73</b>
6.1	TOEPASSINGSGEBIED .....	73
6.2	OPGELEGDE CONCEPTEN VOOR BRUGGENBOUW .....	73
6.3	TE GEBRUIKEN STAALSOORTEN .....	74
6.3.1	<i>Staalsoorten voor bruggenbouw</i> .....	74
6.3.2	<i>Staalsoorten voor constructie van gebouwen</i> .....	75
6.4	VERBINDINGSMIDDELEN .....	75
6.4.1	<i>Conceptie</i> .....	75
6.4.2	<i>Lasverbindingen</i> .....	76
6.4.2.1	Lasverbindingen (in het werkhuis) .....	76
6.4.2.2	Laswerk op de bouwplaats .....	76
6.4.3	<i>Montagevoegen</i> .....	76
6.4.3.1	Algemeen .....	76
6.4.3.2	Hijsgogen – lasuitloopstukken .....	78
6.5	BIJZONDERE VOORSCHRIFTEN INZAKE VERMOEIING IN BRUGGENBOUW .....	78
6.5.1	<i>Vermoeiing van wegbruggen</i> .....	78
6.5.2	<i>Vermoeiing van spoorbruggen</i> .....	79
<b>7</b>	<b>GEMENGDE STAAL-BETONCONSTRUCTIES.....</b>	<b>81</b>
7.1	TOEPASSINGSGEBIED .....	81
7.2	CLASSIFICATIE VAN DE DOORSNEDEN.....	81
7.3	TYPECONCEPTEN IN BRUGGENBOUW .....	82
7.3.1	<i>Vervaardigen van de verschillende typebrug- of liggertypes</i> .....	82
7.3.1.1	Brugdekken met ingebetonnerde stalen profielen, zie figuur 6.8 van NBN EN 1994-2 .....	82
7.3.1.2	Brugdekken met voorgebogen en voorgespannen stalen liggers .....	83
7.4	OPSTELLEN VAN HET ONTWERP .....	88
7.4.1	<i>Uiterste grenstoestand</i> .....	88

7.4.2	<i>Gebruiksgrenstoestand</i> .....	88
7.4.2.1	Algemeen .....	88
7.4.2.2	Voorbuigen.....	89
7.5	VERBINDINGEN TUSSEN STAAL EN BETON .....	89
7.5.1	<i>Connectoren</i> .....	90
7.5.2	<i>Volledig schuifsterke en niet-volledig schuifsterke verbinding</i> .....	91
<b>8</b>	<b>HOUTCONSTRUCTIES .....</b>	<b>92</b>
<b>9</b>	<b>GEBRUIKSGRENSTOESTAND.....</b>	<b>93</b>
9.1	GEBRUIKSGRENSTOESTAND VOOR KUNSTWERKEN .....	93
9.1.1	<i>Bepalingen</i> .....	93
9.1.1.1	Verticale verplaatsingslijnen .....	93
9.1.1.2	Zeeglijnen.....	94
9.1.1.3	Scheluwte .....	94
9.1.1.4	Hoekverdraaiing .....	95
9.1.2	<i>Vormveranderingen van wegbruggen</i> .....	95
9.1.3	<i>Vormveranderingen van voetbruggen</i> .....	95
9.1.4	<i>Vormveranderingen van spoorbruggen</i> .....	96
9.1.4.1	Beperking van de verticale verplaatsingen .....	96
9.1.4.2	Beperking van de hoekverdraaiingen .....	96
9.1.4.3	Beperking van de scheluwte te wijten aan de vormverandering van bruggen .....	97
9.1.4.4	Beperking van de horizontale verplaatsingen .....	98
9.1.5	<i>Beweegbare bruggen</i> .....	98
9.2	GEBRUIKSGRENSTOESTAND VOOR GEBOUWEN .....	98
<b>10</b>	<b>OPLEGTOESTELLEN VAN BRUGGEN .....</b>	<b>99</b>
10.1	ALGEMEEN - OPGELEGDE CONCEPTIE .....	99
10.2	CONSTRUCTIEVE SCHIKKINGEN MET BETREKKING TOT DE OPLEGTOESTELLEN .....	99
10.3	OPLEGGINGEN VAN ELASTOMEREN .....	100
10.3.1	<i>Bijkomende notaties en symbolen in dit artikel</i> .....	100
10.3.2	<i>Belastingen</i> .....	100
10.3.3	<i>Berekeningsmethode voor gewapende elastomeeropleggingen</i> .....	101
10.3.4	<i>Berekeningsmethode voor ongewapende elastomeeropleggingen</i> .....	102
10.3.5	<i>Potoplegtoestellen</i> .....	102
<b>11</b>	<b>UITVOERINGSMIDDELEN .....</b>	<b>103</b>
11.1	ALGEMENE OPMERKING .....	103
11.2	DOCUMENTEN TE VERSTREKKEN DOOR DE ONTWERPER EN DE AANNEMER .....	103
11.2.1	<i>Planning</i> .....	104
11.3	AFBRAAK VAN KUNSTWERKEN EN BOUWEN BOVEN DE SPOREN .....	105
11.4	WERKEN DIE EEN INDRINGING IN DE GEVARENZONE VEREISEN OF EEN TIJDELIJK INDRINGINGSRISICO MET ZICH MEEBRENGEN.....	105
11.5	WERKEN IN DE NABIJHEID VAN INSTALLATIES VOOR ELEKTRISCHE TRACTIE .....	106
11.6	VEILIGHEIDS- EN GEZONDHEIDSPAN (VGP) .....	106
11.7	BESCHERMING VAN HET MILIEU .....	106
11.7.1	<i>Bescherming van het milieu tegen geluidsoverlast en trillingen</i> .....	106
11.7.2	<i>Bescherming van het milieu tegen koolwaterstoffen</i> .....	107
11.7.3	<i>Bescherming van het milieu tegen slijk en stof</i> .....	107
11.8	UITVOERING VAN GEPREFABRICEEERDE LIGGERS VAN SPANBETON OF GEMENGDE STAAL- BETONBALKEN.....	107
11.9	PLAATSEN EN WEGNEMEN VAN LIGGERS .....	108
11.10	MATERIALEN GELEVERD DOOR INFRABEL.....	108
11.11	BESCHERMING EN ONDERHOUD VAN BRUGGEN EN GEBOUWEN .....	109
11.12	BEMALING EN AFVOER VAN WATER .....	110
11.12.1	<i>Waterafvoer</i> .....	110
11.12.2	<i>Verlagen van het grondwaterpeil</i> .....	110
11.12.2.1	Algemeen .....	110



11.12.2.2	Zettingscriteria .....	111
11.12.3	<i>Bescherming van bestaande constructies</i> .....	111
11.12.3.1	Verantwoordelijkheid.....	111
11.12.3.2	Staat van bevinding.....	112
11.13	AFSLUITING VAN DE WERF .....	113
11.13.1	<i>Toegang tot privé-eigendommen</i> .....	113
11.14	BIJZONDERE VOORWAARDEN VOOR SOMMIGE KEURINGEN .....	113
11.14.1	<i>Voorafgaande technische keuring van de basismaterialen</i> .....	113
<b>12</b>	<b>BEPROEVEN VAN BRUGGEN .....</b>	<b>115</b>
12.1	TOEPASSINGSGEBIED.....	115
12.2	DOEL VAN DE PROEVEN.....	115
12.3	ALGEMENE VOORSCHRIFTEN.....	115
12.3.1	<i>Beproeving van spoorbruggen</i> .....	115
12.3.2	<i>Beproeving van wegbruggen</i> .....	116
12.4	OPSTELLEN VAN HET THEORETISCH PROGRAMMA VAN DE BELASTINGSVERRICHTINGEN .....	116
12.5	VOORAFGAANDELIJK ONDERZOEK VAN DE CONSTRUCTIE.....	117
12.6	AANBRENGEN VAN DE BELASTINGEN, METINGEN EN CONTROLES .....	117
12.7	BESLUITEN TE TREKKEN UIT DE BELASTINGSPROEVEN .....	119
<b>13</b>	<b>PROFIEL VAN VRIJE RUIMTE EN BIJKOMENDE BEPALINGEN .....</b>	<b>121</b>
13.1	PROFIEL VAN VRIJE RUIMTE .....	121
13.2	BIJKOMENDE BEPALINGEN VOOR “KLASSIEKE LIJNEN” .....	122
13.3	ELEKTRISCHE VEILIGHEID .....	123

# 1 Inleiding

## 1.1 Voorwerp

De bepalingen en technische voorschriften betreffende de aannemingen van werken van het departement Infrastructuur, die het derde deel vormen van de algemene aannemingsvoorwaarden voor de overeenkomsten betreffende de aannemingen van werken, leveringen en diensten aan Infrabel, zijn opgenomen in Bundel 30.2, voor zover deze nog van toepassing is, en in de Bundels 33 en 34.

## 1.2 Gebruik

Onderhavig document 'RTV KW01 Bundel 1' vervangt Hoofdstuk 30.2.0 van Bundel 30.2 en geeft de algemene bepalingen, de conceptie en de algemene technische voorschriften van toepassing op de uitvoering van werken, leveringen en diensten betreffende bruggenbouw, andere kunstwerken en gebouwen. Het document dient te worden behandeld als een *aansluitend document bij de Eurocode-normen* en bevat de bepalingen en technische voorschriften specifiek voor Infrabel. Het document RTV KW01 Bundel 1 *vult aan of vervangt* overeenstemmende voorschriften van de Eurocode-normen.

Zodra de Belgische nationale bijlage (ANB) van de Eurocode-norm (EN) is gepubliceerd, is de Eurocode-norm samen met zijn nationale bijlage van toepassing. Indien de Eurocode-norm bestaat zonder de corresponderende nationale bijlage, blijft de Eurocode-norm van toepassing en worden de waarden van de nationale bepaalde parameters voor elk individueel project bepaald.

## 1.3 Referentiedocumenten

### 1.3.1 Eurocode-normen

Tabel 1.1 geeft een overzicht van de voornaamste Eurocode-normen voor bruggenbouw. De aannemer of zijn studiebureau dienen uit te gaan van een geactualiseerde lijst (jaargang, al dan niet publicatie van nationale bijlage, ...) op de datum van aanbesteding.

<b>Eurocode 0</b>	<b>Grondslagen</b>
NBN EN 1990	Deel 0: Grondslagen van het constructief ontwerp
EN 1990/A.2	Toepassing voor bruggen
<b>Eurocode 1</b>	<b>Belastingen op constructies</b>
NBN EN 1991-1-1	Algemene belastingen - Volumieke gewichten, eigen gewicht, opgelegde belastingen voor gebouwen.
NBN EN 1991-1-4	Algemene belastingen - Windbelasting
NBN EN 1991-1-5	Algemene belastingen - Thermische belasting
NBN EN 1991-1-6	Algemene belastingen - Belasting tijdens uitvoering
NBN EN 1991-1-7	Algemene belastingen - Buitengewone belastingen
NBN EN 1991-2	Verkeersbelasting op bruggen
<b>Eurocode 2</b>	<b>Ontwerp en berekening van betonconstructies</b>
NBN EN 1992-1-1	Algemene regels en regels voor gebouwen
NBN EN 1992-2	Bruggen - Regels voor ontwerp en berekening en voor detaillering
<b>Eurocode 3</b>	<b>Ontwerp en berekening van staalconstructies</b>
NBN EN 1993-1-1	Algemene regels en regels voor gebouwen
NBN EN 1993-1-8	Algemene regels - Ontwerp en berekening van verbindingen
NBN EN 1993-1-9	Algemene regels - Vermoeiing
NBN EN 1993-2	Bruggen
<b>Eurocode 4</b>	<b>Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies</b>
NBN EN 1994-1-1	Algemene regels en regels voor gebouwen
NBN EN 1994-2	Bruggen
<b>Eurocode 7</b>	<b>Geotechnisch ontwerp</b>
NBN EN 1997-1	Algemene regels
NBN EN 1997-2	Grondonderzoek en beproeving

Tabel 1.1 – Overzicht Eurocode-normen<sup>1</sup>

### 1.3.2 Technische Specificaties Interoperabiliteit (TSI)

In de TSI van het subsysteem "infrastructuur" zijn de essentiële eisen vastgesteld waaraan de infrastructuur dient te voldoen om de interoperabiliteit van het trans-Europees spoorwegsysteem te waarborgen.

De TSI "veiligheid van spoorwegtunnel" heeft betrekking op het voorkomen en beperken van ongevallen en incidenten in tunnels.

Tabel 1.2 geeft een overzicht van de voornaamste TSI-normen voor bruggenbouw.

<b>TSI</b>
Subsysteem "infrastructuur" van het conventionele trans-Europees spoorwegsysteem
Subsysteem "infrastructuur" van het trans-Europees hogesnelheidsspoorwegsysteem
"Veiligheid in spoorwegtunnels" van het conventionele trans-Europees spoorwegsysteem en het trans-Europees hogesnelheidsspoorwegsysteem

Tabel 1.2 – Overzicht voornaamste TSI-normen

<sup>1</sup> Deze lijst is indicatief en niet limitatief.

## 2 Richtlijnen voor ontwerp en studie

### 2.1 Algemeen

De aannemer voert alle nodige opmetingswerk uit voor de goede uitvoering van de werken: o.a. het controleren van de bestaande toestand en het uitzetten van de nieuwe toestand.

Specifiek ingeval van werken met geprefabriceerde elementen is een juiste maatvoering van allergrootst belang. Alvorens de prefabricatie der elementen aan te vragen zal de aannemer volledig de bestaande toestand ter plaatse opmeten. Op basis van deze opmeting zal de aannemer zijn prefabricatieplannen opmaken.

Enkel de aannemer is verantwoordelijk voor een correcte maatvoering (zowel van de geprefabriceerde als van de ter plaatse te storten elementen). De aandacht van de aannemer wordt gevestigd op het feit dat opmetingen in de sporen slechts mogelijk zijn gedurende een buitendienststelling.

De studies die te leveren zijn door de aannemer, zijn veelal **niet** opgenomen in afzonderlijke posten van de opmetingsstaat. De kosten voor de studies worden verondersteld volledig inbegrepen te zijn in de door de aannemer ingediende prijzen, tenzij er uitdrukkelijk een aparte post voorzien is in de opmetingsstaat.

Tijdens de studiefase worden er op regelmatige basis vergaderingen georganiseerd tussen het aangeduide studiebureau, het aangestelde erkend controleorganisme (indien gespecificeerd in het bestek), de leidend ambtenaar en de studiedienst van Infrabel. Op deze vergaderingen worden de vorderingen van de studie besproken. Doel van deze vergaderingen is de studie op elk moment in goede banen te leiden en ten allen tijde uitgegaan wordt van de juiste randvoorwaarden en basisprincipes. Deze vergaderingen en alle kosten die dit met zich meebrengt, zitten vervat in de inschrijvingsprijzen van de aannemer.

### 2.2 Opstellen van het ontwerp

#### 2.2.1 Het opstellen van het voorontwerp

Het voorontwerp legt de algemene conceptie van het brugtype, de bovenbouw, de onderbouw, de funderingswijze, de architecturale afwerking en de bouwwijze van de brug vast. Een voorontwerp bestaat uit:

- Algemene plans welke een totaal planzicht en opstand van brugconstructie aangeven, op een minimumschaal 1/100, met een materialenlijst;
- Dwars- en langsdoorsneden op een minimumschaal 1/50 of gebeurlijk 1/20. De doorsneden kunnen eventueel gedeeltelijk zijn;

- Een situatieplan op schaal 1/1000 of 1/10000 met noordpijl en alle nuttige richtingsaanduidingen van sporen, wegen, waterlopen en aanpalende gebouwen of andere constructies, alsook de nutsleidingen in de zone van de werken;
- Een algemene rekennota welke de hoofdhypothesen over het gedrag van de bovenbouw, onderbouw, dragende structuur en funderingen aangeeft, alsmede de verantwoording voor de keuze van de hoofdafmetingen van de elementen als balken, platen, kolommen of funderingen.

In deze documenten mag niet worden afgeweken van de algemene opvatting van het brugtype of het type gebouw, bovenbouw, onderbouw en funderingswijze, de architecturale afwerking en de grootte en opstelling van de lokalen, zoals deze gegevens zijn vastgelegd in de documenten die Infrabel heeft opgesteld. Daarenboven dienen de grenslijnen van de terreinen, eigendom van Infrabel, of nog te ontegenen percelen te worden geëerbiedigd.

Indien de aannemer of het studiebureau een element of de totaliteit van de opvatting wenst te wijzigen, of voorstellen ter zake wil uitwerken, dient hij hiervan afzonderlijke documenten op te stellen, welke volledig dezelfde inhoud hebben als de hiervoor vermeld. Tevens dient de motivatie, zowel technisch als financieel, van de gewijzigde suggestie te worden beschreven.

### 2.2.2 Het opstellen van het definitief ontwerp

Het definitief ontwerp moet toelaten de eigenlijke bouw uit te voeren en is een zo getrouw mogelijke voorstelling van het op te richten bouwwerk.

Bij alle detailleringen wordt aandacht geschonken aan de **duurzaamheid**:

- goede afwatering;
- conservering;
- bereikbaarheid voor onderhoud en inspectie;
- mogelijkheid tot vervangen van de oplegtoestellen;
- ...

Het definitief ontwerp bestaat uit:

- Een situatieplan (1/10000 of 1/1000) met noordpijl, kadasterplan (1/10000) algemeen plan (planzicht en opstand tenminste op schaal 1/100) met materialenlijst, inplantingsplan met aanduiding van de aanpalende wegen, spoorwegen, waterwegen en gebouwen;
- Bekistingsplannen van de bovenbouw van de brug, omvattende de hoofddoorsneden (op 1/20 of gebeurlijk 1/50), langs- en dwarsdoorsneden, detailplannen (minstens op 1/20) omvattende doorsneden telkens waar een verandering in het bouwwerk optreedt, bevestigingen, opleggingen, leuning, beschermingswanden, taludaansluitingen en keermuren, balken, kolommen, platen, en in het bijzonder van ieder element in het bouwwerk (de schalen zijn ten minste 1/20 of soms 1/10 tot 1/5 - er wordt een logische nummering van alle elementen gehanteerd);

- Bekistingsplans van de onderbouw van bruggen of gebouwen (pijlers - landhoofden, ten minste op 1/50 of 1/20) en alle samenstellende elementen daarvan (kopbalken - muren - wanden - uitsparingen, oplegsokkels met aanduiding der peilen, ...), plans betreffende de afwateringsinrichtingen en hun verloop van het kunstwerk of het gebouw naar grachten, rioleringen;
- Inplantingsplans van het kunstwerk en van de funderingen (palen of funderingszolen), met aanduiding van de hellingen en niveaus van zolen, palen en funderingsaanzet (op 1/20);
- Wapeningsplans van de bovenbouw, onderbouw en funderingen, met nummering van de wapeningsstaven, aanduiding in de onderscheiden doorsneden, van schikkingen, doormeters, vorm en overlappingsen, eventuele verbindingen, moffen, kwaliteiten en aard, meet- en plooistaat;
- Lengte- en dwarsprofielen van spoor en wegenis en alle nuttige topografische inlichtingen voor de uitvoering van de werken;
- Constructieplans van stalen liggers, plaatdekken en in het algemeen alle onderdelen van een stalen bovenbouw, met aanduiding van de types en afmetingen van de lussen, aard en afmetingen van bouten, plaats en afmetingen van boorgaten en hun toleranties, moeren en verankeringen (ten minste op 1/20 en de doorsneden op 1/10) met aanduiding van de zeeg onder vaste belastingen en van de constructiezeeg en alle staalkwaliteiten. In het geval van gemengde staal-betonbouw zijn daaraan toe te voegen de eventuele voorbuigingkrachten en zeeg in onderscheiden constructiefasen, de verbinding tussen staal en beton;
- Constructieplans van geprefabriceerde liggers of elementen met voorspanwapening, tracé en kwaliteit van de wapeningen, details der eindblokken, bevestigingen oplegplaten, mofverbindingen met aanduiding van de ligging, aard en kwaliteit van de wapening (ten minste op 1/20 en de doorsneden op 1/10);
- Fasenplans die de opeenvolgende stadiums van de constructie voorstellen, en waarmee rekening is gehouden in de sterkteberekeningen;
- Rekennota's aangaande hoofd- en detailafmetingen, wapeningen, standzekerheid, zowel in de uiterste grenstoestand als in de gebruiksgrenstoestand;
- *Hetzij* een beschrijvende- en samenvattende opmetingsstaat van het bouwwerk, *hetzij* enkel de samenvattende opmetingsstaat welke enigszins wordt uitgebreid, doch zonder volledige beschrijving van de posten maar waarbij wordt verwezen naar het derde en vierde deel van het bestek.

Met de beschrijvende opmetingsstaat wordt bedoeld een beschrijving van alle posten van de te leveren, te verwerken en te plaatsen materialen, de vermoedelijke of forfaitaire hoeveelheden, en eenheden waarop deze hoeveelheden betrekking hebben.

Met de samenvattende opmetingsstaat wordt bedoeld een opmetingsstaat, gelijk aan

de beschrijvende, in verkorte vorm, waarin enkel de benaming van iedere post voorkomt, maar met de hoeveelheden, welke de samenstelling van de inschrijvingsprijs dient toe te laten;

- Een technische beschrijving van de werken, omvattende technische eisen en voorwaarden voor plaatsing van de materialen, met verwijzing naar de technische bundels van Infrabel en bestaande referentiedocumenten (technische nota's, Europese normen, ...), alsmede bijzondere technische eisen en beschrijving van de aanwending van de niet in voormelde documenten voorziene materialen.

### 2.2.3 Geïntegreerde 3D-modellen

De voorgaande paragrafen gaan uit van een voorontwerp of een definitief ontwerp op basis van plans. Infrabel kan evenwel opteren voor een uitwerking van de studie op basis van een geheel of een gedeeltelijk geïntegreerd 3D-model met hieraan gekoppelde bijlagen.

Het voorontwerp of definitief ontwerp op basis van een 3D-model<sup>2</sup> bestaat uit:

- Een digitaal 3D-model in AUTOCAD (.dwg) waarin zowel de kunstwerken en hun funderingen, de grondwerken, platformen, hydraulica, sporen als de gehele te realiseren toestand vervat zitten en correct ingeplant zijn in het Lambert coördinatenstelsel en in een bestaand terreinmodel dat is samengesteld op basis van digitale luchtfotografie en topografische opmetingen. De aannemer of het studie bureau kan zich niet beroepen op onvolledigheid of onjuistheid van de beschikbaar gestelde gegevens.
- Het 3D-model moet het Bestuur of de aannemer toelaten alle noodzakelijke geometrische gegevens van de te realiseren toestand en kunstwerken zelf op te vragen (diktes, lengtes, breedtes, opbouw, ...), alsook belangrijke karakteristieken van de materialen welke vervat zitten in de layerstructuur van het model. Het model is opgebouwd overeenkomstig een indeling in gehelen of pakketten. De layerstructuur omvat eveneens deze gehelen en subgehelen.
- Het 3D-model omvat tenzij anders bepaald alle overige spoorgebonden disciplines als spooropbouw, bovenleidingen en hun funderingen en de kabels en leidingen.
- Een welgedefinieerde en vastgelegde layerstructuur. Zoals bijvoorbeeld (tenzij anders bepaald):

---

<sup>2</sup> De minimale systeemvereisten voor een geïntegreerd 3D-model zijn:

AutoCAD Civil 3D 2009 Recommended System Requirements

Recommended Configuration (excluding server components that are used with project management capabilities)

- Intel® Pentium® 4 or AMD Athlon® processor, 3 GHz or faster;
- Microsoft® Windows Vista® Enterprise, Business, Ultimate; Windows® XP (SP2) (Windows XP 64-bit and Windows Vista 64-bit are supported in 32-bit compatibility mode only);
- 3 GB RAM;
- 5 GB free disk space for installation;
- 1280x1024 true color (OpenGL® accelerator with full OGL ICD support not required), 1600x1200 or greater recommended;
- MS-Mouse-compatible pointing device
- Microsoft Internet Explorer® 6.0 (SP1 of later)
- DVD drive

De lagen (layers) worden als gevolg benoemd : XX\_y\_z\_z\_mat:

- XX: de tekening verantwoordelijke technische discipline (ST, LS, LE, HY, TR, HV, LV). Voor zijn tekening, gebruikt de aannemer het acroniem EB;
  - Y: een nummer met bedoeling:
    - 0: nieuwe toestand;
    - 1: hulplijn;
    - 2: grondverbetering;
    - 3: bestaande toestand;
    - 4: beschoeiing;
    - 5: grond model;
    - 6: hydraulica;
    - 7: bestaande constructie, die tijdens de werken gedemonteerd of afgebroken wordt;
    - 8: nutsleidingen;
  - z\_z: nummer van het constructie geheel waartoe het element hoort;
  - mat: beschrijving van de laag.
- Naast het 3D-model worden principeplans als bijlage van de gehelen/subgehelen ter beschikking gesteld welke onontbeerlijk zijn om de studie in uitvoeringsdocumenten om te zetten, zijnde wapeningsplans (principewapening of met opmetingsstaat), principes van beschoeiingen en karakteristieken van funderingen, fasering in de uitvoering, veiligheidsmaatregelen, maatregelen beperkingen van de hinder, type-oplossingen, ...;
- Elke aanpassing of vervollediging dient te worden behandeld overeenkomstig een vastgelegde procedure (zoals bijvoorbeeld een aangepast of vervolledigd digitaal 3D-model waarop de aanpassing/vervollediging is aangegeven op een afzonderlijk aangemaakte layer of layerstructuur).

Infrabel oordeelt dat het neergelegde 3D-model en de bijlagen **alle** nuttige inlichtingen moeten bevatten om de werken te kunnen uitvoeren.

## 2.3 Te leveren documenten

Infrabel beschikt over **30 kalenderdagen** na ontvangst van de door de aannemer of zijn studiebureau te leveren documenten, om haar goedkeuring eraan te hechten. Wanneer Infrabel oordeelt dat de documenten leemten bevatten, of onvolledig zijn, waarover alleen zij oordeelt, zonder schadevergoeding voor de aannemer of het studiebureau, dan beschikt zij over een nieuwe termijn van 30 kalenderdagen om de documenten te onderzoeken en zich uit te spreken. Deze nieuwe termijn vangt aan bij de ontvangst van de aanvullingen, verduidelijkingen of wijzigingen.



### 2.3.1 Te leveren documenten na aanvaarding van het voorontwerp of definitief ontwerp

Onmiddellijk na de betekening door Infrabel van de aanvaarding van het voorontwerp of het definitief ontwerp, levert de aannemer of het studiebureau:

- 3 afdrukreeksen van de plannen op papier als 1 exemplaar van de plannen in digitale vorm in een in onderling overleg met de leidend ambtenaar te bepalen formaat (bijvoorbeeld dxf, dwg, ... leesbaar in AUTOCAD de meest recente versie), samen met de corresponderende plotfiles (CTB-bestanden) met een Cd-rom als informatiedrager;
- 3 exemplaren van de andere documenten als 1 exemplaar van de andere documenten op een elektronische drager in een in onderling overleg met de leidend ambtenaar te bepalen formaat (bijvoorbeeld rtf, word, ...).

### 2.3.2 Uitvoering der werken

De aannemer staat in **vóór de aanvang der werken**:

- Het opmaken en leveren van alle uitvoeringsplans;
- Het opmaken en leveren van bijzondere detail- en constructieplans en bijhorende rekennota's;
- Het leveren van de werkhuisplans en bijhorende rekennota's opgesteld door de constructeurs of fabrikanten aangesteld door de aannemer;
- Een gedetailleerde planning, rekening houdend met de beperkte buitendienststellingen van het treinverkeer.

Voor de aanvang der werken levert de aannemer:

- 3 afdrukreeksen van de plannen op papier als 1 exemplaar van de plannen in digitale vorm in een in onderling overleg met de leidend ambtenaar te bepalen formaat (bijvoorbeeld dxf, dwg, ... leesbaar in AUTOCAD de meest recente versie), samen met de corresponderende plotfiles (CTB-bestanden) met een Cd-rom als informatiedrager;
- 3 exemplaren van de andere documenten als 1 exemplaar op een elektronische drager in een in onderling overleg met de leidend ambtenaar te bepalen formaat (bijvoorbeeld rtf, word, ...).

**Tijdens de uitvoering der werken** zal de aannemer, of zijn studiebureau, Infrabel bijstaan in het bijzonder voor:

- De aannemer brengt de nodige schoringen aan, rekening houdend met de plaatselijke toestand. Hierbij dient het onderscheid te worden gemaakt tussen de stabiliteit van het spoor en de stabiliteit van het talud.  
Alle uitgravingen in de invloedszone van het spoor worden verplicht geschoord, tenzij de bouwput kan geopend en gesloten worden gedurende een buitendienststelling van het spoor. De invloedszone van het spoor vertrekt op de kop van de dwarsliggers onder een helling van 4/4.

- Moeilijkheden welke zich voordoen bij de uitvoering van het bouwwerk;
- Het opmaken en leveren van bijzondere constructieplans en rekennota's zo dit is vereist, feit waarover enkel Infrabel oordeelt;
- Nazicht werkhuisplans, bijkomende rekennota's die door de aannemer worden geleverd;
- Het verstrekken van verduidelijkingen;
- Alle bijstand aan het personeel van Infrabel bij het beproeven van bruggen (voorbereiding voor de proef, voorzien van de nodige verlichtingsinstallaties en stroomvoorzieningen, aanbrengen en wegnemen van de nodige stellingen en werkvloeren, aanbrengen en wegnemen van de proefbelasting, bijwerken van (verf)schade aan de kunstwerken tg.v. de proeven, ...);
- De vervormingsstudie en studie van de spanningen bij het beproeven van bruggen, en de evaluatie van die beproefing, ingeval de ontwerpstudie is uitgevoerd door de aannemer of zijn studiebureau;
- De voorlopige en definitieve oplevering der werken.

Voor de voorlopige oplevering levert de aannemer op zijn kosten een gebundeld kwaliteits- bouw- opvolgingsdossier (voorzien van inhoudstafel en overzicht) - in 3 exemplaren als 1 exemplaar op een elektronische drager in een in onderling overleg met de leidend ambtenaar te bepalen formaat (bijvoorbeeld pdf, ...) - bevattende:

- Een overzicht en kopie van alle geleverde documenten en rekennota's ter staving van de uitvoeringsmethodes, gewijzigde uitvoeringen, ...;
- Een overzicht en kopie van alle geleverde proefverslagen op materialen uitgevoerd door de aannemer;
- Een verslag van alle moeilijkheden, hinders of onvoorziene gebeurtenissen tijdens de uitvoering van de werken welke invloed zouden kunnen hebben op de vernieuwing of de vervanging van het kunstwerk, de stabiliteit, het onderhoud, het gebruik of de instandhouding van het kunstwerk;
- Een verslag van alle metingen, controles en keuringen (door derden of door Infrabel), de kwaliteit en oorsprong van de geleverde materialen (beton, staal, ...);
- Een volledige opmeting van de definitieve toestand met exacte aanduiding van materialen, peilen in TAW en Lambert-coördinaten van het uitgevoerde kunstwerk. Afwijkingen van het aanbestedingsdossier zullen duidelijk en met een kadertje aangeduid worden;
- Het opmaken en leveren van de as-built plannen.

## 2.4 Beginselen voor het verrichten van studies

### 2.4.1 Structuurberekeningen

Voor zover er niet van wordt afgeweken zijn de bepalingen van de norm NBN EN 1990 samen met bijlage A/1 en A/2 van toepassing.

Ingeval ze betekenisvol zijn, zullen volgende effecten in rekening worden gebracht:

- Het effect te wijten aan krimp en kruip;
- Tweedeorde effecten waarbij de invloed van onvolmaaktheden en de vormverandering gedurende de belasting op de krachttarmen en krachtverdeling in rekening wordt gebracht;
- Plaatselijke effecten, namelijk ter hoogte van oplegtoestellen, zones van geconcentreerde belastingen, verankeringszones of zones waar de geometrie plotse wijzigingen ondergaat;
- Het effect van belastingswisselingen en vermoeiing;
- Het al dan niet gescheurd zijn van de betondoorsnede.

In geen geval mag in het ontwerp in uiterste grenstoestand een herverdeling van de inwendige krachtswerkingen van meer dan 25% te wijten aan plasticiteit worden beschouwd.

Elke structuurberekening zal de totale standzekerheid van de constructie nagaan, van het oorspronkelijke onvervormde systeem, en zo dit nodig blijkt, van het vervormde systeem.

In bijzondere gevallen kan het ontwerp (en de berekening) van structuren of van elementen gegrondvest worden op proeven. Alle proefmodellen dienen tevens te worden geverifieerd door middel van rekenmodellen welke de invloed van de voornaamste parameters in acht nemen. Het ontwerpen op basis van proeven dient het voorwerp uit te maken van een bijzondere verantwoording, en de verificatie of de omstandigheden van de proeven en de ware structuur identiek zijn.

Infrabel behoudt zich het recht voor bijkomende details te vragen of te laten berekenen, of de berekening te laten verfijnen, zonder schadevergoeding voor de aannemer of het studie bureau.

### 2.4.2 Modellisatie van de structuur

Vereenvoudigde berekeningsmodellen zijn toegelaten, en wel indien het toepassingsgebied duidelijk is omschreven en de modellen worden opgebouwd uit volgende elementen:

- Lijnvormige elementen, zoals balken en kolommen;
- Tweedimensionale elementen, zoals platen en wanden;
- Schalen;
- De samenstelling van de bovengenoemde elementen tot meer complexe gehelen.

Modellen opgebouwd uit elementen die niet kunnen vergeleken worden met de bovenstaande elementen, kunnen worden aangenomen, mits een bijzondere verantwoording en indien de vereiste betrouwbaarheid is verzekerd.

### 2.4.3 Gebruik van computercodes

Het gebruik van computercodes voor het uitvoeren van structuurberekeningen is toegelaten. Iedere berekening met behulp van zulke codes wordt **vergezeld van een toelichting**, omvattende:

- De toepassingsbeperkingen;
- De gebruikte elementen in de uitgevoerde berekeningen (welk type element, aantal vrijheidsgraden per element, ...);
- Schetsen en figuren van de aangenomen modellisatie van de structuur, randvoorwaarden, de aangrijpingspunten der belastingen en hun getalwaarden voor ieder belastingsgeval en de **logische opbouw** van het model;
- De wijzen waarop bijzondere belastingsgevallen worden berekend, zoals het effect van voorspanning, temperatuur, uitgestelde vervormingen.
- Om het gedrag van beton te modelleren m.b.t. de onderlinge stijfheidsverhouding van aansluitende delen, dient rekening te worden gehouden dat de buigstijfheid EI van beton niet constant is (al dan niet gescheurd zijn van het beton).

#### 2.4.3.1 *Uitvoer van resultaten*

De resultaten van de structuurberekening moeten bevattelijk en synthetisch worden voorgesteld, bij voorkeur door middel van een grafische uitvoer.

**De gegevensuitvoer van de computercode kan in elk geval slechts worden beschouwd als een aanhangsel van de eigenlijke rekennota die ze begeleidt.**

### 2.4.3.2 Minimale controle

**De resultaten van een berekening gesteund op een computercode dienen te worden geverifieerd d.m.v. klassieke berekeningsmethodes, gesteund op benaderende veronderstellingen.** Deze berekeningen dienen enkel te geschieden voor de meest kritische belastingsgevallen en voor de meest kritische doorsneden.

Onder ‘klassieke berekeningsmethode’ wordt verstaan een werkwijze voor structuurberekening die geen gebruik maakt van een computercode, doch enkel van eenvoudige rekenhulpmiddelen. Ze bestaat uit een berekeningswijze welke in de meest gangbare literatuur over constructieanalyse is te vinden, en is gegrondvest op de eenvoudige wetten van de statica, de compatibiliteit van vervormingen, het beginsel van de virtuele arbeid, of enig ander beginsel voor het behoud van het evenwicht.

### 2.4.4 Inhoud van de rekennota's

Het volgende is een opsomming van de minimum inhoud die de rekennota's dienen te bezitten, zonder dat deze opsomming beperkend weze:

1. Inhoudsopgave, met titel, korte beschrijving van het kunstwerk of het gebouw, ondertekening door de ontwerper en datering;
2. Gebruikte hypothesen - randvoorwaarden - referenties naar literatuur - tekenconventies - gehanteerde normen en richtlijnen
3. Overzicht aangrijpende belastingen (belastingsmodellen, classificatiefactor, dynamische coëfficiënten, ...) en materiaalkwaliteiten;
4. Inplanting, kruisingshoek, tracé van kruisende wegen, bepaling overspanning;
5. Bovenbouw (brugdek, hoofdliggers, dwarsdragers, verstijvers, platen, ...): gebruikte rekenmethodes, keuze van materialen en doorsneden, commentaar bij keuzen, modellisatie, berekeningen en resultaten, optimalisatie. Eventuele berekening met rekencode van computer, samenvatting, grafische voorstelling, beknopt overzicht resultaten, vergelijking met minimale controle. Detailberekeningen verbindingen, vervormingen, vermoeiing. Beoordeling veiligheid, vervormbaarheid, duurzaamheid, ...;
6. Onderbouw (oplegtoestellen, draagbalken, pijlers, landhoofden, funderingen, steunmuren, enz.). Idem als punt 4.
7. Geotechnisch (grond)onderzoek incl. inplantingsplan.

Alle berekeningen op het vlak van burgerlijke bouwkunde dienen te worden ondertekend door een burgerlijk ingenieur met tenminste 5 jaar ervaring op het vlak van ontwerp en constructie van bruggen.

## 3 Aan te nemen belastingen

### 3.1 Belastingen op kunstwerken

#### 3.1.1 Algemeen

In dit hoofdstuk zijn de karakteristieke belastingen opgenomen, die gelden voor het ontwerpen van kunstwerken. Voor zover er niet van afgeweken wordt zijn de bepalingen NBN EN 1991 deel 1-1 tot 1-7 en NBN EN 1991-2 van toepassing.

#### 3.1.2 Eigengewicht structuur

De onderscheiden volumieke massa's staan vermeld in NBN EN 1991-1-1.

Om rekening te houden met verbindingen, laswerk, conservatie, ... wordt op stalen structurelementen een vermeerderingscoëfficiënt van 1,03 toegepast op het eigengewicht.

#### 3.1.3 Blijvende belastingen

##### 3.1.3.1 *Wegdekbelasting*

Naast de aanwezige blijvende belastingen worden volgende reserves opgelegd:

- een profileringsreserve: deze laat toe het lengteprofiel in de toekomst iets aan te passen. Deze profileringsreserve strekt zich uit over de ganse oppervlakte van de brug.
- een reserve voor plaatselijke aanpassingen van het lengteprofiel en voor plaatselijke oneffenheden.

Voor de som van beide reserves wordt forfaitair 0,5 kN/m<sup>2</sup> aangenomen, op de meest ongunstige plaatsen van de hele brugoppervlakte.

##### 3.1.3.2 *Ballastbed*

Voor het geheel van spoor en ballast dient over de breedte van het ballastbed een belasting van 10kN/m<sup>2</sup> in rekening te worden gebracht. Indien de dikte van het ballastbed onder de dwarsligger groter is dan 30 cm (zie figuur 3.1) dient men de overdikte bijkomend in rekening te brengen (ballast @ 20 kN/m<sup>3</sup>).



*Belastingsmodel 3* is samengesteld uit een geheel van speciale voertuigen. Het speciaal voertuig dient te worden gedefinieerd in de technische bepalingen van het bestek volgens bijlage A van NBN EN 1991-2.

Het speciaal voertuig rijdt op de meest nadelige plaats van de werkelijke rijweg, verenigbaar met het wegverkeer. Dit speciaal voertuig verplaatst zich tegen een verminderde snelheid zodat de dynamische werking kan verwaarloosd worden. Bij de controle van een kunstwerk voor speciale voertuigen worden de aslijnen afgeschaft die een gunstige invloed zouden geven.

*Belastingsmodel 4* dient niet te worden beschouwd.

Indien in de rijweg van een brug voor wegverkeer een spoor is gelegen, moet voor elk geval afzonderlijk de ongunstigste te verwachten belasting en de frequentie hiervan worden nagegaan en aan de berekening ten grondslag worden gelegd.

### 3.1.5 Variabele belastingen voor voetgangers

Voetbruggen en voetpaden van bruggen moeten geschikt zijn voor het verkeer van voetgangers, van fietsers en gemotoriseerde tweewielers, maar ook van bouwbelastingen en sommige speciale onderhoudsvoertuigen en uitzonderlijke belastingen. Deze belastingen geven aanleiding tot verticale en horizontale, statische en dynamische krachswerkingen. Alle krachten omvatten eveneens dynamische vergrotingseffecten.

Er wordt een onderscheid gemaakt tussen voetpaden bestemd voor het publiek, dienstvoetpaden en perrons.

#### 3.1.5.1 *Voetbruggen en voetpaden bestemd voor het publiek*

Drie modellen dienen afzonderlijk te worden beschouwd:

- *Model 1*: een gelijkmatig verdeelde, onbeperkt uitgestrekte en onbeperkt verdeelbare belasting  $q_{fk}$ .

Voor voetgangers- en fietsersbruggen worden de volgende waarden aangenomen voor individuele overspanningen:  $2,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L_{sj} + 30} \leq 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2$  waarbij  $L_{sj}$  de individuele overspanningslengte (m) vertegenwoordigt;

- *Model 2*: een geconcentreerde belasting  $Q_{fwk}$ .

Een geconcentreerde belasting van 10 kN dient in de meest nadelige stand in rekening te worden gebracht, met een gespreide oppervlakte van 0,10 x 0,10 m<sup>2</sup>;



- *Model 3*: onderhoudsvoertuigen  $Q_{serv}$ .

Indien er geen vast obstakel is dat het rijden van een voertuig over het brugdek verhindert, dient er een onderhoudsvoertuig in aanmerking worden genomen. Wanneer geen onderhoudsvoertuig is voorgeschreven, stemt het onderhoudsvoertuig overeen met de bijzondere belasting gedefinieerd in §5.6.3 (2) van NBN EN 1991-2.

### 3.1.5.2 *Dienstvoetpaden*

Men beschouwt op dienstvoetpaden de meest nadelige van de volgende mobiele belastingen:

- een gelijkmatig verdeelde, onbepikt uitgestrekte en onbepikt verdeelbare belasting van  $2 \text{ kN/m}^2$ ;
- een geconcentreerde belasting van  $2 \text{ kN}$  dient in de meest nadelige stand in rekening te worden gebracht, met een gespreide oppervlakte van  $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$ .

### 3.1.5.3 *Perrons*

Men beschouwt op perrons de meest nadelige van de volgende mobiele belastingen:

- een gelijkmatig verdeelde, onbepikt uitgestrekte en onbepikt verdeelbare belasting van  $5 \text{ kN/m}^2$ ;
- een geconcentreerde belasting van  $20 \text{ kN}$  dient in de meest nadelige stand in rekening te worden gebracht, met een gespreide oppervlakte van  $0,10 \times 0,10 \text{ m}^2$ .

De perrons waarop wel wegvoertuigen voor normaal wegverkeer zijn toegelaten worden berekend volgens de voorschriften die van toepassing zijn voor wegbruggen.

### 3.1.5.4 *Leuningen*

Voor de berekening van de leuning en de elementen waarop de leuning steunen wordt een horizontale belasting aangenomen van  $1 \text{ kN/m}$  ter hoogte van de borstwering, maar niet hoger dan  $1,20 \text{ m}$ . Voor onderhoudsloopbruggen, niet toegankelijk voor het publiek, wordt deze belasting verminderd tot  $0,5 \text{ kN/m}$ .

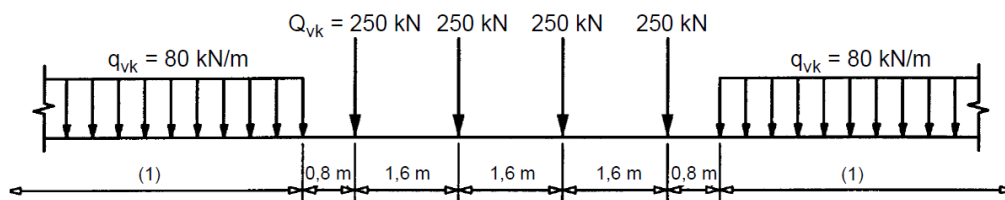
### 3.1.6 Variabele belastingen voor treinverkeer

#### 3.1.6.1 *Belastingsmodellen*

Als algemene regel geldt dat nieuwe spoorbruggen worden ontworpen voor de combinatie:

- Belastingsmodel 71:  
Belastingsmodel 71 geeft het effect<sup>3</sup> weer van de verticale belasting t.g.v. normaal spoorwegverkeer, zie figuur 3.2.
- Belastingsmodel SW/0:  
Belastingsmodel SW/0 geeft het statisch effect weer van de verticale belasting t.g.v. normaal spoorwegverkeer enkel toe te passen op doorgaande liggers (bruggen op meerdere steunpunten).

Dit belastingsmodel is toe te passen op het samenstel van de twee spoorstaven waaruit één spoor bestaat.



**Figuur 3.2 - Belastingsmodel 71 en karakteristieke waarden voor de verticale belastingen**

Voor de bepaling van de meest ongunstige belastingseffecten bij toepassing van belastingsmodel 71:

- moet een *onbeperkt uitgestrekte en onbeperkt verdeelbare* gelijkmatig verdeelde belasting  $q_{vk}$  toegepast worden op een spoor en moet tot maximaal vier van de afzonderlijke puntlasten  $Q_{vk}$  toegepast worden, eenmaal per spoor;
- voor constructies met twee sporen, moet belastingsmodel 71 toegepast worden op één of beide sporen;
- voor constructies met drie of meer sporen, moet belastingsmodel 71 toegepast worden op één spoor of twee sporen of 0,75 maal belastingsmodel 71 op drie of meer sporen.

Voor isostatische brugdekken kan het belastingsmodel 71 worden vereenvoudigd tot een equivalente gelijkmatig verdeelde belasting, uitgedrukt in kN/m (zie tabel 3.1). Er wordt een onderscheid gemaakt tussen equivalente belastingen voor buigmoment  $Q_m$  (kN/m) en dwarskracht  $Q_t$  (kN/m).

<sup>3</sup> Het is een omhullend model dat onafscheidelijk is van de dynamische vergrotingsfactor en simuleert geen werkelijke, stilstaande trein.

Overspanning (m)	Q <sub>m</sub> (kN/m)	Q <sub>t</sub> (kN/m)	Overspanning (m)	Q <sub>m</sub> (kN/m)	Q <sub>t</sub> (kN/m)	Overspanning (m)	Q <sub>m</sub> (kN/m)	Q <sub>t</sub> (kN/m)
0,8	625,00	625,00	7,2	160,26	189,14	36,0	104,86	108,90
1,0	500,00	503,20	7,4	159,55	187,35	38,0	103,66	107,47
1,2	416,67	425,56	7,6	158,77	185,60	40,0	102,58	106,17
1,4	357,14	371,84	7,8	157,96	183,88	42,0	101,58	104,99
1,6	312,50	332,50	8,0	157,14	182,20	44,0	100,67	103,91
1,8	278,34	308,64	8,2	156,30	180,56	46,0	99,84	102,92
2,0	251,83	300,00	8,4	155,45	178,96	48,0	99,07	102,01
2,2	230,67	289,26	8,6	154,61	177,39	50,0	98,35	101,16
2,4	213,40	277,78	8,8	153,76	175,87	52,0	97,69	100,38
2,6	199,06	266,75	9,0	152,91	174,38	54,0	97,07	99,66
2,8	186,95	256,73	9,2	152,06	172,93	56,0	96,50	98,98
3,0	181,58	247,64	9,4	151,23	171,52	58,0	95,96	98,35
3,2	179,35	239,38	9,6	150,40	170,14	60,0	95,46	97,76
3,4	176,87	233,56	9,8	149,57	168,80	65,0	94,32	96,44
3,6	174,24	231,48	10,0	148,76	167,49	70,0	93,35	95,30
3,8	173,13	228,53	11,0	144,86	161,43	75,0	92,49	94,31
4,0	175,00	225,00	12,0	141,25	156,09	80,0	91,74	93,44
4,2	175,74	221,27	13,0	137,95	151,37	85,0	91,08	92,67
4,4	175,62	217,60	14,0	134,93	147,17	90,0	90,48	91,98
4,6	174,86	214,03	15,0	132,18	143,42	95,0	89,95	91,37
4,8	173,61	210,56	16,0	129,67	140,05	100,0	89,47	90,81
5,0	172,07	208,00	17,0	127,37	137,01	110,0	88,63	89,85
5,2	170,39	207,10	18,0	125,26	134,26	120,0	87,93	89,04
5,4	168,60	205,76	19,0	123,32	131,76	130,0	87,34	88,36
5,6	166,75	204,08	20,0	121,53	129,47	140,0	86,82	87,77
5,8	164,85	202,24	22,0	118,33	125,45	150,0	86,38	87,26
6,0	162,94	200,36	24,0	115,60	122,02	160,0	85,99	86,81
6,2	161,94	198,46	26,0	113,22	119,07	170,0	85,64	86,41
6,4	161,94	196,56	28,0	111,13	116,51	180,0	85,33	86,06
6,6	161,74	194,67	30,0	109,29	114,25	190,0	85,06	85,75
6,8	161,37	192,80	32,0	107,65	112,26	200,0	84,81	85,46
7,0	160,87	190,96	34,0	106,18	110,49			

**Tabel 3.1 - Equivalente gelijkmatig verdeelde belasting, uitgedrukt in kN/m  
(zonder dynamische coëfficiënt en classificatiefactor)**

### 3.1.6.2 Dynamische effecten

De criteria om te bepalen of een dynamische berekening vereist is, worden bepaald volgens het stroomschema aangegeven in figuur 6.9 van NBN EN 1991-2.

### 3.1.6.3 Classificatiefactor $\alpha$

De belastingen van het schema zijn te vermenigvuldigen met een classificatiefactor, zie §6.3.2 (3) van NBN EN 1991-2. Voor de factor  $\alpha$  worden toegepast:

- voor belastingsmodel 71:  $\alpha = 1,20$ ;
- voor belastingsmodel SW/0:  $\alpha = 1,00$ ;
- voor hogesnelheidslijnen:  $\alpha = 1,00$ .

Als algemene regel geldt dat de classificatiefactor  $\alpha$  wordt toegepast bij de verificatie van:

- De uiterste grenstoestand;
- De krachtswerking op opleggingen en onderbouw.

De classificatiefactor  $\alpha$  wordt niet toegepast bij de verificatie van<sup>4</sup>:

- de vervormingen (doorbuiging<sup>5</sup>, scheluwte<sup>6</sup>, hoekverdraaiing);
- de vermoeiing;
- de scheurwijdte.

### 3.1.6.4 Dynamische vergrotingscoëfficiënt

De buigmomenten, dwarskrachten, ... te wijten aan de mobiele belastingen, zijn te vermenigvuldigen, met een dynamische vergrotingscoëfficiënt  $\Phi$  ten einde rekening te houden met de dynamische toeslag van spanningen en trillingseffecten in de constructie. De dynamische coëfficiënt  $\Phi$  brengt echter geen resonantie-effecten in rekening. De coëfficiënt  $\Phi$  bezit eenzelfde waarde voor structuren van gewapend beton, van spanbeton, staal, of voor gemengde staalbetonconstructies.

De waarde van  $\Phi$  is afhankelijk van de karakteristieke lengten  $L_{\Phi}$  van de onderscheiden elementen van de brug volgens tabel 6.2 van NBN EN 1991-2. Er wordt geen onderscheid gemaakt naargelang van de aanlegwijze van het spoor (rechtstreekse bevestiging van het spoor of aanleg op ballast). De dynamische coëfficiënt die samenhoort met de verticale belastingen van het Belastingsmodel 71 is enkel te gebruiken voor de berekening van buigmomenten, dwarskrachten, ...; doch niet voor andere belastingen (centrifugaalkrachten, remkrachten, versnellingskrachten, slingerkracht).

Onderbouw, landhoofden, funderingen, pijlers en grondrukken worden zonder de dynamische coëfficiënt berekend.

<sup>4</sup> De classificatiefactor wordt niet toegepast bij de verificaties waarvan de motivatie weinig of niets te maken heeft met het toelaten van een aantal zeer zware goederentreinen, die nooit aan grote snelheden zullen rijden.

<sup>5</sup> Doorbuiging: de beperking van de doorbuiging is vereist om een behoorlijk comfort te bieden aan de reizigers.

<sup>6</sup> Scheluwte: is een veiligheidseis t.o.v. ontsporing voor snellere treinen (i.f.v. lijnsnelheid).

De dynamische coëfficiënt  $\Phi$  wordt bepaald **voor zorgvuldig onderhouden spoor**, i.e.  $\Phi_2$  (zie tabel 3.2):

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \text{ met } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

waarin  $L_\phi$  de karakteristieke lengte (m) volgens NBN EN 1991-2 tabel 6.2.

$L_\phi$ (m)	$\Phi_2$ (-)
$\leq 3,59$	1,67
4	1,62
5	1,53
10	1,31
20	1,16
30	1,09
40	1,06
50	1,03
60	1,01
$\geq 67,24$	1,00

**Tabel 3.2 - De dynamische coëfficiënt  $\Phi_2$**

Voor bruggen met een deklaag  $> 1\text{m}$  mag een gereduceerde dynamische coëfficiënt  $\Phi_{2,red}$  in rekening worden gebracht, i.e.:

$$\Phi_{2,red} = \Phi_2 - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

waarin  $h$  de hoogte van de deklaag inclusief de ballast van de bovenkant dek tot bovenkant dwarsligger (m).

### 3.1.6.5 Constructies voor meerdere sporen

De plaats in de dwarsrichting van de sporen wordt bepaald door de bouwheer.

In het ontwerp dient, indien mogelijk, rekening gehouden te worden met een zijdelingse verplaatsing van de sporen tot 25 cm.

### 3.1.6.6 Rem- en versnellingskracht

In het geval van een brug met twee of meer sporen moeten de remkrachten op een spoor beschouwd worden met de aanzetkrachten op een ander spoor.

Voor constructies met drie of meer sporen, moet het belastingsmodel toegepast worden op één spoor of twee sporen of 0,75 maal het belastingsmodel op drie of meer sporen.

### 3.1.7 Gecombineerde spoor- brugconstructie voor bruggen met langgelaste spoorstaven

#### 3.1.7.1 *Inleiding*

Indien het spoor langgelast doorloopt over een of beide einden van de brug (voegloos spoor) wordt:

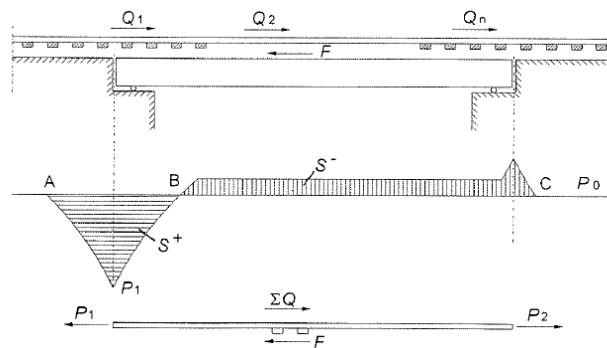
- alleen een deel van de rem- of aanzetkracht overgedragen via het dek naar de opleggingen, de rest van de kracht wordt doorgeleid via het spoor en opgenomen achter de landhoofden.
- in de langsrichting in de spoorstaven en in de vaste brugopleggingen krachten veroorzaakt door vervormingen van het brugdek (bijvoorbeeld ten gevolge van temperatuurwisselingen, verticale belasting, krimp en kruip).

De effecten van de gecombineerde reactie van de constructie en het spoor op veranderlijke belastingen moeten in rekening gebracht worden bij het ontwerp en berekening van de bovenbouw van de brug, vaste opleggingen, de onderbouw en voor controle van de belastingseffecten in de spoorstaven in overeenstemming met §6.5.4 van NBN EN 1991-2.

#### **Principes van de interacties:**

De interacties ontstaan door (kleine) bewegingen van het brugdek. Deze veroorzaken op hun beurt bewegingen in het spoor. De relatieve bewegingen van het spoor t.o.v. het dek veroorzaken horizontale krachten (wrijving) overgebracht op het dek.

Wanneer het krachtendiagram (zie figuur 3.3) van het spoor wordt opgesteld, kan de overgedragen horizontale kracht  $F$  op het brugdek worden bepaald.



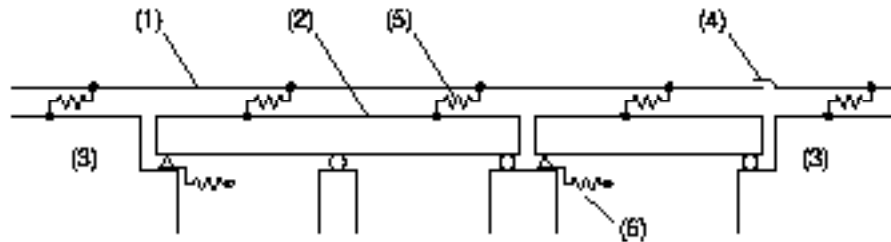
**Figuur 3.3 - Krachtendiagram van het spoor**

De evenwichtsvergelijking op het spoorgedeelte tussen de 2 brugvoegen geeft:

$F = \Sigma Q + P_2 - P_1$ . Is  $\Sigma Q = 0$  dan geeft  $P_2 - P_1$  de krachtswerking  $F$ .

### Schematisering en berekening van de gecombineerde spoor- brugconstructie:

Voor de bepaling van de belastingeffecten in het gecombineerde spoor-/brugconstructie systeem mag een schematisering gebaseerd op figuur 6.19 van NBN EN 1991-2 gebruikt worden (zie figuur 3.4).



Figuur 3.4 - Schematisering gecombineerde spoor- brugconstructie

Voor aanbevelingen voor de berekening van de gecombineerde spoor- brugconstructie wordt verwezen naar de UIC-fiche 774-3: 2001.

#### 3.1.7.2 Rem- en aanzetkrachten

De krachten in langsrichting ten gevolge van remmen en aanzetten, werkende op de vaste opleggingen mogen volgens de vereenvoudigde berekeningsmethode voor een enkel dek §6.5.4.5. (3) verkregen worden door de rem- en aanzetkrachten te vermenigvuldigen met de reductiefactor  $\xi$  gegeven in tabel 6.9 van NBN EN 1991-2.

#### 3.1.7.3 Thermische effecten in voegloos spoor

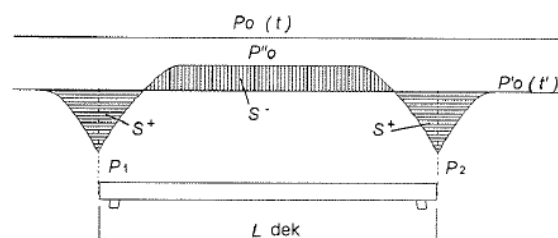
De langskrachten als gevolg van temperatuurswisselingen zijn geen verkeersbelastingen en worden behandeld als een thermische belasting volgen NBN EN 1991-5.

– Brugdek met semi-flexibele opleggingen (gewapende elastomeeropleggingen):  
Stel een voegloos spoor met constante normaalkracht  $P_0$  bij temperatuur  $t$ . Bij daling van de temperatuur tot  $t'$  wordt de normaalkracht ver genoeg van het dek  $P'_0$ . De voegopeningen aan beide zijde van het dek verwijden zich en veroorzaken pieken in het krachtendiagram.

Naar het midden van het dek kleeft het spoor als het ware aan het dek en neemt de normaalkracht de waarde  $P''_0$  aan, met  $P'_0 < P''_0 < P_0$  omdat de thermische dilatatie van het dek geringer is dan die van de rail.

Het resultaat is voorgesteld in figuur 3.5 met  $\sum S^+ = S^-$ .

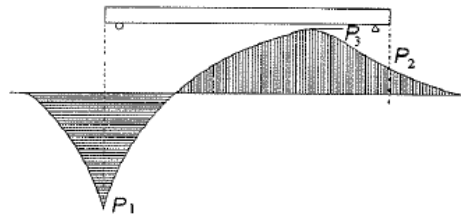
**Wegens de volledige symmetrie is  $P_1 = P_2$  en is de overdracht van de horizontale krachten op het dek  $F_{TK} = 0$ .**



Figuur 3.5 - Krachtendiagram voor brugdek met flexibele opleggingen

- Brugdek met vaste en mobiele opleggingen

Bij daling van de temperatuur tot  $t'$  verwijdt alleen de voeg aan de mobiele oplegging. De karakteristieke krachten in langsrichting  $F_{Tk} = P_2 - P_1$  per spoor t.g.v. temperatuurwisselingen (zie figuur 3.6) op de vaste opleggingen voor bruggen met langgelaste spoorstaven (LGS) kunnen worden bepaald volgens de vereenvoudigde berekeningsmethode voor een enkel dek §6.5.4.6. (4) van NBN EN 1991-2 met  $k = 20 \text{ kN/m}$  voor een onbelast en normaal verdicht spoor.



Figuur 3.6 - Krachtendiagram voor brugdek met vaste en mobiele opleggingen

### 3.1.7.4 Effect van de vervorming van de bovenbouw onder verticale belasting

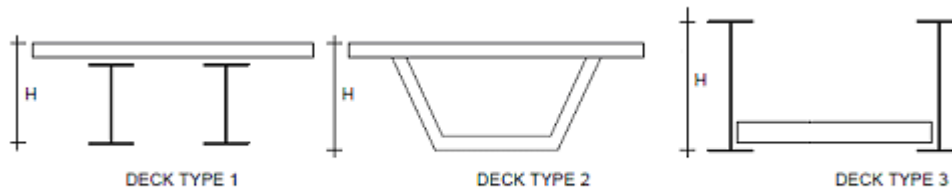
- Brugdek met semi-flexibele opleggingen (gewapende elastomeeropleggingen): Wegens symmetrie is  $F_{Qk} = 0$ .

- Brugdek met vaste en mobiele opleggingen:

De interactiekrachten t.g.v. vervormingen van het dek onder verticale belasting worden bepaald volgens de UIC-fiche 774-3: 2001 (interactiediagramma's zie bijlage B van UIC-fiche 774-3: 2001).

Naargelang de ligging van de neutrale as van het brugdek t.o.v. bovenzvlak van het dek worden twee gevallen beschouwd (zie figuur 3.7):

- neutrale as van het dek beneden bovenzvlak van het dek (dek types 1 en 2);
- neutrale as van het dek boven bovenzvlak van het dek (dek type 3).

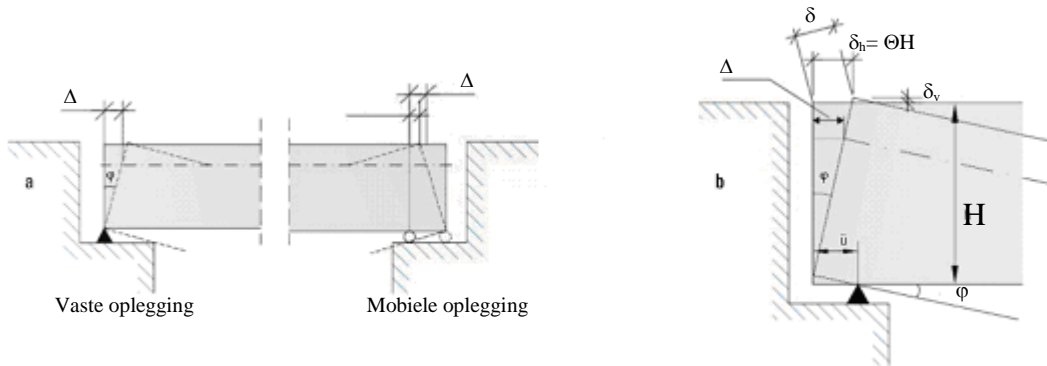


Figuur 3.7 – Types dekken



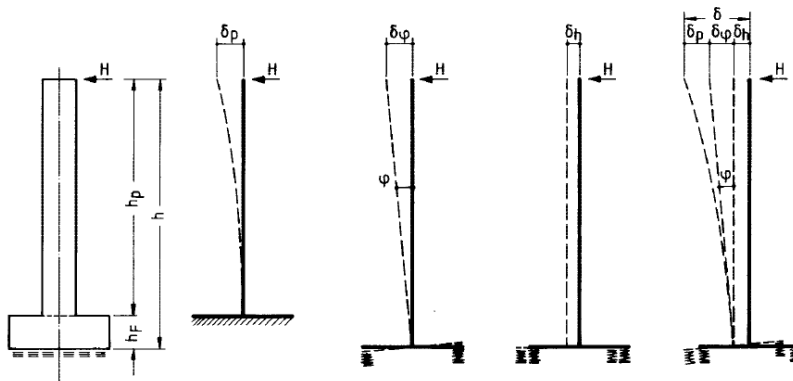
Te bepalen parameters om het interactiekrachten t.g.v. vervormingen van het dek onder verticale belasting te karakteriseren:

- H de afstand tussen bovenzvlak van het dek en het rotatiemiddelpunt van de vaste oplegging;
- $\Theta H$  de horizontale verplaatsing t.g.v. de hoekverdraaiing van het brugdek (zie figuur 3.8)



**Figuur 3.8 – Horizontale verplaatsing t.g.v. de hoekverdraaiing**

- $\omega$  de afstand tussen neutrale as van het dek en het bovenzvlak van het dek;
- $\gamma = \omega/H$
- $K = \frac{F_1}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h)}$  de totale stijfheid in langsrichting van de fundering (zie figuur 3.9)
- met  $\delta_p$  buiging van de fundering;
- $\delta_\varphi$  rotatie van de fundering;
- $\delta_h$  verplaatsing van de fundering.



**Figuur 3.9 – Equivalente stijfheid in langsrichting op het bouwwerk van de opleggingen**

### 3.1.8 Variabele belastingen (overige)

#### 3.1.8.1 *Windbelasting*

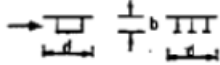




##### A. Algemeen geval

De windbelasting wordt bepaald volgens NBN EN 1991-1-4.

Er wordt een onderscheid gemaakt tussen twee types van constructies, namelijk de **stijve constructies**, waarvoor de dynamische resonantie-effecten tussen de windwerveling en de eigenfrequenties van de constructie verwaarloosbaar zijn en **buigzame constructies**, voor dewelke deze dynamische effecten moeten verrekend worden.

Een constructie is stijf indien de eigenfrequentie  $n_1$  van de eerste trillingsvorm groter is dan of gelijk aan de grensfrequentie  $n_{lim}$ . Voor de meeste constructies kan het onderscheid tussen stijve en buigzame constructies vaak met een goede benadering bepaald worden zonder de eigenfrequentie  $n_1$  te berekenen a.h.v. de vereenvoudigde begripsomschrijving van stijve en buigzame constructies in tabel 3.3.

Voor stijve *constructies* van geringe hoogte mag ter vereenvoudiging gerekend worden met een forfaitaire winddruk van  $2,0 \text{ kN/m}^2$ .

Bruggen 	Criteria voldaan indien:	
	$d/b \leq 5$	$d/b \geq 10$
Types van ondersteuningen 	$l/b < 8$	$l/b < 14$
voor de horizontale krachten 	$< 16$	$< 29$
	$< 24$	$< 44$
	$< 32$	$< 58$

- Opmerking:
- (i)  $v_{ref} = 28 \text{ m/s}$
  - (ii) terrein categorie I
  - (iii)  $n = \frac{100}{l}$
  - (iv) Strouhal getal van Tabel C.1 voor definities, zie bijlage C.2
  - (v) lineaire interpolatie voor  $5 \leq d/b \leq 10$

**Tabel 3.3 – Vereenvoudigde begripsomschrijving van stijve en buigzame constructies**

Als door de wind getroffen oppervlak moet in rekening worden gebracht het oppervlak van een strook ter hoogte van de totale rijvloerconstructie met de verkeersband, benevens de projecties van de daaronder en daarboven uitstekende delen van de eerste hoofdligger,

vermeerderd met het op dezelfde wijze berekende oppervlak van tweede, derde en volgende hoofdliggers, vermenigvuldigd met de coëfficiënten voor de schaduweffecten. De coëfficiënten voor de schaduweffecten resp.  $\eta$ ,  $\eta^2$ , ... worden bepaald volgens figuur 3.10.

Een voorbeeld is:

- F is het oppervlak van de verkeersband;
- $F_1$  is de projectie van de uitstekende delen van de eerste hoofdligger;
- $F_2$  is de projectie van de uitstekende delen van de tweede hoofdligger;
- $F_3$  is de projectie van de uitstekende delen van de derde hoofdligger;
- $F_4$  is de projectie van de uitstekende delen van de vierde hoofdligger.

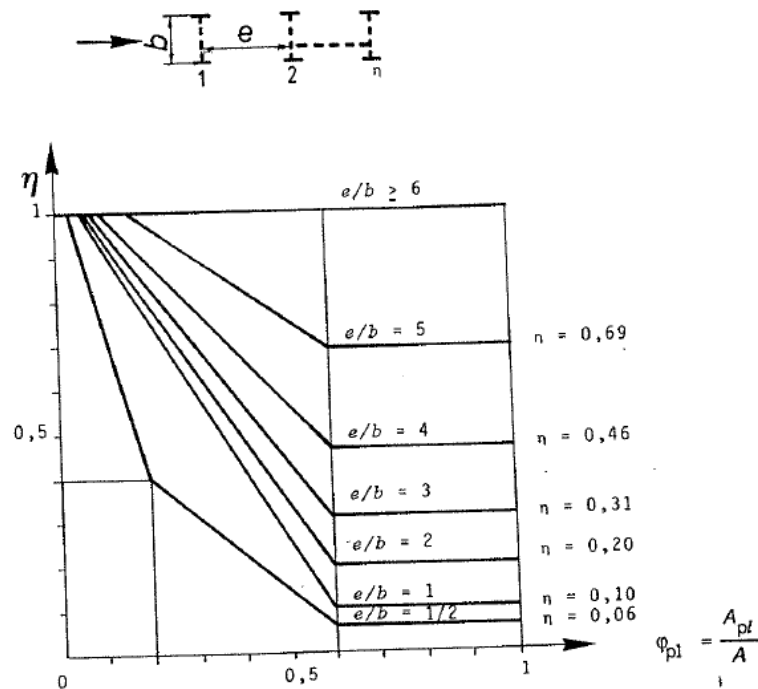
$$F_{tot} = F + F_1 + \eta F_2 + \eta^2 F_3 + \eta^3 F_4$$

Voor wegbruggen wordt het verkeer gelijkgesteld met een rechthoek van 2 m hoogte. De onderkant van de rechthoek bevindt zich ter hoogte van het rijvlak. Voor spoorbruggen bedraagt de hoogte van de rechthoek 3,5 m, en de onderkant van de rechthoek valt samen met het peil van het rolvlak van de spoorstaven.

Wanneer wegverkeer, resp. treinverkeer, gelijktijdig in rekening moet gebracht zijn met de wind, behoort de gecombineerde waarde  $\psi_0 F_{wk}$  van de windbelasting op de brug en op de voertuigen, resp. treinen, te zijn beperkt tot een waarde  $F_w^*$ , resp.  $F_w^{**}$  bepaald door de fundamentele waarde van de basiswindsnelheid  $v_{b,0}$  te vervangen door een waarde  $v_{b,0}^*$ , resp.  $v_{b,0}^{**}$ , volgens §8 van NBN EN 1994-1-4.

Waarbij:

- $F_{wk}$  Karakteristieke winddruk;
- $F_w^*$  Winddruk verenigbaar met het wegverkeer;
- $F_w^{**}$  Winddruk verenigbaar met het spoorwegverkeer.



**Figuur 3.10– Coëfficiënten voor de schadueffecten**

Waarin

A de oppervlakte is van de projectie van de buitenomtrek van het bouwwerk of van het bouwdeel op een vlak evenwijdig met het beschouwde vlak (dwz. haaks op de windrichting)

$A_{pl}$  de totale oppervlakte is der volwandige delen van het vakwerk geprojecteerd op oppervlak A

### B. Windkrachten op beweegbare bruggen

Het kunstwerk wordt berekend voor de windbelastingen volgens NBN EN 1991-1-4. De bouwheer dient de nodige gegevens ter beschikking te stellen (tot welke windbelasting blijft de brug operationeel, windbelasting bij verminderd aantal bedieningsvijzels ingeval van defect of onderhoud van bedieningsvijzels, terreincategorie, ...) voor het ontwerp van het kunstwerk en de electromechanische onderdelen.

### C. Aërodynamische belastingen door overrijdende treinen

De aërodynamische belastingen van overrijdende treinen dienen in rekening te worden gebracht bij het ontwerpen en berekenen van constructies in de nabijheid van spoorlijnen volgens §6.6 van NBN EN 1991-2.

### 3.1.8.2 Thermische belasting

#### A. Algemeen

De thermische belasting wordt bepaald volgens NBN EN 1991-1-5.

#### B. Temperatuursveranderingen in bruggen

In het ontwerp wordt uitgegaan van een begintemperatuur  $T_0$  van  $+10^{\circ}\text{C}$ ; tijdens montage moet met de dan heersende temperatuur rekening gehouden worden.

- Gelijkmatige temperatuurcomponent  $\Delta T_N$

Hieronder wordt verstaan een in de tijd gelijkmatige temperatuurswijziging in het zwaartepunt van alle bouwonderdelen.

De karakteristieke waarde van het maximum bereik van de gelijkmatige temperatuurcomponent  $\Delta T_N$  wordt gelijk genomen aan:

- brug in beton:  $\pm 25^{\circ}$
- brug in staal:  $\pm 35^{\circ}$
- gemengde brug staalbeton:  $\pm 30^{\circ}$

Voor betonelementen, waarvan de gemiddelde dikte minstens 0,7 m bedraagt, en beschermd zijn door minstens 0,5 m grond, of voor een spoor op ballastbed mogen de waarden met  $5^{\circ}\text{C}$  worden verminderd.

- Temperatuurverschilcomponenten  $\Delta T_M$

Hoewel het verloop van het temperatuurverschil afhangt van de vorm van het element, wordt voor dit verloop veelal een lineaire wet aangenomen (benadering 1).

Voor bruggen worden volgende waarden aangenomen (in  $^{\circ}\text{C}$ ):

	Bovenkant warmer	Bovenkant kouder
Elementen in beton	7	3,5
Elementen in staal	10	5
Elementen in staalbeton	10	5

- Verschillen in de gelijkmatige temperatuurcomponent tussen de verschillende constructieve elementen  $\Delta T_d$

Als een brug samengesteld is door andere dragende bouwdelen dan het brugdek zelf (bv. boogbrug, bowstring, hang- of tuikabelbrug), moet de invloed van werkelijke

temperatuurverschillen tussen het brugdek en de andere dragende bouwdelen in rekening gebracht worden.

Het werkelijk temperatuurverschil  $\Delta T_d$  wordt gelijk gesteld aan:

- tussen 2 elementen in beton: 5 °C
- tussen 2 elementen in staal: 25 °C
- tussen 1 element in staal en 1 element in beton: 15 °C

### 3.1.8.3 *Sneeuw*

Voor vaste bruggen dient geen rekening gehouden worden met de sneeuwbelasting. De sneeuwlast moet enkel in rekening worden gebracht gedurende uitvoering. Tijdens de gebruiksfase is de verkeerslast maatgevend, dewelke niet samen optreedt met de sneeuwlast.

Bij de berekening van beweegbare bruggen in beweging, houdt men rekening met een sneeuwbelasting tot een helling van 45°.

### 3.1.8.4 *Zettingen*

Alle oplegtoestellen van bruggen zijn opleggingen van elastomeren samengesteld uit lagen elastomeer gevulkaniseerd aan staalplaten, behalve indien het bestek het anders bepaalt. Er wordt tussen de verschillende oplegpunten in langsrichting van de brug een zettingsverschil van 10 mm beschouwd.

### 3.1.8.5 *Krimp en kruip*

In het rekenmodel kan de krimp en kruip benaderend gemodelliseerd worden als een uniforme equivalente temperatuursverkorting  $\Delta T = \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha_c [1 + 0,50 \phi(t, t_0)]}$ , waarbij de trekkracht t.g.v. een temperatuursgradiënt  $N_T$  gelijkgesteld wordt aan de trekkracht t.g.v. krimp  $N_{cs}$  ( $N_T = \varepsilon_{cT} E_{cm} A_c$  met  $\varepsilon_{cT} = \alpha_c \Delta T$  en  $N_{cs} = \varepsilon_{cs} E A_c$  met  $E = \frac{E_{cm}}{[1 + 0,50 \phi(t, t_0)]}$  de intermediaire waarde). De factor 0,50 houdt rekening met de wederzijdse invloed van de krimp en van de kruip.

### 3.1.8.6 *Horizontale krachten in beweegbare oplegtoestellen*

De horizontale krachten voorkomend van de rol- en wrijvingsweerstand der beweegbare opleggingen, worden gelijkgesteld aan een percentage van de totale oplegkracht te wijten aan de permanente belastingen en aan de mobiele belastingen, zonder toepassing van de dynamische coëfficiënt.

Bij gebrek aan nauwkeuriger gegevens kunnen volgende wrijvingscoëfficiënten worden aangenomen voor oplegtoestellen in goede staat:

- voor glijopleggingen staal-staal: 0,15 à 0,30
- voor glijopleggingen in PTFE:
  - a) voor een contactdruk > 16 N/mm<sup>2</sup>: 0,01 à 0,02
  - b) voor een contactdruk < 2 N/mm<sup>2</sup>: 0,03 à 0,06
 met lineaire interpolatie voor tussengelegen waarden.
- voor rolopleggingen: 0,03 à 0,05

### 3.1.8.7 Montage en andere bewerkingen

Wanneer de in het ontwerp voorgeschreven of toegelaten bewerkingen voor het opladen, het vervoer en het afladen, het monteren en het plaatsen van de brug, op sommige brugdelen grotere belastingen kunnen verwekken, of belastingen met een teken tegengesteld aan die welke zij in dienst te verdragen hebben, dient men deze belastingen in de stabiliteitsberekeningen in aanmerking te nemen.

Voor de beweegbare bruggen moet rekening gehouden worden met de belastingen tengevolge van de inertie van de beweegbare delen, de belastingen tengevolge van het vastzetten der brug en de belastingen op de brug door mechanismen.

### 3.1.8.8 Verplaatsingen aan de opleggingen en voegen

De verplaatsing aan de voegen en de oplegtoestellen wordt berekend rekening houdend met:

- de veranderlijke belastingen;
- de temperatuurseffecten;
- krimp en kruip wordt gemodelliseerd als een uniforme equivalente temperatuursverkorting van 10°C;
- een bewegingsreserve.

### 3.1.8.9 Dynamische vergrotingscoëfficiënten toe te passen voor reële belastingen

De dynamische vergrotingscoëfficiënt voor reële belastingen wordt bepaald volgens tabel 3.4 en NBN EN 1991-2 bijlage C.

Belastingstoestand	Dynamische coëfficiënten voor	
	Buigmomenten	Dwarskrachten
Tijdelijke toestand	$1 + \varphi' + 0,5 \varphi''$	$1 + 2/3 \varphi' + 1/3 \varphi''$
Definitieve toestand	$1 + \varphi' + \varphi''$	$1 + 2/3 \varphi' + 2/3 \varphi''$

**Tabel 3.4 – Dynamische coëfficiënten voor reële belastingen**

### 3.1.8.10 *Traagheidskrachten bij beweegbare bruggen*

De traagheidskrachten bij begin en einde van de brugbeweging bij beweegbare bruggen en een tussentijdse noodstop dienen in rekening te worden gebracht.

## 3.1.9 Accidentele belastingen

### 3.1.9.1 *Belastingen te wijten aan aardbevingen*

Het risico op aardbevingen is niet onbestaande in België en wordt vnl. bepaald door: de seismische zone (zie geografische kaart beschikbaar in de bijlage van NBN EN 1998-2), de lokale grondcondities en de gevolgklasse van de constructie. Op basis van deze gegevens kunnen de grondversnellingen en de aangrijpende krachten op de constructie worden bepaald.

De delen van de constructie moeten berekend zijn voor de ontwerpbelastingen in accidentele toestand voor aardbevingsontwerpsituaties volgens NBN EN 1990. De voorschriften volgens NBN EN 1998 dienen te worden nageleefd.

### 3.1.9.2 *Belasting door aanrijding*

#### A. Aanrijding van bruggen door wegverkeer

De *bovenbouw van bruggen*, die kunnen aangereden worden door onderdoorgaand wegverkeer.

De voorschriften volgens NBN EN 1991-1-7 §4.3.2 dienen te worden nageleefd, waarbij:

- $h_0 = 4\text{m}$
- $h_1 = 5\text{m}$  ( $b = 1\text{m}$ )

De grootte van het aanrijdingsoppervlak bedraagt 0,25m (hoogte) x 2m (breedte)

De *onderbouw van bruggen* die kunnen aangereden worden door onderdoorgaand wegverkeer, moet worden beschermd, tenzij ze bestand is tegen de hierna vermelde krachtswerkingen.

De bescherming bestaat uit beveiligingsconstructies of geleiderails voldoende verwijderd van de onderbouw opdat ze bij aanrijding door een voertuig niet zouden uitbuigen tot tegen de onderbouw. De voorschriften volgens NBN EN 1991-1-7 §4.3.1 dienen te worden nageleefd.

#### B. Aanrijdingkrachten op veiligheidsstootbanden

Indien in de technische voorschriften van het bestek er niet van wordt afgeweken, geldt dat de horizontale aanrijdingskracht van een voertuig die via stijve veiligheidsstootbanden op het brugdek worden overgedragen, gelijk is aan 100 kN; deze kracht is transversaal en horizontaal werkzaam op een hoogte van 100 mm onder de



bovenzijde van de veiligheidsstootband of 1,0 meter boven het niveau van de rijweg of het voetpad, waarbij het laagste niveau van beide in aanmerking moet worden genomen. Er moet van worden uitgegaan dat deze kracht over een lijn van 0,5 m lengte werkzaam is.

Er kan gelijktijdig een verticale last van  $0,75\alpha_{q1}Q_{1k}$  aanwezig zijn aan de zijkant van de opstand.

### C. Aanrijding van brugpijlers door ontspoorde treinstellen

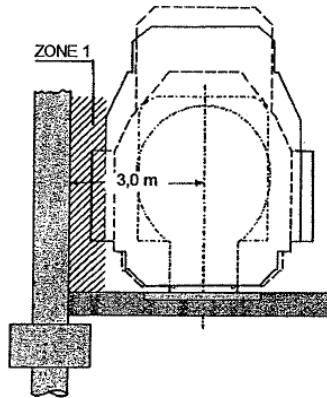
Het ontwerpen van de onderbouw van spoorbruggen over één of meerdere andere sporen (kruising van lijnen en Engelse vertakkingen), dient op een wijze te geschieden zodanig dat de veiligheid van personen wordt verzekerd ten aanzien van breuk en instorting van de constructie en tevens zodanig dat de schade en de omvang van de verstoring in de uitbating van het verkeer worden beperkt.

De voorschriften volgens NBN EN 1991-1-7 §4.5 klasse A dienen te worden nageleefd, met rekenwaarden van de statisch equivalente krachten door aanrijding voor constructies van klasse A volgens tabel 3.5. Het ontwerp behoort  $F_{dx}$  en  $F_{dy}$  afzonderlijk in rekening te brengen.

Distance "d" de l'élément de structure à l'axe de la voie la plus proche (m)	Force $F_{dx}^a$ (kN)	Force $F_{dy}^a$ (kN)
Éléments de structure : $d < 3$ m	A spécifier pour le projet individuel  Des informations supplémentaires sont fournies dans l'annexe B.	A spécifier pour le projet individuel  Des informations supplémentaires sont fournies dans l'annexe B.
Pour les murs continus et les structures du type mur : $3 \text{ m} \leq d \leq 5 \text{ m}$	3 000	1 000
$d > 5 \text{ m}$	0	0
<sup>a</sup> x = dans la direction de la voie ; y = dans la direction perpendiculaire à la voie.		

**Tabel 3.5 – Rekenwaarden van de statisch equivalente krachten door aanrijding voor constructies van klasse A**

Constructie-elementen in de zone  $d < 3$  m (zone 1 zie figuur 3.11), met d de afstand van structurele elementen tot de as van dichtstbijzijnd spoor, dienen te worden vermeden. In ieder geval mogen geen constructie-elementen worden geplaatst binnen het vrije ruimteprofiel.



**Figuur 3.11 - Zone 1:  $d < 3\text{m}$**

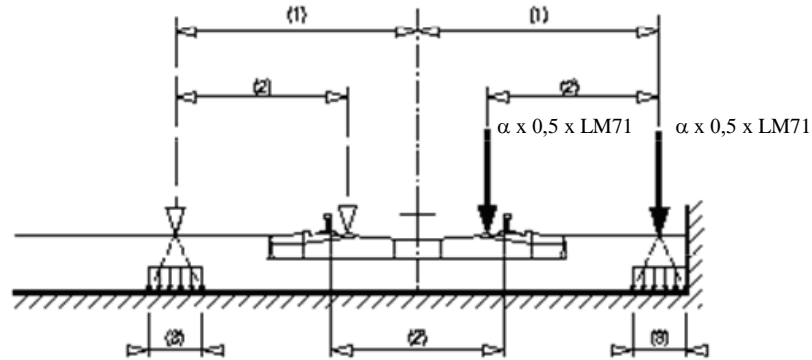
Slechts in uitzonderlijke gevallen - mits toelating van de bouwheer - is het mogelijk constructie-elementen te plaatsen in de zone  $d < 3\text{m}$ , buiten het vrije ruimteprofiel. De voorgeschreven buitengewone belasting in zone 1 wordt bepaald volgens de UIC-fiche 777-2: 2002 bijlage D. Bijkomende beveiligingselementen dienen te worden voorzien. Beveiligingselementen moeten zodanig worden ontworpen dat zij vormveranderingen of verplaatsingen kunnen ondergaan zonder de te beveiligen constructie in gevaar te brengen.

#### D. Ontsporingbelastingen van spoorwegverkeer op een spoorbrug

Spoorbruggen moeten ontworpen worden derwijze dat de schade als gevolg van de ontsporing van treinstellen tot een minimum beperkt blijft. De buitengewone ontwerptoestand moet het bezwijken voor een groot deel van de constructie voorkomen worden. Lokale schade mag evenwel toegestaan worden.

**Enkel ontwerptoestand I:** ‘Ontsporing van spoorwegvoertuigen, waarbij de ontspoorde wagens in de spooromgeving op het brugdek blijven met de wagens geleid door de aangrenzende spoorstaaf of schampstrook’ **dient te worden beschouwd** (figuur 3.5).

De delen van de betreffende constructie moeten berekend zijn voor de volgende ontwerpbelastingen in accidentele toestand:  $\alpha \times$  Belastingmodel 71 (zowel puntlasten als gelijkmatig verdeelde belasting,  $Q_{A1d}$  en  $q_{A1d}$ ) parallel aan het spoor in de meest ongunstige positie binnen een gebied met een breedte van 1,5 maal de spoorwijdte aan één van beide zijden van de aslijn van het spoor:



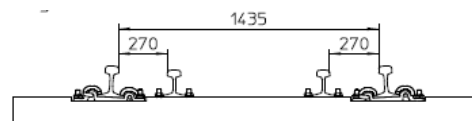
### Legende

- (1) max. 1,5s of minder indien tegen muur
- (2) Spoorwijdte  $s=1,435\text{ m}$
- (3) Voor dekken met ballast mag aangenomen worden dat de puntlasten werken op een vierkant met zijden van 450 mm op de bovenkant van het dek.

**Figuur 3.5 - Ontwerptoestand I - equivalente belasting  $Q_{A1d}$  en  $q_{A1d}$**

De hoger gedefinieerde belasting dient alleen om de globale stabiliteit van de constructie na te gaan, doch niet om steunliggers van voetpaden, consoles, enz... te berekenen.

**Geleidebalken** (zie figuur 3.12) kunnen worden geplaatst ten einde in geval van ontsporing de trein binnen het spoor te houden om beschadiging van voorwerpen zoals kunstwerken te verhinderen. De geleidebalken dienen te worden geplaatst conform de specificaties volgens RTV B01 Bundel 1 Hoofdstuk 4 §2.6.



**Figuur 3.12 - Geleidebalken**

### 3.1.9.3 *Accidentele belastingen te wijten aan de breuk van bovenleidingen voor elektrische tractie*

Bruggen op geëlektrificeerde lijnen moeten beveiligd worden tegen de eventuele breuk van bovenleidingen. De trekkracht in de gebroken bovenleiding dient beschouwd als een accidentele belasting werkzaam in beide richtingen volgens de aslijn van de bovenleiding.

De belasting wordt belangrijk voor spoorbruggen waaronder geëlektrificeerde lijnen voorkomen, waarvan de bovenleidingen bevestigd zijn aan de brug. De grootte van deze belasting is 20 kN.

Men neemt aan dat voor:

- 1 spoor                                    1 bovenleiding;
- 2 tot 6 sporen                            2 bovenleidingen;
- meer dan 6 sporen                      3 bovenleidingen;

tegelijk kunnen breken op de meest ongunstige plaats.

## 3.1.10 Vermoeiing

### 3.1.10.1 *Algemeen*

De partiële veiligheidcoëfficiënt voor de vermoeiingsbelasting  $\gamma_{Ff}$  bedraagt **1,00**. De partiële veiligheidcoëfficiënt voor weerstand tegen vermoeiing  $\gamma_{Mf}$  is afhankelijk van toegankelijkheid voor inspectie of herstelling en de gevolgen van eventueel bezwijken, zie tabel 3.6.

Inspectie en toegang	"Schade-tolerante" onderdelen	Niet "schade-tolerante" onderdelen
Periodieke inspectie en onderhoud. Toegankelijk constructiedetail.	1,00	1,10
Periodieke inspectie en onderhoud. Slechte toegankelijkheid.	1,10	1,20

**Tabel 3.6 – De partiële veiligheidscoëfficiënt voor weerstand tegen vermoeiing**

### 3.1.10.2 Modellen van vermoeiingsbelasting voor wegbruggen

In NBN EN 1991-2 worden er vijf modellen van verticale vermoeiingsbelasting beschreven. Er wordt geen rekening gehouden met horizontale krachten.

De modellen van vermoeiingsbelasting 1 en 2 zijn bedoeld om na te gaan of de door het wegverkeer teweeggebrachte spanningsvariaties al dan niet kleiner blijven dan de *cut-off limit* (limiet van constante amplitude  $N 5 \cdot 10^6$  cycli).

Het model van vermoeiingsbelasting 1 (vergelijkbaar met het hoofdbelastingssysteem) dient te worden beschouwd voor wegbruggen met overspanning  $> 20$  m.

Indien het nazicht van de vermoeiingssterkte, onder invloed van de modellen van vermoeiingsbelasting 1 of 2, aan het licht brengt dat de spanningsvariaties groter zijn dan de *cut-off limit*, moet de levensduur van het kunstwerk worden bepaald. De modellen van vermoeiingsbelasting 3, 4 en 5 zijn bedoeld voor dit laatste. Een ontwerplevensduur van 100 jaar wordt vooropgesteld.

Het model van vermoeiingsbelasting 4 is accurater dan het model van vermoeiingsbelasting 3. Het is evenwel veel minder praktisch. Het model 4 tracht veel meer de variëteit aan verkeersbelastingen in rekening te brengen, door het beschouwen van een combinatie van verkeer aan vrachtwagens.

Voor orthotrope brugdekplaten is het gebruik van vermoeiingsbelasting 4 onvermijdelijk.

Het model van vermoeiingsbelasting 5 vereist het opzoeken of vaststellen van een werkelijk spectrum van de verwachte verkeersbelasting en valt niet toe te passen.

De modellen van vermoeiingsbelasting 2 en 4 mogen enkel worden gebruikt wanneer de gelijktijdige aanwezigheid van verschillende vrachtwagens op de brug mag worden verwaarloosd. Indien dat niet het geval is, mag het model enkel worden gebruikt wanneer het wordt aangevuld met bijkomende gegevens die door de bouwheer worden gespecificeerd of goedgekeurd.

### 3.1.10.3 Modellen van vermoeiingsbelasting voor spoorbruggen

Voor normaal verkeer wordt in de vermoeiingsbeoordeling de toetsing van de spanningswisseling ten gevolge van het belastingsmodel 71 beschouwd (en indien vereist SW/0), geplaatst in de meest ongunstige positie voor het beschouwde onderdeel.

Gebruikmakende van gedetailleerde modellen kan de vermoeiingsbeoordeling worden uitgevoerd met uitgangspunt de verkeerssamenstellingen, "standaardverkeer", "zwaarverkeerssamenstelling" of "lichtverkeerssamenstelling", afhankelijk of de constructie standaard verkeer, voornamelijk zwaar goederenverkeer of licht verkeer draagt.

Details van de treinen en beschouwde verkeerssamenstellingen en de toe te passen dynamische toeslag zijn gegeven in bijlage D van NBN EN 1991-2.

Verticale spoorwegverkeersbelastingen inclusief dynamische effecten en centrifugaalkrachten behoren in rekening gebracht te worden bij de vermoeiingsbeoordeling. De inschrijvingskracht en verkeersbelastingen in langsrichting mogen worden verwaarloosd bij de vermoeiingsbeoordeling.

#### 3.1.10.4 *Beweegbare bruggen*

De beweegbare bruggen dienen te worden gecontroleerd op vermoeiing ten gevolge van zowel het openen en sluiten van de brug als het overrijdend verkeer.

### 3.1.11 Belastingen op grondmassieven

#### 3.1.11.1 *De neutrale gronddruk*

Een wijkbeweging van de orde van grootte van  $h/1000$  van een grondkering is voldoende om de gronddruk tot de actieve te verminderen. Het is echter onverantwoord bij het ontwerpen van grondkeringen uitsluitend de actieve gronddruk in rekening te brengen indien zij:

- Ofwel niet in de benodigde mate kunnen wijken, wat het geval is voor:
  - De frontmuren van massieve bruglandhoofden met zware retourmuren;
  - De wanden van ingegraven kokers, tunnels en riolen met rechthoekig profiel;
  - Muren met stijve U-vormige doorsnede;
  - Massieve, op rots gefundeerde keermuren;
  - Muren die als diepwanden zijn uitgevoerd en die gedurende het graafwerk onvervormbaar worden gehouden door vrijwel onvervormbare stempels
- Ofwel kunnen wijken, maar dat vermoedelijk telkens opnieuw zullen doen door herverdichting van de gekeerde grond – zoals zwaar verkeer (bv. treinverkeer) over de grond achter de muur, of trillingen, of herhaaldelijk aanbrengen van bovenbelastingen – waardoor moet worden verwacht dat de totale verschuiving en/of helling spoedig ontoelaatbaar zal worden.

#### 3.1.11.2 *Bovenbelasting*

Voor de berekening van keermuren mag men voor de bovenbelasting, die aanleiding geeft tot een bijkomende horizontale druk op keermuur, vereenvoudigd gelijkmatig verdeelde bovenbelasting van 10 - 20 kN/m<sup>2</sup> over de wegbreedte (afhankelijk van het type verkeer en al dan niet zwaar verkeer) nemen voor wegverkeer en 40 kN/m<sup>2</sup> gelijkmatig verdeeld over een breedte van 3,00 m op een niveau 0,70 m onder het loopvlak voor spoorverkeer. Indien de verkeersbelasting tot vlak naast en zelfs op keermuur resp. landhoofd komt, ondergaat deze laatste praktisch een constante druk over de gehele hoogte.

## 3.2 Belastingen op gebouwen

De belastingen aan te nemen voor het ontwerpen van gebouwen zijn aangegeven in NBN EN 1991-1-1. Tabel 3.7 definiëert de aangrijpende belastingen voor speciale lokalen.

Lokalen	Gebruiksbelasting
Archieflokaal: – in de zones waar compacte archieven zijn opgestapeld – buiten de voorgenoemde zones	10 kN/m <sup>2</sup> 5 kN/m <sup>2</sup>
Hoogspanningslokaal: – in de zones waar de transformatoren zijn opgestapeld – mobiele last voor transport en het ter plaatse stellen der transformatoren	30 kN/m <sup>2</sup> 30 kN verdeeld over een zone van 1 m <sup>2</sup> op het om het even welke plaats in het lokaal
Telecommunicatie: – in de zone buiten de draagstoelen – in de zone der draagstoelen	5 kN/m <sup>2</sup> 6 kN/m draagstoel
Opslaghal van een wegcentrum (tot 4m stapelhoogte): – over het gehele oppervlak (doorlaatruidten inbegrepen) – bijkomende mobiele belasting, te wijten aan de rondrit van een vorkheftruck	30 kN/m <sup>2</sup> 1 as van 30 kN (lengte 1m)
Lokalen, andere dan aangegeven in NBN EN 1991-1-1, dan de hiervoor vermelde speciale lokalen of dan deze die vermeld zijn in het bestek.	5 kN/m <sup>2</sup>

**Tabel 3.7 – Aangrijpende belastingen voor speciale lokalen**

## 4 Funderingen

### 4.1 Algemeenheden

Wanneer Infrabel voorafgaandelijke grondproeven laat uitvoeren, wordt het verslag van deze proeven als bijlage bij het bestek toegevoegd of kan het worden geraadpleegd bij de leidend ambtenaar. Deze kennisgeving wordt gegeven bij wijze van informatie en verbindt Infrabel niet (de aannemer en het studiebureau worden geacht de nodige stappen te ondernemen om de aard van het terrein te onderkennen).

De weerstand en de stabiliteit van alle funderingen moeten worden gecontroleerd zowel het draagvermogen als het vormveranderingsdraagvermogen.

### 4.2 Corrosiebescherming van geotechnische constructies

#### 1) Keuze van een systeem

De keuze van een systeem wordt bepaald door volgende factoren:

- de te verwachten corrosie;
- de omvang van de aangevallen zones;
- de levensduur van de constructie (voorlopige constructie of permanente constructie);
- de eventuele esthetische eisen;
- de kosten voor investering en onderhoud.

#### 2) Verduurzamingsmiddelen

Voor voorlopige constructies bedraagt de gegarandeerde levensduur tenminste 12 maanden.

Voor permanente constructies bestaan de verduurzamingsmiddelen uit een oordeelkundige combinatie van:

- Verduurzaming van de constructie. Het principe berust op het aanbrengen van een beschermende laag (het aanbrengen van een corrosiebescherming d.m.v. het aanbrengen van een coating, een verfsysteem, een metallische beschermingslaag een kathodische bescherming, een onder druk aangebrachte groutomhulling, ... );
- Een corrosietoeslag in functie van de levensduur van de constructie voor de constructiezijde in contact met volle grond, i.e. op de straal voor ronde doorsneden, volgens tabel 4.1.

Vereiste levensduur	100 jaar
Niet-agressieve omgeving	2,0mm
In de omgeving van geëlektrificeerde sporen	3,0mm

Tabel 4.1 – Corrosietoeslag



### 3) Grondankers

Het gebruik van grondankers is in principe enkel toegelaten voor voorlopige constructies. De toepassing van permanente ankers dient steeds het voorwerp uit te maken van een afzonderlijke overeenkomst tussen Infrabel en de aannemer of het studiebureau<sup>7</sup>.

## **4.3 Geotechnisch onderzoek**

Deze paragraaf geeft een overzicht van het belangrijkste grondonderzoek aan te raden en naargelang het bestek opgelegd (lijst niet limitatief). Er wordt tevens verwezen naar NBN EN 1997-2.

Het aanvangspeil van de proef dient te worden vastgelegd worden t.o.v. TAW-peil en de plaats van uitvoering van elke proef dient in Lambert-coördinaten te worden vastgelegd.

### 4.3.1 Vooronderzoek

Volgende bronnen kunnen worden geraadpleegd:

- databank ondergrond Vlaanderen (<http://dov.vlaanderen.be>);
- databank ondergrond Wallonie (<http://environnement.wallonie.be>);
- grondmechanische kaarten;
- bodemkaarten;
- historische kaarten;
- ... .

### 4.3.2 Diepsondering

De diepsonderingen dienen met de elektrische conus van **15cm<sup>2</sup>** te worden uitgevoerd conform prenorm prEN ISO 22476-1-2006 “Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 1: Electrical cone and piezocone penetration tests”. Het elektrisch sonderen gebeurt met aanwending van de kleefvanger en met opmeting van de konusweerstand, de plaatselijke kleef en de helling. **De metingen gebeuren minstens om de 2 cm.**

De volgende parameters dienen te worden opgemeten:

- conusweerstand  $q_c$ ;
- plaatselijke wrijvingsweerstand  $f_s$ ;
- helling van de conus ten opzichte van de verticale.

De sonderingen worden uitgevoerd tot minimaal 5 m beneden het laagste punt van de fundering.

---

<sup>7</sup> Permanente ankers mogen enkel dwars op de sporen worden geplaatst en zijn van het type passieve ankers.

De staalkwaliteit van het basisstaal van de permanente ankers heeft een vloeispanning lager dan 500N/mm<sup>2</sup> (een hoog spanningsniveau maakt het anker gevoelig voor corrosie).

Het bezwijken van een anker mag geenszins aanleiding geven tot het bezwijken van de constructie.

Indien de sondeerproeven op een bepaalde diepte moeten worden stopgezet wegens de beperking van de indringingskracht en er twijfel bestaat over de continuïteit tot op voldoende diepte van de weerstandbiedende laag, dan dient door bijkomende boringen de continuïteit van de beoogde laag te worden aangetoond.

Voor moeilijk toegankelijke plaatsen zoals ophogingsmassieven of stationsinstallaties, kunnen handsonderingen worden uitgevoerd.

Bij de interpretatie van de diagrammen, dient er rekening gehouden te worden met het schaafeffect dat bestaat tussen een conus met kleine doorsnede en een paal of funderingzool met grotere afmetingen.

### 4.3.3 Boringen

Boringen hebben tot doel de aard van de grond nader te omschrijven, en grondmonsters te ontnemen voor verder onderzoek in het laboratorium.

De boringen worden droog, zonder spoeling en met continue verbuizing van het boorgat uitgevoerd met een hydraulische boorstelling. Ten einde een voldoende aantal monsters van behoorlijke kwaliteit te kunnen verkrijgen zal de uitvoerder de boortechniek volledig aanpassen aan de bodemgesteldheid door de keuze van het type boorapparaat, het aanpassen van de draaisnelheid, de druk en de uitgevoerde bewerkingen.

#### 4.3.3.1 *Boring met ontname van geroerde monsters*

Er worden geroerde monsters genomen om de halve meter.

Boringen met ontname van geroerde monsters laten toe de samenstelling en de aard van de verschillende grondlagen kwalitatief vast te stellen. Het verslag vermeldt een kwalitatieve benaming van de grondsoorten.

#### 4.3.3.2 *Boring met ontname van ongeroerde monsters*

Er worden eveneens ongeroerde monsters genomen minstens bij iedere verandering van de grondsoort. De diameter van de ongeroerde monsters bedraagt circa 100 mm, tenminste 30 cm lang. De ongeroerde monsters worden genomen door het statisch indrukken (in één beweging) van de monsterbussen. De plaats van herkomst (boring, diepte) en datum worden duidelijk vermeld.

Boringen met ontname van cilindrische ongeroerde monsters, die zorgvuldig werden genomen op de in het bestek aangeduide diepten. De monsters worden bewaard en onmiddellijk verpakt zonder de omstandigheden van samenhang, vochtigheid en dichtheid te veranderen en worden onmiddellijk ter beschikking gesteld van het laboratorium.

#### 4.3.4 Laboratoriumproeven

De laboratoriumproeven dienen uitgevoerd te worden volgens de bepalingen van de BS 1377-1990 en ASTM. Op de monsters worden per grondsoort een aantal proeven uitgevoerd, gespreid over de boordiepte. Het aantal proeven wordt in overleg met de leidende ambtenaar bepaald **op basis van de sonderingen**.

Proeven op ongeroerde monsters (niet beperkende lijst):

- bepaling van de volumemassa, watergehalte, droge volumemassa, poriënvolume, soortelijke massa;
- de bepaling van de schuifweerstandskarakteristieken door middel van triaxiaalproeven (geconsolideerd ongedraineerd) volgens ASTM D2850 - D 4767 en BS 1377. Bij de uitvoering van de proef zullen continu de optredende poriënwaterspanningen en de vervormingen van het monster in functie van de aangelegde spanningen opgemeten worden. Deze zal in tabelvorm bijgevoegd worden bij het resultaat van de triaxiaalproef, zo dat het mogelijk wordt om de afgeleide parameters ( $\phi'$  en  $c$  te bepalen bij andere breukcriteria. Deze afleiding zal gebaseerd zijn op een regressie op tenminste vier proeven;
- de doorlatendheidsproef conform BS 1377;
- samendrukkingsproef conform BS 1377.

Proeven op (eventueel) geroerde monsters (ontnomen om de 0,5 m - niet beperkende lijst):

- korrelverdeling volgens NBN 933.2 en ASTM D1140 en D422;
- Atterbergse grenzen volgens DIN 18122 teil 1 1976 en ASTM D2487;
- bepaling van het gehalte aan organisch materiaal, kalkgehalte.

#### 4.3.5 Waterpeilmetingen in peilbuizen

Met behulp van peilbuizen wordt de waterstand opgemeten en opgevolgd over een relevante tijdsperiode.

#### 4.3.6 Pressiometerproeven

Pressiometerproeven door het inbrengen in een boorgat van een drukcel die de volumeverandering van de cel meet in functie van de druk in de meetcel tot het afschuiven van de bodem in de omgeving.

De proef vermeldt de geregistreerde waarden van de vloedruk, de limietdruk en van de vervormingsmodulus.

#### 4.3.7 Pompproeven

Pompproeven dienen om in situ de doorlaatbaarheid van de bodem, de verplaatsingslijn van het grondwater en de invloed op de bodemverzakkingen te bepalen.

Deze proeven bestaan uit het straalsgewijs plaatsen van open waterstandspijpen. Men registreert de opgepompte debieten en volumes, de waterstanden en alle zettingen.

Alle proeven worden uitgevoerd door erkende laboratoria. Infrabel behoudt zich het recht andere laboratoria te weigeren.

Behalve de gemeten waarden en de eruit afgeleide grootheden geeft ieder verslag een kwalitatieve en kwantitatieve beoordeling van de onderzochte grondlagen.

#### 4.3.8 Seismisch bodemonderzoek

#### 4.3.9 Kernboringen in rotsformaties

### 4.4 **Draagvermogen van funderingen**

#### 4.4.1 Belastingen

Voor de berekening van de funderingen, dient in de mobiele belastingen geen dynamische vergrotingscoëfficiënt in rekening worden gebracht.

De belastingen worden in rekening gebracht in de meest nadelige belastingscombinatie, alsook eventuele zijdelingse belastingen op de paalschachten die te wijten zijn aan ongelijke grondbelastingen rondom de palen of negatieve kleeft ten gevolge van een relatieve zakking van het terrein t.o.v. de paal.

#### 4.4.2 Funderingen op staal

Berekening van funderingen op staal conform hoofdstuk 6 van NBN EN 1997-1.

Indien de nazichtsberekening gebeurt in gebruiksgrenstoestand, wordt een veiligheidscoëfficiënt gevraagd van 2 t.o.v. het breukmechanisme.

#### 4.4.3 Diepfunderingen

Berekening van diepfunderingen conform hoofdstuk 7 van NBN EN 1997-1.

Voor het grondmechanisch ontwerp in de uiterste grenstoestand van axiaal **op druk** belaste funderingspalen wordt verwezen naar het WTCB-Rapport nr. 12 -2009.

De rekendiameter van in-situ gestorte palen zonder blijvende omwenteling wordt bepaald volgens §2.3.4.2 van NBN EN 1992-1-2.

**Trek**weerstand van een individuele paal:

- de wrijvingsweerstand van een paal in trek is kleiner dan de wrijvingsweerstand van een paal in druk. Voor grondverdringende palen (cat. I) dient een bijkomende veiligheidsfactor van 1,25 in rekening worden gebracht voor de wrijvingsweerstand in trek t.o.v. de wrijvingsweerstand in druk. Voor niet-verdringende palen (cat. II en III) bedraagt de factor 1,50.
- bij alternerende belastingen druk-trek is de trekweerstand lager t.o.v. de situatie met uitsluitend trek. Ingeval een alternerende belasting druk-trek optreedt, dient een bijkomende veiligheidsfactor van 1,33 in rekening te worden gebracht t.o.v. statische trek.
- een nazicht van het kluitgewicht dient te worden uitgevoerd (berekening van het evenwicht tussen optredende trek en het gewicht van de betrokken grondmassa).

Funderingen met geboorde palen of putringen, door verwijderen van de grond:

Boorpalen met een grote diameter hebben een niet geringe buigstijfheid. Horizontale krachtwervingen op de paalzool zullen eerder door opwekking van buigende momenten in de palen worden weerstaan dan door bijkomende longitudinale paalkrachten.

In deze voorwaarden van buiging van de paalschacht moeten aanvaardbare hypothesen worden gemaakt over de horizontale beddingsreacties (cfr. methode van Ménard) van de onderscheiden grondlagen op de paalschacht.

Naargelang van de kwaliteit en de aard van de aangetroffen grondlagen kan een continue verdeling van de beddingsreactie worden aangenomen onder de vorm van een lineaire, parabolische of semi-parabolische kromme, toenemend met de diepte.

Bij het bepalen van de buigingskrachtwervingen in iedere paal dient niet alleen het aandeel van de momenten op de paalzool in aanmerking genomen maar eveneens de buiging te wijten aan de verdeling van de horizontale krachten naar de verschillende palen.

Funderingen van diepwanden of wanden uitgevoerd met beschoeide sleuven:

Indien de grond aan één zijde van de wandfundering wordt verwijderd, mag nog slechts op stabiliserende invloed van het laagste peil worden gerekend.

#### 4.4.4 Vormveranderingsdraagvermogen

De zettingen van funderingen moeten worden beperkt aan de hand van de volgende criteria:

- beperking van de globale verzakkingen van de constructie tot de maximale grenzen in de gebruikstoestand;
- vermijden van schade aan naburige installaties;
- vermijden van schade of zichtbare gebreken aan andere delen van dezelfde constructie;
- verhinderen van storende vormveranderingen van het bouwwerk, van schade aan afwateringsinstallaties, van bekledingen, panelen en de afwerking in het algemeen.

Voor elk project dienen de limieten van de verzakkingen te worden bepaald. Indien geen limietwaarden zijn opgelegd, dienen volgende criteria te worden voldaan met betrekking tot de gebruiksgrenstoestand:

- globale zettingen van de gehele fundering:
  - funderingen op staal: 0,05 m;
  - funderingen met palen of wanden: 2 à 3% van de wanddikte of diameter van de funderingspalen;
- zettingen van individuele palen of zolen:
  - funderingen op staal: 0,02 m;
  - palen: 1 à 2% van de diameter van de funderingspalen.

### 4.5 **Stabiliteit van de funderingen**

Voor iedere fundering dient de globale stabiliteit te worden gecontroleerd rekening houdend met omkantelingen, horizontale verschuivingen en glijdingsevenwicht conform NBN EN 1997-1.

Indien de nazichtsberekening gebeurt in gebruiksgrenstoestand, wordt in de meest nadelige hypothese een veiligheidscoëfficiënt gevraagd van:

- 1,5 t.o.v. horizontaal verschuiven;
- 1,5 t.o.v. het glijdingsevenwicht;
- 2 t.o.v. het kantelevenwicht.

## 5 Constructies van gewapend beton en van spanbeton

Voor zover er niet van wordt afgeweken zijn de bepalingen van de norm NBN EN 1992 van toepassing.

### 5.1 Berekeningen en controles

Behalve de uiterste grenstoestand moeten volgende gebruiksgrenstoestanden worden gecontroleerd:

- spanningsbeperking;
- scheurbeheersing;
- doorbuigingscontrole (comfort- en gebruiksvoorwaarden rekening houdend met scheurvorming, krimp en kruip, ...);
- vermoeiingssterkte beton- en voorspanstaal.

### 5.2 Gegevens voor de berekeningen

#### 5.2.1 Geometrische gegevens

De meewerkende breedte behoort te zijn gebaseerd op de afstand  $l_0$  tussen momentnulpunten volgens §5.3.2 van NBN EN 1992-1-1.

#### 5.2.2 Geometrische imperfecties

In de uiterste grenstoestand moet rekening worden gehouden met de ongunstige effecten van de eventuele geometrische imperfecties van de structuur alsook van de afwijkingen in de posities van de belastingen.

In de gebruiksgrenstoestand dient geen rekening te worden gehouden met de geometrische imperfecties.

#### 5.2.3 Geometrie van de doorsneden

Tenzij anders bepaald in het bestek, mag men gehomogeniseerde doorsneden nemen voor de controle van de gebruiksgrenstoestanden op voorwaarde dat men beschikt over aanhechtende wapeningen of wapeningen die als dusdanig kunnen worden beschouwd. De gehomogeniseerde doorsnede wordt bekomen door de aanhechtende wapeningsdoorsneden te vermenigvuldigen met de equivalentiefactor  $\alpha$ , die een functie is van de waarschijnlijke duur van de toegepaste belastingscombinatie.

Voor belastingen van korte duur is:  $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$

Voor belastingen van lange duur is:  $\alpha = \frac{E_s (1 + \varphi(t, t_0))}{E_c}$

waarbij  $\varphi(t, t_0)$  de kruipfactor is,  $E_s$  de elasticiteitsmodulus van het staal en  $E_c$  de vervormingsmodulus van het beton.

Bij gebrek aan nauwkeurige bepaling kan men stellen:

- voor gewapend beton:  $\alpha = 15$  voor alle belastingen
- voor spanbeton:  $\alpha = 15$  voor belastingen van lange duur;  
 $\alpha = 6$  voor belastingen van korte duur.

#### 5.2.4 Partiële factoren voor veiligheid

De partiële factoren die betrekking hebben op de materialen,  $\gamma_c$  en  $\gamma_s$ , zijn gedefinieerd voor de uiterste grenstoestanden en staan vermeld in de Tabel 2.1N van NBN EN 1992-1-1.

**Tabel 2.1N: Partiële coëfficiënten met betrekking tot de materialen voor de uiterste grenstoestanden**

Projectsituaties	$\gamma_c$ (beton) (*)	$\gamma_s$ (gewapend betonstaal)	$\gamma_s$ (voorspanstaal)
Blijvend en tijdelijk	1,50	1,15	1,15
Buitengewoon	1,20	1,00	1,00

Hogere of lagere waarden voor de partiële factor  $\gamma_c$  mogen worden gebruikt op voorwaarde dat ze worden gerechtvaardigd door passende controleprocedures:

$\gamma_c$ (beton)	Blijvend en tijdelijk
Gevolgde keuring in de fabriek	1,30
Eigen keuring	1,50
Verminderde keuring	1,60

Een eigen keuring is een keuring door de aannemer of vervaardiger zelf uitgevoerd.  
Een gevolgde keuring is een keuring die bestaat uit een eigen keuring op statistische grondslag en uit een onafhankelijke keuring.



### 5.2.5 Bepaling van het effect van de voorspanning

De volgende voorschriften betreffen enkel volledig met beton omhulde voorspanwapeningen. Het gebruik van andere voorspanwapeningen is niet toegelaten, tenzij anders bepaald in het bestek.

Het effect van de voorspanning wordt in rekening gebracht, rekening houdend met:

- plaatselijke effecten in de nabijheid van de verankeringsorganen, de uiteinden en op plaatsen waar richtingsveranderingen van de voorspanwapening voorkomen;
- de statisch bepaalde effecten in isostatische structuren;
- de statisch bepaalde effecten en de bijkomend geïnduceerde (parasitaire) effecten in hyperstatische structuren.

Bij de behandeling van de plaatselijke problemen (verankeringen, afbuigingen, ...) moet worden uitgegaan van een voorspankracht die gelijk is aan de karakteristieke waarde van de uiterste sterkte van de voorspanwapeningen.

De doorsneden in voorgespannen beton worden gedimensioneerd in gebruiksgrenstoestand. Er dient tevens te worden nagegaan of de doorsnede ook bestand is tegen de uiterste grenstoestand en dit met een toereikende ductiliteit.

### 5.2.6 Structurele effecten van de uitgestelde vervormingen van het beton

De graad van nauwkeurigheid die moet worden toegepast voor de bepaling van het structureel effect van krimp en kruip van beton moet overeenstemmen met de betrouwbaarheid van de gegevens die beschikbaar zijn voor de beschrijving van deze verschijnselen, en het belang van hun effect in de beschouwde grenstoestand.

In het algemeen moet het effect van krimp en kruip enkel beschouwd worden in de gebruiksgrenstoestand, behalve wanneer tweede-orde-effecten belangrijk zijn. Bijzondere nazichten zijn nodig indien hoge of lage temperatuur te verwachten is.

Voor het bepalen van de voorspanverliezen dient zowel rekening te worden gehouden met de effecten van krimp en kruip als met die van de relaxatie van de voorspanwapening.

## 5.3 Beton

Voor de normale praktijk kan het volumegewicht van ongewapend beton gelijk worden genomen aan  $24 \text{ kN/m}^3$  en voor gewapend en spanbeton met normaal wapeningspercentage aan  $25 \text{ kN/m}^3$ .

### 5.3.1 Sterkte

De eigenschappen van beton worden voornamelijk gekenmerkt door de druksterkte van het beton, aangeduid met betonsterkteklassen die gerelateerd zijn aan de karakteristieke cilinderdruksterkte  $f_{ck}$  of de kubusdruksterkte  $f_{ck,cube}$  op 28 dagen in overeenstemming met NBN EN 206-1 (onder water bewaard bij  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  conform EN 12390).

De vereiste sterkteklasse dient te worden vermeld op de plans of in het bestek. Voor bruggebouw is de minimum sterkteklasse C30/37 en maximaal C90/105.

Voor bijzondere toepassingen (zoals geprefabriceerd beton) is het noodzakelijk een minimale druksterkte van de elementen op te leggen bij een vroegere ouderdom (bv. bij het knippen van de strengen).

#### 5.3.1.1 *Rekensterkte.*

De rekensterkte bij druk wordt gedefinieerd als  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ .

De rekensterkte bij trek  $f_{ctd}$  wordt gedefinieerd als  $f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c$ .

$\alpha_{cc}$  en  $\alpha_{ct}$  zijn coëfficiënten die rekening houden met de langetermijneffecten op de druksterkte en met de ongunstige effecten die voortvloeien uit de manier waarop de belasting wordt toegepast. De waarde voor  $\alpha_{cc}$  is 0,85. De waarde voor  $\alpha_{ct}$  is 1.

### 5.3.2 Elastische vormverandering

De elasticiteitsmodulus van beton kan worden afgeleid uit  $E_{cm} = 22 [(f_{ck} + 8)/10]^{0,3}$  met  $E_{cm}$  en  $f_{ck}$  in  $\text{N/mm}^2$ .

### 5.3.3 Kruip

Kruip is de mechanische eigenschap van materialen waarbij de vervorming van een stuk dat een in de tijd constant gehouden belasting ondergaat, verder toeneemt.

De kruip van beton hangt af van de omgevingsvochtigheid, de afmetingen van het element en de samenstelling van het beton. De kruip hangt eveneens af van de verharding van het beton bij de eerste belasting alsook van de duur en de grootte van de belasting.

De kruipvervorming van beton op een moment  $t$ ,  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$  onder een constante drukspanning  $\sigma_c$ , toegepast op de leeftijd van het beton  $t_0$ , wordt gegeven door:

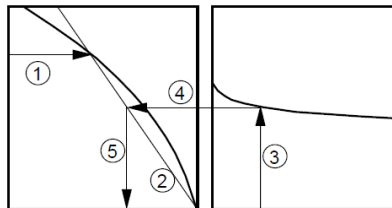
$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) (\sigma_c / E_c)$ , waarbij:

- $E_c$  is de tangentmodulus van beton na 28 dagen, gelijkgesteld met  $1,05 E_{cm}$
- $\varphi(t, t_0)$  de kruipcoëfficiënt.

### 5.3.3.1 Grafische methode

In deze paragraaf wordt de grafische methode verduidelijkt volgens figuur 3.1<sup>8</sup> van NBN EN 1992-1-1 voor het bepalen van de kruipcoëfficiënt wanneer er geen grote precisie vereist is, op voorwaarde dat het beton niet onderworpen is aan een drukspanning groter dan  $0,45 f_{ck}$  op het moment van belasten.

Verklaring van de methode:



1. Wanneer de leeftijd  $t_0$  van het beton is gekend op het moment van belasten, wordt, op de linkergrafiek, een horizontale lijn getrokken tot aan de kromme die de klasse van cement definiëert (S, N of R volgens § 3.1.2(6) van NBN EN 1992-1-1);
2. Vervolgens wordt een rechte lijn getrokken door de oorsprong van de linkergrafiek en het gevonden snijpunt in punt 1;
3. Na het bepalen van de fictieve dikte van het constructie-element  $h_0 (= 2A_c/u)$ , wordt op de rechtergrafiek een verticale lijn getrokken tot aan de kromme die de gebruikte sterkteklasse definiëert.
4. Vanuit dit snijpunt wordt een horizontale lijn getrokken naar de linkergrafiek tot aan de rechte bepaald onder punt 2;
5. De waarde van de kruipcoëfficiënt kan ten slotte worden afgelezen.

Wanneer een grotere precisie van de kruipcoëfficiënt vereist is, wordt verwezen naar de formules van de kruipcoëfficiënt in de bijlage B1 van NBN EN 1992-1-1. Deze formules zijn afhankelijk van de relatieve vochtigheid, de sterkte van het beton, de leeftijd van het beton op het moment van de belasting, eventueel gewijzigd door een thermische nabehandeling, en van het type van cement.

<sup>8</sup> De waarden in figuur 3.1 zijn geldig voor omgevingstemperaturen tussen  $-40^\circ\text{C}$  en  $+40^\circ\text{C}$  en een relatieve vochtigheid tussen  $\text{RH} = 40\%$  en  $\text{RH} = 100\%$  voor beton onder normale milieu-omstandigheden.

### 5.3.4 Krimp

Onafhankelijk van elk fenomeen van mechanische oorsprong vermindert het volume van beton mettertijd. Dit fenomeen wordt krimp genoemd.

De totale krimpvervorming  $\varepsilon_{cs}$  is gelijk aan  $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ , waarbij:

- $\varepsilon_{cs}$  is de totale krimpvervorming;
- $\varepsilon_{cd}$  is de uitdrogingskrimpvorkorting;
- $\varepsilon_{ca}$  is de autogene krimpvorkorting.

De uiteindelijke waarde van de uitdrogingskrimpvorkorting  $\varepsilon_{cd,\infty}$  is gelijk aan  $k_h \varepsilon_{cd,0}$  met  $k_h$  een coëfficiënt die afhangt van de fictieve dikte  $h_0$ .

$\varepsilon_{cd,0}$  kan worden afgelezen in tabel 3.2 van NBN EN 1992-1-1 (verwachte gemiddelde waarden). Voor een nauwkeurigere bepaling wordt verwezen naar de formules in bijlage B2 van NBN EN 1992-1-1.

Voor de prefabelementen die aan een thermische nabehandeling worden onderworpen:

- a) de krimpvervorming tijdens de nabehandeling is niet significantief;
- b) de vervorming door de autogene krimpvorkorting is verwaarloosbaar.

## 5.4 Gewoon wapeningsstaal

### 5.4.1 Toepassingsgebied

Onderhavig artikel geldt voor de lasbare wapeningen met hoge aanhechting van gewapend beton in de vorm van staven, gerichte draden, gelaste netten (conform NBN EN 10080). Het geldt niet voor gladde staven of staven met een speciale bekleding.

De koudgetrokken draden DE 500 AS en de gelaste netten DE 500 AS mogen niet worden gebruikt in gewapend beton.

Voor bruggenbouw is het verboden om gelaste netten of eender welke gelaste staven te gebruiken in constructie-elementen.

Voor de bruggen mogen enkel de staalsoorten BE 400 S, BE 500 S en BE 500 TS worden gebruikt. **Voor de staalsoort BE 500 moet men in de sterkteberekeningen evenwel aannemen dat ze slechts de mechanische karakteristieken bezit van de staalsoort BE 400 en moet bijgevolg  $f_{yk}$  beperkt worden tot 400 N/mm<sup>2</sup>.**

### 5.4.2 Berekeningshypothese

Er mag verondersteld worden dat de volumieke massa gelijk is aan  $7850 \text{ kg/m}^3$ .  
De rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus  $E_s$  mag verondersteld worden gelijk te zijn aan  $200\,000 \text{ N/mm}^2$ .

### 5.4.3 Geometrie.

Al de berekeningen zijn gebaseerd op de nominale diameter van de staven.  
Voor staven gebruikt men bij voorkeur de volgende nominale diameters:  
 $\phi = 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 28$  en  $32 \text{ mm}$ .

Uit oogpunt van scheurvorming, dienen staven met grote diameter te worden vermeden.  
De diameter van een staaf wordt als groot beschouwd als hij groter is dan  $\phi_{\text{large}} = 32 \text{ mm}$ .

## 5.5 Voorspanstaal

### 5.5.1 Toepassingsgebied

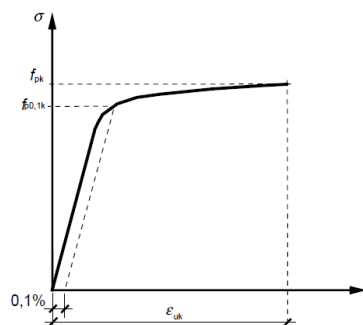
Dit artikel is van toepassing op voorspanwapeningen (draden, strengen en staven) overeenkomstig NBN EN 10138.

### 5.5.2 Eigenschappen

De eigenschappen van (hoogwaardig) voorspanstaal staan vermeld in NBN EN 10138, Delen 2 tot 4 of in een Europese Technische Goedkeuring.

Er mogen geen lassen voorkomen in staven, draden of strengen.

De voorspanwapeningen worden geklasseerd volgens de karakteristieken:  $f_{p0,1k}$ ,  $f_{pk}$  en  $\epsilon_{uk}$  (figuur 3.9 van NBN EN1992-1-1).



Figuur 3.9 — Spanning-rekdiagram voor typisch voorspanstaal (de trekspanning en de rek zijn in absolute waarden weergegeven)

### 5.5.3 Berekeningshypothese

De rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus  $E_p$  mag gelijk worden gesteld aan 205 000 N/mm<sup>2</sup> voor draden en staven en aan 195 000 N/mm<sup>2</sup> voor strengen.

### 5.5.4 Geometrie – soorten voorspanwapening

Voornaamste types van voorspanstrengen, -draden en -kabels:

Strengen - draden:

	draad	7-draadstreng	7-draadstreng
nominale diameter	7 mm	12,5 mm	15,2 mm
nominale doorsnede	38,5 mm <sup>2</sup>	93 mm <sup>2</sup>	139 mm <sup>2</sup>
$f_{pk}$	1.770 N/mm <sup>2</sup>	1.860 N/mm <sup>2</sup>	1.860 N/mm <sup>2</sup>
$F_{p0,1k}$	56,6 kN	147 kN	220 kN

Kabels:

$\phi$ streng (mm)	12,5						15,2			
	aantal strengen	4	7	12	19	25	31	4	7	12
nominale doorsnede (mm <sup>2</sup> )	372	651	1116	1767	2325	2883	556	973	1668	2641
$f_{pk}$ (MPa)	1470	1770	1770	1770	1770	1770	1860	1860	1860	1860

### 5.5.5 Tijdsafhankelijke voorspanverliezen

De tijdsafhankelijke voorspanverliezen mogen gelijkgesteld worden met een forfaitaire waarde van 15 of 20% van de initiële voorspankracht (respectievelijk buiten- en binnenklimaat).

## 5.6 **Duurzaamheid en dekking op de wapening**

### 5.6.1 Voorschrijven van beton voor de meest courante toepassingen

Beschrijving	Benaming op plan
Zuiverheidsbeton	OB C16/20 EO
Ongewapend beton <i>In contact met vorst en regen</i>	OB C25/30 EE3
Gewapend beton <i>Zonder dooizouten, met vorst en regen</i>	GB C30/37 EE3

Gewapend beton <i>In contact met dooizouten, met vorst en regen</i>	GB C35/45 EE4
Voorgespannen beton <i>Zonder dooizouten, met vorst en regen</i>	VB C40/50 EE3 of hogere sterkte
Voorgespannen beton <i>In contact met dooizouten, met vorst en regen</i>	VB C40/50 EE4 of hogere sterkte
Paalfunderingen	GB C25/30 EE1

## 5.7 Detailleren van wapeningen en voorspanelementen

### 5.7.1 Algemeen

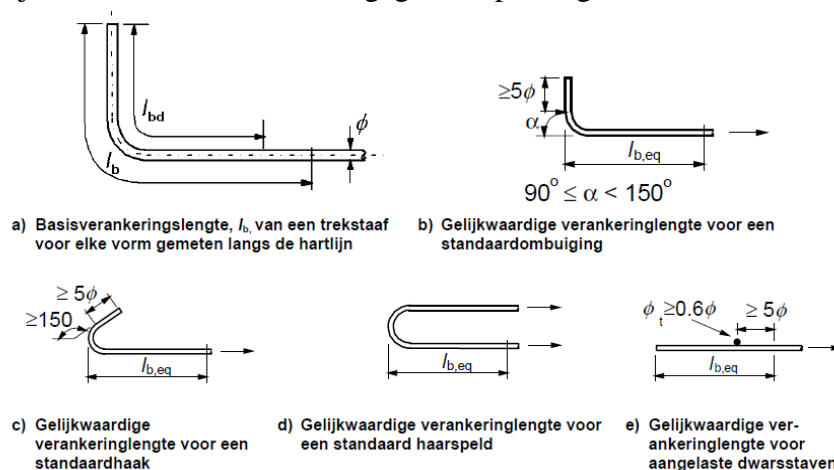
De voorschriften volgens hoofdstuk 8 "Detailleren van wapeningen en voorspanelementen" van NBN EN 1992-1-1 en NBN EN 1992-2 dienen te worden nageleefd.

### 5.7.2 Passieve wapening

#### 5.7.2.1 *Verankeringen voor langswapeningen*

De staven moeten zo verankerd zijn dat ze een goede overdracht verzekeren van de aanhechtingskrachten aan beton en waarbij elke overlangse scheurvorming alsook het barsten van het beton wordt vermeden. Indien nodig moet een overdwars wapeningsvlechtwerk worden voorzien.

De gebruikelijke methodes worden weergegeven op de figuur 8.1 van NBN EN 1992-1-1:



Figuur 8.1 — Verankeringsmethoden anders dan met een rechte staaf

Wanneer er mechanische inrichtingen worden gebruikt, moeten de testvereisten beantwoorden aan de betrokken Productnorm of aan een Europese Technische Goedkeuring.

De rekenwaarde van de basisverankeringslengte  $l_{bd}$  is gelijk aan:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

waarbij  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  en  $\alpha_5$  de coëfficiënten zijn volgens tabel 8.2 van NBN EN 1992-1-1.

$\alpha_1$  houdt rekening met het effect van de staafvorm (zie figuur 8.3 §8.4.4 van NBN EN 1992-1-1);

$\alpha_2$  houdt rekening met het effect van de minimale betondekking;

$\alpha_3$  houdt rekening met het effect van opsluiting door dwarswapeningen;

$\alpha_4$  houdt rekening met de invloed van een of meer gelaste dwarsstaven langs  $l_{bd}$ ;

$\alpha_5$  houdt rekening met het effect van een drukspanning loodrecht op het slijtvlak langs  $l_{bd}$ .

Het product ( $\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5$ )  $\geq 0,7$ .

Uitgaande van een goede kwaliteit van de aanhechtingsomstandigheden geeft tabel 5.1 de vereiste basisverankeringslengte  $l_{b,rqd}$  i.f.v. de staafdiameter, de betonkwaliteit en de staalsoort.

Basisverankeringslengte $l_{b,rqd}$ voor BE400S										
$\phi$ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	28	32
$f_{ck}$ 20	225	300	375	450	525	599	749	937	1049	1199
$f_{ck}$ 25	194	258	323	387	452	517	646	807	904	1033
$f_{ck}$ 30	172	229	286	343	400	457	572	715	801	915
$f_{ck}$ 35	155	206	258	310	361	413	516	645	722	826
$f_{ck}$ 40	142	189	236	283	330	378	472	590	661	755
$f_{ck}$ 50	122	163	203	244	285	325	407	508	570	651

Basisverankeringslengte $l_{b,rqd}$ voor BE500S										
$\phi$ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	28	32
$f_{ck}$ 20	281	375	468	562	656	749	937	1171	1311	1499
$f_{ck}$ 25	242	323	404	484	565	646	807	1009	1130	1291
$f_{ck}$ 30	214	286	357	429	500	572	715	893	1001	1144
$f_{ck}$ 35	193	258	322	387	451	516	645	806	903	1032
$f_{ck}$ 40	177	236	295	354	413	472	590	738	826	944
$f_{ck}$ 50	153	203	254	305	356	407	508	636	712	814

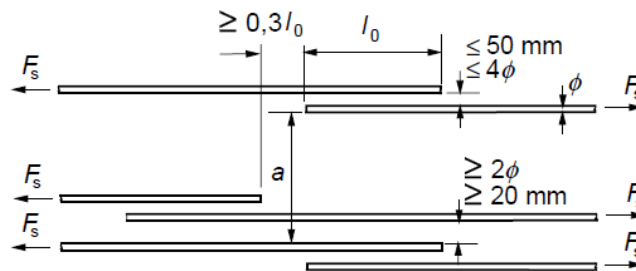
Tabel 5.1 - Basisverankeringslengte  $l_{b,rqd}$



### 5.7.2.2 Overlappen

Overlappen in eenzelfde doorsnede en in zones met hoge spanningen moeten worden vermeden.

De afstand tussen twee staven van een overlapping moet aan de volgende voorwaarden voldoen :



Figuur 8.7 — Naburige overlappings

De rekenwaarde van de overlappingslengte is gelijk aan:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

waarbij  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  en  $\alpha_5$  volgens tabel 8.2 van NBN EN 1992-1-1

$\alpha_6$  het percentage overlappende staven in verhouding tot de totale oppervlakte van de dwarsdoorsnede

Uitgaande van een goede kwaliteit van de aanhechtingsomstandigheden geeft tabel 5.2 de verankeringslengte  $\alpha_6 l_{b,rqd}$  i.f.v. de staafdiameter, de betonkwaliteit en de staalsoort.

In het overlappingsgebied is dwarswapening voor getrokken staven vereist om trekkrachten in dwarsrichting te kunnen opnemen, volgens §8.7.4 van NBN EN 1992-1-1.

$f_{ck}$	$\alpha_6 l_{b,rqd}$ voor BE400S				$\alpha_6 l_{b,rqd}$ voor BE500S			
	Percentage overlapte staven				Percentage overlapte staven			
	<25%	33%	50%	>50%	<25%	33%	50%	>50%
20								
6	225	259	315	337	281	323	393	421
8	300	345	420	450	375	431	525	562
10	375	431	525	562	468	539	656	702
12	450	517	629	674	562	646	787	843
14	525	603	734	787	656	754	918	983
16	599	689	839	899	749	862	1049	1124
20	749	862	1049	1124	937	1077	1311	1405
25	937	1077	1311	1405	1171	1346	1639	1756
28	1049	1206	1469	1574	1311	1508	1836	1967
32	1199	1379	1678	1798	1499	1723	2098	2248

$f_{ck}$	<25%	33%	50%	>50%	<25%	33%	50%	>50%
25								
6	194	223	271	291	242	278	339	363
8	258	297	362	387	323	371	452	484
10	323	371	452	484	404	464	565	605
12	387	446	542	581	484	557	678	726
14	452	520	633	678	565	650	791	848
16	517	594	723	775	646	743	904	969
20	646	743	904	969	807	928	1130	1211
25	807	928	1130	1211	1009	1160	1413	1513
28	904	1040	1266	1356	1130	1300	1582	1695
32	1033	1188	1446	1550	1291	1485	1808	1937

$f_{ck}$	<25%	33%	50%	>50%	<25%	33%	50%	>50%
30								
6	172	197	240	257	214	247	300	322
8	229	263	320	343	286	329	400	429
10	286	329	400	429	357	411	500	536
12	343	395	480	515	429	493	600	643
14	400	460	560	600	500	575	701	751
16	457	526	640	686	572	658	801	858
20	572	658	801	858	715	822	1001	1072
25	715	822	1001	1072	893	1028	1251	1340
28	801	921	1121	1201	1001	1151	1401	1501
32	915	1052	1281	1372	1144	1315	1601	1716

Tabel 5.2 - Verankeringslengte  $\alpha_6 l_{b,rqd}$

$f_{ck}$ 35	$\alpha_6 l_{b,reqd}$ voor BE400S				$\alpha_6 l_{b,reqd}$ voor BE500S			
	Percentage overlapte staven				Percentage overlapte staven			
	<25%	33%	50%	>50%	<25%	33%	50%	>50%
6	155	178	217	232	193	223	271	290
8	206	237	289	310	258	297	361	387
10	258	297	361	387	322	371	451	484
12	310	356	433	464	387	445	542	580
14	361	415	506	542	451	519	632	677
16	413	475	578	619	516	593	722	774
20	516	593	722	774	645	742	903	967
25	645	742	903	967	806	927	1129	1209
28	722	831	1011	1084	903	1038	1264	1354
32	826	949	1156	1238	1032	1187	1445	1548

$f_{ck}$ 40	<25%	33%	50%	>50%	<25%	33%	50%	>50%
6	142	163	198	212	177	204	248	266
8	189	217	264	283	236	271	330	354
10	236	271	330	354	295	339	413	443
12	283	326	397	425	354	407	496	531
14	330	380	463	496	413	475	578	620
16	378	434	529	566	472	543	661	708
20	472	543	661	708	590	679	826	885
25	590	679	826	885	738	848	1033	1106
28	661	760	925	991	826	950	1157	1239
32	755	869	1057	1133	944	1086	1322	1416

$f_{ck}$ 50	<25%	33%	50%	>50%	<25%	33%	50%	>50%
6	122	140	171	183	153	175	214	229
8	163	187	228	244	203	234	285	305
10	203	234	285	305	254	292	356	381
12	244	281	342	366	305	351	427	458
14	285	327	399	427	356	409	498	534
16	325	374	456	488	407	468	570	610
20	407	468	570	610	508	585	712	763
25	508	585	712	763	636	731	890	953
28	570	655	797	854	712	819	997	1068
32	651	749	911	976	814	936	1139	1220

Tabel 5.2 - Verankeringslengte  $\alpha_6 l_{b,reqd}$

### 5.7.3 Voorspanwapeningen

De ruimte tussen kokers of voorrekspanwapeningen moet toelaten dat een correcte aanbrenging en verdichting van het beton verzekerd zijn alsook het bekomen van een toereikende aanhechting tussen het beton en de wapeningen.

#### 5.7.3.1 *Verankeringen van de voorspanwapeningen*

Verankering van voorspanelementen met voorgerekt staal volgens § 8.10 van NBN EN 1992-1-1.

#### 5.7.3.2 *Verankeringsorganen*

Dit artikel is van toepassing op de inrichtingen die gebruikt worden in de voorspanconstructies met nagerekt staal:

- de verankeringen worden gebruikt om de krachten van de wapeningen over te dragen op het beton in de verankeringszone
- de koppelingen worden gebruikt voor de assemblage van individuele wapeningen teneinde hun continuïteit te verzekeren

De sterkte van de verankeringsorganen en van de verankeringszones moet toereikend zijn om de voorspankracht over te brengen op het beton en het verschijnen van scheuren in de verankeringszones mag de werking van de verankeringen niet veranderen.

Plaatselijke verbrijzeling van beton dient te worden vermeden. Bij een plaatselijke drukkracht die gelijkmatig wordt verspreid over een oppervlak  $A_{c0}$  bedraagt de grensdrukkracht:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$$

Waarbij :

$A_{c0}$  is het belaste oppervlak,

$A_{c1}$  is de maximale oppervlakte van de rekenkundige verdeling met gelijke vorm als  $A_{c0}$ , waarbij de maten van  $A_{c1}$  maximaal 3 keer groter zijn dan die van  $A_{c0}$ .

Eenvoudig gesteld mogen we ervan uitgaan dat de verspreidingshoek van de voorspankracht, die een uitwerking heeft op de uiteinden van het verankeringsorgaan, gelijk is aan  $2\beta$  met  $\beta = \arctg(2/3)$ .

De overdwarse trekkrachten die door deze gebundelde krachten worden gegenereerd, worden beoordeeld door middel van een model drukstangen-trekstangen.

## 5.8 Berekening van de doorsneden

### 5.8.1 Buiging in de uiterste grenstoestand

In het bepalen van het weerstandsmoment in de uiterste grenstoestand wordt er geen rekening gehouden met de treksterkte van het beton.

### 5.8.2 Berekening van de elementen in spanbeton

Bij een elastisch ontwerp van voorgespannen betonelementen worden de normaalspanningen begrensd volgens:

Belastingscombinatie	$\sigma_{cadm}$	$\sigma_{ctadm}$
g + P	$0,5 f_{ck}$	$f_{ct0,05}$
Quasi-frequent	$0,45 f_{ck}$	0
Frequent	-	0
Zeldzame	$0,6 f_{ck} (*)$	0

(\*)  $0,6 f_{ck}$  voor alle blootstellingsklassen behalve XD, XF en XS waarvoor  $0,5 f_{ck}$

In de belastingscombinatie stelt g de permanente belasting voor aanwezig bij het naspannen en P de voorspankracht.

### 5.8.3 Doorbuigingscontrole

Het nazicht van de vervormingen van constructie-elementen volgens de gebruiksvoorwaarden is noodzakelijk wanneer de ontwerper oordeelt dat deze vervormingen het uitzicht of het gebruik van deze elementen of van de erop aangebrachte niet-dragende elementen kunnen schaden.

In het bijzonder wordt verwezen naar hoofdstuk 9.

### 5.8.4 Scheurbeheersing

Scheurvorming en de opening ervan moeten beperkt worden tot een niveau dat aanvaardbaar blijft voor de werking en het uitzicht van de structuur, volgens §7.3 van NBN EN 1992-1-1.

Vnl. bij toepassing van hogestrektebeton (sterkteklasse C60/75 en hoger) dienen de nodige maatregelen te worden getroffen om vroegtijdige scheurvorming te vermijden, zoals:

- ontkisten na voldoende tijd zodat het beton traag en volledig kan afkoelen (tot het niveau van de omgevingstemperatuur). Dit met het oog op het voorkomen van thermische scheuren door verhinderde krimp;

- keuze van cementtype en -gehalte;
- aard van de granulaten;
- water-cementfactor (sterkteontwikkeling van het beton);
- temperatuur van het beton (ev. koeling tijdens de verhardingsfase);
- wapening;
- doeltreffende nabehandelingstechniek, ... .

### 5.8.5 Grenstoestand die worden veroorzaakt door structurele vervormingen (knik)

Voor bruggenbouw mogen de afmetingen van de doorsneden niet worden gekozen dat gevallen van instabiliteit mogelijk worden, en moeten de slankheden dus voldoende klein zijn.

## 5.9 Vermoeingssterkte van betondekken

### 5.9.1 Algemeen

Vermoeiing is een grenstoestand die overeenstemt met ofwel breuk, ofwel met overmatige scheurvorming, ofwel met verlies aan duurzaamheid, veroorzaakt door de veelvuldig herhaalde schommeling van de spanningen in deze gebruikstoestand.

Een vermoeiingstoets behoort te zijn uitgevoerd voor constructies en constructiecomponenten die aan regelmatige belastingswisselingen onderhevig zijn (bv. bruggen blootgesteld aan hoge verkeersbelastingen)

Een vermoeiingscontrole is *over het algemeen* niet noodzakelijk voor de volgende structuren en elementen:

- a) voetgangersbruggen, met uitzondering van de structurelementen die zeer windgevoelig zijn;
- b) ondergrondse boog- of raamwerkconstructies met een minimumgronddekking van 1,00m en 1,50m, resp. voor weg- en spoorwegbruggen;
- c) funderingen;
- d) pijlers en kolommen die niet star verbonden zijn met de bovenbouw;
- e) keermuren voor wegen en spoorwegen;
- f) landhoofden van weg- en spoorwegbruggen die niet star verbonden zijn met de bovenbouw, uitgezonderd de platen van holle landhoofden;
- g) voorspanstaal en betonstaal in zones waar, onder de frequente combinatie van belastingen en  $P_k$ , enkel drukspanningen optreden aan de uiterste betonvezels.

De berekening van de spanningen moet worden gebaseerd op de aanname van gescheurde dwarsdoorsneden, waarbij de treksterkte van het beton is verwaarloosd maar waarbij is voldaan aan de compatibiliteit van de rekken.

### 5.9.2 Soorten vermoeiingsbreuken

Door veelvuldig herhaalde belastingen kunnen de volgende grenstoestanden worden bereikt:

- a) breuk van getrokken wapeningen;
- b) breuk van de aanhechting van de wapeningen;
- c) breuk van beton onder druk;
- d) breuk van beton door afschuiving;
- e) verlies van de samenhang of verbrokkeling van het beton;
- f) overmatige scheuropening met verlies aan duurzaamheid.

De meest voorkomende grenstoestand wordt bekomen door een teveel aan spanningsschommelingen in de wapeningen.

Vermoeiingsbreuk van beton onder druk is uitzonderlijk wanneer de uiterste grenstoestand van sterkte toereikend is, en wanneer bij buiging de karakteristieke scheuropening niet groter is dan 0,3 mm.

Vermoeiingsbreuk door verlies van samenhang of verbrokkeling van het beton bekomt men in platen die onderworpen zijn aan de wielbelasting van voertuigen. De oorzaak van deze breuk is te vinden in de scheurvorming van het beton naar aanleiding van de overmatige rek van de trekwapeningen. De frequente verplaatsing van het scheurpatroon over de oppervlakte van de plaat veroorzaakt een progressief verlies van samenhang van het beton.

### 5.9.3 Nazicht van de grenstoestand van vermoeiingsbreuk

De schade door één spanningsamplitude  $\Delta\sigma$  mag zijn bepaald door gebruikmaking van de corresponderende S-N-diagrammen (zie figuur 6.30 van NBN EN 1992-1-1) voor beton- en voorspanstaal met  $\Delta\sigma_{Rsk}$  het opneembare spanningsbereik.

De Tabellen 6.3N (betonstaal) en 6.4N (voorspanstaal) van NBN EN 1992-1-1 geven de aanbevolen waarden van de parameters van de S-N curven waarvan hierna de waarden worden gegeven voor de meest gebruikte types van wapeningen.

Kromme S-N	N*	Spanningsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) voor N* cycli
		k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	
Rechte staven voor betonstaal	10 <sup>6</sup>	5	9	162,5
Koppelingen voor betonstaal	10 <sup>7</sup>	3	5	35
Voorgerekt staal	10 <sup>6</sup>	5	9	185

Voor meervoudige cycli met variabele amplitudes mag de schade zijn opgeteld gebruikmakende van de regel van Palmgren-Miner.

In plaats van expliciet de schade te controleren kan eveneens een vermoeiingstoets worden uitgevoerd door schade-equivalente spanningsbereiken voor staal volgens §6.8.5 van NBN EN 1992-1-1.

Voor betonstaal of voorspanstaal en koppelingen, behoort een voldoende weerstand tegen vermoeiing zijn aangenomen indien is voldaan:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}$$

Waarbij :

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$  is het spanningsbereik voor  $N^*$  cycli, gegeven door de S-N curve

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$  is het schade-equivalent spanningsbereik voor verschillende typen wapening, rekening houdend met het aantal belastingscycli  $N^*$ .

### 5.9.3.1 *Verbindingen door mechanische hulpmiddelen*

Naast de treksterkte van de verbinding staaf-mof-staaf (minstens gelijk aan de treksterkte overeenstemmend met deze van een doorlopende staaf van dezelfde nominale theoretische diameter) dient tevens de weerstand tegen vermoeiing (het schommelingsinterval van de toelaatbare last) bij ten minste 2 miljoen cyclussen van de verbinding te zijn gekend.

De geschiktheid van de mechanische hulpmiddelen moet worden aangetoond door een goedkeuringscertificaat. Bij gebrek aan een goedkeuringscertificaat (beschrijving van het verbindingssysteem, attesten en resultaten van voorafgaande aanvaardings- en controleproeven en voorschriften van de fabricant met betrekking tot het plaatsen van de moffen) moeten de mechanische hulpmiddelen proefondervindelijk worden verantwoord.

De proeven gebeuren op ten minste 3 proefstukken per type mofverbinding en per aangewende staafdiameter.

Indien de resultaten der proeven geen voldoening geven, heeft de leidende ambtenaar het recht het voorgeschreven type of een bepaalde levering te weigeren of te beslissen welke maatregelen er moeten getroffen worden zonder dat de aannemer recht heeft op bijkomende vergoedingen. Alle lasten die de proeven met zich meebrengen zijn ten laste van de aannemer.



### 5.9.4 Nazicht van de grenstoestand van vermoeiingsbreuk voor bruggenbouw

De bijlage NN van NBN EN 1992-2 geeft een vereenvoudigde berekeningsmethode voor het schade-equivalent spanningsbereik.

#### 5.9.4.1 *Wegbruggen*

Deze methode is enkel van toepassing op het vermoeiingsbelastingsmodel 3 dat gewijzigd is ten opzichte van het model dat gedefinieerd is in NBN EN 1991-2.

De asbelastingen van dit model moeten vermenigvuldigd worden met de volgende coëfficiënten:

1,75 voor een controle ter hoogte van de tussensteunpunten van de doorlopende dekken;  
1,40 voor een controle in andere zones.

Het schade-equivalent spanningsbereik voor betonstaal en voorspanstaal wordt berekend volgens de vergelijking:

$$\Delta\sigma_{s,\text{equ}} = \Delta\sigma_{s,\text{EC}} \cdot \lambda_s$$

Waarbij:

$\Delta\sigma_{s,\text{EC}}$  is het bereik van de spanningen die te wijten zijn aan het gewijzigde vermoeiingsbelastingsmodel 3.

$\lambda_s$  is de equivalente beschadigingsfactor t.o.v. de vermoeiing die rekening houdt met de invloed van de overspanning, het jaarlijks verkeersvolume, de gebruiksduur van het project, de verschillende verkeerswegen, het type van verkeer alsook van de bekleding en wordt gedefinieerd door :

$$\lambda_s = \varphi_{\text{fat}} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$$

Deze coëfficiënten worden gedefinieerd in hoofdstuk NN.2.1 van de NBN EN 1992-2.

$\lambda_{s,4}$  geeft de invloed aan van meerdere rijstroken. NBN EN 1992-2 is eerder vaag voor het berekenen van  $\lambda_4$ . Voor praktische redenen wordt verwezen naar NBN EN 1993-2.

$\varphi_{\text{fat}}$  is de dynamische verhogingscoëfficiënt die afhangt van de stroefheid van de bekleding, overeenkomstig de bijlage B van NBN EN 1991-2.

$\varphi_{\text{fat}} = 1,2$  voor oppervlakken met een goede stroefheid

$\varphi_{\text{fat}} = 1,4$  voor oppervlakken met een middelmatige stroefheid.

### 5.9.4.2 Spoorbruggen

Het schade-equivalent spanningsbereik voor betonstaal en voorspanstaal wordt berekend overeenkomstig:

$$\Delta\sigma_{s, \text{equ}} = \lambda_s \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71}$$

Waarbij :

$\Delta\sigma_{s,71}$  is het spanningsbereik van het staal door het belastingsmodel 71 dat maximaal wordt toegepast op twee sporen, zonder rekening te houden met de classificatiefactor  $\alpha$  en  $\Phi$  de dynamische coëfficiënt.

$\lambda_s$  is een correctiefactor voor het berekenen van het equivalente schade-equivalent spanningsbereik, met  $\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$

Deze coëfficiënten worden gedefinieerd in hoofdstuk NN.3.1 van NBN EN 1992-2.

## 6 Staalconstructies

### 6.1 Toepassingsgebied

Voor zover er niet van wordt afgeweken, zijn de bepalingen van de norm NBN EN 1993 van toepassing.

### 6.2 Opgelegde concepten voor bruggenbouw

In beginsel zijn alle stalen bruggen te voorzien van een ballastkoffer, voor aanleg van het spoor op een ballastbed. Uitzondering op deze regel zijn de beweegbare bruggen.

De ballastkoffer moet dusdanig zijn opgevat dat de nodige schikkingen zijn genomen om een voldoende afwatering van het brugdek te realiseren.

De ballastkoffer kan deel uitmaken van het eigenlijke dragende brugdek (bv. orthotrope plaat), of bestaan uit een niet-dragende structuur. Indien een betonnen structuur wordt voorzien, welke bijdraagt tot de sterkte van de brug, geldt het als een gemengde staalbetonbrug, waarvoor benevens de voorschriften van dit hoofdstuk, ook deze van de hoofdstukken 5 en 7 van toepassing zijn.

De typedoorsneden van hoofdliggers van stalen bruggen zijn:

- Vollewandliggers al dan niet met verstijvingen van de lijfplaat, en eenvoudig opgelegd op 2 steunpunten;
- Doosliggers, eenvoudig opgelegd op 2 steunpunten;
- Vakwerken, eenvoudig opgelegd op 2 steunpunten, van de types Warren of Pratt;
- Bogen met bovenliggende onafhankelijke rijvloer;
- Verstijfde buigingsbogen met verticale of schuine hangers, en laaggelegen rijvloer.

Voor bruggen met hangers wordt de brug zo berekend dat bij en tijdens de vervanging van eender welke hangkabel of tui de stabiliteit onder quasi-permanente combinatie is verzekerd.

Tenzij anders bepaald in het bestek zijn de doorsneden van de dragende elementen van de constructie klasse 1, 2 of 3 doorsneden volgens tabel 5.2 van NBN EN 1993-1-1. Bij klasse 4 doorsneden dient rekening te worden gehouden met de verminderde weerstand door de effecten van lokaal plooiën.

De minimum lijfdikte van de metalen hoofdliggers, langsliggers en dwarsdragers bedraagt 10 mm voor samengestelde liggers.

## 6.3 Te gebruiken staalsoorten

### 6.3.1 Staalsoorten voor bruggenbouw

Voor constructiestaal mag de vloeigrens niet hoger zijn dan 460N/mm<sup>2</sup>. De staalsoorten staan beschreven in:

NBN EN 10025	Warmgewalste producten van ongelegeerd constructiestaal Technische leveringsvoorwaarden
NBN EN 10027	Systemen voor het aanduiden van staalsoorten

De kwaliteitskeuze van het staal (JR, J0, J2 of J2+N, K2 of K2+N) hangt af van het concept van de brug, de aangewende uitvoeringsmethode, de omstandigheden van verwerking en de gebruiksvoorwaarden van het kunstwerk. Men gebruikt:

1. Klasse J2 (of J2+N<sup>9</sup>) en K2 (of K2+N) in belangrijke, getrokken, gelaste elementen van alle dikten en belangrijke gedrukte elementen met dikte  $\geq 15$  mm. Dat wil zeggen in:
  - Hoofdliggers, dwarsdragers, langsliggers van gelaste constructie, zowel voor plaat als voor profielen;
  - Dekplaten voor orthotrope plaat;
  - Alle gelaste platen en profielen van kokerliggers, -vakwerkstaven of –bogen;
  - Alle gelaste profielen van de dragende structuur, met uitzondering van de navermelde.
2. Klasse J0 in gedrukte gelaste elementen met dikte  $< 15$  mm en niet gelaste platen en profielen:
  - Gelaste profielen van windverbanden met dikte  $< 15$  mm;
  - Belangrijke elementen die geen lassen bevatten, doch koud worden vervormd met rekken tussen 2,5 en 5 %;
  - Niet-gelaste platen van hoofdliggers, dwarsdragers en langsliggers;
  - Niet-gelaste profielen met dikte  $\geq 15$  mm voor hoofdliggers, dwarsdragers en langsliggers.
3. Klasse JR voor platen en profielen:
  - Niet-gelaste constructie van windverbanden;
  - Voetbruggen, verbonden aan de bovenbouw.

#### *Lamellair scheuren*

De Z-kwaliteit van een staalplaat of stalen profiel wordt bepaald volgens NBN EN 1993-1-10.

---

<sup>9</sup> + de letter N, indien de producten in genormaliseerde of equivalente toestand geleverd moeten worden.

### 6.3.2 Staalsoorten voor constructie van gebouwen

Tabel 6.1 dient als leidraad aangehouden te worden.

Beschouwd geval	Te gebruiken staalsoort volgens NBN EN 10025-2
1. Leuningen	S185
1. Geribde en traanplaten	
1. Onbelast element	
2. Metalen schrijnwerk	S235
3. Geklonken constructie	S235JR
4. Gelaste constructie	
4.1. Licht vakwerk (bv. dakspant)	S235JR
4.2. Constructie zonder rolbrug	
a) profielen (dikte $\leq 30$ mm)	S235JR(*)
b) platen en strippen (dikte $\leq 25$ mm)	S235JR
c) profielen (dikte $> 30$ mm)	S235J0
d) platen en strippen (dikte $> 25$ mm)	S235J0
4.3. Constructie onderworpen aan:	
a) zware statische belastingen	S235J0
b) lichte dynamische belastingen	S235J0
c) zware dynamische belastingen, maar waarbij geen enkel element dikker is dan 10 mm	S235J0
4.4. Constructie onderworpen aan zware dynamische belastingen en waarbij de dikte van de elementen groter is dan 10 mm	S235J2 S355K2 (**)
5. Looprail voor de rolweg van een rolbrug	E295

**Tabel 6.1 – Staalsoorten voor constructie van gebouwen**

(\*) De kerfslagproef is verplicht.

(\*\*) S355K2 voor de elementen waarvan de dikte  $\geq 30$  mm.

## 6.4 **Verbindingsmiddelen**

### 6.4.1 Conceptie

De wijze van verbinden van de verschillende elementen onderling gebeurt behoudens andere bepalingen op de detailplannen en/of in het bestek, hetzij met bouten, hetzij door lassen.

De berekening van de verbindingen gebeurt overeenkomstig de voorschriften van de norm NBN EN 1993-1-8.

Als verbindingsmiddelen worden **enkel** gebruikt:

- Booglassen (met de hand, automatisch of halfautomatisch);
- Op afschuiving belaste boutverbindingen volgens volgens cat. A (op stuijk belast) of cat C (glijvast in uiterste grenstoestand) van tabel 3.2 van NBN EN 1993-1-8;
- Op trek belaste boutverbindingen volgens cat. D (niet- voorgespannen) of cat E (voorgespannen) van tabel 3.2 van NBN EN 1993-1-8.

Bouten van cat. D mogen niet worden gebruikt in verbindingen onderworpen aan een variërende trekbelasting.

Het gebruik van niet-gekalibreerde bouten is uitsluitend toegelaten voor minder belangrijke verbindingen (niet voor de dragende elementen) werkend op afschuiving.

## 6.4.2 Lasverbindingen

### 6.4.2.1 *Lasverbindingen (in het werkhuis)*

Tenzij anders bepaald in het bestek worden volgende types van las-verbindingen opgelegd:

- Verbinding lijfplaat - boven- of onderflens van langsliggers - dwarsdragers - plaatdek aan verstijvers - hoofdliggers: *K-naad met volledige doorsmelting (penetratielas)*;
- Gesloten doorsneden (doosliggers): *hoeklassen met voorbereiding en herneming aan de achterzijde van de las; indien niet bereikbaar na sluiting van de doorsnede: gewone hoeklas aan één kant*;
- Stompe lasnaden: *volledige x-naad met vlaklijpen van de naad*;
- Haakse verbindingen: *hoeklassen*.

Voor de effectieve keeldoorsneden  $a$  van een hoeklas behoort de hoogte van de grootste ingeschreven (gelijk- of ongelijkbenige) driehoek tussen de hechtvlakken en het oppervlak van de las te zijn aangenomen, gemeten loodrecht op de zijde van deze driehoek die correspondeert met de buitenkant van de las. **Bij de bepaling van de rekenwaarde van de weerstand van een hoeklas met diepe inbranding mag de extra lasdikte niet in rekening zijn gebracht** (zie §4.5.2 van NBN EN 1993-1-8).

De plaatsen van stompe naden worden oordeelkundig gekozen, zodanig dat de spanningsvariaties en de totale spanningen er het kleinst zijn. De keuze wordt zeker niet in de eerste plaats beïnvloed door de handelsmaten van de stalen elementen.

### 6.4.2.2 *Laswerk op de bouwplaats*

Het aantal lassen die op de werf dienen uitgevoerd te worden t.g.v. het onderverdelen van de constructie voor mogelijk vervoer tot aan de werf, dient tot een minimum beperkt te worden. De montagevoegen, de benodigde lassen,... dienen voorafgaandelijk ter goedkeuring voorgelegd aan de leidend ambtenaar.

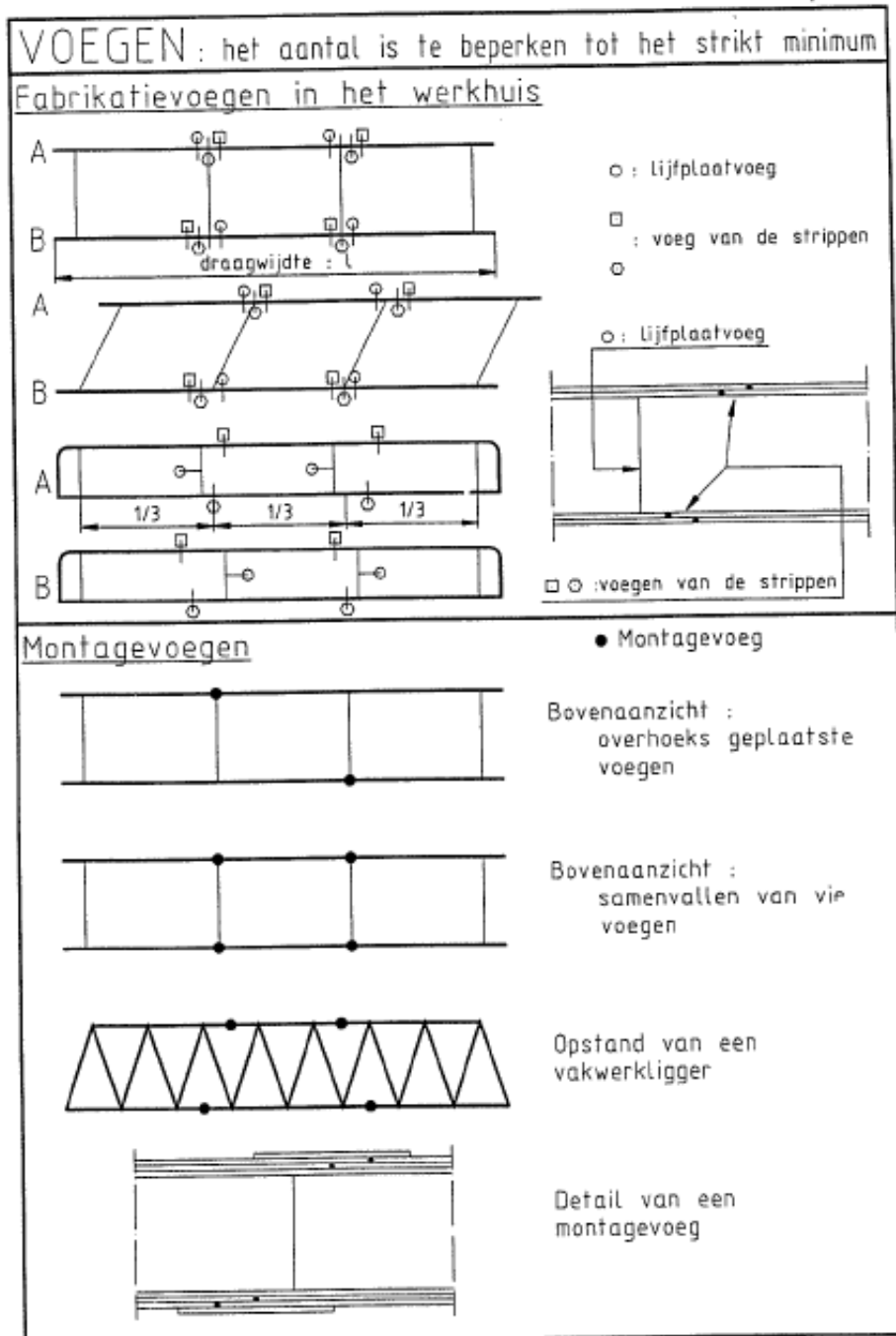
## 6.4.3 Montagevoegen

### 6.4.3.1 *Algemeen*

Het aantal montagevoegen wordt beperkt tot een strikt minimum. De keuze van de plaats der voegen is ingegeven door hetzelfde principe als dat voor stompe lassen, namelijk een plaats waar de spanningsvariaties en de totale spanningen het kleinst zijn. In beginsel

moeten de voegverbindingen eenzelfde sterkte bezitten als de doorsnede van de elementen welke ze verbinden (voeg van gelijke weerstand).

Figuur 6.1 geeft de belangrijkste principes voor de keuze van de plaatsen der montagevoegen.



**Figuur 6.1 – Belangrijkste principes voor plaatsen der montagevoegen**

Indien de studie is opgemaakt door de bouwheer, wordt de plaats van de montagevoegen door de constructeur voorzien als aangegeven op plan. Indien geen montagevoegen of onvoldoende montagevoegen zijn aangegeven op de plans, voorziet de constructeur indien nodig bijkomende montagevoegen waarvan de plaats ter goedkeuring voorgelegd wordt aan de leidend ambtenaar. Deze bijkomende montagevoegen geven geen aanleiding tot een meerprijs. Ze vormen een aannemingslast.

Deze bijkomende montagevoegen worden door de constructeur berekend volgens de methode van gelijke weerstand. De berekeningsnota wordt ter goedkeuring voorgelegd aan de leidend ambtenaar.

#### 6.4.3.2 *Hijsogen – lasuitloopstukken*

Bij het gebruik van hijsogen, verbonden door lassen aan de stalen bouwdelen, wordt de plaats voor het aanbrengen van deze ogen gekozen, mits toepassing van dezelfde principes als hiervoren vermeld.

## 6.5 **Bijzondere voorschriften inzake vermoeiing in bruggenbouw**

De aandacht wordt gevestigd op het feit dat de dimensionering op vermoeiing maatgevend kan zijn, en dus niet kan beschouwd worden als een controle achteraf. In de verschillende stadia van de berekeningen dient hiermee rekening gehouden te worden.

Voor zover er niet van wordt afgeweken zijn de bepalingen van de norm NBN EN 1993-1-9 van toepassing.

Voor de weerstand tegen vermoeiing  $\Delta\sigma_c$  overeenkomstig met  $2.10^6$  cycli wordt verwezen naar de tabellen 8.1 tot 8.10 van EN 1993-1-9.

### 6.5.1 Vermoeiing van wegbruggen

Ingeval de modellen van vermoeiingsbelasting 1 en 2 kan het verifiëren van de ongelijkheid  $\gamma_{FF} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$  van EN 1993-1-9 §8 (2) herleid worden tot:

$$\Delta\sigma_p \leq 0,74 \Delta\sigma_c / \gamma_{MF}$$

waarbij:

$\Delta\sigma_c$ : Weerstand tegen vermoeiing overeenkomstig met  $2.10^6$  cycli

$\Delta\sigma_p$ :  $|\sigma_{\max} - \sigma_{\min}|_{LM}$

De equivalente spanningschommelingen volgens model van vermoeiingsbelasting

De equivalente schadefactor  $\lambda$  is een factor die de meeste parameters omvat, welke het aantal cycli en de levensduur van het brugdek bepalen, nl.:

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{\max}$$



waarbij:

$\lambda$ : Correctiefactor

In ieder geval is het totale product van alle  $\lambda$ -waarden voor wegbruggen niet groter dan de aangegeven waarden van  $\lambda_{\max}$  in figuur 9.6 van NBN EN 1993-2.

Het aantal vrachtwagens dat op jaarbasis op een trage rijstrook wordt verwacht, dient te worden voorgeschreven door de bouwheer en wordt bepaald volgens tabel 4.5 van NBN EN 1991-2.

*$\lambda$ -waarden voor wegbruggen:*

- De factor  $\lambda_1$  laat toe om rekening te houden met de invloedslengte voor de betrokken spanningsvariatie, als functie van de overspanning L bepaald, zie NBN EN 1993-2 §9.5.2.  $\lambda_1$  wordt bepaald volgens figuur 9.5 van NBN EN 1993-2.
- De tweede factor  $\lambda_2$  geeft de invloed van de samenstelling en de frequentie van het verkeer weer. De factor  $\lambda_2$  wordt bepaald volgens NBN EN 1993-2 §9.5.2. Het te beschouwen verkeerstype wordt door de bouwheer voorgeschreven volgens tabel 4.7 van NBN EN 1991-2.
- De waarde  $\lambda_3$  brengt de beoogde levensduur in rekening. Een levensduur van 100 jaar wordt vooropgesteld zodat  $\lambda_3 = 1,0$ .
- De factor  $\lambda_4$  houdt rekening met de invloed van het aantal rijstroken (ofwel, meer bepaald, de aanwezigheid van zware voertuigen op meerdere rijstroken), zie NBN EN 1993-2 §9.5.2.

### 6.5.2 Vermoeiing van spoorbruggen

De equivalente schadefactor  $\lambda$  is een factor die de meeste parameters omvat, welke het aantal cycli en de levensduur van het brugdek bepalen, nl.:

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{\max}$$

waarbij:

$\lambda$ : Correctiefactor

In ieder geval mag het totale product van alle  $\lambda$ -waarden voor spoorbruggen niet groter zijn dan  $\lambda_{\max} = 1,4$ .

*$\lambda$ -waarden voor spoorbruggen:*

- De factor  $\lambda_1$  laat toe om rekening te houden met de invloedslengte voor de betrokken spanningsvariatie als functie van de overspanning L bepaald zie NBN EN 1993-2 §9.5.3.  $\lambda_1$  wordt bepaald volgens de standaard EC-mix, zie tabel 9.3 van NBN EN 1993-2.

- De tweede factor  $\lambda_2$  geeft de invloed van de jaarlijks gesleepte tonnenmaat weer, zie NBN EN 1993-2 §9.5.3. De jaarlijks vervoerde tonnenmaat (ontwerptonnage) voor de lijn dient te worden voorgeschreven door de bouwheer<sup>10</sup>.
- De waarde  $\lambda_3$  brengt de beoogde levensduur in rekening. Een levensduur van 100 jaar wordt vooropgesteld zodat  $\lambda_3 = 1,0$ .
- Om voor brugdekken voor dubbel spoor rekening te houden met de verminderde waarschijnlijkheid dat twee identieke treinstellen gelijktijdig hun meest nadelige effect zouden uitoefenen op een welbepaald constructiedetail in het gehele brugdek, voert men een factor  $\lambda_4$  in, zie NBN EN 1993-2 §9.5.3.

---

<sup>10</sup> Ofwel terug te vinden via het intraweb <http://iiapblockww001/iiapi52/Tonnage.asp> ofwel op te vragen bij Toegang tot het Net. Deze gegevens omvatten de jaarlijks gesleepte tonnenmaat over de verschillende lijnen in functie van de kilometerpaal door de NMBS en B-CARGO van de betrokken jaargang. Het transport van externe operatoren - in eerste instantie op goederenlijnen - dient bijkomend in rekening te worden gebracht.

# 7 Gemengde staal-betonconstructies

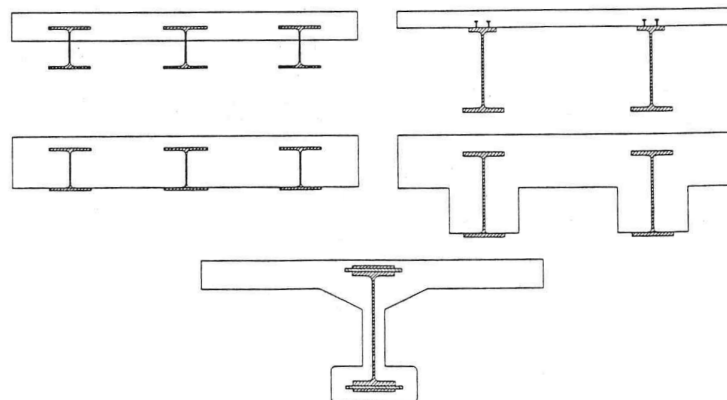
## 7.1 Toepassingsgebied

Voor zover er niet van wordt afgeweken, zijn de bepalingen van de norm NBN EN 1994 van toepassing.

De voorschriften van dit hoofdstuk zijn van toepassing op constructies waarin zowel de materialen beton als staal elk een bijdrage leveren tot de sterkte van de bouwelementen. Beide materialen werken samen zodat een sterke hechting tussen de twee moet bestaan. Het staal dat in de doorsneden is verwerkt is constructiestaal van één der kwaliteiten vermeld in hoofdstuk 6. Het gaat ofwel over gewalst profielstaal of over door lassen of bouten uit plaatstaal samengestelde profielen. De voorschriften van de hoofdstukken 5 en 6 zijn onverminderd van toepassing op deze bouwwerken.

## 7.2 Classificatie van de doorsneden

Figuur 7.1 duidt twee hoofdklassen van gemengde staal-beton doorsneden aan. In de twee eerste gevallen, is slechts één profielvlens geheel of gedeeltelijk omhuld met beton. In de drie volgende gevallen, zijn beide profielvlenzen geheel of gedeeltelijk omhuld met beton. Het gedrag van beide types verschilt grondig. De classificatie van de gemengde staal-beton doorsneden wordt bepaald volgens de NBN EN 1994-2 §5.5.

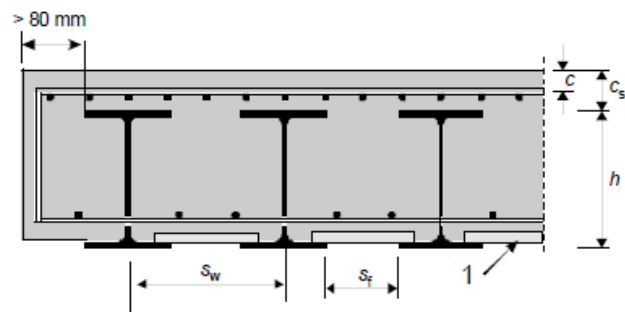


**Figuur 7.1 – Classificatie van gemengde staal-betonconstructies**

## 7.3 Typeconcepten in bruggenbouw

### 7.3.1 Vervaardigen van de verschillende typebrug- of liggertypes

#### 7.3.1.1 *Brugdekken met ingebetonnerde stalen profielen, zie figuur 6.8 van NBN EN 1994-2*



Bij ingebetonnerde profielen bevindt men zich in de voorwaarden, nodig om te kunnen vertrouwen op een voldoende bijdrage van de natuurlijke aanhechting van het staalprofiel aan het beton. Men voorziet de profielen in het geheel niet van connectoren. Dat laatste is evenwel slechts toegelaten op voorwaarde dat een aantal technologische regels (zie §6.3 van NBN EN 1994-2) worden in acht genomen en dat de scheurwijdte wordt beperkt. De dwarswapeningen en draadstangen zorgen voor een doelmatige schuifverbinding ter hoogte van de lijfplaat.

De stalen profielen worden voorzien van geboorde gaten, enerzijds om de dwarswapeningen van het brugdek doorgang te verlenen, en anderzijds om er draadstangen in te bevestigen, welke door middel van moeren een stangenrooster vormen dat elke verplaatsing of omkanteling van de liggers belemmert bij het storten van het beton. De hoogte waar deze gaten worden geboord mag niet te laag zijn, zodat geen te grote spanningsconcentraties voorkomen rond de gaten. Als maatstaf worden de spanningen in gebruiksgrenstoestand beperkt tot  $f_{yk}/3$  (de factor 3 is de spanningsconcentratie rond een cirkelvormig gat).

De draadstangen worden geschrinkt geplaatst. De afstand tussen de draadstangen bedraagt ongeveer 1/4 van de overspanning met een minimum van 3 m.

De minimumdwarswapening bedraagt wapeningsstaven  $\phi$  16mm 3 per meter, lopend over de gehele oppervlakte van dit brugdek.

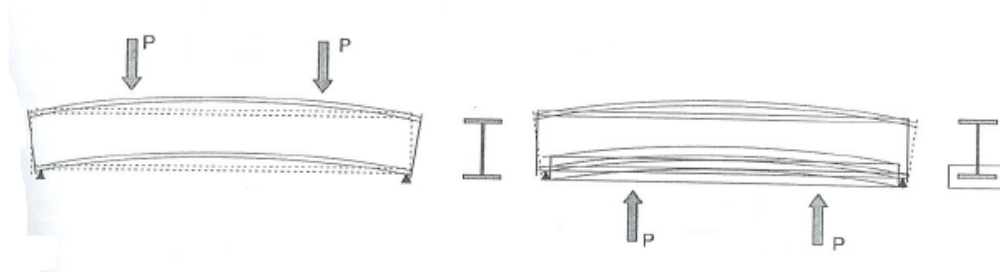
Er is ook bovenaan dwarswapening nodig. De minimum dwarswapening bovenaan moet ten minste de helft bedragen van het percentage dwarswapening onderaan met een minimum van staven  $\phi$  10mm 5 p.m.

### 7.3.1.2 Brugdekken met voorgebogen en voorgespannen stalen liggers

Hiernavolgende voorschriften hebben betrekking op de ommantelde staalbetonbalken waarvan tenminste de onderflens van de stalen liggers in de fabriek met beton omhuld is (eerste fase van het beton).

Gedurende dit betonneren is het onderste deel van de metalen ligger aan trek onderworpen door hem te belasten op buiging (voorbuigen) en eventueel samengestelde buiging (voorspannen). Na verharding van het omhullingsbeton (ten minste klasse C35/45), worden de voorbuigingskrachten weggenomen en de voorspanning op het beton overgedragen.

De voorbuigingskrachten grijpen aan op een ligger die eenvoudig is opgelegd ter hoogte van de theoretische steunpunten. Ze bestaan uit twee neerwaarts gerichte krachten welke aangrijpen elk op een afstand tot het dichtsbijgelegen steunpunt van één vierde van de overspanning. De voorbuigkrachten leveren geen bijdrage in de uiterste grenstoestand.



De overige delen van de stalen ligger worden daarna met beton omhuld, hetzij in de fabriek, hetzij op de bouwplaats.

Indien voorzien is in het ontwerp dat een tweede deel van het omhullende beton wordt voorgespannen, gebeurt het storten van dit beton evenwel mits volledige ondersteuning van de balk, zodanig dat het gewicht van het voorgespannen beton van de tweede fase geen belastingen vormt voor de balk. Na verharding van dit beton, wordt de aldus samengestelde ligger onderworpen aan voorspanning door een bijkomende naspanning met behulp van kabels.

#### A. Staalkwaliteit

Als staalsoort voor de stalen liggers gebruikt men ten minste S355 J2, vermits een hoogwaardige ductiliteit wordt vereist.

#### B. Voorspanstaal

Alle voorspankabels moeten aan beide zijden aangespannen worden. De kabels volgen zo nauwkeurig mogelijk het tracé.

Bij vorstgevaar (van 1 november tot 15 maart), moeten voorzorgsmaatregelen getroffen worden. Deze bestaan uit:

a) Indien niet geïnjecteerd wordt:

- het verwijderen van alle water uit de koker door middel van perslucht. De kokers worden dan gevuld met een niet-corrosieve vloeistof met antivriesmiddel. De vloeistof mag niet bevriezen bij een temperatuur hoger dan  $-20^{\circ}\text{C}$ ;
- het indringen van water in de kokers beletten;
- naderhand, vooraleer tot injectie over te gaan, wordt de vloeistof eveneens verwijderd door middel van perslucht.

b) Indien wel geïnjecteerd wordt:

- ofwel moet de betonconstructie op een temperatuur van minstens  $5^{\circ}\text{C}$  worden gehouden gedurende de injectieperiode tot na het beëindigen van de binding van de mortel;
- ofwel door toevoeging van aangepast antivriesmiddel bij de injectiespecie.

Alle maatregelen worden tijdig ter goedkeuring aan de leidend ambtenaar voorgelegd. De aannemer blijft evenwel verantwoordelijk voor de gevolgen van vorst. Bijzondere aandacht verdient het gevaar bij plotse temperatuurschommelingen.

De aannemer neemt de nodige maatregelen om het voorspanstaal en bijhorende stalen onderdelen te beschermen tegen vochtigheid en om aldus roestvorming te voorkomen. De kabels worden gestapeld in overdekte ruimten.

Bijzondere aandacht vraagt het gevaar van aanwezigheid van corrosieve producten in de omgeving van de stapelruimte. Verder bestaat het gevaar dat zich galvanische koppels vormen, die het staal kunnen aantasten. Eens de kabels geplaatst, zijn dezelfde maatregelen als hiervoor van toepassing.

### C. Vervaardiging van de stalen liggers

De constructeur bepaalt de noodzakelijke constructiezeeg om de uiteindelijke negatieve zeeg, aangeduid op de plans te verkrijgen.

De uitvoering van de metaalbouw van de voorgebogen liggers omvat het samenstellen van de stalen liggers als alle behandelingen daartoe nodig (het leveren en verwerken van de stiftdeuvels en blokconnectoren, het verwezenlijken van alle boorgaten en openingen en het bewerken van de uiteinden, ...).

Vooraleer met de eigenlijke vervaardiging van de liggers te beginnen, legt de aannemer een programma ter goedkeuring voor aan de leidend ambtenaar, waarin de termijnen, de methode en de uitrusting die hij wenst toe te passen bij de fabricatie, nader worden toegelicht.

#### D. Uitvoeringsfasen

De vervaardiging van de brugdekken met voorgebogen en voorgespannen stalen liggers omvat volgende uitvoeringsfasen:

– *Elastificatie van de stalen ligger:*

Het verwijderen van de restspanningen en het controleren van het elastisch gedrag gebeurt d.m.v. de zogenaamde elastificatieprocedure.

Tijdens de elastificatie worden de stalen liggers op zodanige wijze belast dat over de gehele lengte, overeenstemmend met de overspanning, spanningen ontstaan in de stalen liggers die ten minste gelijk zijn aan de spanningstoestand in de gebruiksgrenstoestand.

Tijdens de elastificatieprocedure laat men de ligger even grote krachten ondergaan als de uiteindelijke voorspankrachten, en neemt men die krachten opnieuw weg. Wanneer het verschil van de doorbuiging tussen twee opeenvolgende belastingen kleiner is dan 3%, neemt men aan dat de elastificatie volledig is.

Bij het toepassen van de voorbuigkrachten dient men:

- het uitklimmen van de ligger te voorkomen door de zijdelingse verplaatsing van de liggers te verhinderen door ze te plaatsen tussen ten minste 3 vorken;
- nazien van plooiën van de lijfplaten o.i.v. de dwarskrachten, indien nodig voorzien van dwarsverstijvingen;
- verzekeren dat de geconcentreerde voorbuigkrachten geen plastische vervormingen veroorzaken in de lijfplaat.

– *Voorbuigen van de stalen ligger met twee voorbuigkrachten.*

– *Betonneren van de onderflens van de stalen balk. In dit beton bevindt zich voorspanwapening die zal verankerd worden op kleef.*

– *Wegnemen van de voorbuigkrachten en doorknippen van voorspanwapening:*

De stalen ligger blijft onder deze belasting (de voorbuiging en de eventuele voorspanning veroorzaakt door de strengen die rechtstreeks aangrijpen op de stalen ligger) totdat het omhullingsbeton de opgelegde sterkte  $f_c$  heeft bereikt.

Dan worden de voorbuigingskrachten weggenomen zodat het beton onder druk gebracht wordt onder invloed van de elasticiteit van de ligger.

Tegelijk worden de voorspanstrengen gelost door knippen ervan, zodat zij actief worden op het omhullingsbeton van de onderflens. De constructeur gaat de ogenblikkelijke zeeg na, tengevolge van het wegnemen van de voorbuigkrachten en het aanbrengen van de voorspanning.

– *Betonneren van voorspanning met nagerekt staal:*

Indien dit is voorzien in het ontwerp wordt de ligger verder omhuld met beton in de fabriek of op de bouwplaats, met inbegrip van de voorziening van kabelkokers voor naspankabels, alle gewone wapeningen, alle speciale wapeningen zoals omwikkelingswapeningen en verankeringsmoffen. Dit geschiedt mits ondersteuning van de ligger over zijn gehele lengte tot aan de oplegpunten, zodat het beton dat in deze fase wordt aangebracht, geen belastingen uitoefent op de ligger.

– *Onder spanning brengen van kabels van voorspanning met nagerekt staal:*

Indien er een bijkomende fase van voorgespannen kabels met nagerekt staal bestaat, worden de kabels in de daarvoor voorziene kokers gebracht en na het volledige uitharden van het beton in deze fase tot een weerstand  $f_c$  aangeduid op de plans, worden de voorspankabels onder spanning gebracht en verankerd door injectie in de fabriek of op de bouwplaats.

Tijdens deze voorspanning richt de ligger zich op van de ondersteuning en neemt nog enkel steun aan de oplegpunten.

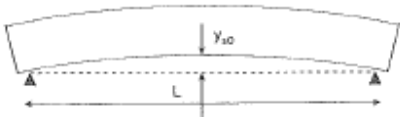

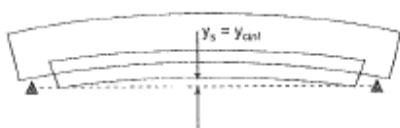
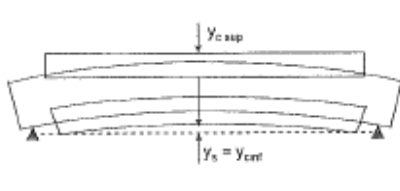
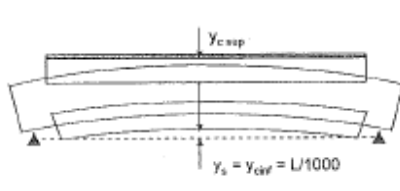
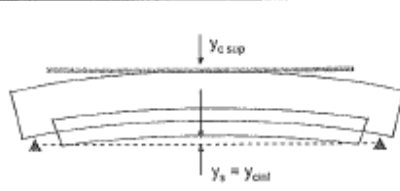
– *Betonnering van de laatste fase:*

Na vervoer naar de werf en opstelling ter plaatse wordt het bovenste deel van de liggers omhuld met een betondrukplaat waardoor de liggers worden gesolidariseerd tot een brugdek.

Het beton van de 2<sup>de</sup> fase net boven het 1<sup>ste</sup> fase beton bevindt zich meestal in de getrokken zone. Bijkomende gewone wapening dient de betontrekspanningen te kunnen overnemen.

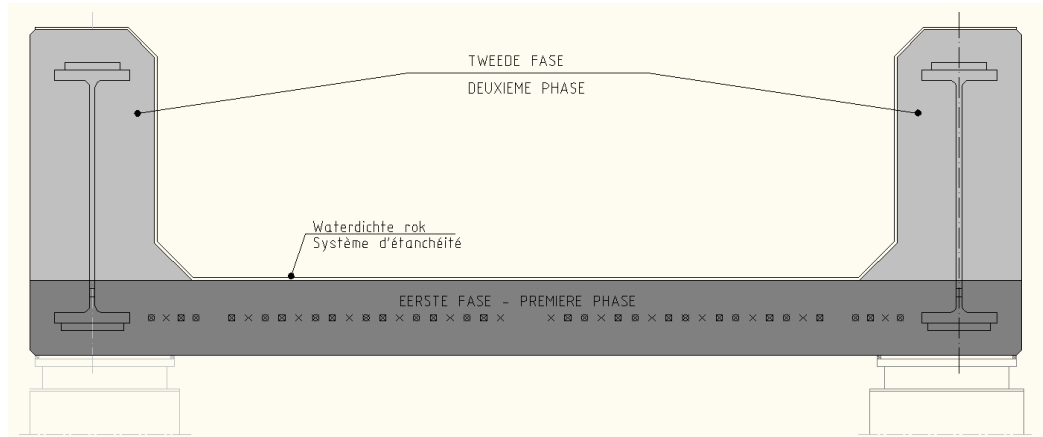
In de gebruiksvoorwaarden zijn niet alleen scheurvorming of decompressie van het 1<sup>ste</sup> fase beton en de grootte van de staalspanning van belang. Voorgebogen liggers hebben ook tot doel om een grote buigstijfheid te verwezelijken. Tabel 7.1 verduidelijkt de doorbuigingen in de verschillende uitvoeringsfasen.



stadium	vorm	opmerkingen
Aanvangsvorm van de stalen ligger met aanvankelijke zeeg (verkregen door walsen of vormen)		zeeg verkregen door de producent van de stalen ligger (rekening houdend met het eigengewicht ligger)
Vorm tijdens het voorbuigen van de ligger		bij voorkeur geen pijl van de bekisting eerstefaze-beton $y_{b1} = 0$ (tenzij anders voor te schrijven)
Vorm bij het deblokkeren		zelfde vervormingen voor stalen ligger en betonnen zool
Vorm van de ligger bij plaatsing en belast door bekistingen en gewicht betonnen dekplaat		bekisting dekplaat met zeeg dezelfde als voor ligger
Vorm na het ontkisten en verhard en aanbrengen van de vaste belastingen		beoogde blijvende zeeg van $L/1000$
Vorm bij het aanbrengen van de mobiele belastingen		verschil met voorgaande doorbuiging te beperken tot aanvaardbare waarde

Tabel 7.1 - Uitvoeringsfasen

Het typevoorbeeld voor spoorbrugdekken met voorgebogen en voorgespannen stalen liggers zijn **trogbruggen** (zie figuur 7.2). Het geheel vormt een volledig geprefabriceerd brugdek dat het vrije ruimteprofiel van het spoor vrijwaart (breedte van de brugdekplaat ongeveer 4m).



**Figuur 7.2 – Trogbruggen**

Bij het ontwerpen dient erover gewaakt dat het beton van de dekplaat (1<sup>ste</sup> fase beton) in iedere gebruikstoestand samengedrukt blijft, zodat het steeds bijdraagt tot de sterkte van de doorsnede en een gunstige toestand voor de duurzaamheid wordt bekomen.

## 7.4 Opstellen van het ontwerp

### 7.4.1 Uiterste grenstoestand

De voorschriften van hoofdstukken 5 en 6 zijn van toepassing voor gemengde staal-betonconstructies.

### 7.4.2 Gebruiksgrenstoestand

#### 7.4.2.1 *Algemeen*

Bij gebruiksgrenstostanden behoort een elastische rekenmethode te worden aangehouden, met geschikte correcties voor niet-lineaire effecten zoals scheurvormig in het beton en mits gebruikmaking van gehomogeniseerde doorsneden. De van toepassing te stellen equivalentiecoëfficiënt sluit de effecten van krimp en kruip in.

Bij gebrek aan nauwkeurige bepaling kan men stellen dat de fictieve equivalentiecoëfficiënt  $n_L = n_0 (1 + \rho\phi)$  bedraagt met  $n_0 = E_a/E_{cm}$  de verhouding van de moduli voor kortetermijnbelasting.

Waarbij

- $\phi$  de kruipcoëfficiënt van het beton;
- $\rho$  een verminderingscoëfficiënt die afhankelijk is van de verhouding tussen de doorsnede van het staal van de beschouwde flens (profielstaal, betonstaal en voorspanstaal) en de netto-doorsnede van het beton van dezelfde flens (omhullende beton van de voorgedrukte zone, betondrukplaat of gelijkwaardig).

In gebruiksvoorwaarden kan het product  $\rho\phi$  forfaitair worden afgeleid voor  $t = \infty$  en open lucht uit volgende tabel:

$A_s/A_c$	0,03	0,05	$\geq 0,10$
$\rho\phi$	1,25	1,00	0,65

Voor tussenliggende waarden van  $A_s/A_c$ , mag lineair worden geïnterpoleerd.

#### 7.4.2.2 Voorbuigen

Bij het voorbuigen dienen de spanningen in de stalen ligger te worden beperkt tot  $0,75 f_{yk}$ .

Bij het deblokken van de stalen liggers en hun eventueel gelijktijdig voorspannen mogen de drukspanningen in het beton niet groter zijn dan  $0,8 f_{ck}$  met de betondruksterkte op dat ogenblik, en zulks ten einde haarscheuren te beperken.

## 7.5 Verbindingen tussen staal en beton

De voornaamste voorwaarde om het staal en het beton waaruit de elementen bestaan te laten samenwerken, is te verzekeren dat er een volwaardige verbinding bestaat tussen deze twee materialen.

Er moeten afschuifverbindingen en dwarswapening worden toegepast om de afschuifkrachten in langsrichting tussen het beton en het element van constructiestaal over te brengen, waarbij de natuurlijke aanhechting tussen beide wordt verwaarloosd (NBN EN 1994-2 §6.6 Grondslagen van het ontwerp).

In alle gevallen dient de controle van de sterkte van de verbinding in uiterste grenstoestand te worden verricht.

### 7.5.1 Connectoren

Er wordt het onderscheid gemaakt tussen ductiele en brosse verbinding. De ductiliteit van een verbinding is de capaciteit om een plastische herverdeling toe te laten van de afschuifkracht in de langsricting tussen de connectoren, onder voorbehoud dat voor geen enkele van deze de maximale glijding wordt overschreden waarbij de kracht die kan worden doorgegeven kleiner is dan de rekenweerstand van de connector.

De berekening van de connectoren gebeurt volgens de NBN EN 1994-2 §6.6 en de vermoeiingsberekening volgens de NBN EN 1994-2 §6.8.

– **Stiftdeuvels** volgens NBN EN 1994-1-1 §6.6.3.

Stiftdeuvels met een doormeter  $d$  van ten hoogste 22mm en een hoogte van  $\geq 4 d$  zijn bijna steeds ductiele connectoren, voor zover een minimale verbindingsgraad wordt gerespecteerd.

– **Blokconnectoren** volgens NBN ENV 1994-1-1: 1992 §6.3.4.

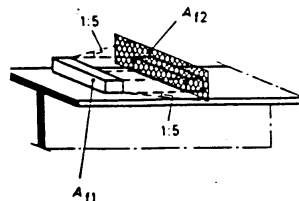
Blokconnectoren zijn zeer stijf van aard, zodat hun werking gebeurt door het opstuiken van het beton tegen de zijwand van de connector. Blokconnectoren worden als broos beschouwd.

De grensschuifkracht van een blokdeuvel bedraagt  $P_{Rd} = \eta A_{f1} f_{ck} / \gamma_c$

Waarin  $A_{f1}$  het oppervlak aan de voorkant, zoals aangegeven in figuur;

$\eta$  factor gelijk aan  $\sqrt{(A_{f2}/A_{f1})}$  met een maximum van 2,5 voor grindbeton resp. 2,0 voor lichtbeton;

$A_{f2}$  het oppervlak van de onder een helling 1:5 vergrootte projectie van  $A_{f1}$  op de achterkant van de volgende deuvel (zie figuur). Enkel het deel van  $A_{f2}$  dat binnen de beton doorsnede valt, mag in rekening worden gebracht.



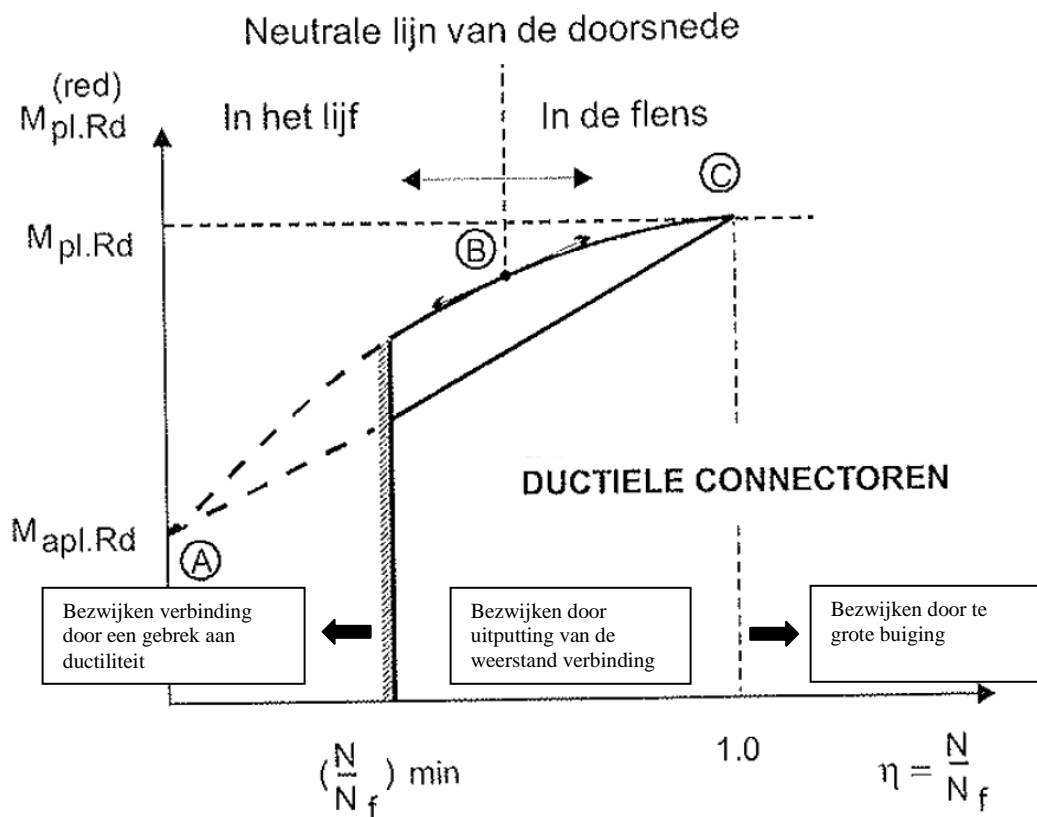
De lassen behoren op  $1,2 P_{Rd}$  te worden berekend.

### 7.5.2 Volledig schuifsterke en niet-volledig schuifsterke verbinding

Er is sprake van een volledig schuifsterke verbinding wanneer een toename van het aantal verbindingsmiddelen niet zou leiden tot een toename van de rekenwaarde van het weerstandsmoment van het element (verbinding waarbij de momentweerstand van het staal-betonelement wordt bereikt vooraleer de weerstand van de verbinding is uitgeput). In de overige gevallen is sprake van een niet-volledige schuifsterke verbinding.

De verbindingsgraad wordt gedefinieerd door  $\eta = N/N_f$ , waarbij  $N_f$  het aantal connectoren is dat strikt nodig is om toe te laten met weerstandsmoment  $M_{Rd}$  te ontwikkelen en  $N$  het aantal connectoren dat effectief wordt geplaatst.

De limieten voor het gebruik van een niet-volledig schuifsterke verbinding worden weergegeven in figuur 7.3 (verzekeren van de ductiliteit van de deuvels + verzekeren van een min. graad van verbinding).



Figuur 7.3 – Niet-volledig schuifsterke verbinding

## **8 Houtconstructies**

De bepalingen van de norm NBN EN 1995 zijn van toepassing.

## 9 Gebruiksgrenstoestand

### 9.1 Gebruiksgrenstoestand voor kunstwerken

#### 9.1.1 Bepalingen

Voor zover er niet van wordt afgeweken zijn de bepalingen van de norm NBN EN 1990 samen met de bijlage A/1 'Toepassing voor gebouwen' en de bijlage A/2 'Toepassing voor bruggen' van toepassing.

De in aanmerking te nemen belastingen worden bepaald in hoofdstuk 3.

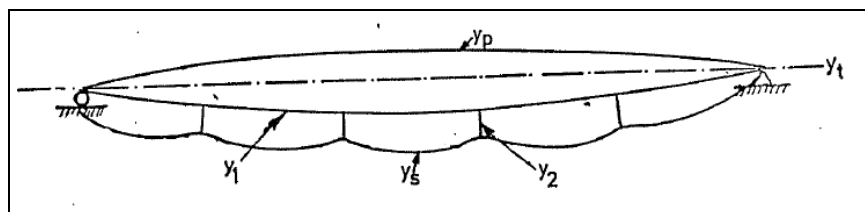
De door de belastingen teweeggebrachte vormveranderingen van een brug moeten om de volgende redenen worden begrensd:

- De veiligheid;
- Het reizigerscomfort.

#### 9.1.1.1 *Verticale verplaatsingslijnen*

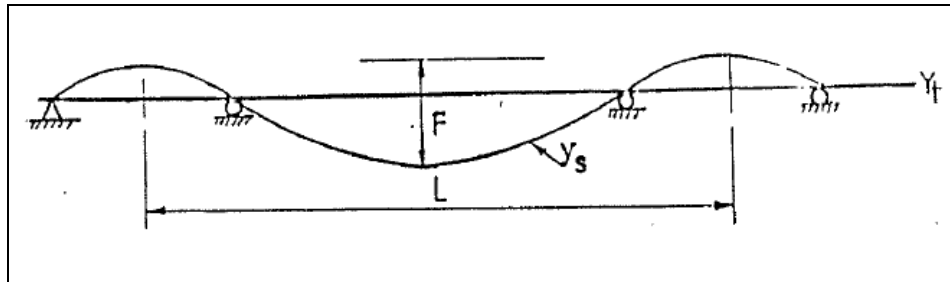
In het algemene geval waarbij een brug bestaat uit hoofdliggers, dwarsdragers en langsliggers, worden meerdere verticale verplaatsingslijnen (zie figuur 9.1) onderscheiden. Men noemt:

- $y_t$ : Het theoretisch lengteprofiel van het wegdek of van de spoorstaven (stemt overeen met het ideale tracé);
- $y_p$ : De verplaatsingslijn te wijten aan de blijvende belastingen (figuur 9.1 stelt een geval voor waarin een zeeglijn is toegepast). De uitgestelde effecten te wijten aan krimp of kruip van het beton, dienen beschouwd voor hun aandeel dat ontstaat tussen de eerste in gebruikname en na lange duur. Voor spoorbruggen stemt  $y_p$  overeen met de stand van de spoorstaven onder werking van de blijvende belastingen;
- $y_s$ : De verplaatsingslijn van de langsliggers te wijten aan variabele belasting. Voor spoorbruggen stemt  $y_p$  overeen met de stand van de spoorstaven onder werking van de mobiele belastingen en de uiterste temperatuursgradiënt;
- $y_1$ : De verplaatsingslijn van de hoofdliggers te wijten aan variabele belastingen;
- $y_2$ : De verplaatsingslijn van de dwarsdragers te wijten aan variabele belastingen.



**Figuur 9.1 – Verplaatsingslijnen in het geval het brugdek bestaat uit hoofdliggers, dwarsdragers en langsliggers**

- F: De maximale doorbuiging is de grootste verticale afstand tussen de verplaatsingslijn  $y_s$  en elke rechte die twee willekeurige punten van die verplaatsingslijn verbindt;
- F/L: De maximale relatieve doorbuiging is de verhouding van de maximale doorbuiging tot de horizontale afstand tussen de respectievelijke punten (zie figuur 9.2).



**Figuur 9.2 – De maximale relatieve doorbuiging  $F/L$**

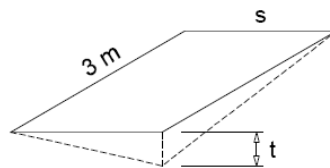
### 9.1.1.2 Zeeglijnen

Brugdekken waarvan de onderrand theoretisch recht is, worden op zulke wijze aangelegd dat hun doorbuigingen in dienstvoorwaarden geen ‘doorzakkende’ indruk zouden geven. Daarom wordt de gehele bovenbouw aangelegd met een tegenpijl of zeeg. De opgelegde waarde van die zeeg moet bestaan nadat de brug volledig is afgewerkt en alle vaste belastingen zijn aangebracht.

In regel dient de bovenbouw aangelegd te worden met een zeeg van  $L/1000$ , tenzij voor heel grote overspanningen. Bij heel grote overspanningen (vanaf 100 m) beperkt men de zeeg tot  $L/2000$ . In die laatste gevallen zou de zeeg een te grote absolute waarde kunnen bereiken.

### 9.1.1.3 Scheluwte

Beschouwt men de vier wielen van de beide assen van een draaistel van een trein, dan is de scheluwte  $t$  de afstand van één wiel tot het vlak bepaald door de contactpunten van de drie overige wielen met de spoorstaven (zie figuur 9.3).



**Figuur 9.3 – De scheluwte  $t$**



De scheluwte is tevens het verschil van de twee verkantingen gemeten aan de uiteinden van een mobiele basis. De scheluwte wordt bepaald op een basis van 3 m en spoorwijdte  $s = 1,435$  m.

#### 9.1.1.4 *Hoekverdraaiing*

De hoekverdraaiingen zijn de hoeken gevormd door raaklijnen aan de verplaatsingslijnen  $y_s$  en het theoretisch lengteprofiel  $y_t$ , en wel aan de uiteinden van ieder brugdek.

#### 9.1.2 Vormveranderingen van wegbruggen

Onder de frequente belastingscombinatie wordt de maximale relatieve zakking  $F/L$  beperkt tot  $1/700$ .

#### 9.1.3 Vormveranderingen van voetbruggen

Bij voetbruggen dient men de versnellingshinder te beperken, waaraan de gebruikers worden blootgesteld door hun eigen regelmatige stap, rekening houdend met het gevaar voor resonantie met een eigenfrequentie van de brug.

Daartoe bepaalt men de fundamentele trillingsfrequentie  $f_0$  van de voetbrug en hanteert de volgende criteria:

- Indien  $f_0 > 5$  Hz oordeelt men dat geen trillingsproblemen zijn te vrezen;
- Indien  $f_0 < 5$  Hz dan zijn er storende trillingen te vrezen, indien minstens twee van de volgende voorwaarden vervuld zijn:
  - De frequentie is begrepen tussen 1,7 en 2,2 Hz (weinig waarschijnlijk voor overspanningen kleiner dan 35 m);
  - De verticale stijfheid in het midden van de voetbrug is kleiner dan 8 kN/m;
  - De demping gekenmerkt door het logaritmisch decrement van de natuurlijke trilling lager is dan 0,03.

De waarde van het logaritmisch decrement is de verlaging met de tijd van de grootste verplaatsing veroorzaakt door een voetganger die de voetbrug overschrijdt met een kadans van  $f_0$ .

### 9.1.4 Vormveranderingen van spoorbruggen

In deze paragraaf worden de vervormingseisen bepaald voor het ontwerp van spoorbruggen indien  $V \leq 220$  km/u en de eigenfrequentie binnen aangegeven grenzen van figuur 6.10 van NBN EN 1991-2 valt.

#### 9.1.4.1 *Beperking van de verticale verplaatsingen*

De verticale verplaatsingen worden bepaald onder de karakteristieke waarde van belastingsmodel 71, vermenigvuldigd met de dynamische factor  $\Phi$  en de classificatiefactor  $\alpha = 1$  gesteld.

Tabel 9.1 geeft de minimumwaarden van de verhouding L/F. Tussen de waarden geldend voor 25 m en 30 m wordt lineair geïnterpoleerd.

Snelheid V (km/u)	overspanning / doorbuiging (L/F)			
	Eén of twee opeenvolgende brugdekken		Drie tot vijf opeenvolgende brugdekken	
	L ≤ 25m	30m ≤ L	L ≤ 25m	30m ≤ L
V ≤ 120	600	600	600	900
120 < V ≤ 200	600	800	1000	2200
V > 200	800	1000	1200	2200

**Tabel 9.1 - Tabel met de minimumwaarden van de verhouding L/F**

Het aanleggen van een zeeg laat toe de grootste doorbuiging F te verminderen. Zulks moet nochtans verenigbaar zijn met de toelaatbare tegen-hoekverdraaiingen.

Indien de spoorstaven rechtstreeks, zonder ballastbed, zijn bevestigd aan de bovenbouw, bedraagt de maximale toegelaten zeeg, blijvend onder de werking van de vaste belastingen en de temperatuur-effecten, 40 % van de toelaatbare waarden volgens tabel 9.1.

In regel moet de bovenbouw van spoorbruggen aangelegd worden met een zeeg van L/1000. Deze zeeg moet bestaan in de gebruiksgrenstoestand onder vaste belastingen (eigengewicht, vast belasting, ballast en spoor).

De verticale verplaatsing van het bovenvlak van een dek t.o.v. de aansluitende constructie (landhoofd of een ander dek) ten gevolge van veranderlijke belastingen mag de grenswaarden volgens §6.5.4.5.2 van NBN EN 1991-2 niet overschrijden.

#### 9.1.4.2 *Beperking van de hoekverdraaiingen*

De hoekverdraaiing aan het eind van het brugdek wordt bepaald onder de karakteristieke waarde van belastingsmodel 71, vermenigvuldigd met de dynamische factor  $\Phi$  en de classificatiefactor  $\alpha = 1$  gesteld en rekening houdend met de temperatuur-effecten.

### a) Toelaatbare hoekverdraaiing

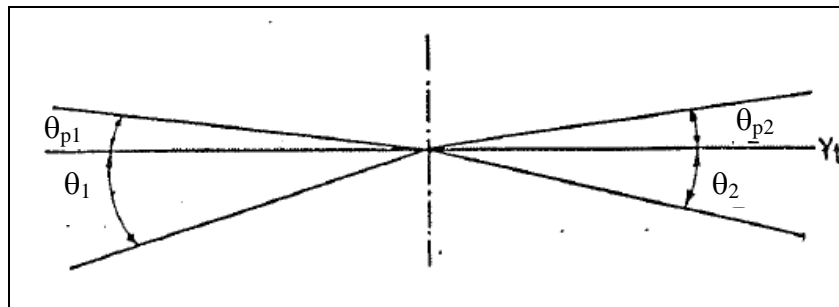
De maximale toelaatbare hoekverdraaiingen aan de uiteinden van het brugdek, gemeten op de as van het spoor, mogen de volgende waarden niet overschrijden:

- Voor enkelsporige brugdekken met spoor *op* ballastbed:  
 $\theta = 0,0065$  rad voor de overgang tussen brugdek en vrije baan  
 $\theta_1 + \theta_2 = 0,0100$  rad voor twee opeenvolgende brugdekken
- Voor enkelsporige brugdekken met spoor *zonder* ballastbed:  
 $\theta = 0,0050$  rad voor de overgang tussen brugdek en vrije baan  
 $\theta_1 + \theta_2 = 0,0050$  rad voor twee opeenvolgende brugdekken
- Voor dubbelsporige brugdekken met spoor *op* ballastbed:  
 $\theta = 0,0035$  rad voor de overgang tussen brugdek en vrije baan  
 $\theta_1 + \theta_2 = 0,0050$  rad voor twee opeenvolgende brugdekken

### b) Initiële tegen-hoekverdraaiing

De tegen-hoekverdraaiingen moeten verenigbaar zijn met de toelaatbare zegen.

Indien de spoorstaven rechtstreeks, zonder ballastbed, zijn bevestigd aan de bovenbouw, bedraagt de maximale tegen-hoekverdraaiing  $\theta_p$ , blijvend onder de werking van de vaste belastingen en de temperatuurseffecten, 40 % van de toelaatbare hoekverdraaiing  $\theta$  (zie figuur 9.4).



**Figuur 9.4 – Hoekverdraaiingen en tegen-hoekverdraaiingen**

#### 9.1.4.3 Beperking van de scheluwte te wijten aan de vormverandering van bruggen

De scheluwte van het brugdek wordt bepaald onder de karakteristieke waarde van belastingsmodel 71, vermenigvuldigd met de dynamische factor  $\Phi$  en de classificatie-factor  $\alpha=1$  gesteld.

Voor sporen *in rechte strekking* mag de toelaatbare scheluwte, gemeten op een basis van 3 m tussen twee wielassen, niet groter zijn dan waarden aangegeven in tabel A2.7 van NBN EN 1990 A/2.

Indien er spoortoestellen (wissels) of parabolische overgangsbochten voorkomen nabij de brugdekken, dient voor ieder geval afzonderlijk een toelaatbare waarde voor de scheluwte te worden opgegeven.

Voor twee opeenvolgende scheve brugdekken moet de meest nadelige stand van een draaistel worden gezocht, en dit eventueel schrijlings over beide brugdekken.

#### 9.1.4.4 *Beperking van de horizontale verplaatsingen*

De horizontale verplaatsing dient te worden gecontroleerd voor de combinatie van belastingsmodel 71, vermenigvuldigd met dynamische factor  $\phi$  en de classificatiefactor  $\alpha=1$ , windbelastingen, slingerkracht, middelpuntvliegende krachten en temperatuurseffecten.

De horizontale verplaatsing van een brugdek mag geen aanleiding geven tot:

- een hoekverdraaiing groter dan de aangegeven waarden in tabel A2.8 van NBN EN 1990 A/2;
- een horizontale kromtestraal kleiner dan de aangegeven waarden in tabel A2.8 van NBN EN 1990 A/2.

De grenswaarden voor de verplaatsing in de langsrichting van de constructie t.g.v. remmen en aanzetten en t.g.v. vervorming van het dek onder verticale verkeersbelastingen worden gegeven in §6.5.4.5.2 van NBN EN 1991-2.

#### 9.1.5 Beweegbare bruggen

De bijzondere vraagstukken verbonden aan beweegbare bruggen moeten in elk afzonderlijk geval worden onderzocht als functie van bijzondere voorwaarden welke kunnen worden opgelegd.

## 9.2 **Gebruiksgrenstoestand voor gebouwen**

In de gebruiksgrenstoestand mogen de doorbuigingen niet groter zijn dan 1/300 van de overspanning, of 1/200 indien het een element in uitkraging betreft. Balken die elementen of bekledingen dragen welke beschadigd kunnen worden door vervormingen mogen geen grotere doorbuiging dan 1/500 vertonen.

## 10 Oplegtoestellen van bruggen

### 10.1 Algemeen - opgelegde conceptie

De opleggingen zijn conform aan NBN EN 1337.

Tenzij anders bepaald in het bestek zijn alle oplegtoestellen van bruggen opleggingen van elastomeren, samengesteld uit lagen elastomeer gevulkaniseerd aan stalen inrijgplaten type B of C volgens tabel 2 van NBN EN 1337-3, of potopleggingen.

Een glijsysteem, uitgerust met schuifvlakken van polytetrafluorethyleen (PTFE), kan een verplaatsing toelaten in één of twee richtingen zonder betekenisvolle weerstandbiedende krachten uit te oefenen op de bovenbouw die deze bewegingen zouden verhinderen. Het glijsysteem dient zorgvuldig te zijn beschermd tegen indringen van zand, stof en roest.

Indien het bestek het toelaat, en het ontwerp dit noodzakelijk maakt, kunnen andere types oplegtoestellen worden gebruikt, evenwel van de gewone constructieaalkwaliteiten vermeld in hoofdstuk 6. Het gebruik van gehard edelstaal is verboden.

### 10.2 Constructieve schikkingen met betrekking tot de oplegtoestellen

De oplegtoestellen worden steeds horizontaal geplaatst.

Alle oplegtoestellen moeten bereikbaar zijn aan alle zijden.

De rand van de oplegtoestellen bevindt zich steeds op minstens 0,10 m van de rand van het dragend beton.

Bij het dimensioneren van het kunstwerk zorgt men ervoor dat de oplegtoestellen kunnen vervangen worden. De volgende voorzieningen worden getroffen om opvijzelen van de bovenbouw te vergemakkelijken:

- de bovenbouw en de onderbouw worden zodanig opgevat dat zonder versterkingswerken het kunstwerk kan worden opgevijzeld, hetzij wordt het gebruik van een tijdelijke verdeelbalk of verdeelplaten voorzien;
- de oplegtoestellen worden op een sokkel gesteld, zodanig dat ze eenvoudig te bereiken zijn,
- de onderbouw en de bovenbouw worden in de berekeningsnota geverifieerd voor de fase “opvijzelen”.

## 10.3 Opleggingen van elastomeren

De voorschriften voor de berekeningsmethoden betreffen een aanvulling op de NBN EN 1337-3 en vervangen overeenstemmende voorschriften.

Voor notaties en symbolen wordt verwezen naar NBN EN 1337-3 §3.2.

### 10.3.1 Bijkomende notaties en symbolen in dit artikel

Belastingen:

$F_z$  Normaalkracht werkzaam op het oplegtoestel in gebruiksgrenstoestand

Spanningen:

$\sigma_m$  Gemiddelde drukspanning  $\sigma_m = \frac{F_z}{ab}$  in gebruiksgrenstoestand

$\tau$  Schuifspanning  $\tau = G \frac{u}{T}$  in gebruiksgrenstoestand

Vervormingen:

$u$  Horizontale verplaatsing;

$\alpha$  Hoekverdraaiing te wijten aan vaste en mobiele belastingen;

$\alpha_0$  Plaatsingsfout;

$\alpha_T$  Hoekverdraaiing van het oplegtoestel, met  $\alpha_T = \alpha + \alpha_0$ ;

$\alpha_t$  Hoekverdraaiing van een elementaire elastomeerlaag, met  $\alpha_t = \alpha_T/n$ .

### 10.3.2 Belastingen

Het ontwerp geschiedt aan de hand van de uiterste grenstoestand. Een controle wordt uitgevoerd in de gebruiksgrenstoestand, namelijk de karakteristieke belastingscombinatie.

De in aanmerking te nemen belastingen worden bepaald in hoofdstuk 3. In geval van spoorbruggen dienen de veranderlijke belastingen met hun dynamische vergrotingscoëfficiënt  $\Phi$  en classificatiefactor  $\alpha$  in rekening worden gebracht.

De ontwerpwaarde van de glijdingsmodulus  $G$  van het elastomeer onder statische belasting bedraagt  $0,8 \text{ N/mm}^2$  (minimumwaarde). De minimale kwaliteit van de staalplaten en de bijhorende boven- en onderplaten van de oplegging is S235 JR.

### 10.3.3 Berekeningsmethode voor gewapende elastomeeropleggingen

Voor het *ontwerp in de uiterste grenstoestand* worden de voorschriften van NBN EN 1337-3 §5 toegepast. Deze voorschriften omvatten volgens §5.3.3:

- a) Beperking van de rekenwaarde van de vervormingen  
De belastingscoëfficiënt  $K_L$  wordt gelijk gesteld aan 1,0.
- b) Beperking van de maximale spanningen in de staalplaten  
De coëfficiënt voor de trekspanningen geïntroduceerd in de staalplaat  $K_h$  bedraagt.
- c) Stabiliteitsvoorwaarden, onderverdeeld in:
  - Voorwaarde van hoekverdraaiing;  
De rotatiecoëfficiënt  $K_{r,d}$  wordt gelijk gesteld aan 3.
  - Voorwaarde voor niet-uitknikken;
  - Voorwaarde van niet-glijden, voor de meest ongunstige belastingscombinatie.  
Wanneer aan één van de voorwaarden niet is voldaan, moet het verplaatsen van het oplegtoestel worden belet.

*In de gebruikgrenstoestand* moet voor de meest ongunstige belastingscombinatie  $\sigma_{m,min} \geq 2 \text{ N/mm}^2$ .

- d) Krachten, momenten en vervormingen uitgeoefend op de onderbouw.

De berekening van de verplaatsing  $u$  te wijten aan kortstondige belastingen  $H$  gebeurt mits aanname van een dynamische glijdingsmodulus gelijk aan tweemaal de statische glijdingsmodulus ( $2G$  vermits kortstondig):  $\frac{u}{T} = \frac{H}{(2G)ab}$ .

In de berekening van de hoekverdraaiing van het oplegtoestel wordt rekening gehouden met een plaatsingsfout  $\alpha_0$  (rotatie om de breedte-as van het oplegtoestel). In de gangbare gevallen zijn volgende waarden van  $\alpha_0$  aan te nemen:

- $\alpha_0 = 0,003 \text{ rad}$ : voor stalen bruggen en voor ter plaatse gestorte betonnen bruggen; voor betonnen bruggen met geprefabriceerde liggers welke worden geplaatst en afgeregeld m.b.v. voorlopige opleggingen zoals zandozen, systeem met vijzels, ... en ondergoten worden met krimpvrije mortel.
- $\alpha_0 = 0,010 \text{ rad}$ : voor betonnen bruggen met geprefabriceerde liggers.

De *controle in de gebruiksgrenstoestand* bestaat uit een beperking van de gemiddelde drukkracht en de voorwaarde van instabiliteit:

- Beperking van de gemiddelde drukkracht:

Afmetingen oplegtoestel a x b, D (mm)	$\sigma_{m,max}$ (N/mm <sup>2</sup> )
≤ 150 x 200 ≤ 200 $\phi$	10,0
≤ 250 x 400 ≤ 350 $\phi$	12,5
≤ 900 x 900 ≤ 900 $\phi$	15,0

- Voorwaarde van instabiliteit:  $T_b \leq a/5$  of  $D/5$

#### 10.3.4 Berekeningsmethode voor ongewapende elastomeeropleggingen

Voor het *ontwerp in de uiterste grenstoestand* worden de voorschriften van NBN EN 1337-3 §5.4-5.5 toegepast.

De *controle in de gebruiksgrenstoestand* bestaat uit een beperking van de gemiddelde drukkracht en de voorwaarde van instabiliteit:

- Beperking van de gemiddelde drukkracht:

$$\sigma_m = \frac{F_z}{ab} \leq 5 \frac{N}{mm^2}$$

- Voorwaarde van instabiliteit:  $T_b \leq a/5$

#### 10.3.5 Potoplegtoestellen

De potopleggingen dienen conform te zijn aan de norm NBN EN 1337, specifiek de norm NBN EN 1337-2 voor de glijdelen en de norm NBN EN 1337-5 betreffende potopleggingen.



# 11 Uitvoeringsmiddelen

## 11.1 Algemene opmerking

De kosten van de uitvoeringsmiddelen en de daarop betrekking hebbende studies, niet vervat in afzonderlijke posten van de opmetingsstaat, zijn geacht begrepen te zijn in de door de aannemer opgegeven prijzen.

Er wordt de aandacht gevestigd dat Infrabel veelal geen bepaalde uitvoeringswijze oplegt, noch de uitvoeringsmiddelen bepaalt, tenzij anders bepaald in het bestek. Een grondige voorstudie van de uitvoeringswijze is aangewezen vòòr de inschrijving. Bij deze voorstudie dienen uiteraard de voorwaarden in het bestek met inbegrip van het veiligheids- en gezondheidsplan te worden gerespecteerd. De aannemer dient tevens rekening te houden met de invloed op de omgeving van de gekozen uitvoeringsmiddelen.

## 11.2 Documenten te verstrekken door de ontwerper en de aannemer

Het bestek definiëert de plans, m.b.t. de uitvoeringsmiddelen al dan niet te gerechtvaardigen door een rekennota, die de ontwerper en de aannemer elk voor wat hem betreft verplicht ter voorafgaandelijke goedkeuring moeten indienen bij de leidend ambtenaar. De opstelling van de plans en de rekennota's voldoen aan de beginselen van hoofdstuk 2.

De plans en rekennota's betreffende elementen bestudeerd door onderaannemers, mogen Infrabel slechts voorgelegd worden, nadat ze nagezien en tegengetekend werden door de burgerlijk ingenieur die belast is met het nazicht van alle plans en rekennota's en met de coördinatie van alle studies in verband met de stabiliteit van de constructie.

De navolgende niet-beperkende lijst geeft een overzicht van de te leveren documenten, waaruit het bestek eventueel een selectie aangeeft:

- Plans met aanduiding van de uitvoering van de voorlopige brugdekken, en indien dit voorzien is, met inbegrip van de verwezenlijking van een continue verbinding tussen de aanpalende liggers, alsook de detailuitvoering en voorbereiding van deze verbindingen, de bepaling van de opvatting en de juiste maten van de funderingsblokken en steunpunten van voorlopige tussenpijlers, inbegrepen de rekennota's.
- Plans en rekennota's betreffende eventuele voorlopige tussenpijlers, hun bevestiging op de voorlopige funderingen en de opvatting van de funderingen zelf en de detailplans daarvan.
- Plans en rekennota's betreffende de afbraak in fasen van bestaande bruggen, zowel boven- als onderbouw, inbegrepen alle ondersteuning en tijdelijke schoringen.
- Plans en rekennota's betreffende het laden, vervoeren en plaatsen van geprefabriceerde liggers of staal-betonliggers met inbegrip van een gedetailleerde

- beschrijving van alle uitvoeringsmiddelen voor het plaatsen en controle van de eventuele belastingstoestanden van deze liggers bij het plaatsen.
- Werkhuisplans en bijbehorende rekennota's van de metalen opbouw van staalconstructies, inbegrepen het bepalen van de constructiezegen, indeling in platen, snijden der platen en elementen, voorbehandeling, lasprogramma, voorafgaandelijke proeven, bepalen van de lasparameters, behandelingen, na te slijpen delen, parameters voor het aandraaien van bouten, boringen, hijsinrichtingen, lasuitloopstukken, ... (zie hoofdstuk 30.2.4).
  - Plans en rekennota's betreffende het laden, vervoeren en plaatsen van alle metalen delen, met inbegrip van de beschouwing van voorlopige tussentoestanden.
  - Detailplans van de oplegtoestellen.
  - Werkhuisplans van de kleinere metalen constructies (zoals leuning, borstweringen, roosters, ...).
  - Fazeringsplans die de opeenvolgende stadia van de constructie voorstellen, en waarmee rekening is gehouden in het ontwerp.
  - Plans en rekennota's betreffende voorlopige voetbruggen en kabelbruggen, met inbegrip van een gedetailleerde beschrijving van alle uitvoeringsmiddelen voor het plaatsen en wegnemen.
  - Uitvoeringsplans en bijhorende rekennota's betreffende wanden van beschoeide sleuven of diepwanden.
  - Montageplans en rekennota's van staalconstructies, met volledige rechtvaardiging van alle procedures voor het bekomen van een spanningsvrije montage (zie ook hoofdstuk 30.2.4).
  - Plans en alle rechtvaardigende rekennota's van uitvoering van betonnen bouwwerken, met in bijzonderheid de gevolgen van differentiële krimp, differentiële zettingen, spannings- en sterktoestanden in de uitvoeringsfazen, zettingen van het bouwwerk, en stabiliteit van naburige eigendommen, alsmede kwel, opstuwing van naastliggende grondpakketten, ... .

### 11.2.1 Planning

Een globale planning betreffende de uit te voeren werken, rekening houdend met de door de aannemer werkelijk in te zetten mogelijkheden, dient te worden overgemaakt aan de leidend ambtenaar, voor aanvang der werken. Deze planning moet rekening houden met de in het bestek opgelegde eisen in verband met de uitvoeringstermijn en de volgorde van de werken.

Het kan noodzakelijk blijken dat de leidend ambtenaar de aannemer verzoekt ten gepaste tijde en wanneer alle details getekend zijn, de opgestelde planning verder uit te werken voor één of meerdere deeltaken. Dit zal onder andere het geval zijn voor belangrijke of moeilijke omschakelingen of indienstnames of voor werken uit te voeren met een beperkte tijdslimiet voor buitendienststelling en/of buitenspanningstelling.

Zo maakt de aannemer ook een **draaiboek** op voor ingrijpende werken met (risico op) hinder voor trein- of wegverkeer (o.a. uitvoering funderingen en bovenleidingsmassieven, plaatsing van de brugdekken, aanleg wegenis...) waarin in detail een tijdschema is uitgewerkt voor alle werkzaamheden die dan moeten gebeuren. Dit draaiboek zal **min. 30 kalenderdagen** voor de aanvang van de werken overgemaakt worden aan de leidend ambtenaar.

Eventueel zullen de nodige wijzigingen aan de planning gebeuren na overleg met de leidend ambtenaar, ten einde rekening te houden met de uitvoeringsomstandigheden. De aannemer kan ten gevolge van de aangebrachte wijzigingen in geen geval aanspraak maken op schadevergoeding.

### **11.3 Afbraak van kunstwerken en bouwen boven de sporen**

Om elke val van materialen te voorkomen, bij afbraakwerken uit te voeren boven sporen, moet de aannemer **steigers oprichten met afschermvloer**.

De vloer moet continu zijn. Hij moet minstens 70 cm buiten elke flank van het af te breken bouwwerk steken. De vloer en de leuningen moeten de veiligheidsafstand respecteren t.o.v. de bovenleidingen die onder spanning staan. De stellingen moeten worden gecontroleerd door de aannemer alvorens te worden gebruikt.

Wanneer in het bestek een gedeeltelijke termijn is voorzien voor het slopen van een kunstwerk of gebouw, dan zijn de demontage en de evacuatie uit de aanhorigheden van Infrabel, van de steiger en de vloer, in deze termijn begrepen.

### **11.4 Werken die een indringing in de gevarenzone vereisen of een tijdelijk indringingsrisico met zich meebrengen**

Werken waarbij het nodig is of waarbij gevaar van indringing in het vrije ruimteprofiel bestaat.

Geen enkel deel van werktuigen of van lasten mag binnen de gevarenzone van de in dienst zijnde sporen komen. De aannemer voorziet steeds een safety fence als markering van de gevarenzone in de werfzone.

Voor de veiligheids- en gezondheidsmaatregelen bij het uitvoeren van opdrachten beheerd door Infrabel, wordt verwezen naar bundel 63 (uitgegeven door Infrabel) en de brochure "Veilig werken en zich verplaatsen bij de NMBS" (uitgegeven door NMBS Holding, Veiligheid en Milieu, Afdeling H-VM.02- uitgave 1998).

## **11.5 Werken in de nabijheid van installaties voor elektrische tractie**

Er wordt de aandacht gevestigd op de aanwezigheid van bovenleidingen van de geëlektrificeerde sporen en andere luchtlijnen (glasvezelkabels, ...). De aannemer moet met deze factoren rekening houden bij de keuze van zijn werktuigen (kranen, ...) of uitvoeringstechnieken (bv. afbraak van bruggen, plaatsen van geprefabriceerde elementen, ...). Zelfs bij toepassing van een buitenspanningsstelling mag hij noch materieel noch menselijk fysiek contact maken met een onderdeel van deze bovenleidingen.

## **11.6 Veiligheids- en gezondheidsplan (VGP)**

Alle voorzieningen worden getroffen inzake veiligheid en gezondheid en alle werken worden uitgevoerd overeenkomstig de voorschriften van de “Wet op het Welzijn” van 04/08/96 en het KB van 25/01/2001 betreffende tijdelijke of mobiele bouwplaatsen. De aannemer voegt verplicht de documenten, zoals bepaald in art 30 van het KB 25/01/2001, toe aan zijn inschrijving (waarin zij beschrijven op welke wijze zij het bouwwerk zullen uitvoeren om rekening te houden met dit veiligheids- en gezondheidsplan) zodanig dat de veiligheidscoördinator-ontwerp de overeenstemming ervan kan beoordelen met zijn veiligheids- en gezondheidsplan.

Tijdens de verwezenlijking worden alle besproken wijzigingen in overleg met de coördinator verwezenlijking, in volgorde van voorkomen toegevoegd, zodat het veiligheids- en gezondheidsplan op elk moment de stand van de werken weerspiegelt.

Niettemin, en dit overeenkomstig artikel 30 § 2, 2° van het KB van 25 januari 2001, zijn de inschrijvers gehouden bij hun offerte een afzonderlijke prijsberekening (zie bijlage 10 van het VGP) te voegen in verband met de door het veiligheids- en gezondheidsplan bepaalde preventiemaatregelen en –middelen, inbegrepen de buitengewone individuele beschermingsmaatregelen en –middelen.

**Bij gebreke aan dit document behoudt de aanbestedende overheid zicht het recht voor de offerte onregelmatig te verklaren.**

## **11.7 Bescherming van het milieu**

### **11.7.1 Bescherming van het milieu tegen geluidsoverlast en trillingen**

De aandacht van de aannemer wordt in het bijzonder gevestigd op de verplichting het geluid van de werf te beperken. Zeker het geluid dat mogelijk de omwonenden zou belasten of een invloed kan hebben op het natuurgebied, hetzij door een overdreven lange duurtijd, hetzij door het werken buiten de normale werkuren, hetzij door meerdere van deze oorzaken tegelijkertijd.

Meer bepaald dient vermeden te worden om zware geluidshinder en trillingen te veroorzaken tijdens het broedseizoen van de vogels in het natuurgebied.

### 11.7.2 Bescherming van het milieu tegen koolwaterstoffen

De eventuele opslag van brandstoffen, oliën of koolwaterstoffen bestemd voor allerlei toepassingen, alsook de onderhoudsinstallaties voor het materiaal van de aannemer, moeten conform zijn aan de van kracht zijnde wetgeving betreffende deze types van installaties. Alle tanks op de werf zijn voorzien van een inkuiping. Alle recipiënten zijn voorzien van de nodige etiketten. Recipiënten of tanks die niet voldoen, dienen te worden verwijderd op eenvoudig verzoek van de leidend ambtenaar of zijn gemachtigde van de werf.

### 11.7.3 Bescherming van het milieu tegen slijk en stof

De aannemer zal de nodige maatregelen nemen om te vermijden dat de wegen, waterwegen, voetpaden, in de nabijheid van de werf zouden besmeurd worden met stof, afgegraven gronden en afvalmateriaal van de werf.

## **11.8 Uitvoering van geprefabriceerde liggers van spanbeton of gemengde staal-betonbalken**

De aannemer mag de voorgestelde schikking voor het verwezenlijken van de voorspanning in de liggers lichtjes wijzigen op voorwaarde dat de waarde van de voorspankracht en het aangrijpingspunt ervan in alle doorsneden ongewijzigd blijven.

De aannemer moet de plans van de spanbetonbalken, indien hij een licht gewijzigd voorspanstelsel voorstelt, en deze van de eindblokken als volgt ter beschikking stellen van de leidend ambtenaar:

- in drie exemplaren, ten laatste twintig dagen na de bekendmaking van de goedkeuring van zijn inschrijving;
- in drie exemplaren en een exemplaar op een informaticabestand dat compatibel is met de software van Infrabel na de goedkeuring van deze plans.

De aannemer stelt de werkhuisplans van de spanbetonbalken op met onder meer:

- het tracé der voorspanelementen (strengen);
- de wapeningen in de eindblokken;
- details van de eindverankeringen, uitsparingen, bijzondere wapeningen.

Indien een gewijzigd voorspanstelsel wordt voorgesteld legt de aannemer een rekennota voor met:

- het nazicht in de gebruiksgrenstoestanden van de optredende spanningen bij voorspannen in de middendoorsnede en in minstens 2 tussendoorsneden (doorsnede naast eindblok en doorsnede op 1/3 van de overspanning);
- het nazicht in de uiterste grenstoestand.

Infrabel kan het nazicht van bijkomende doorsneden eisen indien twijfel bestaat of de spanningen daar niet overschreden worden, en of de uiterste grenstoestand nog voldoende veiligheid vertoont.

## **11.9 Plaatsen en wegnemen van liggers**

Minstens 30 kalenderdagen vóór aanvang der werken bezorgt de aannemer, voor akkoord van de leidend ambtenaar, een omstandige beschrijving met plans en rekennota's ter staving van de methode die hij wil aanwenden voor het plaatsen of wegnemen van de liggers. Bij de plans moet een plattegrond en een vooraanzicht staan van de gebruikte kranen met wielbasis en juiste afstanden t.o.v. sporen en bovenleidingen.

Deze beschrijving preciseert de karakteristieken van de aangewende hefwerktuigen. Vooraleer het plaatsen van de liggers aan te vatten bezorgt de aannemer aan de leidend ambtenaar een kopie van het attest dat de hefwerktuigen door een erkende instantie zijn gecontroleerd.

Liggers van voorgespannen beton of gemengde staalbeton-liggers moeten op elk ogenblik kunnen beschouwd zijn als geplaatst op twee opleggingen waarvan de aslijnen zich op minder dan 75 cm van de uiteinden bevinden.

Metalen constructies moeten worden samengebouwd op zo'n manier dat de montage geen bijkomende spanningstoestanden induceert in de metaalbouw behalve deze te wijten aan het eigengewicht van de constructie, geplaatst op haar definitieve ondersteuning (zie hoofdstuk 30.2.4).

De leidend ambtenaar behoudt zich het recht voor wijzigingen te laten aanbrengen die hij nodig oordeelt zonder dat de aannemer aanspraak kan maken op vergoeding of verlenging van om het even welke termijn. De verantwoordelijkheid van de aannemer blijft volledig, zelfs bij goedkeuring van Infrabel of zelfs bij eventuele gevraagde wijzigingen.

## **11.10 Materialen geleverd door Infrabel**

Tenzij anders bepaald in het bestek worden de materialen geleverd door Infrabel kosteloos ter beschikking van de aannemer gesteld. Volgens de bepalingen in het bestek laadt de aannemer deze producten op en vervoert ze met eigen middelen naar de plaats der werken.

Het bestek maakt de opsomming van:

- De verschillende elementen geleverd door Infrabel;
- De plaats van levering;
- De modaliteiten van bevoorrading.

Bij te laat leveren kan de aannemer geen aanspraak maken op een schadevergoeding. De uitvoeringstermijn wordt echter verlengd met het aantal dagen gelijk aan de opgelopen vertraging op voorwaarde dat de materialen aangevraagd zijn binnen de termijnen voorzien in het bestek en dat de feiten zich voordoen binnen de contractuele uitvoeringstermijn eventueel vermeerderd met de door Infrabel vroeger toegestemde termijnsverlengingen.

Het lossen van de wagons door de aannemer, moet uitgevoerd zijn binnen de termijn van 24 uren, gerekend vanaf het terbeschikking stellen van de wagons, en voor zover de terbeschikkingstelling niet vroeger valt dan de datum vooropgesteld door de aannemer. Elke wagon die niet of onvolledig gelost is na die voormelde termijn geeft aanleiding tot het toepassen van staangelden.

De zaterdagen, zondagen en wettelijke feestdagen worden niet geteld bij het berekenen van de staangelden.

Een proces-verbaal, dat de door Infrabel geleverde materialen vermeldt, wordt tegensprekelijk opgesteld op het ogenblik van het terbeschikking stellen aan de aannemer. Deze laatste verzekert, van dan af en tot aan de voorlopige oplevering van de werken, de bewaking ervan. Elk verdwenen of beschadigd stuk wordt vervangen, door Infrabel, op kosten van de aannemer.

Het bestek bepaalt desgevallend, de modaliteiten voor de aanvoer van materiaalwagons op het werk door werktreinen, en dit overeenkomstig de bepalingen van het hoofdstuk 30 van bundel 61.

## **11.11 Bescherming en onderhoud van bruggen en gebouwen**

Vallen binnen het kader van de uitvoeringsmiddelen alle leveringen en alle werken bestemd om het onderhoud en het in goede staat houden, voor hun ingebruikneming of voor hun voorlopig oplevering, van de kunstwerken en gebouwen te verzekeren. De aannemer is verplicht de richtlijnen, verstrekt door de leidend ambtenaar en bestemd om de bescherming van reeds voltooide werken te verzekeren, stipt na te leven.

De aannemer moet de nodige maatregelen treffen voor het vermijden van verf- en cementspatten, verliezen van cementmelk, vlekken van koolwaterstofprodukten, roestsporen, het afdruipen van ontkistingsprodukten, ... in het algemeen elke vlek, waarvan de reiniging achteraf de integriteit van reeds voltooide bouwwerken kan aantasten.

## 11.12 Bemaling en afvoer van water

### 11.12.1 Waterafvoer

De waterafvoer van beken, grachten, terreinen en rioleringen moet tijdens de werken verzekerd blijven. De aannemer treft hiervoor op zijn kosten, in al de werkfasen de nodige schikkingen en volgt hierbij de gebeurlijke richtlijnen van de leidend ambtenaar. Deze behoudt zich het recht voor om het debiet van de pompen te laten verminderen indien grondafkalvingen waar te nemen zijn.

### 11.12.2 Verlagen van het grondwaterpeil

#### 11.12.2.1 *Algemeen*

Er wordt verwezen naar de richtlijn bemalingen (september 2009) van TIS-SFT (tis-sft.wtcb.be).

De verlaging van het grondwaterpeil is steeds verplicht voor de uitvoering van de nodige grondwerken en kunstwerken wanneer het grondwaterpeil te hoog gelegen is.

Het waterpeil ter plaatse van alle sleuven of bouwputten moet tenminste 50 cm lager staan dan het peil van de overeenstemmende uitgraving.

De aannemer neemt alle nodige voorzorgen tot het vermijden van schade aan naburige eigendommen, in het bijzonder tijdens het uitvoeren van grondwaterverlagingen.

De aannemer dient voor de grondwaterverlaging de nodige vergunningen (bemaling, retourbemaling en lozing) aan te vragen en dient zijn systeem aan te passen aan de bepalingen van deze vergunning.

De aannemer voert zelf de nodige werken voor de grondwaterverlaging uit, of vertrouwt deze toe aan een onderaannemer die de nodige referenties moet kunnen voorleggen. Hij zal rekening houden met het peil van de af- en uitgravingen zoals aangeduid op bijhorende plannen.

In het geval dat waterputten, boorputten, drinkwaterputten e.d. door deze grondwaterverlaging droog komen te staan, dient de aannemer, als last van zijn aanneming, er voor te zorgen dat de gedupeerde aangelanden van het nodige water worden voorzien.

De aannemer dient zich vooraf te verzekeren dat de lozing van het water afkomstig van de grondwaterverlagingsinstallatie en de wijze van aansluiting geen hinder voor de werf of derden tot gevolg hebben. Bij het lozen in een riool dient een zandvang te worden geplaatst tussen de uitstroom van de pompleiding en de lozingsplaats.



De aannemer is steeds verantwoordelijk voor elke aanslibbing van de rioleringen die hij zou veroorzaken bij de uitvoering der werken. De nodige tegensprekelijke bevindingsstaten zullen opgemaakt worden.

In alle gevallen van schade, veroorzaakt door de uitvoering, en die schadeloosstelling voor gevolg heeft, is de aannemer verantwoordelijk. In alle gevallen waarin Infrabel zou worden vervolgd wegens die schade, is de aannemer gehouden in het geding tussen te komen en op eenvoudige aanzegging deel te nemen aan alle maatregelen die Infrabel zou nuttig achten tegen derden uit te lokken, om haar rechten te vrijwaren.

De leidende ambtenaar heeft het recht alle wijzigingen aan de uitvoeringswijze of aanvullende voorzorgsmaatregelen te eisen, welke hij nodig acht om hieraan te voldoen of om rekening te houden met uitzonderlijke plaatselijke omstandigheden.

Hieruit volgt geen enkel recht op bijkomende vergoeding voor de aannemer. Hij wordt geacht, vóór zijn inschrijving, ter plaatse volledig kennis te hebben genomen van de bestaande toestand.

Alle schadevergoedingen aan derden, veroorzaakt door de werken, met inbegrip van de vergoedingen die verschuldigd zijn in toepassing van artikel 544 van het Burgerlijk Wetboek, zijn integraal ten laste van de aannemer, tot volledige vrijwaring van de bouwheer en van de bouwdirectie.

#### *11.12.2.2 Zettingscriteria*

De aannemer maakt een berekeningsnota op van de te verwachten zettingen naargelang van het gekozen bemalingsstelsel. Deze nota moet vooraf door de leidende ambtenaar met visa goedgekeurd zijn vooraleer de eigenlijke bemaling in gang gezet wordt.

Onafgezien van het feit dat geen schade aangericht mag worden door de werken, mogen de totale absolute zettingen veroorzaakt door de grondwaterverlaging in geen enkel punt meer dan 15 mm bedragen bij het einde van de werken.

Verder dient de differentiële zetting van 2 punten van de gebouwen, andere bouwwerken, kokers voor nutsleidingen of wegdek, gelegen op 5 à 10 m van elkaar, zodanig beperkt te blijven dat de hellingshoek van de zettingscurve kleiner is dan 1/700.

De hiervoor vermelde numerieke gegevens mogen niet beschouwd worden als toegelaten zettingen. Het feit dat geen schade mag aangericht worden, is maatgevend.

### 11.12.3 Bescherming van bestaande constructies

#### *11.12.3.1 Verantwoordelijkheid*

De aannemer dient alle beschadiging te vermijden aan gebouwen en bouwwerken van welke aard ook, bovenleidingsinstallaties, kabels en leidingen, omliggende wegen die zich in de nabijheid van zijn werken bevinden. In alle gevallen van schade, die door de uitvoering veroorzaakt worden en schadeloosstelling tot gevolg heeft, is de aannemer verantwoordelijk. In alle gevallen waarin Infrabel zou vervolgd worden wegens die schade, is de aannemer gehouden in het geding tussen te komen en na eenvoudige

aanzegging deel te nemen aan alle maatregelen welke Infrabel nuttig zou achten uit te lokken tegen derden, om haar rechten te vrijwaren.

De leidend ambtenaar heeft het recht alle nodige wijzigingen aan de uitvoeringswijze of alle bijkomende voorzorgsmaatregelen te eisen welke hij nodig acht of om rekening te houden met uitzonderlijke, lokale omstandigheden.

De bijzondere aandacht van de aannemer wordt gevestigd op de zettingscriteria en zettingsmetingen van het bestek.

Hieruit volgt geen enkel recht op bijkomende vergoeding voor de aannemer. Deze wordt geacht zich voor zijn inschrijving voldoende op de hoogte gebracht te hebben van de toestand ter plaatse.

### 11.12.3.2 Staat van bevinding

#### a) Voor de werken

**Vóór de effectieve aanvang der werken** op het terrein zal de aannemer in aanwezigheid van de betrokken eigenaars en in overleg met de leidend ambtenaar een staat van bevinding doen opmaken van het wegdek, sporen, kunstwerken en gebouwen gelegen in de omgeving van de te bouwen constructie.

De aannemer maakt een plan op met aanduiding van gebouwen en andere kunstwerken waarvoor een plaatsopneming voor de werken moet opgesteld worden in het kader van de opdracht.

Na goedkeuring en ondertekening door alle betrokken partijen, levert de aannemer door zijn zorgen en op zijn kosten aan de leidend ambtenaar een exemplaar op papier en één op een informaticabestand dat compatibel is met de software van Infrabel.

Infrabel heeft de mogelijkheid één of meerdere personen af te vaardigen om deze verrichtingen bij te wonen. De eventuele vertegenwoordiging van Infrabel bij deze handelingen van vaststelling kan geen enkele verantwoordelijkheid doen ontstaan van welke aard ook, noch tegenover derden, noch tegenover de aannemer.

#### b) Na de werken

**Na de voltooiing van de werken** wordt in dezelfde voorwaarden en op kosten van de aannemer overgegaan tot nazicht van deze staat van bevinding. De aannemer licht Infrabel in aangaande de vaststellingen waartoe dit nazicht aanleiding gegeven heeft.

In geen geval kan Infrabel ter verantwoording geroepen worden voor gebeurlijke schade, berokkend aan deze gebouwen of kunstwerken. Alleen de aannemer blijft hierin volledig verantwoordelijk. In geval een begin van schade vastgesteld wordt aan de aanpalende gebouwen, moet de aannemer onmiddellijk de leidend ambtenaar verwittigen.

## 11.13 Afsluiting van de werf

Het bestek preciseert of de aannemer verplicht is zijn werf, of sommige zones van zijn werf, af te sluiten.

### 11.13.1 Toegang tot privé-eigendommen

De aannemer neemt alle maatregelen opdat de toegang tot de privé-eigendommen steeds verzekerd blijft.

## 11.14 Bijzondere voorwaarden voor sommige keuringen

### 11.14.1 Voorafgaande technische keuring van de basismaterialen

Buiten de producten vermeld in Bundel 61, is de voorafgaande technische keuring vereist voor:

Constructiestaal + controle lassen	Nazicht van de uitvoering bij de constructeur
Voorafgaandelijke montage in het werkhuis	Opvolging bij de constructeur
Galvanisatie – metallisatie	Keuring in het werkhuis
Schilderwerk	Opvolging van de uitvoering in het werkhuis en (de correctie) op de werf
Waterdichte rok	Opvolging van de uitvoering in het werkhuis en (de correctie) op de werf
Metalen leuning	Keuring in het werkhuis
Roostervloeren, volle metalen loopvloeren	Keuring in het werkhuis
Geprefabriceerde producten van gewapend en niet-gewapend beton of spanbeton	Keuring in het werkhuis
Sleuven, boordstenen, watergreppels, buizen	Keuring in het werkhuis
Toezichtsputen	Keuring in het werkhuis
Oplegtoestellen voor kunstwerken	Keuring in het werkhuis en proeven
Uitzettingsvoegen	Keuring in het werkhuis en proeven
Bitumineuze producten	Keuring tijdens het fabricatieproces en op de werf
Leidingen in PVC, PE, polyethyleen, staal, gietijzer, (on)gewapend beton, ...	Bewijzen van conformiteit leveren, indien niet mogelijk dienen proeven te worden uitgevoerd

De producten of geprefabriceerde elementen die het keurmerk BENOR of ATG verkregen hebben en waarvoor een geschikt conformiteitattest afgeleverd wordt, zijn vrijgesteld van de voorafgaande technische keuring. Niettemin behoudt Infrabel zich het recht voor controles uit te voeren bij de levering. De kosten van deze controles zijn ten laste van de aannemer indien deze geen voldoening geven, behoudens andersluidend beding vermeld in dit bestek.

## 12 Beproeven van bruggen

### 12.1 Toepassingsgebied

Het onderhavig artikel beschrijft de belastingsproeven die kunnen worden uitgevoerd vooraleer een brug of kunstwerk in dienst worden genomen ter gelegenheid van controles voor de voorlopige oplevering van het werk, of tijdens de levensduur van de constructie, indien de uitbatingsvoorwaarden grondig zouden gewijzigd worden.

### 12.2 Doel van de proeven

De belastingsproeven laten toe om:

- in het algemeen de materiaalkwaliteiten en de zorg besteed aan de uitvoering te beoordelen;
- het onderzoek te verrichten naar het gedrag van de constructie in het algemeen en van sommige elementen ervan in het bijzonder;
- bijzondere gedragingen, zoals trillingsgedrag, te beoordelen.

De proefbelasting stemt evenwel nooit, zelfs niet benaderend, overeen met de ontwerpbelasting. Zulks betekent dat de studie een nazichtsberekening omvat, en dit op de verschillende plaatsen.

### 12.3 Algemene voorschriften

In algemene regel hebben de proeven als doel het gedrag van de voornaamste elementen van de constructie na te gaan. Derhalve wordt gepoogd zo ongunstig mogelijke effecten van de belasting in die elementen te creëren.

Belastingen op voetpaden worden niet toegepast.

#### 12.3.1 Beproeving van spoorbruggen

Voor spoorbruggen zullen de belastingsschema's op verzoek van de aannemer of ontwerper worden medegedeeld. Voor iedere belastingstoestand geven de berekeningen de momenten en dwarskrachten en de overeenstemmende vervormingen van de kenmerkende doorsneden van de brugdekken. Daarenboven, wordt voor brugdekken van staal of gemengde staalbetonbrugdekken geëist dat de spanningsvariaties worden berekend en gemeten.

De proefbelasting vindt plaats op een of meer onderbrekingen van het spoorverkeer beschreven in het bestek, met een of meer rijkststellen die wanneer ze op de constructie worden geplaatst een zo groot mogelijke belasting veroorzaken. Deze belasting wordt op verschillende plaatsen uitgevoerd, en de proef wordt meerdere malen herhaald. Indien het

bestek zulks bepaalt zullen ook dynamische beproevingen, met treinstellen rijdend aan verschillende snelheden plaatsvinden.

Alternatief kunnen ook vrachtwagens worden toegepast als proefbelasting voor de beproeving van spoorbruggen, zie ook §12.3.2 Beproeven van wegbruggen.

### 12.3.2 Beproeving van wegbruggen

Tijdens de ganse duur van de proeven moet de aannemer ervoor zorgen dat er belastingsproeven worden uitgevoerd aan de hand van vrachtwagens. De belasting zal zoveel mogelijk de ontwerpvoorwaarden benaderen, en gekarakteriseerd worden als een fractie van de ontwerpbelasting.

De karakteristieken van de vrachtwagens (aantal assen, as-op-as afstand, aslasten, ...) die bij de proeven gebruikt zullen worden door de aannemer ter goekeuring voorgelegd aan de leidend ambtenaar.

## **12.4 Opstellen van het theoretisch programma van de belastingsverrichtingen**

Samen met de detailstudie van de constructie, en in een afzonderlijk document wordt door de ontwerper een voorstel ingediend voor:

- het programma van de opeenvolgende statische belastingsproeven;
- de te onderzoeken elementen (worden gekozen i.f.v. het type en de complexiteit van de constructie, alsmede rekening houdend met eventuele gebeurtenissen tijdens de bouw);
  - een berekeningsnota van de overeenstemmende vervormingen en spanningen en de eventuele belastingen van bijzondere elementen.

De keuze van het programma van de belastingsproeven, de onderscheiden standen van de belasting en het aantal proeven moet worden vastgelegd, rekening houdend met het realiseren van een maximale vervorming en spanningstoestand in hoofdliggers van brugdekken, dwarsdragers, langsliggers, brugdekplaat en verstijvers, bijzondere gelaste of geboude voegen, en alle doorsneden waarin spanningspieken of vermoeiing een belangrijke invloed hebben. Tevens moet het programma ernaar streven een duidelijk resultaat te bieden over de verdeling van de belasting in de onderscheiden brugelementen (bv. dwarsverdeling in brugdekken met meerdere balken of in orthotrope platen, evolutie van de buiging in de breedte in de brugdekplaten met een grote breedte gevat tussen hoofdliggers).

Infrabel behoudt zich het recht voor wijzigingen aan het proefprogramma op te leggen, zonder schadevergoeding voor de aannemer, en dit binnen de hiervoren gestelde voorwaarden.

## 12.5 Voorafgaandelijk onderzoek van de constructie

Alvorens over te gaan tot de beproeving, wordt een tegensprekelijk visueel onderzoek van de constructie uitgevoerd in aanwezigheid van de leidend ambtenaar, de aannemer en de ontwerper. Van het resultaat van dit onderzoek wordt een verslag gemaakt dat is te hechten aan het proces-verbaal van de belastingsproeven.

Indien belangrijke beschadigingen worden aangetroffen (slecht geregelde ondersteuning, scheuren in lasnaden, vervormingen of beschadigingen van dragende elementen, geblokkeerde wegvoegstroken, uitzettingsvoegen of scharnieren, enz...) worden eerst de nodige herstellingen uitgevoerd.

Zo Infrabel oordeelt dat de aangetroffen beschadigingen het gedrag van de constructie niet in het gedrang brengen, mag zij aanvaarden de belastingsproeven uit te laten voeren, mits een intensievere controle van de beschadigde zones en aanpassing van het programma van de belastingsproeven. Indien deze laatste voldoening geven moet de aannemer nog steeds de nodige herstellingen uitvoeren.

Iedere aangetroffen beschadiging of abnormaal gedrag aangetroffen voor, tijdens of na de beproeving wordt opgetekend in het proces-verbaal van de belastingsproeven.

## 12.6 Aanbrengen van de belastingen, metingen en controles

De vrachtwagens voor de beproeving van wegbruggen **worden vooraf gewogen voor iedere as**, en de bonnen van de weging worden voor uitvoering van de proeven overhandigd aan de leidend ambtenaar.

De proeven worden uitgevoerd in overeenstemming met het vooraf goedgekeurde programma. Alle verrichtingen moeten zo snel mogelijk worden uitgevoerd, en dit ten einde de invloed van temperatuursverschillen te beperken.

In het merendeel van de gevallen moeten metingen geschieden aan de onderzijde van brugdekken. Derhalve moeten meerdere verplaatsbare hangstellingen met een veilige toegang en stabiele ophanging ter beschikking staan, en zullen deze meermaals moeten verplaatst worden door de aannemer tijdens de belastingsproeven, en zulks telkens het personeel van Infrabel daarom vraagt.

De aannemer dient rekening te houden met de kosten aan materieel en personeel voor deze stellingen, en met de verrichtingen voor het openen en sluiten van roostervloeren of andere toegangen.

Infrabel mag iedere meting tot driemaal laten uitvoeren. Men meet hoofdzakelijk verticale verplaatsingen, verplaatsingen in willekeurige richting, hoekverdraaiingen in een vertikaal vlak en rekken teneinde spanningsschommelingen te registreren. In het geval van dynamische proeven worden ook versnellingen gemeten.

Voor iedere stand van de belastingen of proeffase wordt gelijktijdig afgelezen op alle toestellen. In beginsel worden aflezingen verricht in iedere fase:

- onmiddellijk voor het aanbrengen van de belastingen;
- na het aanbrengen van de belastingen en voor iedere stand daarvan, telkens binnen de tijdsspanne nodig voor de stabilisatie van de constructie;
- na het verwijderen en stabilisatie van de constructie.

De afgelezen en geregistreerde blijvende vervormingen na verwijderen van de belastingen zijn slechts belangrijk indien bij het verwijderen van de belastingen in de te onderzoeken elementen geen spanningen ontstaan in de zin tegengesteld aan die welke bestonden in de belaste toestand. Bij het verwijderen van de belastingen kan men deze storende invloed verzachten door vrachtwagens slechts 1 per 1 te verwijderen.

Alle meettoestellen moeten recent zijn geijkt en een nauwkeurigheid van de aflezing bezitten in verhouding tot de te meten grootheid. De nauwkeurigheid en gevoeligheid moet zeer hoog zijn wanneer men resultaten moet vinden op basis van het verschil van de metingen (bv. bij bepalen van de dwarsverdeling of dwarse vervormingen).

Doorbuigingen worden gemeten met toestellen welke een gevoeligheid bezitten die preciezer is dan 1% van de meting.

Hoekverdraaiingen in een vertikaal vlak worden gemeten met clinometers, waarvan de praktische precisie minstens  $15 \cdot 10^{-6}$  radialen bedraagt.

Rekmetingen gebeuren met rekstrookjes van verschillende types, maar met ten minste 1% nauwkeurigheid van de te verrichten rekmeting.

Tijdens de belastingsproeven worden de onderscheiden elementen van de constructie visueel onderzocht ten einde vast te stellen of zich geen abnormale toestanden of gedrag voordoet.



## 12.7 Besluiten te trekken uit de belastingsproeven

Voor iedere belastingstoestand wordt a.d.h.v. de opgemeten doorbuigingen en hoekverdraaiingen, de vervormde toestand van de constructie zowel in langs- als in dwarsrichting uitgetekend, met inbegrip van een cijfertabel van de verplaatsingen. De algemene gedaante van deze vervormingslijnen moet normaal zijn en aanvaardbaar voor het brugtype in kwestie. Men leidt uit de waarnemingen de totale verplaatsingen en vervormingen af alsmede de blijvende vervorming. Uit het verschil volgen de elastische verplaatsingen en vervormingen.

Deze procedure wordt eveneens gevolgd voor de spanningen afgeleid uit de rekmetingen, hun totale, blijvende en elastische waarden.

Indien de bij de belastingsproeven werkelijk aangebrachte belastingen in belangrijke mate verschillen van deze aangenomen in het theoretisch programma, moeten de berekeningen betreffende dit programma overeenkomstig worden aangepast.

In de gevallen waar de gemeten elastische spanningen, of de elastische vervormingen en verplaatsingen in de kritische doorsneden (zones met maximale elastische spanningen of grootste elastische vervormingen en verplaatsingen), hetzij 15% groter, hetzij 25% lager zijn dan de berekende waarden, moet een meer verfijnde berekening uitwijzen welke hiervan de oorzaak kan zijn, en de gevolgtrekkingen hieruit afleiden.

Indien men aanneemt dat:

- de totale doorbuiging, deze is van het kunstwerk onder de proefbelasting;
- de blijvende doorbuiging, deze is na het verwijderen van de proefbelasting;
- de elastische doorbuiging het verschil is tussen de totale en blijvende doorbuiging;

dan berekent men de verhouding  $K$  van de blijvende tot de totale doorbuiging. De bekomen waarde  $K$  wordt vergeleken met de waarden vermeld volgens tabel 12.1 en geeft aanleiding tot één van de onderstaande onmiddellijke besluiten:

Geval A: De belastingsproeven voldoen.

Geval B: Onmiddellijk wordt een nieuwe belastingsproef uitgevoerd. Deze proef wordt als bevredigend beschouwd indien de nieuwe waarde  $K^*$  van de verhouding van de blijvende tot de totale doorbuiging aan navermelde vereisten voldoet.

Geval C: De belastingsproef schenkt geen voldoening: de oorzaken van het abnormale gedrag moeten worden onderzocht, eventueel door het uitvoeren van bijkomende proeven. De aannemer moet de nodige aanpassingen aan het bouwwerk aanbrengen.

Nieuwe proeven worden in principe opgelegd na de herstelling van het kunstwerk, tenzij, rekening houdend met de aangebrachte herstellingen, de uitslagen van de eerste proeven toelaten te besluiten dat het bouwwerk voldoet aan de onder geval A genoemde voorwaarden.

	Geval A	Geval B	Geval C
wegbruggen	$K \leq 0,10$	$0,1 < K \leq 0,20$ of $K^* \leq 0,08$	$K > 0,20$ of $K^* > 0,08$
spoorwegbruggen	$K \leq 0,05$	$0,05 < K \leq 0,10$ of $K^* \leq 0,03$	$K > 0,10$ of $K^* > 0,03$

**Tabel 12.1 – Bepaling van de gevallen A, B en C**

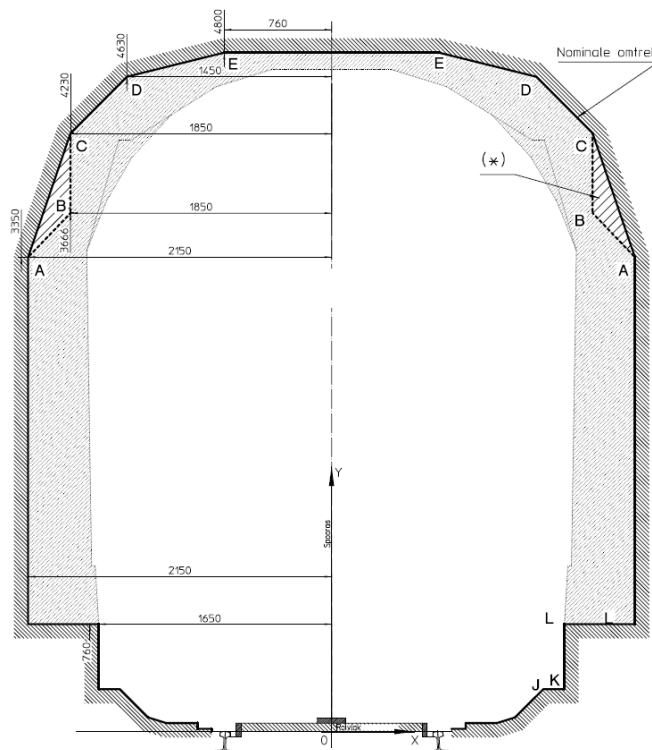
De belastingsproeven van bruggen laten niet noodzakelijk toe alle defecten op te sporen, in het bijzonder de defecten welke slechts op lange termijn merkbaar zijn. Het besluit dat de belastingsproeven voldoen mag door de aannemer niet worden ingeroepen om hem van zijn wettelijke of contractuele verplichtingen te ontslaan, zeker indien in een later stadium defecten zichtbaar worden welke niet konden opgespoord worden voor de voorlopige oplevering.

# 13 Profiel van vrije ruimte en bijkomende bepalingen

## 13.1 Profiel van vrije ruimte

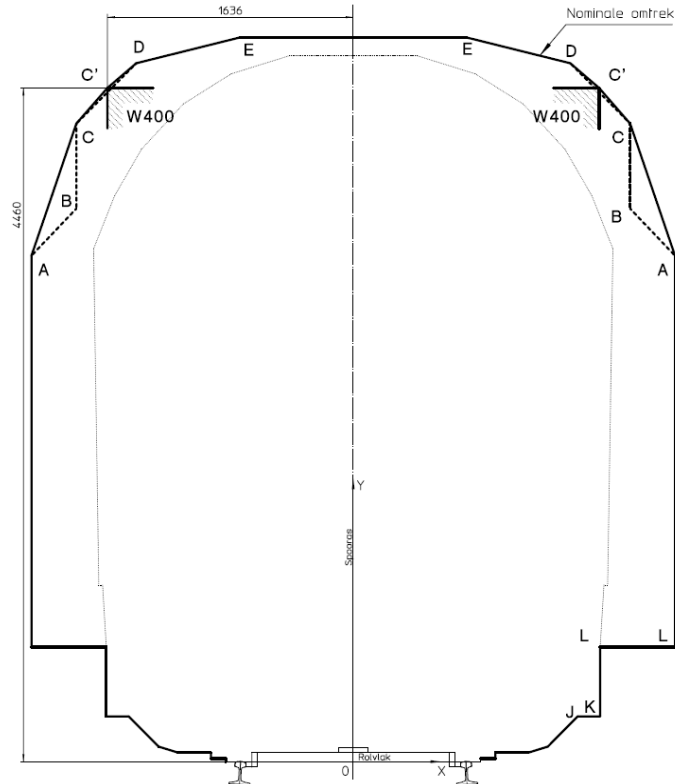
Het profiel van vrije ruimte wordt bepaald aan de hand van verschillende omtrekken die worden beschreven in de RTV B01 bundel 1. Het profiel van vrije ruimte vormt de interface tussen het materieel enerzijds en de infrastructuur anderzijds. Zij vormt de grens tussen de ruimte die beschikbaar is voor het treinverkeer en de ruimte die beschikbaar is voor het plaatsen de vaste installaties.

De grensomtrek bepaalt de ruimte die wordt benut door het normale treinverkeer. De nominale omtrek (zie figuur 13.1) bepaalt de ruimte die dient voorbehouden te worden voor het treinverkeer der buitengewone vervoeren.



**Figuur 13.1 – Nominale omtrek “klassieke lijnen” volgens RTV B01 Bundel 1: 2005**

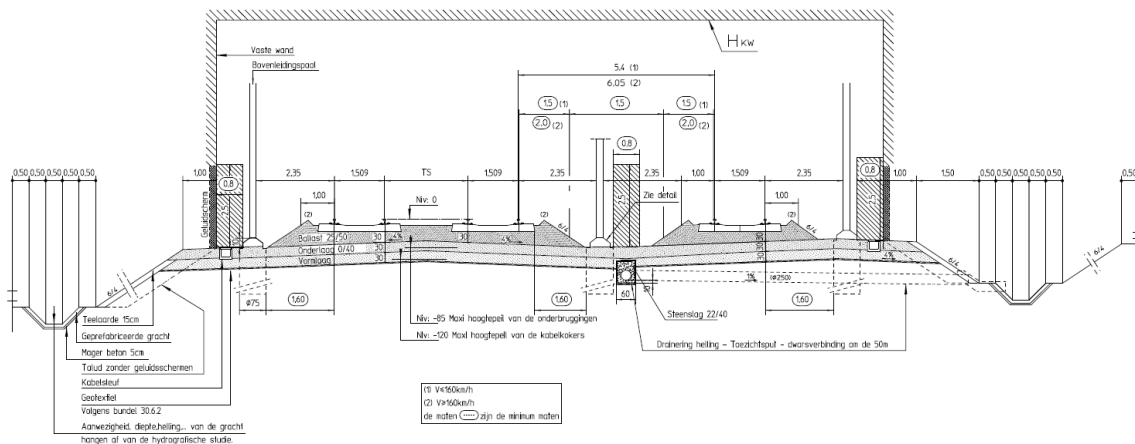
De vernieuwingsomtrek (zie figuur 13.2) bepaalt de vrije ruimte die dient gerealiseerd te worden bij nieuwe installaties en bij grote aanpassingswerken aan het spoor of aan kunstwerken.



**Figuur 13.2 – Vernieuwingsomtrek volgens RTV B01 Bundel 1: 2005**

## 13.2 Bijkomende bepalingen voor “klassieke lijnen”

Figuur 13.3 toont het type dwarsprofiel van de opbouw van de sporen volgens RTV B01 Bundel 1 met  $V \leq 220\text{km/u}$ .



**Figuur 13.3 – Type dwarsprofiel  $V \leq 220\text{km/u}$  volgens RTV B01 Bundel 1: 2005**

$H_{KW}$  wordt bepaald volgens bijlage 1 van RTV B01 bundel 1 (zie tabel 13.1 met V1-V4  $\leq$  160km/u):

$H_{KW}$  :

Type bovenleiding	Snelheid	Korte KW	Lange KW
R3	V1-V4	$5,57+B^2/4200$	5,76m ( $B \geq 28m$ )
Compound	V1-V4	5,63m	5,75m ( $B \geq 28m$ )
25kV Klassieke lijn	V1-V4	$5,68+B^2/6000$	5,81m ( $B \geq 28m$ )

B = lengte van het kunstwerk (KW)

**Tabel 13.1 –  $H_{KW}$  volgens RTV B01 Bundel 1: 2005**

De waarde van de minimale ballastdikte onder de dwarsligger van de spoorstaaf (i.e. bovenzijde van een onderliggend brugdek, inbegrepen de afwerking) bedraagt 30 cm.

De horizontale vrije afstand tussen de as van een dichtstbijgelegen spoorstaaf en een doorlopende borstwering bedraagt ten minste 2,75m.

De horizontale vrije afstand tussen de as van een dichtstbijgelegen spoorstaaf en een ballastkoffer welke niet indringt in het vrije ruimteprofiel bedraagt ten minste 0,70m.

Indien geen volledig vrij dienstpad kan worden voorzien op een spoorbrug (bv. wegens de aanwezigheid van volwandige liggers), dient de afstand tussen het uiterst obstakel (verstijver, flens, ...) tot de dichtstbijgelegen spoorstaaf ten minste 1,80m te bedragen.

Dienstvoetpaden hebben minstens een nuttige breedte van 0,80m.

### 13.3 Elektrische veiligheid

Voor de algemene inplantingsvoorwaarden voor sta- en loopoppervlakken in verband met elektrische veiligheid wordt verwezen naar NBN EN 50122 en plan 490.002 opgesteld door I-I.405 (interpretatie van de norm door Infrabel).

Voor de aarding en beveiliging van de gevoelige uitrustingen tegen bliksem en overspanningen te wijten aan de elektrische tractie wordt verwezen naar bericht 13 I-I/2009 opgesteld door I-I.11.