



BERICHT

15 I-AM/2022

RTV CE01 Bundel 1

Bouwen van kunstwerken en gebouwen

Datum Brussel, 29/04/2022.

Uitgegeven door Directie Asset Management
Afdeling: I-AM.34
Bureau: I-AM.34.A Studies
Contactpersoon: DISTER François
Tel.: +32 2 525 23 52
DF
Referentienr.: DF_RTV CE01_1

Verdeellijst

- Personeel van de specialiteit Civil Engineering (centrale diensten en Area's):
 - Ingenieur
 - (eerste) Technicus
 - TOS en TS
 - Tekenbureauchef
- Manager en Head of (I-AM, I-B.1 en TUC RAIL).

Toepassingsdatum Vanaf de publicatiedatum.

Dit Bericht

Toepassings- domein

Alle kunstwerken en gebouwen die door Infrabel worden beheerd, evenals die waarvan de werken een impact op de stabiliteit van het spoor en de gebouwen kunnen hebben.

Beknopte inhoud

Onderhavig Bundel geeft de algemene bepalingen, het ontwerp en de algemene technische voorschriften van toepassing op de uitvoering van werken, leveringen en diensten betreffende kunstwerken en gebouwen.

Ze vult aan of vervangt overeenstemmende voorschriften van de Eurocode-normen.

Reden van publicatie

Het bijwerken van RTV KW01 Bouwen van kunstwerken Bundel 1 - Bouwen van kunstwerken en gebouwen.

Dit bericht vervangt en vernietigt...

Het Bericht 16 I-I/2012: RTV KW01 Bouwen van kunstwerken Bundel 1 - Bouwen van kunstwerken en gebouwen.

Dit bericht wijzigt...

Goedkeuring

Chief Operations Officer

Jochen BULTINCK



Reglementaire Technische Voorschriften Civil Engineering

RTV CE01 Bundel 1

Bouwen van kunstwerken en gebouwen

29/04/2022




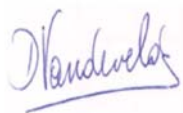

"Viaduc des Allemands" L24 over de Maas

RTV CE01

Bundel 1

Bouwen van kunstwerken en gebouwen

29/04/2022

Auteur ⁽¹⁾	
 <p>Dister François</p> <p>Signature numérique de Dister François Date : 2022.04.29 08:00:15 +02'00'</p> <p>François DISTER Burgerlijk Ingenieur I-AM.341.A Studies</p>	
Validatie ⁽¹⁾	
 <p>Digitally signed by Van de Velde Didier Date: 2022.04.29 09:27:15 +02'00'</p> <p>Didier VAN DE VELDE Manager I-AM.34 Civil Engineering & Cables Systems</p>	
Goedkeuring ⁽¹⁾	
 <p>Digitally signed by Pierre DELSEMME Date: 2022.05.02 10:54:38 +02'00'</p> <p>Pierre DELSEMME Head of I-AM.3 Linear Assets</p>	

⁽¹⁾. (datum en handtekening)

Publicatie			
Versie	Datum	Onderwerp	Nummers gewijzigde blz.

Tabel van de van kracht zijnde bijvoegsels bij het bericht 15 I-AM/2022

Nr. van bijvoegsels	Nr. en jaar van het bericht	Nr. gewijzigde blz° of gewijzigde inhoud	Opmerking / beschrijving

INHOUDSTAFEL

1. INLEIDING	11
1.1. VOORWERP	11
1.2. GEBRUIK.....	11
1.3. REFERENTIEDOCUMENTEN.....	11
1.3.1. EUROCODE-NORMEN	11
1.3.2. TECHNISCHE SPECIFICATIES INTEROPERABILITEIT (TSI)	13
1.3.3. ANDERE DOCUMENTEN	13
2. RICHTLIJNEN VOOR ONTWERP EN STUDIE	14
2.1. ALGEMEENHEDEN	14
2.2. OPSTELLEN VAN HET ONTWERP	14
2.2.1. HET OPSTELLEN VAN HET VOORONTWERP.....	14
2.2.2. HET OPSTELLEN VAN HET DEFINITIEF ONTWERP.....	15
2.2.3. GEINTEGREERDE 3D-MODELLEN.....	17
2.3. TE LEVEREN DOCUMENTEN.....	19
2.3.1. NA AANVAARDING VAN HET VOORONTWERP OF DEFINITIEF ONTWERP	19
2.3.2. IN VERBAND MET DE UITVOERING DER WERKEN	20
2.4. BEGINSLEN VOOR HET VERRICHTEN VAN STUDIES	21
2.4.1. STRUCTUURBEREKENINGEN	21
2.4.2. GEVOLGKLASSE	21
2.4.3. MODELLERING VAN DE STRUCTUUR.....	22
2.4.4. GEBRUIK VAN COMPUTERCODES	22
2.4.5. INHOUD VAN DE REKENNOTA'S.....	23
3. AAN TE NEMEN BELASTINGEN	24
3.1. BELASTINGEN OP KUNSTWERKEN.....	24
3.1.1. ALGEMEENHEDEN	24
3.1.2. EIGENGEWICHT STRUCTUUR	24
3.1.3. BLIJVENDE BALASTINGEN.....	24
3.1.4. VARIABELE BELASTINGEN VOOR WEGVERKEER	25
3.1.5. VARIABELE BELASTINGEN VOOR VOETGANGERS.....	26
3.1.6. VARIABELE BELASTINGEN VOOR SPOORVERKEER	28
3.1.7. HORIZONTALE BELASTINGEN	31
3.1.8. GECOMBINEERDE SPOOR- BRUGCONSTRUCTIE VOOR BRUGGEN MET LANGGELASTE SPOORSTAVEN	32
3.1.9. AERODYNAMISCHE BELASTINGEN DOOR OVERRIJDENDEN TREINEN	36
3.1.10. VARIABELE BELASTINGEN (OVERIGE).....	36
3.1.11. ACCIDENTELE BELASTINGEN.....	40
3.1.12. VERMOEIING	44
3.1.13. BELASTINGEN OP GRONDMASSIEVEN.....	45
3.2. BELASTINGEN OP GEBOUWEN	47

4.	FUNDERING	48
4.1.	ALGEMEENHEDEN	48
4.2.	CORROSIEBESCHERMING VAN GEOTECHNISCHE CONSTRUCTIES	48
4.2.1.	KEUZE VAN EEN SYSTEEM.....	48
4.2.2.	VERDUURZAMINGSMIDDELEN	48
4.2.3.	GRONDANKERS	49
4.3.	GEOTECHNISCH ONDERZOEK	49
4.3.1.	VOORONDERZOEK.....	49
4.3.2.	DIEPSONDERING	49
4.3.3.	BORINGEN	50
4.3.4.	LABORATORIUMPROEVEN	51
4.3.5.	WATERPEILMETINGEN IN PEILBUIZEN	51
4.3.6.	PRESSIOMETERPROEVEN	52
4.3.7.	POMPPROEVEN	52
4.4.	DRAAGVERMOGEN VAN FUNDERINGEN	52
4.4.1.	BELASTINGEN.....	52
4.4.2.	FUNDERINGEN OP STAAL.....	52
4.4.3.	DIEPFUNDERINGEN.....	53
4.4.4.	VORMVERANDERINGSDRAAGVERMOGEN	53
4.5.	STABILITEIT VAN FUNDERINGEN	54
4.6.	STABILITEIT VAN TALUDS	54
4.7.	UITVOERING VAN BOUWPUTTEN	55
4.7.1.	REKENHYPOTHESEN	55
4.7.2.	BESCHOEIINGEN TE BESTUDEREN DOOR DE AANNEMER.....	56
5.	CONSTRUCTIES VAN GEWAPEND BETON EN VAN SPANBETON	57
5.1.	BEREKENINGEN EN CONTROLES	57
5.2.	GEGEVENS VOOR DE BEREKENINGEN	57
5.2.1.	GEOMETRIE VAN DE DOORSNEDEN	57
5.2.2.	PARTIËLE FACTOREN VOOR VEILIGHEID	58
5.2.3.	BEPALING VAN HET EFFECT VAN VOORSPANNING.....	58
5.2.4.	STRUCTURELE EFFECTEN VAN DE UITGESTELDE VERVORMINGEN VAN HET BETON.....	59
5.3.	BETON.....	59
5.3.1.	STERKTE	59
5.3.2.	KRUIP	59
5.3.3.	KRIMP	60
5.4.	GEWOON WAPENINGSTAAL.....	60
5.4.1.	TOEPASSINGSGEBIED	60
5.4.2.	BEREKENINGSHYPOTHESEN	61
5.4.3.	GEOMETRIE.....	61
5.5.	VOORSPANSTAAL.....	61

5.5.1.	TOEPASSINGSGEBIED	61
5.5.2.	EIGENSCHAPPEN	61
5.5.3.	BEREKENINGSHYPOTHESEN	61
5.5.4.	GEOMETRIE – SOORTEN VOORSPANWAPENING	61
5.5.5.	TIJDSAFHANKELIJKE VOORSPANVERLIEZEN	62
5.6.	DUURZAAMHEID EN DEKKING OP DE WAPENING	62
5.6.1.	VOORSCHRIJVEN VAN BETON VOOR DE MEEST COURANTE TOEPASSINGEN	62
5.7.	DETAILLEREN VAN WAPENINGEN EN VOORSPANELEMENTEN	63
5.7.1.	ALGEMEEN	63
5.7.2.	PASSIEVE WAPENING	63
5.7.3.	VOORSPANWAPENINGEN	68
5.8.	BEREKENING VAN DE DOORSNEDEN	69
5.8.1.	BUIGING IN DE UITERSTE GRENSTOESTAND	69
5.8.2.	BEREKENING VAN DE ELEMENTEN IN SPANBETON	69
5.8.3.	DOORBUIGINGSCONTROLE	69
5.8.4.	SCHEURBEHEERSING	70
5.9.	VERMOEIINGSSTERKTE VAN BETONDEKKEN	70
5.9.1.	ALGEMEENHEDEN	70
5.9.2.	SOORTEN VERMOEIINGSBREUKEN	71
5.9.3.	NAZICHT VAN DE GRENSTOESTAND VAN VERMOEIINGSBREUK	72
5.9.4.	NAZICHT VAN DE GRENSTOESTAND VAN VERMOEIINGSBREUK VOOR BRUGGENBOUW	73
6.	STAALCONSTRUCTIES	75
6.1.	TOEPASSINGSGEBIED	75
6.2.	OPGELEGDE CONCEPTEN VOOR BRUGGENBOUW	75
6.3.	TE GEBRUIKEN STAALSOORTEN	76
6.3.1.	STAALSOORTEN VOOR BRUGGENBOUW	76
6.3.2.	STAALSOORTEN VOOR CONSTRUCTIE VAN GEBOUWEN	77
6.4.	VERBINDINGEN	78
6.4.1.	ONTWERP	78
6.4.2.	LASVERBINDINGEN	78
6.4.3.	MONTAGEVOEGEN	79
6.5.	BIJZONDERE VOORSCHRIFTEN INZAKE VERMOEIING IN BRUGGENBOUW	81
6.5.1.	VERMOEIING VAN WEGBRUGGEN	81
6.5.2.	VERMOEIING VAN SPOORBRUGGEN	82
7.	GEMENGDE STAAL-BETONCONSTRUCTIES	83
7.1.	TOEPASSINGSGEBIED	83
7.2.	CLASSIFICATIE VAN DE DOORSNEDEN	83
7.3.	TYPECONCEPTEN IN BRUGGENBOUW	84

7.3.1.	BRUGDEKKEN MET INGEBETONNEERDE STALEN PROFIELEN	84
7.3.2.	BRUGDEKKEN MET VOORGEBOGEN EN VOORGESPANNEN STALEN LIGGERS.....	84
7.4.	OPSTELLEN VAN HET ONTWERP	90
7.4.1.	UITERSTE GRENSTOESTAND	90
7.4.2.	GEBRUIKSGRENSTOESTAND	90
7.5.	VERBINDINGEN TUSSEN STAAL EN BETON	91
7.5.1.	CONNECTOREN	91
7.5.2.	VOLLEDIG SCHUIFSTERKE EN NIET-VOLLEDIG SCHUIFSTERKE VERBINDING.....	92
8.	HOUTCONSTRUCTIES.....	94
9.	GEBRUIKSGRENSTOESTAND.....	95
9.1.	GEBRUIKSGRENSTOESTAND VOOR KUNSTWERKEN	95
9.1.1.	BEPALINGEN	95
9.1.2.	VORMVERANDERINGEN VAN WEGBRUGGEN	97
9.1.3.	VORMVERANDERINGEN VAN VOETBRUGGEN.....	97
9.1.4.	VORMVERANDERINGEN VAN SPOORBRUGGEN	97
9.1.5.	BEWEEGBARE BRUGGEN.....	100
9.2.	GEBRUIKSGRENSTOESTAND VOOR GEBOUWEN	100
10.	OPLEGTOESTELLEN VAN BRUGGEN.....	101
10.1.	ALGEMEEN – OPGELEGDE CONCEPTIE.....	101
10.2.	CONSTRUCTIEVE SCHIKKINGEN MET BETREKKING TOT DE OPLEGTOESTELLEN	101
10.3.	OPLEGGINGEN VAN ELASTOMEREN	102
10.3.1.	BIJKOMENDE NOTATIE EN SYMBOLEN IN DIT ARTIKEL	102
10.3.2.	BELASTINGEN.....	102
10.3.3.	BEREKENINGSMETHODE VOOR GEWAPENDE ELASTOMEEROPLEGGINGEN.....	103
10.3.4.	BEREKENINGSMETHODE VOOR ONGEWAPENDE ELASTOMEEROPLEGGINGEN.....	104
10.4.	SFERISCHE OPLEGGINGEN.....	104
11.	UITVOERINGSMIDDELEN.....	105
11.1.	ALGEMENE OPMERKING.....	105
11.2.	DOCUMENTEN TE VERSTREKKEN DOOR DE ONTWERPER EN DE AANNEMER ..	105
11.2.1.	PLANNING	106
11.3.	AFBRAAK VAN KUNSTWERKEN EN BOUWEN BOVEN DE SPOREN	107

11.4.	WERKEN DIE EEN INDRINGING IN DE GEVARENZONE VEREISEN OF EEN TIJDELIJK INDRINGINGSRISICO MET ZICH MEEBRENGEN.....	107
11.5.	WERKEN IN DE NABIJHEID VAN INSTALLATIES VOOR ELEKTRISCHE TRACTIE.	107
11.6.	VEILIGHEIDS- EN GEZONDHEIDSPAN (VGP).....	107
11.7.	BESCHERMING VAN HET MILIEU	107
11.8.	UITVOERING VAN GEPREFABRICEERDE LIGGERS VAN SPANBETON OF GEMENGDE STAAL-BETONBALKEN	107
11.9.	PLAATSEN EN WEGNEMEN VAN LIGGERS	108
11.10.	MATERIALEN GELEVERD DOOR INFRABEL.....	109
11.11.	BESCHERMING EN ONDERHOUD VAN BRUGGEN EN GEBOUWEN.....	109
11.12.	BEMALING EN AFVOER VAN WATER	109
11.12.1.	WATERAFVOER.....	109
11.12.2.	VERLAGEN VAN HET GRONDWATERPEIL.....	109
11.13.	AFSLUITING VAN DE WERF	110
11.14.	BIJZONDERE VOORWAEDEN VOOR SOMMIGE KEURINGEN.....	111
11.14.1.	VOORAFGAANDE TECHNISCHE KEURING BIJ DE LEVERANCIERS OF IN HET WERKHUIS.....	111
12.	BEPROEVEN VAN BRUGGEN.....	112
12.1.	TOEPASSINGSGEBIED	112
12.2.	DOEL VAN DE PROEVEN	112
12.3.	ALGEMENE VOORSCHRIFTEN	112
12.3.1.	BEPROEVING VAN SPOORBRUGGEN	112
12.3.2.	BEPROEVING VAN WEGBRUGGEN	113
12.4.	OPSTELLEN VAN HET THEORETISCH PROGRAMMA VAN DE BELASTINGSVERRICHTINGEN	113
12.5.	VOORAFGAANDELIJK ONDERZOEK VAN DE CONSTRUCTIE	114
12.6.	AANBRENGEN VAN DE BELASTINGEN, METINGEN EN CONTROLES.....	114
12.7.	BESLUITEN TE TREKKEN UIT DE BELASTINGSPROEVEN.....	115
13.	PROFIEL VAN VRIJE RUIMTE EN BIJKOMENDE BEPALINGEN	118
13.1.	PROFIEL VAN VRIJE RUIMTE.....	118
13.2.	BIJKOMENDE BEPALINGEN VOOR "KLASSIEKE LIJNEN"	118
13.3.	ELEKTRISCHE VEILIGHEID	119

14. ONTWERPRICHTLIJNEN VOOR NIEUWE KUNSTWERKEN VOOR INSPECTIE EN ONDERHOUD	120
14.1. ONTWERPEN VAN DUURZAME CONSTRUCTIES	120
14.2. TOEGANKELIJKHEID	120
14.2.1. DIENSTRAPPEN	120
14.2.3. INSPECTIEPLATFORM.....	122
14.2.3. SCHOUWEN VAN KUNSTWERKEN BOVEN WATERWEG.....	124

1. INLEIDING

1.1. VOORWERP

De bepalingen en technische voorschriften betreffende de aannemingen van werken van de directie Asset Management, 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 CE01 Bundel 1" vervangt Hoofdstuk 30.2.0 van Bundel 30.2 en geeft de algemene bepalingen, het ontwerp en de algemene technische voorschriften van toepassing op de uitvoering van werken, leveringen en diensten betreffende kunstwerken¹ 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 CE01 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.

Dit document is van toepassing voor alle structuren die door Infrabel zijn beheerd. Dit document is ook van toepassing voor alle structuren en werken die een impact op de stabiliteit van het spoor en de gebouwen kunnen hebben. In het bijzonder dus de structuren onder de sporen als ze zich in de invloedszone gedefinieerd in hoofdstuk 2.3.2° bevinden en de structuren gesitueerd boven de sporen of de structuren naast de sporen waarvan de hoogte groter is dan de afstand tot het dichtstbijzijnde spoor.

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.

¹. Een kunstwerk is elke constructie (bruggen, keermuren, ...) nodig voor het aanleggen van wegen (spoorwegen, gewoon wegverkeer of waterwegen) en hun aarden baan, of door deze aanleg noodzakelijk geworden.

Eurocode 0	Grondslagen
NBN EN 1990	Deel 0: Grondslagen van het constructief ontwerp
EN 1990/A.2	Toepassing voor bruggen
Eurocode 1	Belastingen op constructies
NBN EN 1991-1-1	Algemene belastingen - Volumieke gewichten, eigen gewicht, opgelegde belastingen voor gebouwen.
NBN EN 1991-1-2	Algemene belastingen – Belastingen bij brand
NBN EN 1991-1-3	Algemene belastingen – Sneeuwbelasting
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
Eurocode 2	Ontwerp en berekening van betonconstructies
NBN EN 1992-1-1	Algemene regels en regels voor gebouwen
NBN EN 1992-1-2	Algemene regels – Ontwerp en berekening van constructies bij brand
NBN EN 1992-2	Bruggen - Regels voor ontwerp en berekening en voor detaillering
NBN EN 1992-3	Constructies voor keren en opslaan van stoffen
Eurocode 3	Ontwerp en berekening van staalconstructies
NBN EN 1993-1-1	Algemene regels en regels voor gebouwen
NBN EN 1993-1-2	Algemene regels – Ontwerp en berekening van constructies bij brand
NBN EN 1993-1-3	Aanvullende regels voor koudgevormde profielen en platen
NBN EN 1993-1-4	Aanvullende regels voor roestvast staal
NBN EN 1993-1-5	Constructieve plaatvelden
NBN EN 1993-1-6	Sterkte en stabiliteit van schaalconstructies
NBN EN 1993-1-7	Sterkte en stabiliteit van haaks op het vlak belaste plaatconstructies
NBN EN 1993-1-8	Algemene regels - Ontwerp en berekening van verbindingen
NBN EN 1993-1-9	Algemene regels – Vermoeiing
NBN EN 1993-1-10	Algemene regels – Materiaaltaaiheid en eigenschappen in de dikterichting
NBN EN 1993-1-11	Algemene regels – Ontwerp en berekening van aan trek onderworpen componenten
NBN EN 1993-2	Bruggen
NBN EN 1993-5	Palen en damwanden
Eurocode 4	Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies
NBN EN 1994-1-1	Algemene regels en regels voor gebouwen
NBN EN 1994-1-2	Algemene regels – Ontwerp en berekening van constructies bij brand
NBN EN 1994-2	Bruggen
Eurocode 5	Ontwerp en berekening van houtconstructies
NBN EN 1995-1-1	Algemeen – Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen
NBN EN 1995-1-2	Algemene regels – Ontwerp en berekening van constructies bij brand
NBN EN 1995-2	Bruggen
Eurocode 6	Ontwerp en berekening van constructies van metselwerk
Eurocode 7	Geotechnisch ontwerp
NBN EN 1997-1	Algemene regels
NBN EN 1997-2	Grondonderzoek en beproeving
Eurocode 8	Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies
NBN EN 1998-1	Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen
NBN EN 1998-2	Bruggen
NBN EN 1998-4	Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten
Eurocode 9	Ontwerp en berekening van aluminiumconstructies

Tabel 1.1 – Overzicht voornaamste Eurocode-normen²². Deze lijst is indicatief en niet limitatief.

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.

Infrastructure TSI
Safety in Railway Tunnels TSI

Tabel 1.2 – Overzicht voornaamste TSI-normen

1.3.3. ANDERE DOCUMENTEN

- Normen:
 - NBN EN 1337: Opleggingen voor het bouwwezen.
 - CEN/TR 17231: Eurocode 1: Acties op constructies - Verkeersbelastingen op bruggen -Spoorbruginteractie.
- Andere:
 - Het WTCB-Rapport nr. 20-2020 "Richtlijnen voor de toepassing van Eurocode 7 in België volgens de NBN EN 1997-1 ANB Deel 1: het grondmechanische ontwerp in de uiterste grenstoestand (UGT) van axiaal belaste funderingspalen op basis van statische sonderingen (CPT's)".
 - Het Standaardbestek 250 voor wegebouw (voor Vlaanderen).
 - Cahier des Charges Type Qualiroutes (voor Wallonië).

2. RICHTLIJNEN VOOR ONTWERP EN STUDIE

2.1. ALGEMEENHEDEN

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 vangen 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 en inplanting (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 voorontwerpplannen en de ontwerpplannen worden opgemaakt door Infrabel tenzij anders vermeld in het bestek. Dit wordt dan specifiek vermeld in artikel 36.1 van het vierde deel van het bestek.

De detailplannen van de wapeningen en de wapeningsborderellen worden niet opgemaakt door Infrabel en zijn te leveren door de aannemer tenzij deze bij het bestek zijn gevoegd. De overige detailplannen worden niet opgemaakt door Infrabel en zijn te leveren door de aannemer tenzij deze bij het bestek zijn gevoegd.

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 zich er te allen tijde van te kunnen verzekeren dat er 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 het algemene ontwerp van het brugtype, de bovenbouw, de onderbouw, de funderingswijze, de architecturale afwerking en de bouwwijze van de brug vast. De keuze van het kunstwerk (type, genre, concept, oplegging, spoorbevestiging, ...) moet bestudeerd worden tijdens de predimensionering.

Een voorontwerp bestaat uit:

- algemene plannen 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;
- 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 onteigenen percelen te worden geëerbiedigd.

Indien de aannemer 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 deze hiervoor vermeld. Tevens dient de motivatie, zowel technisch als financieel, van de gewijzigde suggestie te worden beschreven.

Bovendien kunnen deze aanpassingen **de veiligheid** en **de duurzaamheid** (globaal en lokaal: bij ULS, SLS en vermoeiing) van de constructie met betrekking tot de aanbestedingsdocumenten **niet verminderen**. Infrabel kan de aanvraag tot wijzigingen echter zonder motivering weigeren.

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** (niet-limitatieve lijst):

- goede afwatering;
- conservering;
- bereikbaarheid voor onderhoud en inspectie;
- mogelijkheid tot vervangen van de oplegtoestellen, voegen en alle onderdelen met een levensduur die minder dan 100 jaar is.

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, alsook de nutsleidingen in de zone van de werken;
- bekistingsplannen van de bovenbouw van de brug, omfattende de hoofddoorsneden (op 1/20 of gebeurlijk 1/50), langs- en dwarsdoorsneden, detailplannen (minstens op 1/20) omfattende 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);
- bekistingsplannen 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, ...), plannen betreffende de afwateringsinrichtingen en hun verloop van het kunstwerk of het gebouw naar grachten, rioleringen;
- inplantingsplannen 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);
- wapeningsplannen van de bovenbouw, onderbouw en funderingen, met nummering van de wapeningsstaven, aanduiding in de onderscheiden doorsneden, van schikkingen, doormeters, vorm en overlappings, eventuele verbindingen, moffen, kwaliteiten en aard. Infrabel zal van deze plannen geen borderellen leveren;
- lengte- en dwarsprofielen van spoor en wegenis en alle nuttige topografische inlichtingen voor de uitvoering van de werken;
- constructieplannen van stalen liggers, plaatdekken en in het algemeen alle onderdelen van een stalen bovenbouw, met aanduiding van de types en afmetingen van de lassen, 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 voorbuigkrachten en zeeg in onderscheiden constructiefasen, de verbinding tussen staal en beton;
- constructieplannen 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);

- faseplannen die de opeenvolgende stadiums van de constructie voorstellen, en waarmee rekening is gehouden in de sterkteberekeningen;
- één globale hypothesenota te goedkeuren voor de Rekennota's;
- rekennota's aangaande hoofd- en detailafmetingen, wapeningen, standzekerheid en beschoeiingen, 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. GEINTEGREERDE 3D-MODELLEN

De voorgaande paragrafen gaan uit van een voorontwerp of een definitief ontwerp op basis van plannen. **Naast de 2D plannen**, kan Infrabel 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 bestaat uit:

- een digitaal 3D-model (.dwg, .rvt, .IFC) 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 studiebureau kan zich niet beroepen op onvolledigheid of onjuistheid van de ter beschikking gestelde gegevens.

- principeplannen (2D plannen) als bijlage aan het 3D-model welke onontbeerlijk zijn om de studie in uitvoeringsdocumenten om te zetten, zijnde wapeningsplannen (principewapening of met borderel), principes van beschoeiingen en karakteristieken van funderingen, fasering in de uitvoering, veiligheidsmaatregelen, maatregelen beperkingen van de hinder, type-oplossingen, enz.;
- bijkomende technische informatie, i.e. referentiedocumenten, typedocumenten, xml-files, enz.

Bij de start der werken ontvangt de opdrachtnemer een volledig uitvoeringsdossier opgebouwd uit 2D plannen, de bijkomende technische informatie en eventueel een 3D-model.

De opdrachtnemer houdt er rekening mee dat de studie van de opdrachtgever niet weergegeven wordt door middel van plannen maar geheel vervat zit in een 3D-model, zowel wat de kunstwerken, grondwerken als de gehele te realiseren toestand betreft. Eveneens worden luchtfotografie en topografische opmetingen digitaal ter beschikking gesteld.

De opdrachtnemer kan zich niet beroepen op onvolledigheid of onjuistheid van de ter beschikking gestelde gegevens. Hij dient zelf in te staan voor het verifiëren en opmeten van de bestaande toestand en het verwerken van deze gegevens in het aangeleverde 3D-model.

Het nieuwe kunstwerk moet geïntegreerd worden in de bestaande toestand. Deze kan afwijken van de toestand uit de 3D-modellen qua vorm, samenstelling, ... (lijst niet limitatief). Het is de verantwoordelijkheid van de opdrachtnemer om deze implementatie te vervolledigen en eventuele probleempunten tijdig te melden aan de opdrachtgever.

De eraan verbonden kosten dienen inbegrepen te zijn in de ingediende prijzen voor de constructie van de overeenkomstige constructies. Het is aan de opdrachtnemer om hiertoe een voorstel voor te leggen aan de opdrachtgever die mogelijkheid heeft om deze goed of af te keuren. De opdrachtgever zal hier geen bijkomende plannen noch studies leveren.

De opdrachtgever oordeelt verder dat dit uitvoeringsdossier alle nuttige inlichtingen bevat om de werken te kunnen uitvoeren. **Tijdens de uitvoering van de werken zal de opdrachtgever bijgevolg geen bijkomende 3D-modellen of 2D plannen** (met uitzondering van eventuele ontbrekende principewapeningsplannen) **noch studies leveren**. De opdrachtnemer wordt verondersteld alle moeilijkheden van het ontwerp voorzien te hebben en de noodzakelijke bijstellingen aan het ontwerp te verrichten. Hiertoe stelt hij alle bijkomende studies op met betrekking tot het uitvoeringsdossier dat deel uitmaakt van de opdrachtdocumenten.

De opdrachtnemer gelast zich met het opstellen van alle plannen die hij onontbeerlijk acht, zoals gedetailleerde faseringen, bekistingen, staallijsten van neergelegde wapeningsplannen met principewapening, enz. De fabricatieplannen voor de metaalconstructies of voor de geprefabriceerde onderdelen worden niet geleverd door de opdrachtgever en dienen door de opdrachtnemer opgesteld te worden. Deze studies zijn niet opgenomen in afzonderlijke posten en dienen volledig inbegrepen te zijn in de door de opdrachtnemer ingediende prijzen.

Bij elke aanpassing of vervollediging van het ontwerp dient het 3D-model overeenkomstig te worden aangepast of vervolledigd. De opdrachtnemer dient een aangepast of vervolledigd 3D-model digitaal in waarop de aanpassing/vervollediging duidelijk is aangegeven. Dit aangepast/vervolledigd model wordt vergezeld met een nota waarin de aanpassing/vervollediging wordt gekaderd (rechtvaardiging en een impact op het geheel of subgeheel).

Na onderzoek door de opdrachtgever wordt deze aanpassing/vervollediging hetzij niet aanvaard of hetzij wel aanvaard. Dit laatste gebeurt door het ter beschikking stellen van een gerevisieerd 3D-model, waarin de aanpassingen/vervolledigingen in de geëigende layerstructuur zijn opgenomen. Pas dan kan dit verder door de opdrachtnemer verwerkt worden.

Met betrekking tot de wapeningsplannen houdt de opdrachtnemer er rekening mee dat deze opgevat zijn met principewapening (aanduiding van de staaftoormeter, schikking en plaatsing van enkel de structurele wapening, doch niet beschikbaar onder vorm van borderellen en zonder aanduidingen van eventuele technologische wapeningen). De opdrachtgever zal van deze plannen geen borderellen leveren.

Bij het ter goedkeuring voorleggen van wapeningsplannen wordt gevraagd de éénduidige link met het 3D model aan te tonen en bij te voegen zodoende het 3D-model integraal zal worden gevolgd.

Het bestek geeft bovendien bijkomende bepalingen met betrekking tot de opbouw van het model, de toepassing van een welgedefinieerde en vastgelegde layerstructuur, het gebruik van parameters, enz.

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. De hieronder vermelde lijst is niet beperkend en dient als aanvulling op de artikelen uit het bestek.

2.3.1. 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:

- een exemplaar van de plannen en/of de 3D-modellen in digitale vorm in een in onderling overleg met de leidend ambtenaar te bepalen formaat (bijvoorbeeld dxf, dwg rvt,), samen met de corresponderende plotfiles (CTB-bestanden);
- 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. IN VERBAND MET DE UITVOERING DER WERKEN

Voor de aanvang der werken:

De aannemer staat in voor:

- het opmaken en leveren van alle uitvoeringsplannen;
- het opmaken en leveren van bijzondere detail- en constructieplannen en bijhorende rekennota's;
- het leveren van de werkhuisplannen en bijhorende rekennota's opgesteld door de constructeurs of fabrikanten aangesteld door de aannemer.

De aannemer levert:

- 3 afdrukreeksen van de plannen op papier alsook 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);
- 3 exemplaren van de andere documenten alsook 1 exemplaar op een elektronische drager in een in onderling overleg met de leidend ambtenaar te bepalen formaat (bijvoorbeeld rtf, docx, pdf, ...).

Tijdens de uitvoering der werken levert de aannemer:

Hierbij wordt verwezen naar Hoofdstuk 11.2 van deze RTV "te leveren documenten tijdens de uitvoering", en bijkomend:

- het opmaken en leveren van bijzondere constructieplannen en rekennota's.
- een studie van vervormingen en van de spanningen bij het beproeven van bruggen, en een evaluatie van die beproeving, ingeval de ontwerpstudie is uitgevoerd door de aannemer.

Voor de voorlopige oplevering levert de aannemer:

- de documenten die het postinterventiedossier vormen zoals beschreven in het KB tijdelijke en mobiele bouwplaatsen.

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;
- tweede-orde 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 om 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. GEVOLGKLASSE

Behalve anders vermeld in het bestek, vallen de kunstwerken (wegbruggen, spoorbruggen, ondersteuning, ...) onder het normale veiligheidsniveau, dat overeenstemt met de gevolgklasse CC2 van de NBN EN 1990.

2.4.3. MODELLERING 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.

2.4.4. 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 modellering 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).

2.4.4.1. 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.

2.4.4.2. 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 wetten van de statica, de compatibiliteit van vervormingen, het beginsel van de virtuele arbeid, of enig ander beginsel voor het behoud van het evenwicht.

2.4.5. INHOUD VAN DE REKENNOTA'S

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

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, modellering, 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 "Master-diploma als Burgerlijk Ingenieur, in de richting Bouwkunde" 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. ALGEMEENHEDEN

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 structuurelementen een vermeerderingscoëfficiënt van 1,03 toegepast op het eigengewicht.

3.1.3. BLIJVENDE BALASTINGEN

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 0,50 kN/m² aangenomen, op de meest ongunstige plaatsen van de hele brugoppervlakte.

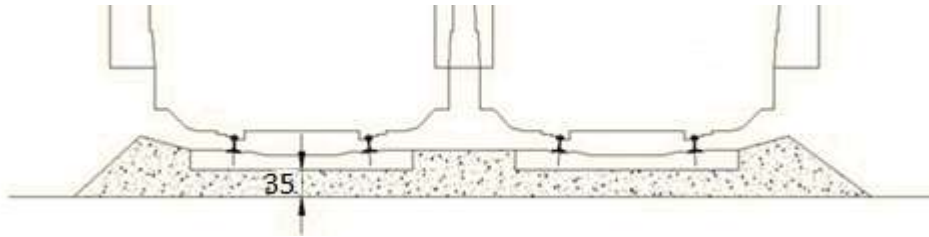
3.1.3.2. BALLASTBED EN SPOREN

Het spoor, bestaande uit de 2 spoorstaven, de dwarsliggers en de bevestigingsmiddelen, oefent een lijnbelasting uit van 3 kN/m.

Voor het ballastbed dient over de breedte van het ballastbed een belasting van min. 10 kN/m² in rekening te worden gebracht. Indien de effectieve 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 (eigengewicht ballast wordt gelijkgesteld aan 20 kN/m³).

Zie hoofdstuk 13.2 voor de minimaal te respecteren ballastdikte.

Bovendien dient er bij de dimensionering van de kunstwerken rekening gehouden te worden met een afwijking van + 30% op de dikte van het ballastbed ten opzichte van de nominale dikte.



Figuur 3.1 – Ballastbed

3.1.3.3. KABELGOTEN

T.h.v. de kabelgoten dient rekening te worden gehouden met een eigengewicht van minimum 2 kN/m voor de kabelgoot en met de belasting van de aanwezige kabels van een minimum 1 kN/m.

3.1.4. VARIABELE BELASTINGEN VOOR WEGVERKEER

Als mobiele belasting dient een denkbeeldige belasting in rekening te worden gebracht, bestaande uit geconcentreerde lasten, al dan niet samen met een gelijkmatig verdeelde belasting, die over de gehele lengte van de brug kan voorkomen. De gelijkmatig verdeelde belasting wordt ter plaatse van de geconcentreerde lasten niet onderbroken.

De NBN EN 1991-2 definieert vier belastingsmodellen die **afzonderlijk** dienen te worden beschouwd. Ze omvatten eveneens de dynamische vergrotingsfactoren, maar niet de eventuele aanpassingsfactoren.

Indien een invloedslijn zowel positieve als negatieve gedeelten vertoont, moet voor bruggen voor wegverkeer worden aangenomen dat de gelijkmatig verdeelde belastingen enkel op de nadelige gedeelten van het invloedsvak worden toegepast.

Belastingsmodel 1 stelt het effect voor van het normale verkeer en is samengesteld uit tandemkonvoien en een gelijkmatig verdeelde, onbeperkt uitgestrekte en onbeperkt verdeelbare belastingen, aangegeven in tabel 4.2 van NBN EN 1991-2.

De volgende waarden van de α -aanpassingsfactoren worden toegepast:

- theoretische rijstrook 1: $\alpha_{Q1} = 1,0$ $\alpha_{q1} = 1,0$;
- theoretische rijstrook 2: $\alpha_{Q2} = 1,0$ $\alpha_{q2} = 1,0$;
- theoretische rijstrook 3: $\alpha_{Q3} = 1,0$ $\alpha_{q3} = 1,0$;
- overblijvende oppervlakte: $\alpha_{qr} = 1,0$.

Belastingsmodel 2 is bestemd om korte brugelementen en plaatselijke belastings-toestanden te onderzoeken. Belastingsmodel 2 bestaat uit een zware asbelasting van 400 kN, aangegeven in §4.3.3 van NBN EN 1991-2.

De aanpassingsfactoren β_Q worden gelijkgesteld aan 1. Niettemin kan het voorkomen dat in de nadeligste belastingstoestand maar slechts één wiel van 200 kN in aanmerking moet worden genomen.

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.

Overeenkomstig de nationale bijlage NBN EN 1991-2 ANB wordt het bijzondere voertuig 900/150 voor alle kunstwerken beschouwd als belastingsmodel 3.

Belastingsmodel 4 dient 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.

Er dient steeds een akkoord te zijn met de beheerder van de brug over de toe te passen belastingsmodellen.

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 krachtwervingen. Alle krachten omvatten eveneens dynamische vergrotingseffecten.

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

3.1.5.1. VOETBRUGGEN EN VOETPADEN BESTEMD VOOR HET PUBLIEK

Drie modellen van mobiele belasting 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: $q_{fk}=5 \text{ kN/m}^2$.

- Model 2: een geconcentreerde belasting Q_{fwb} .

Een geconcentreerde belasting van 10 kN dient in de meest nadelige stand in rekening te worden gebracht, met een gespreide oppervlakte van $0,10 \times 0,10 \text{ m}^2$.

- 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 te 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. DIENSTVOETBRUGGEN EN DIENSTVOETPADEN NIET BESTEMD VOOR HET PUBLIEK

Men beschouwt op dienstvoetpaden twee modellen van mobiele belasting afzonderlijk:

- een gelijkmatig verdeelde, onbeperkt uitgestrekte en onbeperkt verdeelbare belasting van $3,5 \text{ kN/m}^2$;
- een geconcentreerde belasting van 2 kN in de meest nadelige stand in rekening gebracht, met een gespreide oppervlakte van $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$.

3.1.5.3. PERRONS

Men beschouwt op perrons twee modellen van mobiele belasting afzonderlijk:

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

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. VAST SCHOUWINGS- EN ONDERHOUDSPLATFORM

Men beschouwt op de vaste schouwings- en onderhoudsplatformen twee modellen van mobiele belasting afzonderlijk overeenkomstig belastingsklasse 3 volgens NBN EN 12811-1 voor licht werk met beperkte opslag of zwaar werk zonder opslag:

- een gelijkmatig verdeelde, onbeperkt uitgestrekte en onbeperkt verdeelbare belasting van 2 kN/m^2 ;
- een geconcentreerde belasting van 1 kN in de meest nadelige stand in rekening gebracht, met een gespreide oppervlakte van $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$.

3.1.5.5. MOBIEL SCHOUWINGS- EN INSPECTIEPLATFORM

Men beschouwt op de mobiele schouwings- en onderhoudsplatformen de volgende belasting:

- een uniforme belasting van $1,5 \text{ kN/m}^2$ of een maximale lijnlast van $1,2 \text{ kN/m}$ aangrijpend op het mobiel schouwings- en inspectieplatform.

3.1.5.6. LEUNINGEN

De krachten die op het brugdek worden overgedragen door de leuning van de voetpaden en van de fiets- en voetgangersbruggen, zijn vastgelegd als een loodrechte lijnlast van 1,0 kN/m op de bovenste regel (op 1,2 m boven het loopvlak) die als een veranderlijke kracht horizontaal of verticaal aangrijpt.

Men beschouwt daarenboven de invloed van een horizontale puntlast waarvan de waarde 1 kN bedraagt indien ze op een willekeurige plaats van de bovenste regel aangrijpt, en een horizontale puntlast waarvan de waarde 0,5 kN bedraagt indien ze op een willekeurige plaats van de tussenregels aangrijpt.

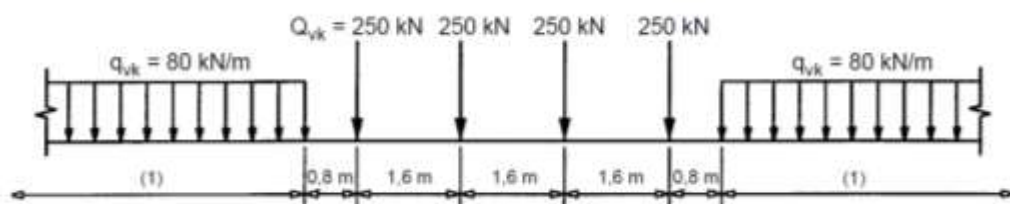
3.1.6. VARIABELE BELASTINGEN VOOR SPOORVERKEER

3.1.6.1. BELASTINGSMODELLEN

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

- Belastingmodel 71:

Belastingmodel 71 geeft het effect³ weer van de belasting t.g.v. normaal spoorwegverkeer, zie figuur 3.2. Dit belastingmodel is toe te passen op het samenstel van de twee spoorstaven waaruit één spoor bestaat.



Figuur 3.2 - Belastingmodel 71 en karakteristieke waarden voor de verticale belastingen

- Belastingmodel SW/0:

Belastingmodel SW/0 geeft het statisch effect weer van de belasting t.g.v. normaal spoorwegverkeer enkel toe te passen op doorgaande liggers (bruggen op meerdere steunpunten).

- Belastingmodel SW/2:

Behalve anders vermeld in het bestek houdt men geen rekening met belastingmodel SW/2.

- Belastingmodel Onbeladen wagens: $q_{vk}=10$ kN/m voor enkele specifieke toetsingen.

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

Voor de toepassing verkeersbelastingen op spoorwegbruggen wordt naar §6.8 van NBN EN 1991-2 verwezen.

Voor de bepaling van de meest ongunstige belastingeffecten bij toepassing van belastingsmodel 71 moet in aanvulling van (4) 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.

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

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).

Overspanning (m)	Q_m (kN/m)	Q_t (kN/m)	Overspanning (m)	Q_m (kN/m)	Q_t (kN/m)	Overspanning (m)	Q_m (kN/m)	Q_t (kN/m)
0.8	625.00	625.00	7.2	160.25	189.14	36	104.86	108.90
1.0	500.00	503.20	7.4	159.52	187.35	38	103.67	107.47
1.2	416.67	425.56	7.6	158.75	185.60	40	102.58	106.17
1.4	357.15	371.84	7.8	157.94	183.88	42	101.59	104.99
1.6	312.50	332.50	8.0	157.12	182.20	44	100.68	103.91
1.8	278.28	308.65	8.2	156.29	180.56	46	99.84	102.92
2.0	251.60	300.00	8.4	155.44	178.96	48	99.07	102.01
2.2	230.25	289.26	8.6	154.60	177.40	50	98.36	101.17
2.4	213.26	277.78	8.8	153.75	175.87	52	97.69	100.39
2.6	199.04	266.75	9.0	152.90	174.39	54	97.08	99.66
2.8	186.95	256.74	9.2	152.06	172.94	56	96.50	98.99
3.0	181.29	247.65	9.4	151.23	171.52	58	95.96	98.36
3.2	179.20	239.38	9.6	150.40	170.14	60	95.46	97.77
3.4	176.84	233.57	9.8	149.57	168.80	65	94.33	96.45
3.6	174.24	231.49	10	148.76	167.49	70	93.35	95.31
3.8	173.14	228.54	11	144.86	161.43	75	92.50	95.32
4.0	175.00	225.00	12	141.25	156.09	80	91.75	93.45
4.2	175.74	221.27	13	137.95	151.37	85	91.08	92.68
4.4	175.62	217.61	14	134.93	147.17	90	90.49	91.99
4.6	174.86	214.03	15	132.18	143.42	95	89.96	91.37
4.8	173.62	210.56	16	129.67	140.05	100	89.47	90.82
5.0	172.07	208.00	17	127.37	137.02	110	88.64	89.85
5.2	170.36	207.11	18	125.26	134.27	120	87.94	89.05
5.4	168.54	205.77	19	123.32	131.76	130	87.34	88.36
5.6	166.71	204.09	20	121.54	129.48	140	86.83	87.77
5.8	164.85	202.24	22	118.36	125.45	150	86.38	87.26
6.0	162.94	200.36	24	115.62	122.03	160	85.99	86.82
6.2	161.89	198.46	26	113.23	119.08	170	85.64	86.42
6.4	161.90	196.57	28	111.14	116.51	180	85.34	86.07
6.6	161.73	194.68	30	109.30	114.26	190	85.06	85.75
6.8	161.38	192.81	32	107.66	112.27	200	84.81	85.14
7.0	160.87	190.96	34	106.19	110.49			

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

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

- voor bealstingsmodel 71: $\alpha = 1,20$;
- voor bealstingsmodel SW/0 : $\alpha = 1,20$;
- voor bealstingsmodel SW/2 : $\alpha = 1,00$;
- voor hogesnelheidslijnen⁴: $\alpha = 1,00$.

Als algemene regel geldt dat de classificatiefactor α wordt toegepast bij de verificatie van:

- de uiterste grenstoestand;
- het elastisch ontwerp van doorsneden;
- de krachtswerking op opleggingen en onderbouw;
- de vervormingen (pijl, scheluwte, hoekverdraaiing).

De classificatiefactor α wordt niet toegepast bij de verificatie van:

- het reizigerscomfort;
- de vermoeiing;
- de scheurwijdte.

3.1.6.4. DYNAMISCHE VERGROTINGSCOEFFICIENT

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

⁴ Volgens de definitie van de TSI

De waarde van Φ is afhankelijk van de karakteristieke lengten L_ϕ van de onderscheiden elementen van de brug volgens Tabel 6.2 van NBN EN 1991-2. Er wordt geen onderscheid gemaakt naargelang 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).

Landhoofden, funderingen, pijlers en gronddrukken worden zonder de dynamische coëfficiënt berekend.

De dynamische coëfficiënt Φ wordt bepaald **voor zorgvuldig onderhouden spoor**, i.e. Φ_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_ϕ de karakteristieke lengte (m) is volgens NBN EN 1991-2 Tabel 6.2.

Voor boogbruggen en betonnen bruggen met een deklaag > 1 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 is van de deklaag inclusief de ballast van de bovenkant dek tot bovenkant dwarsligger (m).

Voor bepaalde onderdelen is de dynamische coëfficiënt Φ_3 van toepassing volgens NBN EN 1991-2 Tabel 6.2.

3.1.7. HORIZONTALA BELASTINGEN

3.1.7.1. CENTRIFUGAALKRACHTEN

Volgens NBN EN 1991-2, § 6.5.1.

3.1.7.2. SLINGERKRACHT

Volgens NBN EN 1991-2, § 6.5.2.

3.1.7.3. REM-EN AANZETKRACHTEN

Volgens NBN EN 1991-2, § 6.5.3.

3.1.8. GECOMBINEERDE SPOOR- BRUGCONSTRUCTIE VOOR BRUGGEN MET LANGGELASTE SPOORSTAVEN

3.1.8.1. INLEIDING

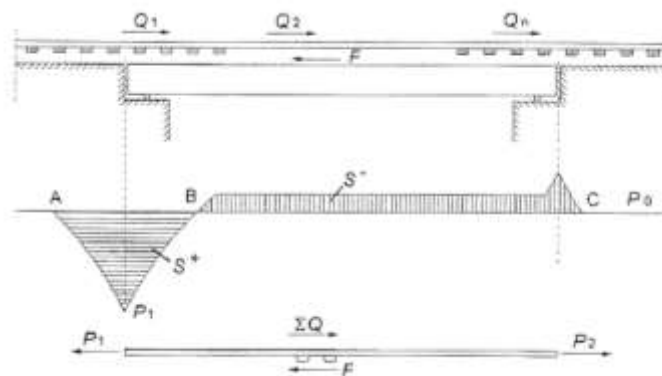
Indien het spoor langgelast doorloopt over een of beide einden van de brug (voegloos spoor) wordt:

- slechts 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.



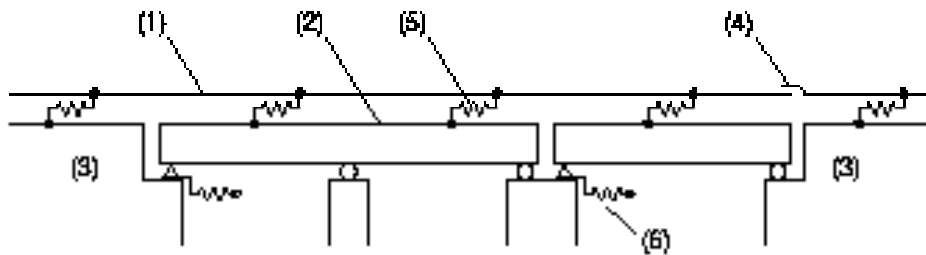
Figuur 3.3 – Krachtendiagram van het spoor

De evenwichtsvergelijking op het spoorgedeelte tussen de 2 brugvoegen geeft:

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

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.

3.1.8.2. 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 §6.5.4.6.1. (3) verkregen worden door de rem- en aanzetkrachten te vermenigvuldigen met de reductiefactor ξ gegeven in tabel 6.9 van NBN EN 1991-2.

3.1.8.3. THERMISCHE EFFECTEN IN VOEGLOOS SPOOR

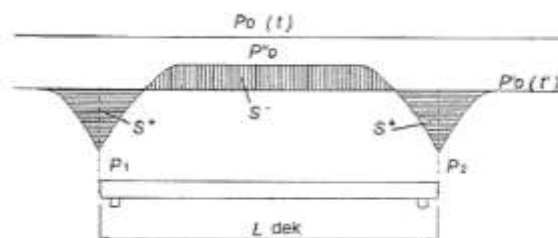
De langskrachten als gevolg van temperatuurswisselingen zijn geen verkeersbelastingen en worden behandeld als een thermische belasting volgen NBN EN 1991-1-5.

- 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 P'_0 op een afstand voldoende ver verwijderd van het brugdek. De voegopeningen aan beide zijden van het dek verwijderen 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 $\sum S^+ = S^-$.

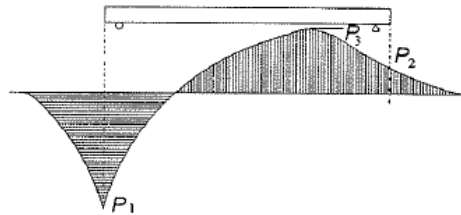
Wegens de volledige symmetrie is $P_1 = P_2$ en is de overdracht van de horizontale krachten op het dek $F_{TK} = 0$.



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 $FT_k = P_2 - P_1$ 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

3.1.8.4. EFFECT VAN DE VERVORMING VAN DE BOVENBOUW ONDER VERTICALE BELASTING

- Brugdek met semi-flexibele opleggingen (gewapende elastomeeropleggingen):

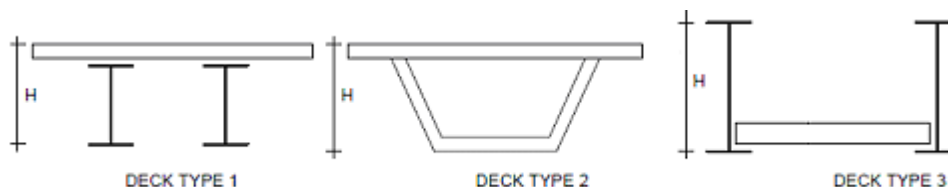
Wegens symmetrie is $F_{Qk} = 0$.

- 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. het bovenvlak van het dek worden twee gevallen beschouwd (zie Figuur 3.7):

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

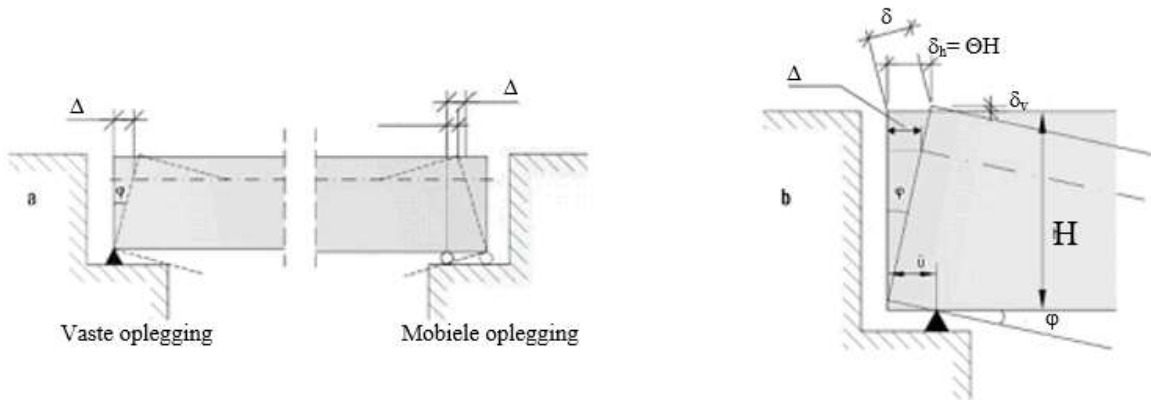


Figuur 3.7 - Types dekken

Te bepalen parameters om de 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;

ΘH de horizontale verplaatsing t.g.v. de hoekverdraaiing van het brugdek (zie figuur 3.8).



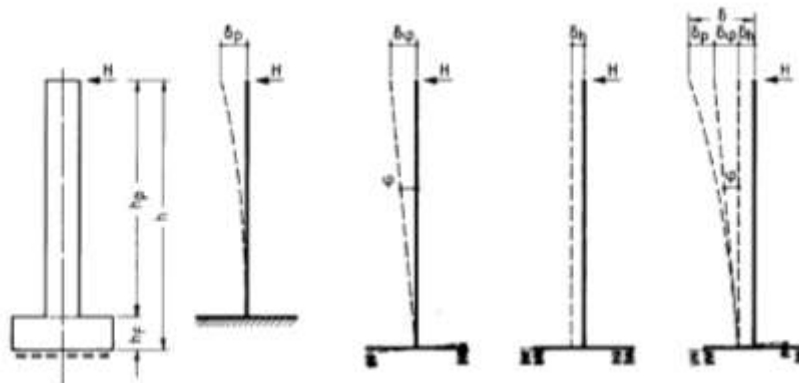
Figuur 3.8 - Horizontale verplaatsing t.g.v. de hoekverdraaiing

ω 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 δ_p buiging van de fundering;
 δ_φ rotatie van de fundering;
 δ_h verplaatsing van de fundering.



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

3.1.9. AERODYNAMISCHE BELASTINGEN DOOR OVERRIJDENE TREINEN

De aerodynamische 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.

3.1.10. VARIABELE BELASTINGEN (OVERIGE)

3.1.10.1. WINDBELASTING

A. ALGEMEEN GEVAL

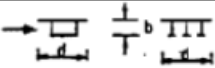


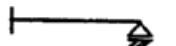

De windbelasting wordt bepaald volgens NBN EN 1991-1-4.

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.d.h.v. de vereenvoudigde begripsomschrijving van stijve en buigzame constructies in tabel 3.2.

Voor stijve *constructies* van geringe hoogte mag ter vereenvoudiging gerekend worden met een forfaitaire winddruk van 2,0 kN/m².

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

- Opmerking:
- (i) $v_{ref} = 28$ 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 3.2 – 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. η , η^2 , ... worden bepaald volgens Figuur 7.42 van NBN EN 1991-1-4 ANB: 2010,

waarin $\varphi = A/A_{pl}$

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 (d.w.z. haaks op de windrichting);

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

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 4 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.

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 bedienings-vijzels ingeval van defect of onderhoud van bedieningsvijzels, terreincategorie, ...) voor het ontwerp van het kunstwerk en de elektromechanische onderdelen.

3.1.10.2. THERMISCHE BELASTING

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

3.1.10.3. SNEEUW

Voor vaste bruggen dient geen rekening gehouden te worden met de sneeuwbelasting. De sneeuwlast moet enkel in rekening worden gebracht in uitvoeringsfase. Tijdens de gebruiksfase is de verkeerslast maatgevend, dewelke niet samen optreedt met de sneeuwlast. Bij ontwerp van beweegbare bruggen, houdt men rekening met een sneeuwbelasting tot een helling van 45°.

3.1.10.4. 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.

3.1.10.5. KRIMP EN KRUIP

In het rekenmodel kan de krimp en kruip benaderend gemodelleerd 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.

3.1.10.6. HORIZONTALE KRACHTEN IN BEWEEGBARE OPLEGTOESTELLEN

De horizontale krachten voorkomend van de rol- en wrijvingsweerstand van de 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 nauwkeurigere gegevens kunnen volgende wrijvingscoëfficiënten worden aangenomen voor oplegtoestellen in goede staat:

- voor glijopleggingen staal-staal: 0,15 à 0,30;
- voor glijopleggingen in PTFE:
 - voor een contactdruk > 16 N/mm²: 0,01 à 0,02;
 - voor een contactdruk < 2 N/mm²: 0,03 à 0,06
 met lineaire interpolatie voor tussengelegen waarden.
- voor rolopleggingen: 0,03 à 0,05.

3.1.10.7. 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 ten gevolge van de inertie van de beweegbare delen, de belastingen ten gevolge van het vastzetten van de brug en de belastingen op de brug door mechanismen.

3.1.10.8. 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 gemodelleerd als een uniforme equivalente temperatuurs- verkorting van 10°C;
- een bewegingsreserve.

3.1.10.9. DYNAMISCHE VERGROTINGSCOEFFICIENTEN TOE TE PASSEN VOOR REELE BELASTINGEN

De dynamische vergrotingscoëfficiënt voor reële belastingen wordt bepaald volgens Tabel 3.3 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 3.3 – Dynamische coëfficiënten voor reële belastingen

3.1.10.10. 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.

3.1.11. ACCIDENTELE BELASTINGEN

3.1.11.1. 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.

3.1.11.2. 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. AANRIJDINGSKRACHTEN OP VOERTUIGKERINGEN

Indien er in de technische voorschriften van het bestek 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 (Klasse A volgens tabel 4.9 van NBN EN 1991-2 ANB).

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.

Een verticale kracht die gelijktijdig met de horizontale aanrijdingskracht aangrijpt, en gelijk is aan $0,375\alpha_{Q1}Q_{1k}$ kan gelijktijdig 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.

Volgende klassen van constructies onderworpen aan stootbelastingen door ontspoord spoorverkeer worden beschouwd (zie ook Tabel 4.3 van NBN EN 1991-1-7):

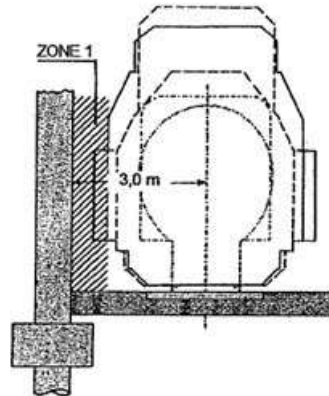
	Tabel 4.3 van NBN EN 1991-1-7	Toepassing voor Infrabel
Klasse A	Constructies over of nabij de operationele spoorlijn die hetzij permanent worden bewoond of dienen als een tijdelijke verzamelplaats voor mensen, hetzij bestaan uit meer dan één verdieping.	Stationsgebouwen, grote gebouwen, signalisatieposten met personeel.
Klasse B	Massieve constructies over of nabij de operationele spoorlijn zoals verkeersbruggen of gebouwen met één bouwlaag die niet permanent worden bewoond of die niet dienen als een tijdelijke verzamelplaats voor mensen.	Spoorbruggen, wegbruggen, voetgangersbruggen, loopbrug, ongelijkgrondse kruising (BX), technische gebouwen met één bouwlaag die niet permanent bewoond worden.
Zonder Klasse (het is niet nodig te worden beschouwd de belastingsgeval van aanrijding)		Trappen naar perrons, borstweringen, Bovenleidingsmassief, signalisatiemassief, signalisatieketen, perrons, schuilhuisjes op perrons, punctuele uitrustingen langs de sporen.

Voor de structuren in Klasse A, dienen de voorschriften volgens NBN EN 1991-1-1-7 nageleefd te worden.

Voor de structuren in Klasse B, dienen de voorschriften volgens NBN EN 1991-1-7 ANB §4.5 Klasse B nageleefd te worden. Indien de maximale snelheid van het spoorverkeer lager is dan of gelijk aan 50 km/u mogen de krachten met 50 % worden gereduceerd.

De hoogte van het aangrijpingspunt van F_{dx} en F_{dy} is 1,8m boven het spoorniveau.

Constructie-elementen in de zone $d < 3$ m (zone 1 zie figuur 3.10), 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 3.10 – Zone 1: $d < 3$ m

Slechts in uitzonderlijke gevallen - mits toelating van de bouwheer - is het mogelijk constructie-elementen te plaatsen in de zone $d < 3$ 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.

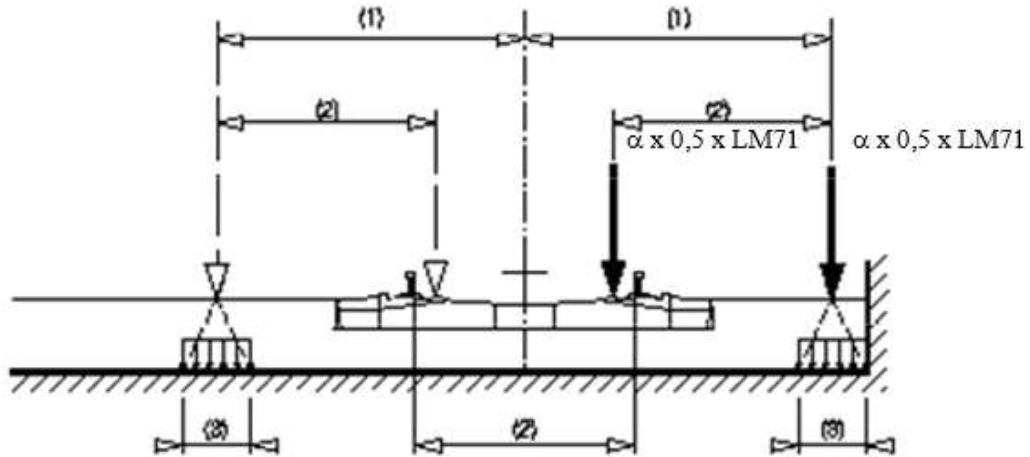
D. ONTSPORINGSBELASTINGEN VAN SPOORWEGVERKEER OP EEN SPOORBRUG

Spoorbruggen moeten ontworpen worden zodat 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. 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 3.11).

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:



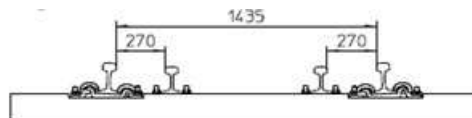
Legende

- (1) max. 1,5 s of minder indien tegen muur.
- (2) Spoorwijdte $s=1,435$ 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 3.11 - 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, 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 B1.1 Hoofdstuk 4, § 2.6. In dit geval de impact van de ontsporing moet beperkt worden tot de geleidebalken.



Figuur 3.12 – Geleidebalken

3.1.11.3. 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 te worden als een accidentele belasting werkzaam in beide richtingen volgens de aslijn van de bovenleiding.

De belasting wordt belangrijk voor bruggen 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.

3.1.12. VERMOEIING

3.1.12.1. ALGEMENHEDEN

De partiële veiligheidscoëfficiënt voor de vermoeiingsbelasting γ_{Ff} bedraagt **1,00**. De partiële veiligheidscoëfficiënt voor weerstand tegen vermoeiing γ_{Mf} is afhankelijk van toegankelijkheid voor inspectie of herstelling en de gevolgen van eventueel bezwijken, zie Tabel 3.5.

Inspectie en toegang	"Schade-tolerante" onderdelen	Niet "schade-tolerante" onderdelen
Periodieke inspectie en onderhoud. Toegankelijk constructiedetail	1,00	1,20
Periodieke inspectie en onderhoud. Slechte toegankelijkheid.	1,10	1,25

Tabel 3.5 – De partiële veiligheidscoëfficiënt voor weerstand tegen vermoeiing

3.1.12.2. 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).

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.

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, mogen de modellen enkel worden gebruikt wanneer deze worden aangevuld met bijkomende gegevens die door de bouwheer worden gespecificeerd of goedgekeurd.

3.1.12.3 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.

3.1.12.4. 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.

3.1.13. BELASTINGEN OP GRONDMASSIEVEN

3.1.13.1. 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. Bij het ontwerpen van grondkeringen moet de neutrale gronddruk in rekening gebracht worden:

- ofwel niet in de benodigde mate kunnen wijken, wat het geval is voor:
 - de frontmuren van massieve bruglandhoofden met 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.

3.1.13.2. BOVENBELASTING

Voor de berekening van grondkerende constructies mag men voor de bovenbelasting, die aanleiding geeft tot een bijkomende horizontale druk op keermuur in rekening brengen als volgt:

- voor wegverkeer:
gelijkmatig verdeelde bovenbelasting⁵ van 20 kN/m² over de wegbreedte en op een diepte van 30 cm onder het wegoppervlak;
- voor spoorverkeer:
gelijkmatig verdeelde bovenbelasting⁶ van 62.5kN/m² (incl. classificatiefactor) 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. Deze belasting stemt enkel en alleen overeen met de belasting ten gevolge van het spoorverkeer. Het gewicht van de ballast dient bijkomend nog in rekening gebracht te worden bij de berekeningen.

⁵. De norm NBN EN 1991-2 ANB § 4.9.1 laat toe om de grootte van de aangrijpende krachten te verminderen mits een ingewikkeldere rekenmethode. De RTV CE01 laat toe om die rekenmethode te gebruiken ter vervanging van de vereenvoudigde methode zoals beschreven hieronder.

⁶. Er kan gerekend worden met een belasting van 50kN/m² (incl. classificatiefactor) indien de ontwerper kan aantonen dat dit in voorliggende situatie verantwoord is. Bijvoorbeeld voor de berekening van een massieve steunmuur met een lengte > 10 m en geplaatst op een afstand van 3.5 m tot de as van het spoor treedt er voldoende spreiding op van de belasting zodat dit verantwoord is.

3.2. BELASTINGEN OP GEBOUWEN

De belastingen aan te nemen voor het ontwerpen van gebouwen zijn aangegeven in NBN EN 1991-1-1. Tabel 3.6 definieert de aangrijpende belastingen voor speciale lokalen.

Lokalen	Gebruiksbelasting
Archieflokaal: - in de zones waar compacte archieven zijn opgestapeld; - buiten de voorgenoemde zones.	10 kN/m ² 5 kN/m ²
Hoogspanningslokaal: - in de zones waar de transformatoren zijn opgestapeld; - mobiele last voor transport en het ter plaatse stellen van de transformatoren	30 kN/m ² 30 kN verdeeld over een zone van 1 m ² 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 ² 6 kN/m draagstoel
Opslaghal van een wegcentrum (tot 4m stapelhoogte): - over het gehele oppervlak (doorlaatruiden inbegrepen) - bijkomende mobiele belasting, te wijten aan de rondrit van een vorkheftruck	30 kN/m ² 1 as van 30 kN (lengte 1 m)
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 ²

Tabel 3.6 – Aangrijpende belastingen voor speciale lokalen

4. FUNDERING

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 wordt 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

4.2.1. 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.

4.2.2. VERDUURZAMINGSMIDDELEN

Voor tijdelijke constructies bedraagt de gegarandeerde levensduur tenminste 12 maanden. Voor permanente constructies bestaan de verduurzamingsmiddelen uit 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, uitgezonderd in geval van gegalvaniseerde profielen.

Vereiste levensduur	100 jaar
In de omgeving van geëlektrificeerde sporen	3,0 mm

Tabel 4.1 – corrosietoeslag

4.2.3. GRONDANKERS

Rekening houdend met zwerfstromen en de bijhorende corrosie, is het gebruik van grondankers in de omgeving van geëlektrificeerde sporen in principe enkel toegelaten voor tijdelijke constructies.

De toepassing van permanente ankers⁷ dient steeds het voorwerp uit te maken van een afzonderlijke overeenkomst tussen Infrabel en de aannemer.

4.3. GEOTECHNISCH ONDERZOEK

Deze paragraaf geeft een overzicht van het belangrijkste aan te bevelen of in het bestek op te leggen grondonderzoek (lijst niet limitatief). Er wordt tevens verwezen naar NBN EN 1997-2. Het aanvangspeil van de proef dient vastgelegd te worden t.o.v. het 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 15 cm² te worden uitgevoerd conform de norm NBN EN ISO 22476-1: 2012 “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 conusweerstand, de plaatselijke kleef en de helling. **De metingen gebeuren minstens om de 2 cm.**

⁷. 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 500 N/mm² (een hoog spanningsniveau maakt het anker gevoelig voor corrosie). Het bezwijken van een anker mag geenszins aanleiding geven tot het bezwijken van de constructie.

De volgende parameters dienen te worden opgemeten:

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

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 schaaleffect dat bestaat tussen een conus met kleine doorsnede en een paal of funderingszool 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 het ontnemen 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 het ontnemen 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;
- 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 (ϕ' en c) te bepalen bij andere breukcriteria. Deze afleiding zal gebaseerd zijn op een regressie op tenminste vier proeven.

- 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 deel 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 periode (tenzij anders advies van Infrabel de minimale periode is een jaar en er dient een veiligheid genomen te worden van 50cm ten opzichte van de meting) en met een frequentie van min 2x/maand

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.

4.4. DRAAGVERMOGEN VAN FUNDERINGEN

4.4.1. BELASTINGEN

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

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 kleef 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.

Bij het weggraven van grond naast een bestaande fundering dient ervoor te worden gezorgd dat het draagvermogen van de bestaande fundering nog voldoet zodat geen ontoelaatbare zetting optreedt.

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. 20-2020 "Richtlijnen voor de toepassing van Eurocode 7 in België volgens de NBN EN 1997-1 ANB Deel 1: het grondmechanische ontwerp in de uiterste grenstoestand (UGT) van axiaal belaste funderingspalen op basis van statische sonderingen (CPT's)".

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

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

Boorpalen met een grote diameter hebben een niet geringe buigstijfheid. Horizontale krachswerkingen 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 buigingskrachswerkingen 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. VORMVERANDERINGS-DRAAGVERMOGEN

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 FUNDERINGEN

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

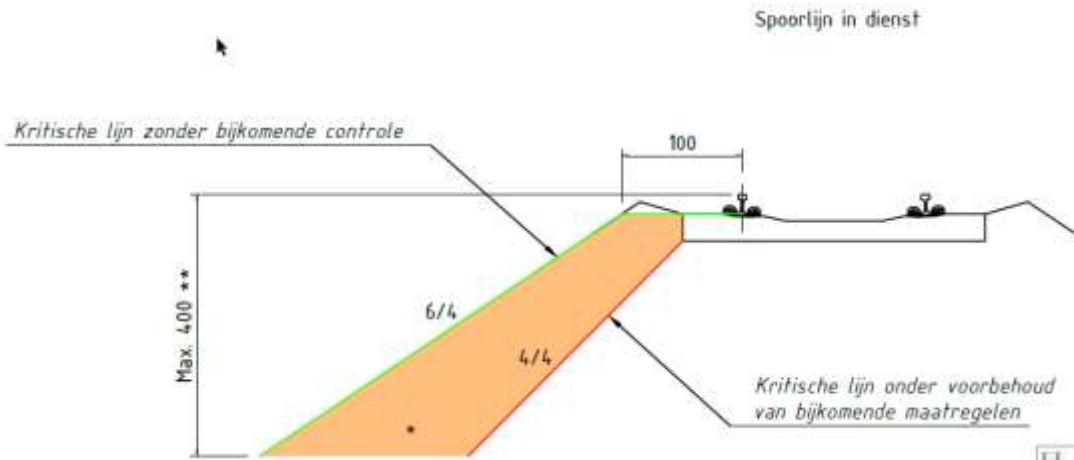
4.6. STABILITEIT VAN TALUDS

De aan te houden globale veiligheidscoëfficiënt voor de stabiliteit van taluds (o.i.v. een diep glijvlak) bij toepassing van de analytische methode (bv. methode van Bishop) bedraagt 1,25. Bij nazicht van de stabiliteit van taluds kan het geval DA1/1 nooit maatgevend zijn omdat de aandrijvende krachten t.g.v. de acties altijd veel kleiner zijn dan deze t.g.v. het eigengewicht van de grond. De veiligheid wordt aldus gecontroleerd t.o.v. ongunstige afwijkingen van de grondeigenschappen (geval DA 1/2).

Ingeval het bestaande talud geen tekenen vertoont van instabiliteit en er zich in het verleden nog geen afglijdingen hebben voorgedaan, kan voor de bepaling van de stabiliteit van taluds het rekenmodel worden geherkalibreerd uitgaande van een globale veiligheidscoëfficiënt 1 voor het bestaande talud. Voor de nieuwe toestand wordt de normale veiligheid gevraagd. Indien het bestaande talud bestaat uit geroerde grond in het kader van het project, deze geroerde talud kan niet berekend worden met de uitgangspunten van een bestaande (ongerode) talud maar wel volgens de methode zoals beschreven in onderstaande paragraaf.

De invloedzone van het spoor vertrekt van de kop van de dwarsliggers onder een helling van 4/4.

De invloedzone van de talud is de zone zoals gekleurd voorgesteld in de Figuur 4.1.



Figuur 4.1 – invloedzone

Het geheel der werken in de invloedzone van het spoor wordt uitgevoerd:

- onder de controle en met het akkoord van het Infrabel-personeel;
- verplicht met een beschoeiing.

Het geheel der werken in de invloedzone van het talud wordt uitgevoerd:

- onder de controle en met het akkoord van het Infrabel-personeel;
- naargelang de vordering per strook van 5m.

** bij uitgravingen dieper dan 4 meter ten opzichte van het spoorniveau dient de geotechnische stabiliteit van het spoortalud gecontroleerd te worden.

4.7. UITVOERING VAN BOUWPOTTEN

4.7.1. REKENHYPOTHESEN

Behoudens tegenbericht van het bestek, de plannen of van de opmetingsstaat, of indien het geotechnisch dossier tegenstrijdige gegevens toont, zijn de rekenhypothesen voor spoorophogingen:

Wrijvingscoëfficiënt	27°	
Cohesie	0 kPa	voor het berekenen van de graafstabiliteit
	2 kPa	voor het berekenen van het verplaatsen van de beschoeiing.

De te beschouwen lasten t.g.v. het spoor zijn de lasten volgens belastingsmodel 71 zonder dynamisch coëfficiënt. Voor tijdelijke beschoeiingen mag de classificatiefactor $\alpha=1$ worden genomen. De maximale horizontale verplaatsing van de beschoeiing die wordt toegelaten is gelijk aan 15mm.

Bovendien dient het effect van de horizontale verplaatsing van de beschoeiing op het aanliggend spoor gecontroleerd te worden aangezien dit een uniforme of differentiële zetting van het spoor kan veroorzaken.

4.7.2. BESCHOEIINGEN TE BESTUDEREN DOOR DE AANNEMER

Voor de beschoeiingen die niet op de plannen staan aangeduid, ligt de keuze van de soort beschoeiing voor graafwerken (damplanken, berlinerwand, spuitbeton, diepwandpalen, enz.) en de bijhorende uitvoeringmiddelen bij de aannemer, met uitzondering van het heien, dat verboden is. De uitvoeringsplannen en rekennota's van die beschoeiingen dienen voorafgaand ter goedkeuring aan de leidend ambtenaar voorgelegd te worden.

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. 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 α , 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.

5.2.2. PARTIËLE FACTOREN VOOR VEILIGHEID

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

Projectsituaties	γ_c (beton)	γ_s (gewapend betonstaal)	γ_s (voorspanstaal)
Blijvend en tijdelijk	1,50	1,15	1,15
Buitengewoon	1.20	1,00	1,00

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

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

γ_c (beton)	Blijvend en tijdelijk
Gevolgde keuring in de fabriek	1,40
Eigen keuring	1,50
Verminderde keuring	1,60

Een eigen keuring is een keuring door de aannemer of constructeur zelf uitgevoerd.

Een gevolgde keuring is een keuring die bestaat uit een eigen keuring op statistische grondslag en uit een onafhankelijke keuring.

5.2.3. BEPALING VAN HET EFFECT VAN VOORSPANNING

De volgende voorschriften betreffen enkel volledig met beton omhulde voorspanwapeningen. Het gebruik van andere voorspanwapeningen (VZA, VMA, ...) 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.

5.2.4. 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.

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 kN/m^3 en voor gewapend en spanbeton met normaal wapenings-percentages aan 25 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 (onder water bewaard bij $20 \pm 2^\circ\text{C}$ conform NBN EN 12390-2).

De vereiste sterkteklasse dient te worden vermeld op de plannen of in het bestek. Voor kunstwerken is de minimale 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).

5.3.2. 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 σ_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.

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.

5.3.3. KRIMP

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

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

- ε_{cs} is de totale krimpvervorming;
- ε_{cd} is de uitdrogingskrimpkorting;
- ε_{ca} is de autogene krimpkorting.

De uiteindelijke waarde van de uitdrogingskrimpkorting $\varepsilon_{cd,\infty}$ 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.

5.4. GEWOON WAPENINGSTAAL

5.4.1. TOEPASSINGSGEBIED

Enkel wapeningstaal met kwaliteit B500B volgens Bijlage C van NBN EN 1992-1-1 mag toegepast worden in kunstwerken. Volgens de Belgische nomenclatuur zijn de staalsoorten die voldoen aan de B500B-kwaliteit deze die vermeld zijn in PTV 302 van OCBS, onder de vermelding BE 500... .

Het gebruik van wapeningsstaal met kwaliteit B500A, d.w.z. DE 500 BS volgens de Belgische nomenclatuur opgenomen in PTV 303 van OCBS, is dus verboden in kunstwerken.

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 f_{yk} bijgevolg beperkt worden tot 400 N/mm².

5.4.2. BEREKENINGSHYPOTHESEN

Er mag verondersteld worden dat de volumieke massa gelijk is aan 7850 kg/m³. De rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus E_s mag verondersteld worden gelijk te zijn aan 200 000 N/mm².

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:

$\phi = 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25$ en 32 mm.

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

5.5. VOORSPANSTAAL

5.5.1. TOEPASSINGSGEBIED

Dit artikel is van toepassing op voorspanwapeningen (draden, strengen en staven) overeenkomstig PTV 311.

5.5.2. EIGENSCHAPPEN

De eigenschappen van (hoogwaardig) voorspanstaal staan vermeld in PTV 311 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 ϵ_{uk} (figuur 3.9 van NBN EN1992-1-1).

5.5.3. BEREKENINGSHYPOTHESEN

De rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus E_p mag gelijk worden gesteld aan 205 000 N/mm² voor draden en staven en aan 195 000 N/mm² voor strengen.

5.5.4. GEOMETRIE – SOORTEN VOORSPANWAPENING

Voornaamste types van voorspanstrengen, -draden en -kabels:

Strengen - draden

	7-draadstreng	7-draadstreng	7-draadstreng	7-draadstreng
Nominale diameter	7 mm	12,5 mm	15,2 mm	15,7 mm
Nominale doorsnede	29 mm ²	93 mm ²	140 mm ²	150 mm ²
f_{pk}	2060 N/mm ²	1860 N/mm ²	1860 N/mm ²	1860 N/mm ²
$F_{p0,1k}$	51 kN	147 kN	221 kN	237 kN

Kabels

ϕ streng (mm)	12,5						15,2			
Aantal strengen	4	7	12	19	25	31	4	7	12	19
Nominale doorsnede (mm ²)	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 Minimale druksterkteklasse - Gebruiksdomein - Omgevingsklassen - Aanvullende eisen ⁸	Betondekking C_{nom} / C_{min}
Zuiverheidsbeton		
Niet aggressive omgeving	C16/20 - OB - E0	
Elementen van ongewapend beton		
Vorst, geen contact met regen	C25/30 - OB - EE2	
Vorst, contact met regen	C30/37 - OB - EE3	
Elementen van gewapend beton		
Vorst, geen contact met regen	C25/30 - GB - EE2 - WAI(0,50)	40 mm / 30 mm
Vorst, contact met regen	C30/37 - GB - EE3 - WAI(0,50)	45 mm / 35 mm
Vorst en dooizouten ⁹	C35/45 - GB - EE4 - WAI(0,45)	60 mm / 50 mm
Kunstwerken - structurelementen	C35/45 - GB - EE4 - WAI(0,45)	60 mm / 50 mm

⁸. Als er een verschil is in de specificatie van eigenschappen, is de meer veeleisende specificatie van toepassing.

⁹. Aanwezigheid van ter plaatse ontdooid of opspattend (gelegen op minder dan 6 m vlg. 4.2 van NBN EN 1992-2) of aflopen dooizouthoudend.

Elementen van voorgespannen beton		
Gebouwen	C50/60 - VB - EE3 - WAI (0,50)	35 mm / 25 mm
Kunstwerken	C50/60 - VB - EE4 - WAI (0,45) - CI 0,10	50 mm / 40 mm
Paalfunderingen		
Geen contact met regen	C30/37 - GB - EE2, EA1 Cement $\geq 375 \text{ kg/m}^3$ volgens bijlage D van NBN EN 206 & NBN B 15-001	75 mm

De Tabel 1-ANB van de norm NBN B 15-001:2008 geeft de blootstelingsklassen verbonden met omgevingsklassen.

5.7. DETAILLEREN VAN WAPENINGEN EN VOORSPANELEMENTEN

5.7.1. ALGEMEEN

De voorschriften van Hoofdstuk 8 "Detailleren van wapeningen en voorspানেlementen" 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 methodes worden weergegeven op de Figuur 8.1 van NBN EN 1992-1-1.

De rekenwaarde van de overlappingslengte 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 α_5 volgens tabel 8.2 van NBN EN 1992-1-1
 voor trekverankeringen $l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$
 voor drukverankeringen $l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$

De berekening van de verankeringslengtes worden gedaan met BE500.

De Tabel 5.1 geeft de verankeringslengte l_{bd} i.f.v. de staafdiameter, de betonkwaliteit en de staalsoort. De tabel kan worden gebruikt zonder extra berekening.

Alle verankeringslengtes worden bepaald op basis van de volgende aannames;

- maximale spanning in staven ($\sigma_{sd}=f_{yk}/1,15$);
- slechte kwaliteit van de aanhechtingsomstandigheden;
- coëfficiënten $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ en α_5 zijn vastgesteld op 1.

Om kortere verankeringslengtes te gebruiken, dienen deze vervolgens te worden berekend volgens de norm NBN EN 1992-1-1.

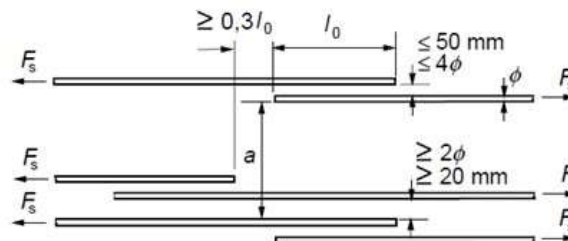
Verankeringslengte l_{bd} voor BE500										
ϕ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
f_{ck} 20	400	540	670	800	940	1070	1340	1670	2140	2910
f_{ck} 25	350	460	580	690	810	920	1150	1440	1840	2510
f_{ck} 30	310	410	510	610	710	820	1020	1280	1630	2220
f_{ck} 35	280	370	460	550	640	740	920	1150	1470	2000
f_{ck} 40	250	340	420	510	590	670	840	1050	1350	1830
f_{ck} 45	230	310	390	470	550	620	780	970	1250	1690
f_{ck} 50	220	290	360	440	510	580	730	910	1160	1580
f_{ck} 55	210	280	350	420	490	560	700	880	1120	1530
f_{ck} 60	200	270	340	410	480	540	680	850	1090	1480
f_{ck} 70	200	270	340	410	480	540	680	850	1090	1480

Tabel 5.1 – Verankeringslengte l_{bd} in mm

Opgelet, deze Tabel 5.1 kan niet worden gebruikt voor de verankering van "gelijmde" wapeningsstaven in geboorde gaten. In dit geval moet de methode van Technical Report 23 van EOTA (Assessment of post-installed rebar connections) worden gebruikt.

5.7.2.2. OVERLAPPINGEN VAN LANGSWAPENINGEN

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 overlappingen

De rekenwaarde van de overlappingslengte l_0 is gelijk aan:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,reqd} \geq l_{0,min}$$

waarbij $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ en α_5 volgens tabel 8.2 van NBN EN 1992-1-1
 α_6 het percentage overlappende staven in verhouding tot de totale oppervlakte van de dwarsdoorsnede
 $l_{0,\min} > \max\{0,3\alpha_6 b_{r,qd}; 15\phi; 200\text{mm}\}$.

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.

De berekening van de overlappingslengtes worden gedaan met BE500.

De Tabel 5.2 geeft de overlappingslengte l_0 i.f.v. de staafdiameter, de betonkwaliteit en de staalsoort en het percentage overlappende staven. De Tabel kan worden gebruikt zonder extra berekening.

Alle overlappingslengtes worden bepaald op basis van de volgende aannames:

- maximale spanning in staven ($\sigma_{sd}=f_{yk}/1,15$);
- slechte kwaliteit van de aanhechting;
- coëfficiënten $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ en α_5 zijn vastgesteld op 1.

Om kortere overlappingslengtes te gebruiken, dienen deze vervolgens te worden berekend volgens de norm NBN EN 1992-1-1.

l_0 voor BE500									
Percentage overlapte staven (α_6)					Percentage overlapte staven (α_6)				
f_{ck} 20	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %	f_{ck} 25	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
6	400	460	560	600	6	350	400	480	520
8	540	620	750	800	8	460	530	650	690
10	670	770	940	1000	10	580	660	810	860
12	800	920	1120	1200	12	690	800	970	1040
14	940	1080	1310	1400	14	810	930	1130	1210
16	1070	1230	1500	1610	16	920	1060	1290	1380
20	1340	1540	1870	2010	20	1150	1330	1610	1730
25	1670	1920	2340	2510	25	1440	1660	2020	2160
32	2140	2460	3000	3210	32	1840	2120	2580	2770
40	2910	3350	4070	4360	40	2510	2880	3510	3760

f_{ck} 30	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %	f_{ck} 35	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
6	310	350	430	460	6	280	320	390	410
8	410	470	570	610	8	370	420	520	550
10	510	590	710	770	10	460	530	640	690
12	610	700	860	920	12	550	640	770	830
14	710	820	1000	1070	14	640	740	900	970
16	820	940	1140	1230	16	740	850	1030	1110
20	1020	1170	1430	1530	20	920	1060	1290	1380
25	1280	1470	1790	1910	25	1150	1320	1610	1730
32	1630	1880	2290	2450	32	1470	1700	2060	2210
40	2220	2550	3110	3330	40	2000	2300	2800	3000

f_{ck} 40	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %	f_{ck} 45	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
6	250	290	350	380	6	230	270	330	350
8	340	390	470	510	8	310	360	440	470
10	420	480	590	630	10	390	450	550	580
12	510	580	710	760	12	470	540	650	700
14	590	680	830	890	14	550	630	760	820
16	670	780	940	1010	16	620	720	870	940
20	840	970	1180	1260	20	780	900	1090	1170
25	1050	1210	1480	1580	25	970	1120	1360	1460
32	1350	1550	1890	2020	32	1250	1430	1750	1870
40	1830	2110	2570	2750	40	1690	1950	2370	2540

f_{ck} 50	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %	f_{ck} 60	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
6	220	250	310	330	6	200	230	290	310
8	290	330	410	440	8	270	310	380	410
10	360	420	510	540	10	340	390	480	510
12	440	500	610	650	12	410	470	570	610
14	510	580	710	760	14	480	550	670	710
16	580	670	810	870	16	540	620	760	820
20	730	840	1020	1090	20	680	780	950	1020
25	910	1040	1270	1360	25	850	980	1190	1270
32	1160	1340	1630	1740	32	1090	1250	1520	1630
40	1580	1820	2210	2370	40	1480	1700	2070	2210

Tabel 5.2 – Overlappingslengte l_0 in mm

5.7.2.3. LASSEN VAN WAPENINGEN

De lasnaden kunnen in functie van hun sterkte in twee categorieën worden onderverdeeld:

- technologische lasnaden: zij vervangen de binddraad, bv. om de wapening op zijn plaats te houden tijdens het vervoer en om assemblages voor en tijdens het betonstorten te garanderen;
- structurele lasnaden: zij zorgen voor de krachtoverdracht langs de naad.

De uitvoering van lassen op de werf is verboden (geen goede omstandigheden).
Tenzij anders voorgeschreven zijn structurele lasnaden in alle gevallen verboden.

Het lassen van wapening is verboden.

De uitzonderingen zijn als volgt:

- de technologische lasnaden worden toegestaan voor elementen waarvoor een toetsing van vermoeiing over het algemeen niet nodig is;
- de gelaste netten worden toegestaan voor elementen waarvoor een toetsing van vermoeiing over het algemeen niet nodig is

Elementen in bruggenbouw waarvoor een toetsing van vermoeiing over het algemeen niet nodig volgens is, zijn:

- a. voetgangersbruggen, met uitzondering van de structurelementen die zeer windgevoelig zijn;
- b. funderingen;
- c. pijlers en kolommen die niet star verbonden zijn met de bovenbouw;
- d. landhoofden van weg- en spoorwegbruggen die niet star verbonden zijn met de bovenbouw, uitgezonderd de platen van holle landhoofden.

Lassen is alleen toelaatbaar voor wapeningsstaal dat als lasbaar is geclassificeerd.
De constructeur moet op de uitvoeringsplannen aangeven waar lassen worden toegepast.

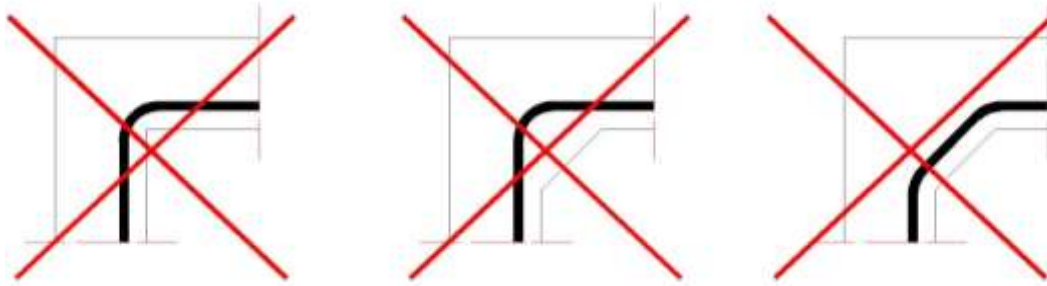
Gedetailleerde informatie m.b.t. het lassen van wapening is opgenomen in de TV 217 "Vlechtwerk voor gewapend beton".

De lasprocessen voor wapeningsstaal voor gewapend beton moeten beantwoorden aan de bepalingen in tabel 3.4 van de norm NBN EN 1992-1-1 (Toelaatbare lasprocessen en voorbeelden van toepassingen).

5.7.2.4. WAPENINGSSCHIKKINGEN IN HOEKEN

In alle hoeken tussen balken, kolommen, platen, wanden, enz. van betonnen constructies, mogen de bochten van de wapeningen de binnenzijde van de hoeken niet volgen zodat het wegdrücken van het beton vermeden wordt (zie onderstaande figuur). Deze eis blijft eveneens van toepassing wanneer de binnenzijde van de hoek versterkt is met een afschuining.

Deze eis blijft eveneens geldig voor geprefabriceerde betonnen elementen.



Figuur 5.1 – Niet toegelaten wapeningsschikking aan de binnenzijde van hoeken

5.7.3. VOORSPANWAPENINGEN

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

Voor VMA (voorspanning met aanhechting) kan als vuistregel aangenomen worden dat een as-op-as tussenafstand tussen twee naburige kokers minimaal gelijk moet zijn aan de som van de diameter van de twee naburige kokers om een correcte aanbrenging en verdichting van het beton te verzekeren.

5.7.3.1. VERANKERINGEN VAN DE VOORSPANWAPENINGEN

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

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.

Lokale verbrijzeling van beton dient te worden vermeden overeenkomstig de bepalingen van §6.7 van NBN EN 1992-1-1 voor gedeeltelijk belaste gebieden.

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 2β 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 weerstandmoment in de uiterste grenstoestand wordt er geen rekening gehouden met de treksterkte van het beton.

5.8.2. BEREKENING VAN DE ELEMENTEN IN SPANBETON

Onder alle belastingscombinaties in finale fase moeten in alle betonvezels drukspanningen optreden.

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

Belastingscombinatie	σ_{cadm}	σ_{ctadm}
g + P	$0,5 f_{ck}(t)$	$f_{ct0.05}$
Combinaties waarbij alleen rekening wordt gehouden met permanente belastingen	$0,45 f_{ck}$	0
Veel voorkomende combinaties	$0,5 f_{ck}$	0

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

Nota: Volgens de NBN EN 1990 ANB §A2.4.1. en de NBN EN 1991-2 ANB §2.2, worden niet-frequente ontwerpwaarden niet gebruikt voor het ontwerp van de kunstwerken. Alleen frequente combinaties moeten worden overwogen.

Voor bouwberekeningen kunnen we verwijzen naar deze tabel:

Belastingscombinatie	σ_{cadm}	σ_{ctadm}
g + P	$0,5 f_{ck}(t)$	0
Quasi permanent	$0,45 f_{ck}$	0
Frequent	$0,5 f_{ck}$	0
Zeldzame	$0,5 f_{ck}$	0

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 van de scheuren 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 hogesterktebeton (sterkteklasse C60/75 en hoger) en zelfverdichtend beton 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,

We verwijzen naar Tabel 7.101N-ANB van de norm NBN EN 1992-2 ANB voor de te respecteren waarden van de scheurwijdte. Voor constructies die permanent in contact staan met grondwater (zoals kokers) dient de scheurwijdte tot 0.2 mm te worden beperkt teneinde de waterdichtheid en duurzaamheid te waarborgen.

5.9. VERMOEIINGSSTERKTE VAN BETONDEKKEN

5.9.1. ALGEMEENHEDEN

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 vermoeiingstest 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 structuurelementen die zeer windgevoelig zijn;
- b. ondergrondse boog- of raamwerkconstructies met een minimum gronddekking 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 gebaseerd zijn op de aanname van gescheurde dwarsdoorsneden, waarbij de treksterkte van het beton verwaarloosd is maar waarbij echter wel voldaan is 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 gebruik te maken 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.

Voor meervoudige cycli met variabele amplitudes mag de schade zijn opgeteld gebruikmakend 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.

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 fabrikant 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 van de proeven geen voldoening geven, heeft de leidend 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:

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

waarbij:

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

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

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 λ_4 . Uit praktische redenen wordt verwezen naar NBN EN 1993-2.

- φ_{fat} is de dynamische verhogingscoëfficiënt die afhangt van de stroefheid van de bekleding, overeenkomstig de Bijlage B van NBN EN 1991-2.
 $\varphi_{fat} =$ voor oppervlakken met een goede stroefheid;
 $\varphi_{fat} = 1,4$ 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:

- $\Delta\sigma_{s,71}$ het spanningsbereik is van het staal door het belastingsmodel 71 dat maximaal wordt toegepast op twee sporen, zonder rekening te houden met de classificatiefactor α , en Φ de dynamische coëfficiënt.
- λ_s een correctiefactor is 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 spoorbruggen 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 naast 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;
- kokerliggers, 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, langliggers 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 460 N/mm². 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 hangt af van het concept van de brug, de aangewende uitvoeringsmethode, de omstandigheden van verwerking en de gebruiksvoorwaarden van het kunstwerk. De kwaliteit wordt bepaald volgens Tabel 2.1 van NBN EN 1993-1-10.

Men gebruikt:

1. klasse J2, K2, M, N, ML en NL (+N¹⁰) in belangrijke, getrokken, gelaste elementen van alle dikten en belangrijke gedrukte elementen met dikte ≥ 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 hierna vermelde gevallen.
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 ≥ 15 mm voor hoofdliggers, dwarsdragers en langsliggers.

¹⁰. + de letter N, indien de producten in genormaliseerde of equivalente toestand geleverd moeten worden.

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. Wij verwijzen naar Bundel 34.4 "Staalconstructies" voor de toe te passen Z-kwaliteit ingeval er geen berekening uitgevoerd wordt door de aannemer of zijn studiebureau.

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	
1. Geribde en traanplaten	S235JR
1. Onbelast element	
2. Metalen schrijnwerk	S235JR
3. Geklonken constructie	S235JR
4. Gelaste constructie	
4.1. Licht vakwerk (bv. dakspant)	S235JR
4.2. Constructie zonder rolbrug:	
a) profielen (dikte ≤ 30 mm)	S235JR
b) platen en strippen (dikte ≤ 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

6.4. VERBINDINGEN

6.4.1. ONTWERP

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 cat. A (op stuik 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 (voor niet-dragende elementen) werkend op afschuiving.

6.4.2. LASVERBINDINGEN

6.4.2.1. LASVERBINDINGEN

Tenzij anders bepaald in het bestek worden volgende types lasverbindingen opgelegd:

- verbinding lijfplaat - boven- of onderflens van langsliggers - dwarsdragere - plaatdek aan verstijvers - hoofdliggers: K-naad met volledige doorsmelting (penetratielas);
- gesloten doorsneden (kokerliggers): 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 vlakslijpen van de naad;
- haakse verbindingen: hoeklassen.

Voor de effectieve keeldoorsnede 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 worden 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 in de eerste plaats zeker niet beïnvloed door de handelsmaten van de stalen elementen.

6.4.2.2. LASWERK OP DE BOUWPLAATS

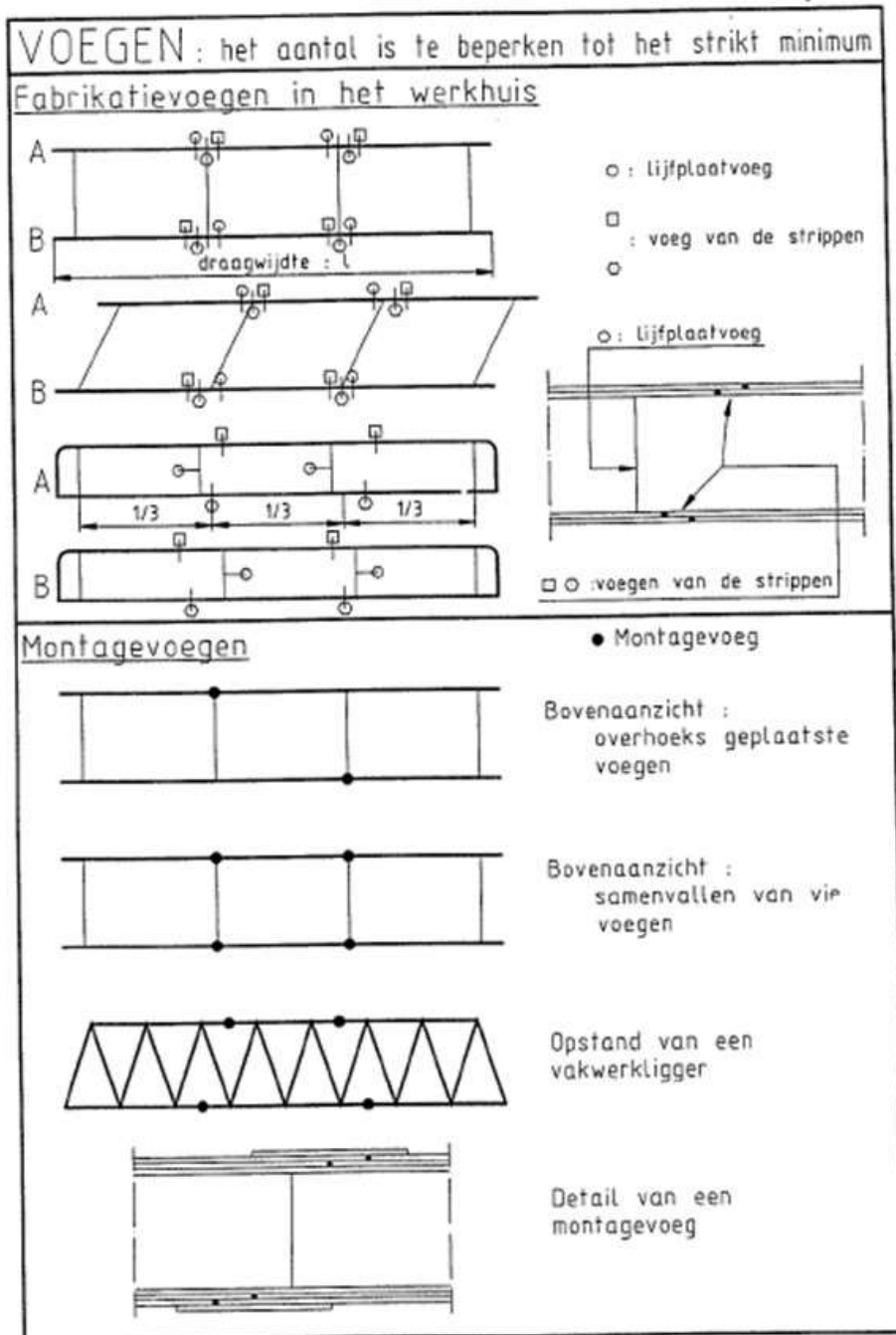
Het aantal lassen dat op de werf dient uitgevoerd te worden t.g.v. het onderverdelen van de constructie voor mogelijk vervoer tot aan de werf, dient tot een minimum beperkt te worden. De montagevoegen, de benodigde lassen, ... dienen voorafgaandelijk ter goedkeuring voorgelegd te worden aan de leidend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

6.4.3. MONTAGEVOEGEN

6.4.3.1. ALGEMEEN

Het aantal montagevoegen wordt beperkt tot een strikt minimum. De keuze van de plaats van de 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 dezelfde sterkte bezitten als de doorsnede van de elementen die ze verbinden (voeg van gelijke weerstand).

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



Figuur 6.1 – Belangrijkste principes voor het plaatsen van 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 plannen, 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 hijsogen gekozen, mits toepassing van dezelfde principes als hiervoor 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 $2 \cdot 10^6$ cycli wordt verwezen naar de tabellen 8.1 tot 8.10 van NBN 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:

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

waarbij:

$\Delta\sigma_c$: weerstand tegen vermoeiing overeenkomstig met $2 \cdot 10^6$ cycli.

$\Delta\sigma_p$: De equivalente spanningschommelingen volgens model van vermoeiings-belasting.

De equivalente schadefactor λ voor het model van vermoeiingsbelasting 3 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:

λ : correctiefactor

In ieder geval is het totale product van alle λ -waarden voor wegbruggen niet groter dan de aangegeven waarden van λ_{\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.

λ -waarden voor wegbruggen:

- de factor λ_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. λ_1 wordt bepaald volgens figuur 9.5 van NBN EN 1993-2;
- de tweede factor λ_2 geeft de invloed van de samenstelling en de frequentie van het verkeer weer. De factor λ_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 λ_3 brengt de beoogde levensduur in rekening. Een levensduur van 100 jaar wordt vooropgesteld zodat $\lambda_3 = 1,0$;
- de factor λ_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 λ 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:

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

λ -waarden voor spoorbruggen:

- de factor λ_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. λ_1 wordt bepaald volgens de standaard EC-mix, zie Tabel 9.3 van NBN EN 1993-2;
- de tweede factor λ_2 geeft de invloed van het jaarlijks gesleepte tonnage weer, zie NBN EN 1993-2 §9.5.3. Het jaarlijks vervoerde tonnage (ontwerptonnage) voor de lijn dient te worden voorgeschreven door de bouwheer;
- de waarde λ_3 brengt de beoogde levensduur in rekening. Een levensduur van 100 jaar wordt vooropgesteld zodat $\lambda_3 = 1,0$.
- om voor brugdekken met 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 λ_4 in, zie NBN EN 1993-2 §9.5.3.

7. GEMENGDE STAAL-BETONCONSTRUCTIES

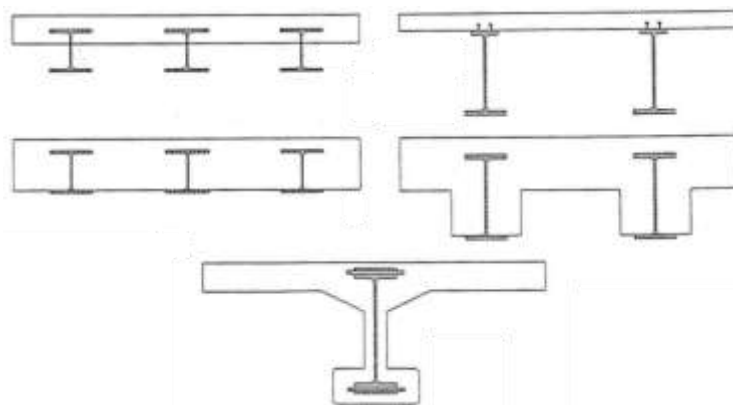
7.1. TOEPASSINGSGBIED

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 van de kwaliteiten vermeld in hoofdstuk 6. Het gaat ofwel over gewalst profielstaal of over door lassen of door 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

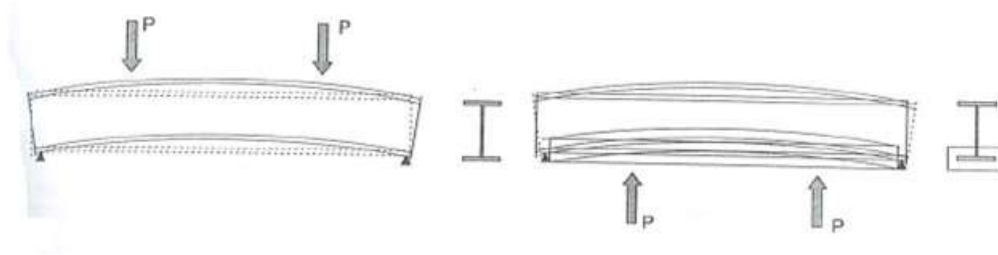
Figuur 7.1 duidt twee hoofdklassen van gemengde staal-beton doorsneden aan. In de twee eerste gevallen, is slechts één profielflens geheel of gedeeltelijk omhuld met beton. In de drie volgende gevallen, zijn beide profielflensen geheel of gedeeltelijk omhuld met beton. Het gedrag van beide types verschilt 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

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 voorbuigkrachten weggenomen en de voorspanning op het beton overgedragen.

De voorbuigkrachten 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.



Figuur 7.3 – Principe voorgebogen brugdek

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 belasting 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.

7.3.2.1. STAALKWALITEIT

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

7.3.2.2. 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°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°C gehouden worden 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, zijn dezelfde maatregelen als hiervoor van toepassing.

7.3.2.3. VERVAARDIGING VAN DE STALEN LIGGERS

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

De uitvoering van de metaalbouw van de voorgebogen liggers omvat het samenstellen van de stalen liggers evenals 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.

7.3.2.4. 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 elasticatie 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 elasticatieprocedure 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 elasticatie volledig is.

Bij het toepassen van de voorbuigkrachten dient men:

- het uitkippen van de ligger te voorkomen door de zijdelingse verplaatsing van de liggers te verhinderen door ze te plaatsen tussen ten minste 3 vorken;
- het plooiën van de lijfplaten na te zien o.i.v. de dwarskrachten, indien nodig het voorzien van dwarsverstijvingen;
- zich er van te 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 voorbuigkrachten weggenomen zodat het beton onder druk gebracht wordt onder invloed van de elasticiteit van de ligger.

Tegelijk worden de voorspanstrengen gelost door ze te knippen, zodat zij actief worden op het omhullingsbeton van de onderflens. De constructeur gaat de ogenblikkelijke zeeg na, ten gevolge 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 plannen, 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.

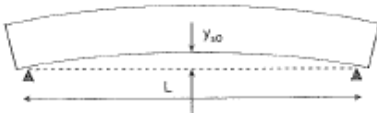
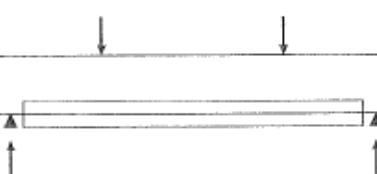
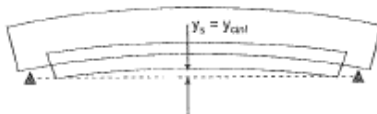
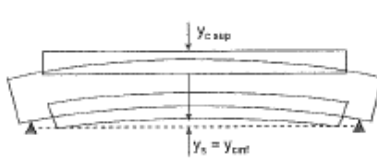
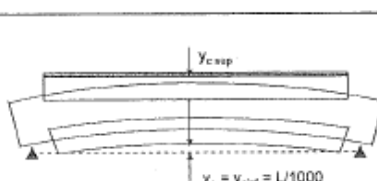
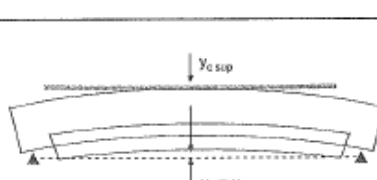
- betonning van de laatste fase

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^{de} fase net boven het 1^{ste} fase beton bevindt zich meestal in de getrokken zone. Bijkomende gewone wapening dient de betontrekspanningen te kunnen overnemen.

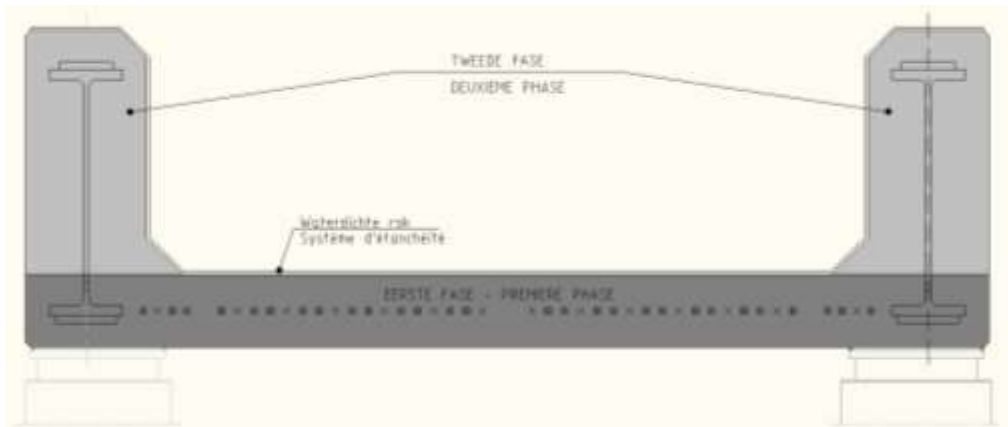
In de gebruiksvoorwaarden zijn niet alleen scheurvorming of decompressie van het eerste fase beton en de grootte van de staalspanning van belang. Voorgebogen liggers hebben ook tot doel om een grote buigstijfheid te verwezenlijken.

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 eerste fase-beton $y_{b1} = 0$ (tenzij anders voor te schrijven)
Vorm bij het deblokken		zelfde vervormingen voor stalen ligger en betonnen zool
Vorm van de ligger bij plaatsing en belast door bekisting 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 7.4). Het geheel vormt een volledig geprefabriceerd brugdek dat het vrije ruimteprofiel van het spoor vrijwaart (breedte van de brugdekplaat ongeveer 4 m).



Figuur 7.4 – Trogbruggen

Bij het ontwerpen dient erover gewaakt te worden dat het beton van de dekplaat (eerste fase beton) in de gebruikstoestand steeds gedrukte 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. ALGEMEENHEDEN

Bij gebruiksgrenstoestanden 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 $n_L = n_0 (1 + \rho\varphi)$ bedraagt,

Waarbij:

$n_0 = E_a/E_{cm}$ de verhouding van de moduli voor kortetermijnbelasting;

φ de kruipcoëfficiënt van het beton;

ρ een verminderingcoëfficiënt 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 $\rho\varphi$ forfaitair worden afgeleid voor $t = \infty$ en open lucht uit volgende tabel:

A_s/A_c	0,03	0,05	$\geq 0,10$
$\rho\varphi$	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 onderscheid gemaakt tussen ductiele en brosse connectoren. De ductiliteit van een connector is de capaciteit om een plastische herverdeling toe te laten van de afschuifkracht in de langsrichting 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.

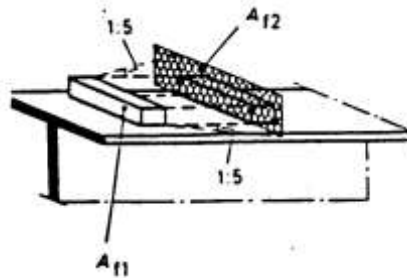
- **Stiftdeuvels** volgens NBN EN 1994-1-1 § 6.6.3.
Stiftdeuvels met een doormeter d van ten hoogste 22 mm en een hoogte van $\geq 4 d$ zijn bijna steeds ductiele connectoren, voor zover een minimale verbindingsgraad wordt gerespecteerd.

- **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 bros beschouwd.

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

waarbij:

- A_{f1} het oppervlak aan de voorkant, zoals aangegeven in Figuur 7.5;
- η 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 deugel (zie figuur). Enkel het deel van A_{f2} dat binnen de beton doorsnede valt, mag in rekening worden gebracht.



Figuur 7.5 – Connector

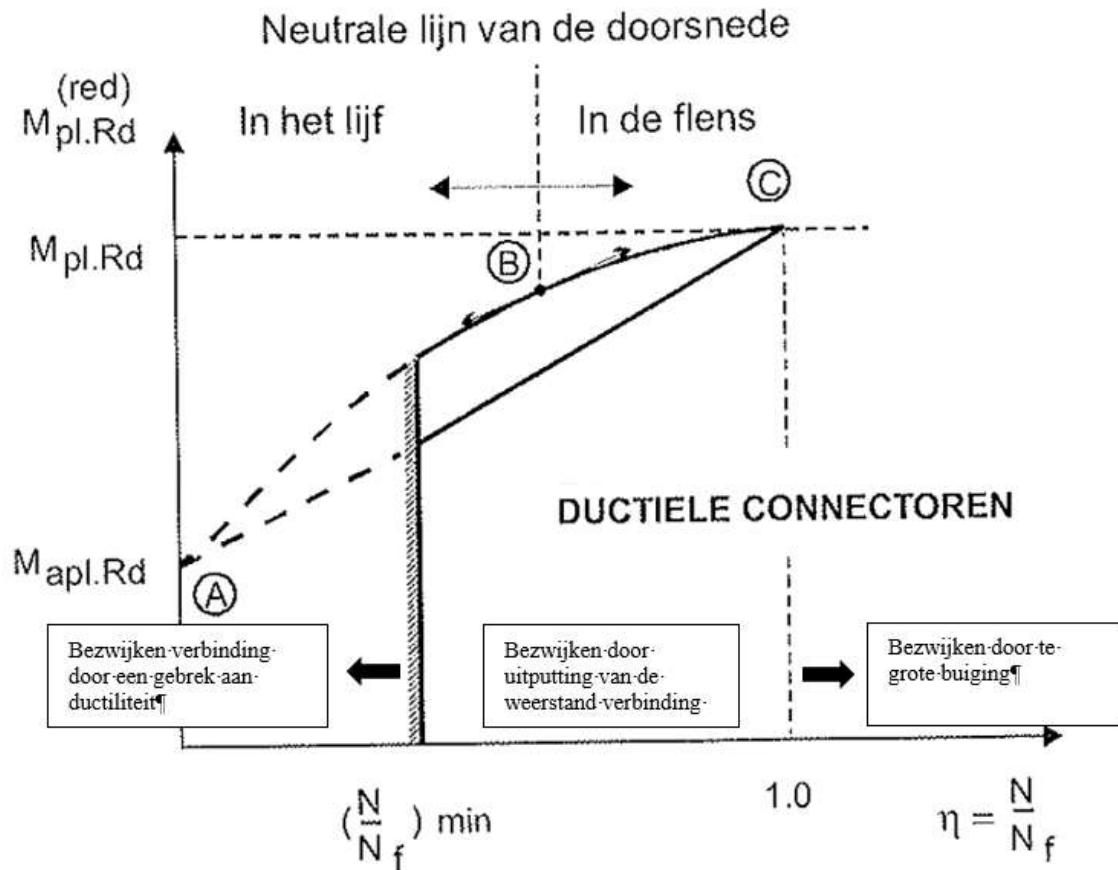
De lassen behoren op $1,2 P_{Rd}$ te worden berekend.

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 staalbetonelement 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 het toe te laten 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 7.6 (verzekeren van de ductiliteit van de deuvels en verzekeren van een minimale graad van verbinding).



Figuur 7.6 – Niet-volledig schuifsterke verbinding

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.

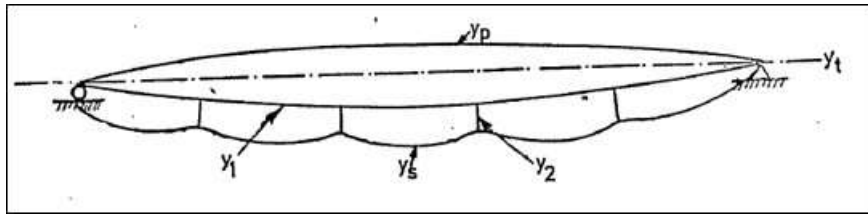
Volgens de NBN EN 1990 ANB §A2.4.1. en de NBN EN 1991-2 ANB §2.2, worden niet-frequente ontwerpwaarden niet gebruikt voor het ontwerp van de kunstwerken. Alleen frequente combinaties moeten worden overwogen.

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.

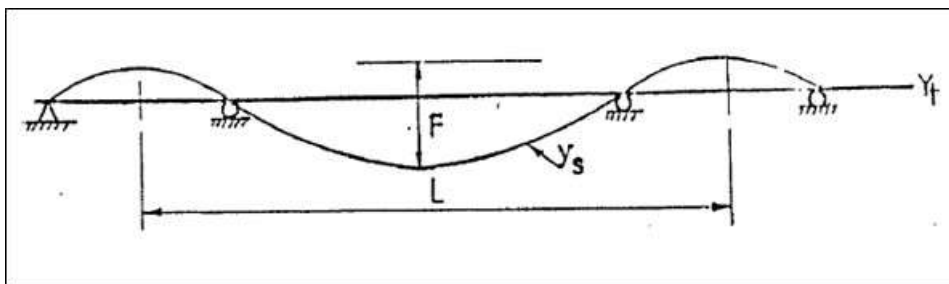
Men noemt:

- 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 te worden 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

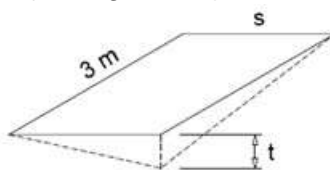
9.1.1.2. ZEEGLIJNEN

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.

Omwille van beperking van de scheluwte moet de schuimte van de kunstwerken waarbij ballast voorzien wordt op de brug of gewerkt wordt met rechtstreekse aanleg, groter zijn dan 45° tenzij in uitzonderlijke gevallen mits toestemming van de bouwheer.

Met de schuimte wordt de hoek bedoeld tussen de as van het spoor en de rand van de ballastbak of het brugdek met rechtstreekse aanleg.

9.1.1.4. HOEKVERDRAAIING

De hoekverdraaiingen zijn de hoeken aan de uiteinden van de dekken gevormd door de raaklijnen aan de verplaatsingslijnen y_s en het theoretisch lengteprofiel y_t .

9.1.2. VORMVERANDERINGEN VAN WEGBRUGGEN

Onder de frequente belastingscombinatie wordt de maximale relatieve zakking F/L beperkt tot $1/700$. (De maximale relatieve zakking L/F wordt gedefinieerd als de doorbuiging w_3 gedefinieerd in de norm NBN EN 1990 §A1.4.3).

9.1.3. VORMVERANDERINGEN VAN VOETBRUGGEN

Onder de frequente belastingscombinatie wordt de maximale relatieve zakking F/L beperkt tot $1/300$. (De maximale relatieve zakking L/F wordt gedefinieerd als de doorbuiging w_3 gedefinieerd in de norm NBN EN 1990 §A1.4.3).

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.

Indien de fundamentele trillingsfrequentie f_0 van de voetbrug > 5 Hz zijn geen trillingsproblemen te vrezen.

Indien $f_0 < 5$ Hz dient een trillingscontrole te worden uitgevoerd volgens de methodologie van de ontwerpuiden Setra of HiVoSS.

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 (en waar vereist $SW/0$ en $SW/2$), vermenigvuldigd met de dynamische factor Φ en de classificatie-factor α . (zie 3.1.6.3).

Tabel 9.1 geeft de minimumwaarden van de verhouding L/F. Tussen de waarden geldend voor 25 m en 30 m wordt lineair geïnterpoleerd. (De verhouding L/F wordt gedefinieerd als de doorbuiging w_3 gedefinieerd in de norm NBN EN 1990 §A1.4.3)

Snelheid V (km/u)	overspanning / doorbuiging (L/F)			
	Eén of twee opeenvolgende brugdekken		Drie tot vijf opeenvolgende brugdekken	
	$L \leq 25m$	$30m \leq L$	$L \leq 25m$	$30m \leq L$
$V \leq 120$	600	600	600	900
$120 < V \leq 200$	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. De zeeg moet evenwel 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 temperatuurseffecten, 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 (en waar vereist SW/0 en SW/2), vermenigvuldigd met de dynamische factor Φ en de classificatiefactor en rekening houdend met de temperatuurseffecten.

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:

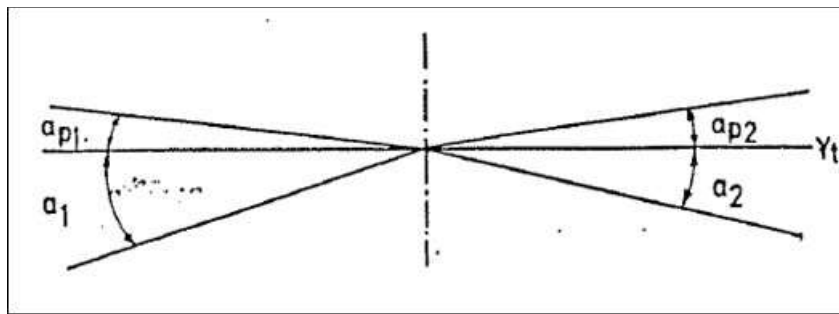
- voor spoordekken *met* ballastbed:
 - $\theta = 0,0065$ rad voor de overgang tussen brugdek en vrije baan;
 - $\theta_1 + \theta_2 = 0,0100$ rad voor twee opeenvolgende brugdekken.

- voor spoordekken 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.

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 θ_p , blijvend onder de werking van de vaste belastingen en de temperatuurseffecten, 40 % van de toelaatbare hoekverdraaiing θ (zie Figuur 9.2).



Figuur 9.2 – 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 (en waar vereist $SW/0$ en $SW/2$), vermenigvuldigd met de dynamische factor Φ en de classificatie-factor α .

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/A1:

- 4,5 mm voor V (km/u) < 120;
- 3 mm voor $120 \leq V$ (km/u) < 200;
- 1,5 mm voor V (km/u) ≥ 200 .

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. De totale verwringing t_T dient beperkt te worden tot 7,5 mm/3 m.

9.1.4.4. BEPERKING VAN DE HORIZONTALE VERPLAATSINGEN

De horizontale verplaatsing dient te worden gecontroleerd voor de combinatie van belastingsmodel 71 (en indien vereist SW/0), vermenigvuldigd met de dynamische factor ϕ en de classificatiefactor α , 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/A1;
- een horizontale kromtestraal kleiner dan de aangegeven waarden in tabel A2.8 van NBN EN 1990/A1.

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 voor overbruggingen en type C voor onderbruggingen (spoorwegbruggen) volgens Tabel 2 van NBN EN 1337-3.

De sferische opleggingen zijn toegelaten volgens NBN EN 1337-7.

De potopleggingen zijn niet toegelaten.

Een glijstelsysteem, 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 glijstelsysteem 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 boven- en onderbouw worden zodanig opgevat dat het kunstwerk kan opgevijseld worden hetzij zonder verstevigingswerken, hetzij door het gebruik van een tijdelijke verdeelbalk of verdeelplaten te 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 NOTATIE EN SYMBOLEN IN DIT ARTIKEL

Belastingen:

F_z Normaalkracht werkzaam op het oplegtoestel in gebruiksgrenstoestand

Spanningen:

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

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

Vervormingen:

u Horizontale verplaatsing;

α Hoekverdraaiing te wijten aan vaste en mobiele belastingen;

α_0 Plaatsingsfout;

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

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

G = Gg – de conventionele glijdingsmodulus gedefinieerd door §4.3 van de norm NBN EN 1337-3.

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 Φ en classificatiefactor α in rekening te worden gebracht.

De ontwerpwaarde van de glijdingsmodulus G van het elastomeer onder statische belasting bedraagt 0,9 N/mm². 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 wordt gelijk gesteld aan 1,0.
- 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 gebruiksgrenstoestand 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 α_0 (rotatie om de breedte-as van het oplegtoestel).

In de gangbare gevallen zijn volgende waarden van α_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 geplaatst en afgeregeld worden m.b.v. voorlopige opleggingen zoals zanddozen, systeem met vijzels, ... en nadien ondergoten worden met krimprijke mortel.
- $\alpha_0 = 0,010 \text{ rad}$:
voor betonnen bruggen met geprefabriceerde liggers.

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: $T_b \leq a/5$.

10.4. SFERISCHE OPLEGGINGEN

De sferische opleggingen zijn conform aan de norm NBN EN 1337-7.

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 op 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 vóór 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 definieert de plannen, m.b.t. de uitvoeringsmiddelen al dan niet te rechtvaardigen 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 plannen en de rekennota's voldoen aan de beginselen van hoofdstuk 2.

De plannen 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 plannen en rekennota's en met de coördinatie van alle studies in verband met de stabiliteit van de constructie.

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

- plannen 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;
- plannen en rekennota's betreffende eventuele voorlopige tussenpijlers, hun bevestiging op de voorlopige funderingen en de opvatting van de funderingen zelf en de detailplannen daarvan;
- plannen en rekennota's betreffende de afbraak in fasen van bestaande bruggen, zowel boven- als onderbouw, inbegrepen alle ondersteuning en tijdelijke schoringen;

-
- plannen 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 de controle van de eventuele belastingstoestanden van deze liggers bij het plaatsen;
 - werkhuisplannen 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 Bundel 34.4);
 - plannen en rekennota's betreffende het laden, vervoeren en plaatsen van alle metalen delen, met inbegrip van de beschouwing van voorlopige tussentoestanden;
 - detailplannen van de oplegtoestellen;
 - werkhuisplannen van de kleinere metalen constructies (zoals leuning, borstwering, roosters, ...);
 - faseringsplannen die de opeenvolgende stadia van de constructie voorstellen, en waarmee rekening is gehouden in het ontwerp;
 - plannen en rekennota's betreffende voorlopige voetbruggen en kabelbruggen, met inbegrip van een gedetailleerde beschrijving van alle uitvoeringsmiddelen voor het plaatsen en wegnemen;
 - uitvoeringsplannen en bijhorende rekennota's betreffende wanden van beschoeide sleuven of diepwanden;
 - plannen en rekennota's van tijdelijke beschoeiingen;
 - montageplannen en rekennota's van staalconstructies, met volledige rechtvaardiging van alle procedures voor het bekomen van een spanningsvrije montage (zie Bundel 34.4).
 - plannen en alle rechtvaardigende rekennota's van uitvoering van betonnen bouwwerken, met in het bijzonder 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

Zie Bundel 61v4: chapter 36.2.

11.3. AFBRAAK VAN KUNSTWERKEN EN BOUWEN BOVEN DE SPOREN

De aannemer moet een sloopmethode voorleggen die rekening houdt met de bescherming van de sporen, de bovenleiding, enz. met een risicoanalyse die alle mogelijke schades in de omgeving van de bouwplaats beschrijft.

Het gebruik van explosieven is verboden op het domein van Infrabel.

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

Zie Bundel 63 en de beschrijvingen van het bestek.

11.5. WERKEN IN DE NABIJHEID VAN INSTALLATIES VOOR ELEKTRISCHE TRACTIE

Zie Bundel 63 en de beschrijvingen van het bestek.

11.6. VEILIGHEIDS- EN GEZONDHEIDSPAN (VGP)

Zie Bundel 61 en de beschrijvingen van het bestek.

11.7. BESCHERMING VAN HET MILIEU

Zie Bundel 61v4: Hoofdstuk 79.5.

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 plannen 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 plannen.

De aannemer stelt de werkhuisplannen 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 voorspansysteem 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 plannen en rekennota's ter staving van de methode die hij wil aanwenden voor het plaatsen of wegnemen van de liggers. Bij de plannen 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

Zie Bundel 61v4: Hoofdstuk 79.11.

11.11. BESCHERMING EN ONDERHOUD VAN BRUGGEN EN GEBOUWEN

Zie Bundel 34.9.

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. ALGEMEENHEDEN

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

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 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.

De leidend 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 bemalingssysteem. 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

11.13. AFSLUITING VAN DE WERF

Zie Bundel 61v4: Hoofdstuk 79.8.

11.14. BIJZONDERE VOORWAEDEN VOOR SOMMIGE KEURINGEN

11.14.1. VOORAFGAANDE TECHNISCHE KEURING BIJ DE LEVERANCIERS OF IN HET WERKHUIS

De niet-limitatieve lijst van de producten vermeld in Bundel 61, 42.1.3 Voorafgaande keuring bij de leveranciers of in de werkplaats, wordt als volgt gewijzigd¹¹:

Constructies in staal/aluminium/inox: - basismaterialen - fabricatie - laswerken - bevestigingsmaterialen - voorafgaandelijke montage in het werkhuis - galvanisatie of metallisatie - verven (corrosiebescherming)	Opvolging/keuring van de uitvoering in het werkhuis en op de werf
Mechanische verbindingen voor gewapend beton (koppelmoffen)	Keuring in het werkhuis en proeven
Geprefabriceerde producten in gewapend beton of in voorgespannen beton	Opvolging/keuring van de uitvoering in het werkhuis en op de werf
Geprefabriceerde producten in niet-gewapend beton	Keuring en proeven volgens de technische voorschriften
Structurele elementen in composietmaterialen	Keuring in het werkhuis en proeven
Opleggingen	Keuring in het werkhuis en proeven
Uitzettingsvoegen	Keuring in het werkhuis en proeven
Geluidsschermen (elk type)	Keuring in het werkhuis
Natuursteen	Keuring in de steengroeve of bij de leverancier
Waterdichte rok	Keuring in het werkhuis volgens de technische voorschriften

De producten of geprefabriceerde elementen die het keurmerk BENOR of ATG verkregen hebben en waarvoor een geschikt conformiteitsattest afgeleverd wordt, zijn vrijgesteld van de voorafgaande technische keuring. Niettemin behoudt Infrabel zich het recht voor controles uit te voeren in het werkhuis en 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.

De producten die onderworpen zijn aan voorafgaande technische keuring die niet vergezeld gaan van het proces-verbaal, worden ter plaatse geweigerd.

¹¹. Zolang Bundel 61 niet is bijgewerkt.

12. BEPROEVEN VAN BRUGGEN

12.1. TOEPASSINGSGEBIED

Het onderhavig artikel beschrijft de belastingsproeven die kunnen worden uitgevoerd vooraleer een brug of kunstwerk in dienst wordt 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. Dit betekent dat de studie een nazichtsberekening omvat en dit op de verschillende plaatsen.

12.3. ALGEMENE VOORSCHRIFTEN

Algemeen 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 spanningsvariëaties worden berekend en gemeten.

De proefbelasting vindt plaats tijdens een of meer onderbrekingen van het spoorverkeer beschreven in het bestek, met een of meer rijtuigstellen 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 dit 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 Beproeving 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 dienen ter goedkeuring voorgelegd te worden 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, dwarsdragere, langsliggers, brugdekplaat en verstijvers, bijzondere gelaste of geboute 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 verticaal vlak en rekken teneinde spanningschommelingen 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 de stabilisatie van de constructie.

De afgelezen en geregistreerde blijvende vervormingen na het 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 grootte. De nauwkeurigheid en gevoeligheid moet zeer hoog zijn wanneer men resultaten moet vinden op basis van het verschil van de metingen (bv. Bij het 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 verticaal 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, 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 B1.1. Design van het spoor". 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 van vaste installaties.

De grensomtrek bepaalt de ruimte die wordt benut door het normale treinverkeer. De **nominale omtrek** (zie bijlage 5 van RTV B1.1.) bepaalt de ruimte die dient voorbehouden te worden voor het treinverkeer der buitengewone vervoeren.

De **vernieuwingsomtrek** (zie bijlage 6 van RTV B1.1.) bepaalt de vrije ruimte die dient gerealiseerd te worden bij nieuwe installaties en bij grote aanpassingswerken aan het spoor of aan kunstwerken.

13.2. BIJKOMENDE BEPALINGEN VOOR "KLASSIEKE LIJNEN"

Bijlage 1 van RTV B1.1. toont het type **dwarsprofiel**¹² van de opbouw van de sporen met $V \leq 220$ km/u.

Het maximale hoogtepeil van de onderbruggingen type onderdoorgang, duiker, tunnel (met inbegrip van de afwerking, de waterdichting en de bescherming van de waterdichting) is 75 cm onder het loopvlak.

Voor onderbruggingen met dekken bedraagt de minimale ballastdikte onder de dwarsligger van de spoorstaaf 35 cm (i.e. bovenzijde van het onderliggend brugdek, met inbegrip van de afwerking, de waterdichting en de bescherming van de waterdichting).

Kleinere ballastdiktes zijn mogelijk (bv. voor lange brugdekken), maar hiervoor dient een bijkomende studie uitgevoerd te worden door de spoorstudiedienst.

Vrije hoogtes H_{kw} van nieuw te bouwen en bestaande kunstwerken worden bepaald volgens technische specificatie "STS 480.001 Vrije hoogtes van kunstwerken".

De **horizontale vrije afstand** tussen de as van de dichtstbijgelegen spoorstaaf en een doorlopende borstwering bedraagt ten minste 2,30 m, indien mogelijk 2,75 m.

De horizontale vrije afstand tussen de as van de dichtstbijgelegen spoorstaaf en een ballastkering die niet indringt in het vrije ruimteprofiel bedraagt ten minste 0,70 m.

¹². Fout in deze figuur: Max. hoogtepeil van de onderbruggingen: Niv.: -75 (i.p.v. -85).

Indien geen volledig vrij dienstpad voorzien kan worden op een spoorbrug (bv. omwille van de aanwezigheid van volwandige liggers), dient de afstand tussen het uiterste obstakel (verstijver, flens, ...) tot de dichtstbijgelegen spoorstaaf ten minste 1,80 m te bedragen.

Dienstvoetpaden hebben een nuttige breedte van minstens 0,80 m. Indien een deel van het dienstpad zich in de veiligheidsafstand van 1.5 m bevindt, dient een markering te worden aangebracht.

13.3. ELEKTRISCHE VEILIGHEID

Voor de algemene inplantingsvoorwaarden voor sta- en loopoppervlakken in verband met elektrische veiligheid wordt verwezen naar NBN EN 50122 en "STS 490.002 Algemene inplantingsvoorwaarden voor sta- en loopoppervlakken in verband met elektrische veiligheid".

Voor de aarding en beveiliging van de gevoelige uitrustingen tegen bliksem en overspanningen te wijten aan de elektrische tractie wordt verwezen naar bericht 14 I-AM/2015.

14. ONTWERPRICHTLIJNEN VOOR NIEUWE KUNSTWERKEN VOOR INSPECTIE EN ONDERHOUD

14.1. ONTWERPEN VAN DUURZAME CONSTRUCTIES

Een Kunstwerk moet betrouwbaar, duurzaam en functioneel zijn. Duurzaam en onderhoudsbewust ontwerpen wordt bepaald zowel door het concept, de keuze van materialen en componenten, als door de onderhoudskosten op lange termijn.

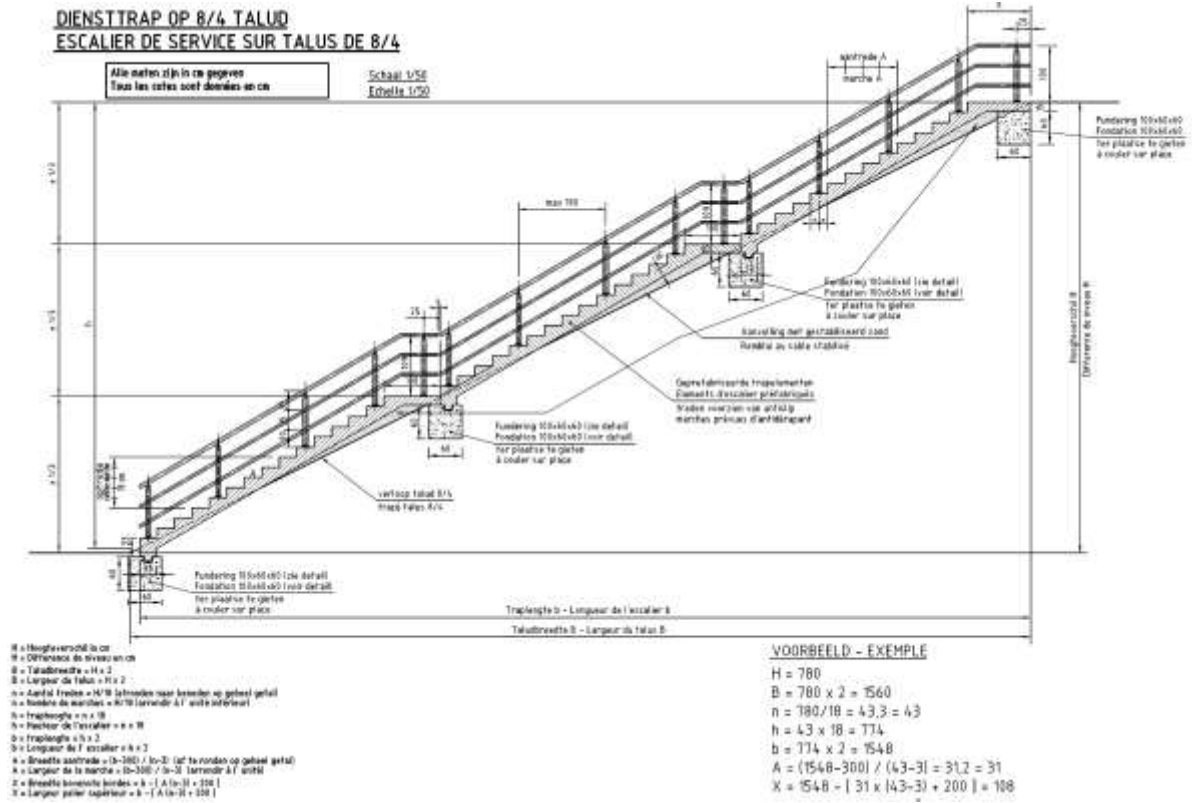
14.2. TOEGANKELIJKHEID

14.2.1. DIENSTRAPPEN

Diensttrappen op het talud zijn overeenkomstig het principeplan van Infrabel (Figuur 14.1), waarbij:

- de trap moet voorzien worden van anti-slip voorzieningen;
- een trap bedoeld voor het overbruggen van een hoogteverschil van meer dan 1 m en met een helling ter plaatse van de klimlijn groter dan 6/4 ten minste een leuning rechts t.o.v. de dalrichting heeft;
- de leuningen samengesteld zijn op volgende manier:
 - een handleuning op 100 cm;
 - twee tussenleuningen.
- de trappen voldoen aan volgende afmetingen:
 - breedte trap: min. 80 cm;
 - optrede: 17 cm;
 - aantrede: 25 cm;
 - bordes: 75 cm.
- de trappen te voorzien zijn van een bordes voor elk hoogteverschil van 3,6 m.

14. ONTWERP RICHTLIJNEN VOOR NIEUWE KUNSTWERKEN VOOR INSPECTIE EN ONDERHOUD

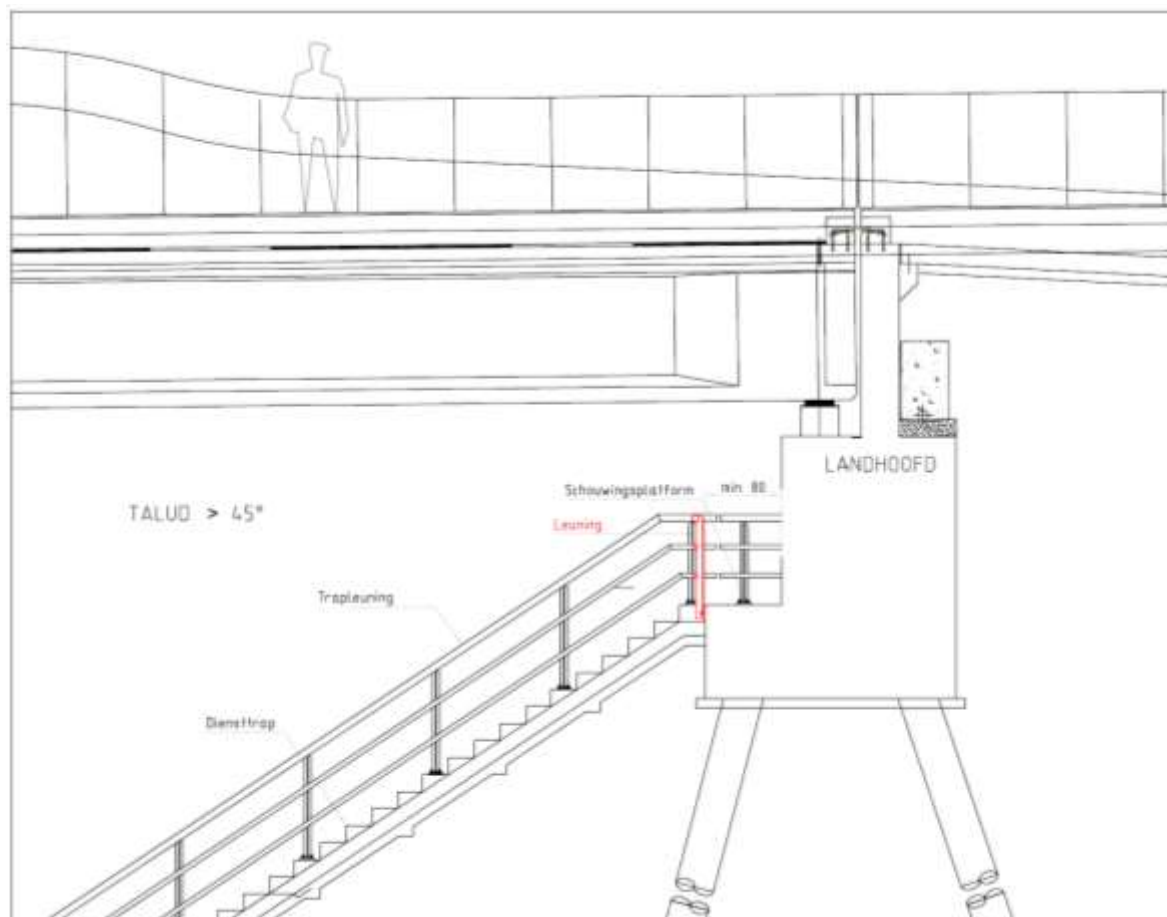


Figuur 14.1 – Principeplan diensttrap op talud

14.2.3. INSPECTIEPLATFORM

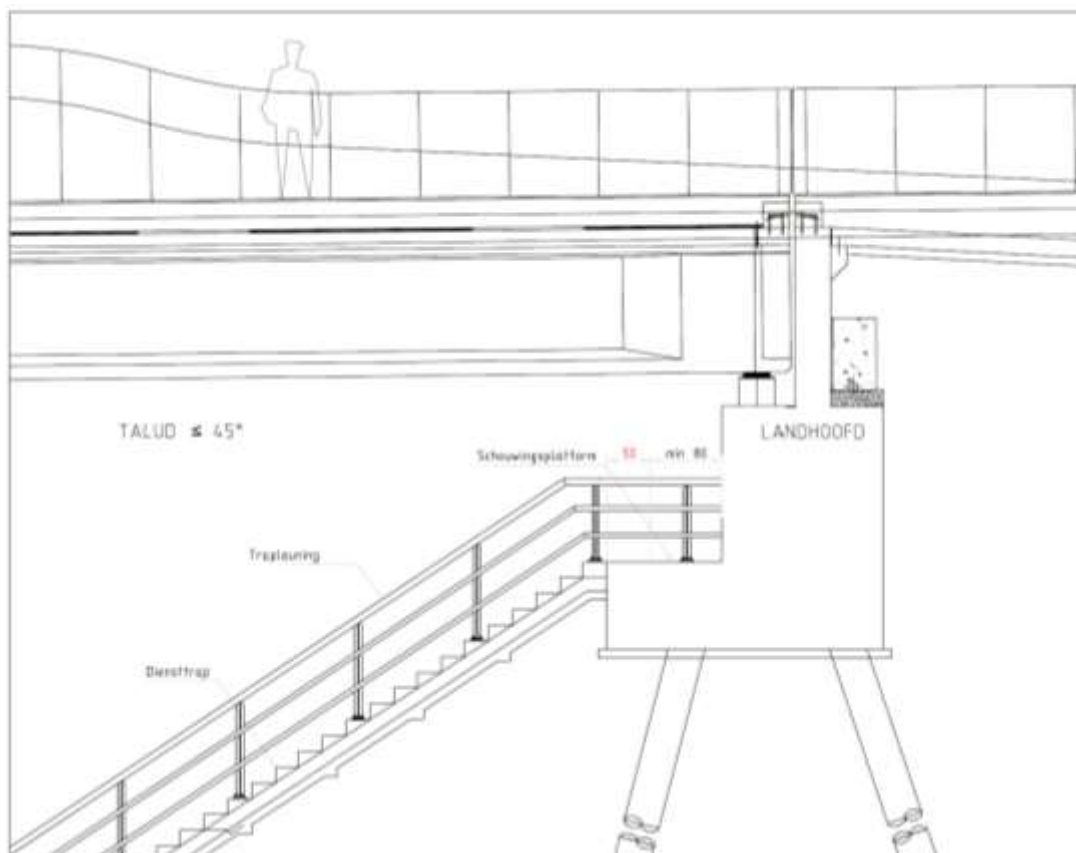
Bij een hooggefundeerd landhoofd bevindt zich een talud aan de voorkant van het landhoofd.

Indien het een steil talud $> 45^\circ$ betreft, dient het werkvlak met een minimum breedte van 80 cm te zijn uitgerust met een leuning.



Figuur 14.2 – Inspectieplatform voor hoog landhoofd ingeval een steil talud

Voor een talud $\leq 45^\circ$ kan, i.p.v. het werkvlak uit te rusten met een leuning, een bijkomende veiligheidsafstand van 50 cm voorzien worden t.o.v. de rand van het talud.

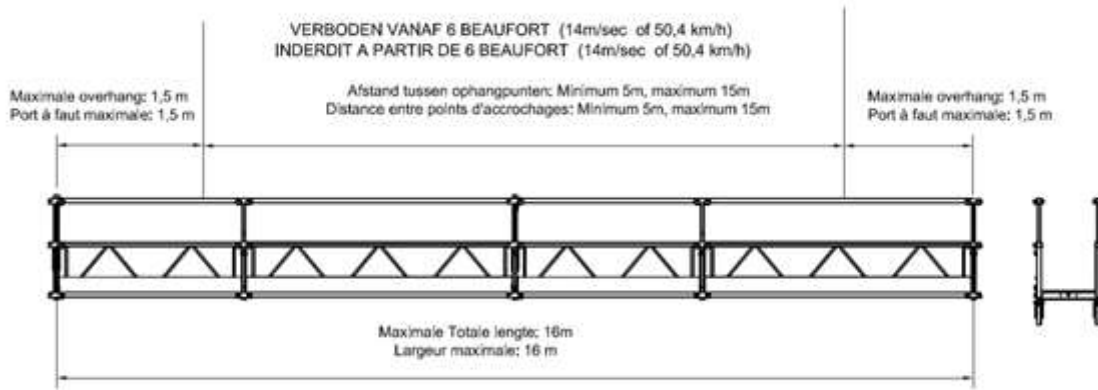


Figuur 14.3– Inspectieplatform voor hoog landhoofd ingeval een flauw talud

14.2.3. SCHOUWEN VAN KUNSTWERKEN BOVEN WATERWEG

Voor kunstwerken boven een waterweg dienen aan het brugdek geleiderails te worden voorzien voor een mobiel schouwingsplatform.

Het schouwingsplatform heeft een breedte van 80 cm. Het eigengewicht van het mobiel schouwingsplatform in aluminium bedraagt 20 kg/m.



Figuur 14.4 – Karakteristieken mobiel schouwingsplatform



Figuur 14.5 – Voorbeeld mobiel schouwingsplatform