

VOORSCHRIFTEN BETON TGB 1990

Constructieve eisen en rekenmethoden
(VBC 1995)

TGB 1990 Regulations for concrete
Structural requirements
and calculation methods

Technische grondslagen voor bouwconstructies

NEN 6720

2e druk, september 1995

CIVIELTECHNISCH CENTRUM
UITVOERING RESEARCH EN
PROJECTLEIDING
Seismosolution

NEDERLANDS
NORMALISATIE-
INSTITUUT

Normcommissie 351 001 "Technische grondslagen voor bouwvoorschriften"

Behoudens uitzondering door de wet gesteld mag zonder schriftelijke toestemming van het Nederlands Normalisatie-instituut niets uit deze uitgave worden verveelvoudigd en/of openbaar gemaakt door middel van fotokopie, microfilm, opslag in computerbestanden of anderszins, hetgeen ook van toepassing is op gehele of gedeeltelijke bewerking.

Het Nederlands Normalisatie-instituut is met uitsluiting van ieder ander gerechtigd de door derden verschuldigde vergoedingen voor verveelvoudiging te innen en/of daartoe in en buiten rechte op te treden, voor zover deze bevoegdheid niet is overgedragen c.q. rechtens toekomt aan de Stichting Reprorecht.

Hoewel bij deze uitgave de uiterste zorg is nagestreefd, kunnen fouten en onvolledigheden niet geheel worden uitgesloten. Het Nederlands Normalisatie-instituut en/of de leden van de commissies aanvaarden derhalve geen enkele aansprakelijkheid, ook niet voor directe of indirecte schade, ontstaan door of verband houdende met toepassing van door het Nederlands Normalisatie-instituut gepubliceerde uitgaven.

© 1995 Nederlands Normalisatie-instituut
Kalfjeslaan 2, Postbus 5059, 2600 GB Delft,
Telefoon (015) 2 690 390, Fax (015) 2 690 190

Inhoud

	blz.
Inleiding	9
1 Onderwerp en toepassingsgebied	13
1.1 Onderwerp	13
1.2 Toepassingsgebied	13
2 Termen en definities	17
2.1 Algemeen	17
2.2 Indeling constructies	17
2.3 Constructiedelen	17
2.4 Constructief beton	19
2.5 Wapening en voorspanning	19
2.6 Vooraf vervaardigde elementen	19
2.7 Statistiek	21
3 Eenheden en grootheden	21
3.1 Eenheden	21
3.2 Symbolen	21
4 Eisen en bepalingsmethoden	29
4.1 Draagvermogen	29
4.1.1 Eis	29
4.1.2 Bepalingsmethoden	29
4.1.2.1 Rekenmethoden	29
4.1.2.2 Beproevingsmethode	29
4.1.3 Uiterste grenstoestanden	29
4.1.4 Belastingen	29
4.1.4.1 Fundamentele belastingscombinaties	29
4.1.4.2 Bijzondere belastingscombinaties	31
4.1.4.3 Opgelegde vervormingen	31
4.1.4.4 Voorspanning	33
4.1.4.5 Voorspankrachten	35
4.2 Vervormingen	37
4.2.1 Eisen	37
4.2.2 Bepalingsmethoden	37
4.2.2.1 Rekenmethode voor de doorbuiging in de eindtoestand van een vloer van een verblijfsgebied	37
4.2.2.2 Rekenmethode voor overige vervormingen	37
4.2.2.3 Beproevingsmethode	37
4.3 Scheurvorming	37
4.3.1 Eis	37
4.3.2 Bepalingsmethode	37
4.3.3 Opgelegde vervormingen	39
5 Algemene voorwaarden	41
5.0 Voorwaarden ten aanzien van belastingen	41
5.1 Voorwaarden ten aanzien van de materialen	41
5.1.1 Beton	41
5.1.1.1 Toeslagmaterialen	41
5.1.1.2 Duurzaamheid	41
5.1.1.3 Betonspecie	41
5.1.1.4 Chloridegehalte	41
5.1.1.5 Karakteristieke kubusdruksterkte	41
5.1.2 Betonstaal	41
5.1.3 Voorspanstaal	41
5.1.4 Verankeringssystemen	41
5.1.5 Ankers	41

	blz.
5.2 Voorwaarden ten aanzien van afwijkingen	43
5.2.1 Afwijking van nominale afmetingen	43
5.2.2 Afwijkingen in de betondekking	43
5.2.3 Afwijking in de ligging van de wapening	43
6 Materiaaleigenschappen	45
6.1 Beton	45
6.1.1 Druksterkte	45
6.1.2 Treksterkte	45
6.1.3 Elasticiteitsmodulus	45
6.1.4 Spanning-rekdiagram	47
6.1.5 Kruipcoëfficiënt	47
6.1.6 Krimpverkorting	51
6.1.7 Poissonverhouding	53
6.1.8 Thermische uitzettingscoëfficiënt	53
6.2 Betonstaal	53
6.2.1 Trek- en druksterkte	53
6.2.2 Elasticiteitsmodulus	53
6.2.3 Thermische uitzettingscoëfficiënt	53
6.2.4 Rek bij maximale belasting	53
6.2.5 Spanning-rekdiagram	55
6.3 Voorspanstaal	55
6.3.1 Rekgrens	55
6.3.2 Treksterkte	55
6.3.3 Elasticiteitsmodulus	57
6.3.4 Thermische uitzettingscoëfficiënt	57
6.3.5 Rek bij maximale belasting	57
6.3.6 Relaxatie	57
6.3.7 Spanning-rekdiagram	57
6.4 Ankers	57
7 Schematisering en krachtsverdeling	59
7.1 Schematisering	59
7.1.1 Algemeen	59
7.1.2 Indeling constructies	59
7.1.3 Schematisering van raamwerken	59
7.1.3.1 Raamwerk met balkroostervloeren	59
7.1.3.2 Raamwerk met vlakke-plaatvloeren	59
7.1.3.3 Raamwerk met paddestoevlloeren	61
7.1.3.4 Ruimtelijk raamwerk	63
7.1.4 Ondersteuning van platen	63
7.1.4.1 Mate van ondersteuning	63
7.1.4.2 Verhouding van de buigstijfheden	63
7.1.5 Schematisering van een plaat in stroken	65
7.1.5.1 Lijnvormig ondersteunde platen	65
7.1.5.2 Puntvormig ondersteunde platen	65
7.1.6 Theoretische overspanning	67
7.1.7 Meewerkende breedte bij T- en L-balken	67
7.1.8 Meewerkende breedte bij stabiliteitskernen	69
7.1.8.1 Algemeen	69
7.1.8.2 Profielen met volledige samenwerking	69
7.1.8.3 Profielen met niet-vollede samenwerking	69
7.2 Theorieën	71
7.2.1 Algemeen	71
7.2.2 Grondslagen niet-lineaire-elasticiteitstheorie	71
7.2.3 Grondslagen quasi-lineaire-elasticiteitstheorie	73
7.2.4 Grondslagen lineaire-elasticiteitstheorie	77
7.2.5 Grondslagen plasticiteitstheorie op basis van een bezwikkmechanisme	77
7.2.6 Grondslagen plasticiteitstheorie op basis van de evenwichtsmethode	77
7.3 Krachtsverdeling algemeen	77
7.3.1 Rekenmethoden	77
7.3.2 Platen	77
7.3.3 Toevallig inklemmingsmoment	79
7.3.4 Excentriciteit	79

	blz.
7.3.4.1 Minimale excentriciteit	79
7.3.4.2 Excentriciteit van opleggingen	79
7.3.4.3 Dubbele excentriciteit	79
7.3.5 Herverdeling	81
7.3.6 Superpositie	81
7.3.7 Kruipeffecten	81
7.4 Krachtsverdeling in liggers in geschoorde constructies	81
7.4.1 Algemeen	81
7.4.2 Gebruik van tabellen	81
7.4.3 Momenten	83
7.4.4 Herverdeling	83
7.4.5 Dwarskrachten	83
7.4.6 Oplegreacties	83
7.5 Krachtsverdeling in rechthoekige platen in geschoorde constructies	85
7.5.1 Lijnvormig star ondersteunde platen	85
7.5.1.1 Algemeen	85
7.5.1.2 Gebruik van tabellen	85
7.5.1.3 Momenten	85
7.5.1.4 Wapeningsverdeling	89
7.5.1.5 Herverdeling	89
7.5.1.6 Dwarskrachten en oplegreacties	89
7.5.2 Lijnvormig verend ondersteunde platen	89
7.5.3 Puntvormig ondersteunde platen	89
7.5.3.1 Algemeen	89
7.5.3.2 Gebruik van tabellen	91
7.5.3.3 Momenten	91
7.5.3.4 Verdeling negatieve momenten	95
7.5.3.5 Aansluiting aan rand- en hoekkolommen	97
7.5.3.6 Verdeling kolommomenten	99
7.5.3.7 Herverdeling	99
7.5.4 Platen onder geconcentreerde belasting	117
7.5.4.1 Belastingsafdracht	117
7.5.4.2 Strookbreedte	119
7.5.4.3 Lijn- en puntvormig ondersteunde platen	119
7.6 Krachtsverdeling in geschoorde raamwerken	121
7.6.1 Algemeen	121
7.6.2 Krachtsverdeling zonder tweede-orde	121
7.6.2.1 Voorwaarden	121
7.6.2.2 Slankheid	121
7.6.3 Berekening volgens de e_c -methode	121
7.6.3.1 Voorwaarden	121
7.6.3.2 Totale excentriciteit	123
7.6.3.3 Vormfactor	123
7.6.3.4 Kniklengte van wanden	125
7.7 Krachtsverdeling in ongeschoorde en schorende vlakke raamwerken	125
7.7.1 Algemeen	125
7.7.2 Krachtsverdeling zonder tweede-orde	125
7.7.2.1 Voorwaarden	125
7.7.2.2 Kniklengte	127
7.7.3 Berekening volgens de kruisjesmethode	127
7.7.3.1 Algemeen	127
7.7.3.2 Verend ingeklemde constructiedelen	131
7.7.3.3 Volledig kruisvormige constructiedelen	131
7.7.3.4 Onvolledig kruisvormige constructiedelen	135
7.8 Krachtsverdeling in overige schorende constructies	135
7.8.1 Algemeen	135
7.8.2 Krachtsverdeling zonder tweede-orde	135
7.8.2.1 Voorwaarden	135
7.8.2.2 Kniklengte	137
7.8.3 Berekening volgens de e_c -methode	137
7.8.3.1 Voorwaarden	137
7.8.3.2 Totale excentriciteit	137

blz.

8	Dimensionering en toetsing	141
8.1	Buiging en/of normaalkracht	141
8.1.1	Toetsingscriterium	141
8.1.2	Spanningstoename in het voorspanstaal	145
8.1.2.1	Voorspanning met aanhechting	145
8.1.2.2	Voorspanning zonder aanhechting	145
8.1.3	Hoogte van de betondrukzone	145
8.1.4	Gedrongen liggers	145
8.1.5	Dubbel excentrisch belaste constructiedelen	147
8.1.6	Ongewapende constructies	147
8.1.7	Aanvangsdrukspanningen bij voorspannen	149
8.2	Dwarskracht	149
8.2.1	Toetsingscriterium	149
8.2.2	Rekenwaarde van de schuifspanning	151
8.2.3	Uiterst opneembare schuifspanning	153
8.2.3.1	Op buiging belaste doorsneden	153
8.2.3.2	Op buiging en normaalkracht belaste doorsneden	157
8.2.3.3	Doorsneden met geringe buigtrekspanningen	157
8.2.4	Door de wapening opneembare schuifspanning	157
8.2.5	Aansluitvlakken van samengestelde liggers en platen	159
8.2.6	Schijven	159
8.3	Pons	161
8.3.1	Toetsingscriterium	161
8.3.2	Rekenwaarde van de schuifspanning	161
8.3.3	Uiterst opneembare schuifspanning	167
8.3.4	Door de wapening opneembare schuifspanning	169
8.3.5	Sparingen	169
8.3.6	Kolomkoppen en kolomplaten	171
8.4	Wringing in liggers	173
8.4.1	Rechthoekige en I-, T-, L- en [-vormige doorsneden	173
8.4.1.1	Toetsingscriterium	173
8.4.1.2	Rekenwaarde van de schuifspanning	173
8.4.1.3	Uiterst opneembare schuifspanning zonder wringwapening	173
8.4.1.4	Uiterst opneembare schuifspanning met wringwapening	173
8.4.2	Kokervormige doorsneden	175
8.4.2.1	Toetsingscriterium	175
8.4.2.2	Rekenwaarde van de schuifspanning	175
8.5	Wringing en dwarskracht in liggers	175
8.5.1	Algemeen	175
8.5.2	Rechthoekige en I-, T-, L- en [-vormige doorsneden	175
8.5.2.1	Toetsingscriterium	175
8.5.2.2	Rekenwaarde van de optredende schuifspanningen	177
8.5.3	Kokervormige doorsneden	177
8.6	Doorbuiging	177
8.6.1	Toetsingscriteria	177
8.6.2	Algemene toetsing	177
8.6.3	Buigstijfheid	179
8.7	Scheurvorming	183
8.7.1	Toetsingscriteria	183
8.7.2	Volledig ontwikkeld scheurenpatroon	183
8.7.3	Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon	189
8.7.4	Toetsing door middel van betontrekspanningen	191
9	Detailering	193
9.1	Minimale afmetingen	193
9.1.1	Massieve vloeren	193
9.1.2	Ribbenvloeren en kassetenvloeren	193
9.1.3	Kanaalvloeren	193
9.1.4	Wanden	195
9.1.5	Balken	195
9.1.6	Kolommen	195
9.2	Betondekking	195

	blz.
9.3 Brandwerendheid met betrekking tot bezwijken	197
9.3.1 Bepalingsmethoden	197
9.3.2 Bepaling van de brandwerendheid met behulp van tabellen	197
9.3.2.1 Algemeen	197
9.3.2.2 Aanvullende bepalingen met betrekking tot de detaillering	197
9.3.2.3 Tabellen	199
9.4 Bundeling van betonstaal en voorspanelementen	203
9.4.1 Betonstaal	203
9.4.2 Voorspanelementen	203
9.5 Ombuigingen van betonstaal en voorspanstaal	203
9.5.1 Betonstaal	203
9.5.2 Beugels	203
9.5.3 Voorspanstaal	203
9.6 Verankeringslengte van betonstaal	205
9.6.1 Algemeen	205
9.6.2 Verankering van rechte staven	205
9.6.3 Verankering van op trek belaste omgebogen staven	207
9.7 Verankeringslengte en overdrachtslengte van voorspanstaal	207
9.7.1 Algemeen	207
9.7.2 Staalspanningsverloop	207
9.7.3 Overdrachtslengte	209
9.7.4 Verankering van ongespannen voorspanstaal	209
9.8 Verlengen van betonstaal door overlappingslassen	209
9.8.1 Laslengte	209
9.8.2 Laslengte van de verdeelwapening	209
9.8.3 Beugels bij overlappingslassen	209
9.9 Minimale wapening	211
9.9.1 Minimale kenmiddellijn	211
9.9.2 Hoofdwapening	211
9.9.2.1 Minimumwapening	211
9.9.2.2 Aanvullende bepalingen	213
9.9.3 Verdeelwapening	213
9.9.3.1 Minimumwapening	213
9.9.3.2 Aanvullende bepalingen	213
9.10 Minimumstaafafstanden	217
9.10.1 Betonstaal	217
9.10.2 Voorgerekt voorspanstaal	217
9.10.3 Nagerekt voorspanstaal	217
9.10.4 Kruisende voorspanelementen	217
9.11 Detaillering van de wapening	217
9.11.1 Platen	217
9.11.1.1 Maximumstaafafstand bij betonstaal	217
9.11.1.2 Vermindering hoofdwapening	217
9.11.1.3 Wapening in dikke platen	217
9.11.1.4 Wapening bij kolommen in puntvormig ondersteunde platen	217
9.11.1.5 Wapening in ribben- en kassettenvloeren	219
9.11.1.6 Ponswapening	219
9.11.2 Wanden	221
9.11.3 Wandliggers	221
9.11.4 Balken, poeren en consoles	221
9.11.4.1 Hoofdwapening	221
9.11.4.2 Flankstaven	221
9.11.4.3 Opgebogen staven in balken	223
9.11.4.4 Beugels in balken	223
9.11.4.5 Dwarskrachtwapening in poeren	223
9.11.5 Kolommen	223
9.11.5.1 Langsstaven	223
9.11.5.2 Beugels	223
9.11.6 Eindoplegging met omgebogen staven	223
9.11.7 Ophangwapening	225
9.11.7.1 Algemeen	225
9.11.7.2 Tandoplegging	225
9.11.8 Balk-kolomverbindingen	225

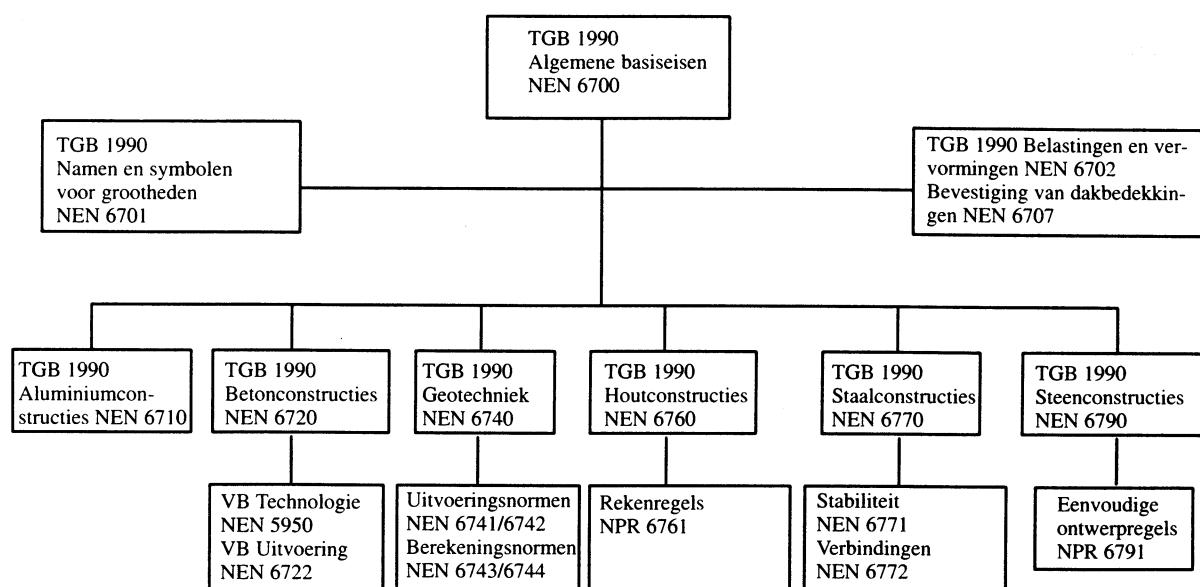
	blz.
9.12 Wapening ten behoeve van de samenhang	227
9.12.1 Algemeen	227
9.12.2 Koppelwapening in wanden	227
9.12.3 Randwapening in wanden	229
9.12.4 Koppelwapening in vloeren	229
9.13 Splijtwapening	229
9.13.1 Splijtwapening bij geconcentreerde lasten	229
9.13.2 Splijtwapening bij voorgerekt staal	231
9.14 Opleggingen	231
9.14.1 Algemeen	231
9.14.2 Oplegdrukken	231
9.14.3 Opleglengte van vrije einden van constructiedelen	233
9.14.4 Opleglengte van constructiedelen bij een tussenondersteuning	235
9.14.5 Opleglengte van wandliggers	235
9.15 Lusverbindingen	235
9.15.1 Detaillering van de wapening	235
9.15.2 Dwarswapening	237
9.15.3 Luswapening	237
9.16 Ingestorte ankers	237
9.16.1 Geldigheid	237
9.16.2 Sterkte van de ankers	239
9.16.3 Verankering	239
9.16.4 Splijten van het beton	239
9.17 Mortelvoegen	241
9.17.1 Geldigheid	241
9.17.2 Voegdikte	241
9.17.3 Sterkte van de mortelvoegverbinding	243
10 Administratieve en uitvoeringstechnische bepalingen	245
10.1 Algemeen	245
10.2 Betontechnologie	245
10.3 Uitvoering	245
10.4 Verantwoordelijkheid	245
10.5 Bestek	245
10.6 Toezicht	245

Inleiding

Deze norm maakt deel uit van het pakket normen voor bouwconstructies. Gezamenlijk vervangen deze normen de TGB 1972-serie en een gedeelte van NEN 3880 "Voorschriften Beton – VB 1974/1984". In de TGB 1990-serie, waarvan met de opstelling rond 1980 een begin is gemaakt, is de deterministische beschouwingswijze vervangen door een op de waarschijnlijkhedenrekening gebaseerde beschouwingswijze. Hiermee weerspiegelt deze serie de nieuwste, ook internationaal geaccepteerde, inzichten inzake de beoordeling van de betrouwbaarheid van constructies.

De invoering van het Bouwbesluit in 1991 heeft het nodig gemaakt de normen te laten voldoen aan de uitgangspunten die voor verwijzing vanuit het Bouwbesluit naar normen worden gesteld.

Het onderstaande schema geeft de onderlinge relaties tussen de normen in de TGB-serie weer.



In NEN 6700 "TGB 1990 – Algemene basiseisen" van 1991 zijn op een fundamenteel niveau de betrouwbaarheids-eisen (veiligheid, bruikbaarheid) gegeven waaraan alle bouwconstructies moeten voldoen, ongeacht het materiaal waarvan zij zijn gemaakt.

Deze fundamentele eisen zijn nader uitgewerkt, naar de aspecten bepaling van de belastingen en bepaling van de weerstand van de constructie tegen die belastingen, in respectievelijk NEN 6702 "TGB 1990 – Belastingen en vervormingen" van 1991 en in de aan specifiek constructiemateriaal gebonden TGB's voor de materialen aluminium, beton, grond, hout, staal en steen.

Belastingen op bruggen worden gespecificeerd in NVN-ENV 1991-3 "Eurocode 1. Ontwerpgrondslagen en belastingen op constructies. Deel 3: Verkeersbelastingen op bruggen" met NAD, terwijl in NEN 6707 "Bevestiging van dakbedekkingen" van 1991 eisen en bepalingsmethoden worden gegeven voor het toetsen van de bevestiging van dakbedekkingen.

Daarnaast is in de voorbereiding zijnde NEN 6701 "TGB 1990 – Namens en symbolen voor grootheden" de systematiek voor het kiezen van symbolen voor grootheden gegeven en een groot aantal symbolen vastgelegd.

De materiaalgebonden TGB's zijn per materiaal uitgewerkt in een reeks normen, waarin de reken- en controleregels voor bouwconstructies uitgevoerd in dat specifieke constructiemateriaal zijn opgenomen. De materiaalgebonden TGB's en de bedoelde uitwerkingen moeten dus altijd worden gebruikt in combinatie met NEN 6702. In de normenreeks NEN 6740 "TGB 1990 Geotechniek" van 1991 en volgende, worden de specifieke aan geotechnische constructies te stellen eisen behandeld. In afwijking van de overige TGB's behandelen deze normen ook belastingsaspecten.

De onderlinge relatie tussen de normen houdt in dat wanneer een bouwconstructie voldoet aan een NEN/NPR uit de TGB 1990-serie voor het daar behandelde materiaal, ook is voldaan aan de bijbehorende materiaalgebonden TGB en aan NEN 6700.

In Europees verband wordt gewerkt aan de opstelling van de zgn. Eurocodes die in de loop van de jaren '90 aanvankelijk als Europese voornorm (ENV) en later als Europese norm (EN) zullen worden ingevoerd in alle landen van de Europese Unie en de Europese Vrijhandels Associatie. Deze Europese normen krijgen daarmee automatisch de status van Nederlandse norm en zullen naar verwachting successievelijk de verschillende delen van de TGB 1990-serie gaan vervangen.

Bij de tweede druk van NEN 6720 TGB 1990 – Voorschriften Beton. Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995)

NEN 6720:1995 "TGB 1990 – Voorschriften Beton. Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995)" is het voor-
schrift voor de constructieve berekening van betonconstructies. Met de in deze norm gegeven eisen en bepalingsmetho-
den kan een belangrijk gedeelte van de betonconstructies worden beoordeeld. Waar nodig zal van meer uitgewerkte
bepalingsmethoden gebruik kunnen worden gemaakt, die reeds zijn of nog zullen worden opgenomen in de reeks nor-
men NEN 6723 tot en met NEN 6725.

De belangrijkste wijzigingen in de tweede druk ten opzichte van de eerste druk zijn de volgende:

- a. De materiaaleigenschappen zijn uitgebreid met de in rekening te brengen waarden bij de bijzondere belastingen gas-explosie, botsing en stootbelasting.
- b. De fictieve elasticiteitsmodulus ten behoeve van de quasi-lineaire-elasticiteitstheorie is gewijzigd.
- c. De definitie van gedrongen ligger is aangepast.
- d. De toelaatbare rekenwaarde van de buigtrekspanning in ongewapende op wind belaste wanden is verdubbeld.
- e. De berekening van het dwarskrachtdraagvermogen (τ_1) is aanzienlijk gewijzigd.
- f. De ponscontrole bij vlakke plaatvloeren met kolomkoppen en -platen is vereenvoudigd.
- g. De berekening van op wringing en dwarskracht belaste kokerliggers is aangepast.
- h. De berekening van de minimumwapening is aangepast.
- i. De berekening van de splijtwapening is veralgemeiniseerd.

In de tweede druk zijn verwerkt het correctieblad van maart 1992 en het wijzigingsblad van september 1994. Uit het
wijzigingsblad zijn in gewijzigde vorm overgenomen de normtekstgedeelten betreffende de paragrafen 4.2.2.1, 5.1.1.1,
6.1.1, 6.1.2, 6.1.4, 6.2.1, 6.3.1, 6.3.2, 8.1.1, 8.2.4, 8.4.1.2 en 9.14.3. Hetzelfde geldt voor de toelichtingen op de paragra-
fen 6.1.2 en 8.2.3.1.

Niet overgenomen uit het wijzigingsblad zijn de tekstgedeelten betreffende paragraaf 4.1.4 en de sub-paragrafen daar-
van. Wel zijn de sub-paragrafen 4.1.4.2 en 4.1.4.3 beter op respectievelijk 5.2 en 7.4 van NEN 6702:1991 afgestemd.

De tweede druk is afgestemd op zowel de tweede druk van NEN 3550 als de tweede druk van NEN 5950.

De norm bevat op de rechter bladzijden de normtekst. De op de linker bladzijden gegeven toelichting moet als niet-
normatief worden beschouwd.

De norm is opgesteld door normsuccommissie 351 001 09/CUR-voorschriftencommissie 20 "TGB Betonconstructies"
en aanvaard door normcommissie 351 001 "Technische grondslagen voor bouwvoorschriften".

De besturen van de Afdeling voor Bouw- en Waterbouwkunde van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs en van de
Betonvereniging en het bestuur van de CUR hebben de tweede druk van deze norm bekrachtigd.

Titels van de vermelde normen en andere publikaties

Normen waarnaar normatief is verwezen:

NEN 999	1977	Het Internationale Stelsel van Eenheden (SI)
NEN 1000	1993	Regels voor het hanteren van het Internationale Stelsel van Eenheden (SI)
NEN 3550	1995	Cement. Definities, eisen en keuringscriteria, met correctieblad van mei 1995
NEN 3868	1991	Voerspanstaal
NEN 3869	1991	Verankeringssystemen voor voorgespannen betonconstructies, met correctieblad van februari 1992
NEN 5950	1995	Voorschriften Beton. Technologie (VBT 1995). Eisen, vervaardiging en keuring
NEN 5955	1988	Beton en mortel. Monsterneming van beton- en mortelspecie
NEN 5960	1988	Beton. Bepaling van de water-cementfactor van betonspecie
NEN 5961	1988	Beton. Bepaling van het luchtgehalte van betonspecie (verdringingsmethode)
NEN 5962	1988	Beton en mortel. Bepaling van het luchtgehalte van beton- en mortelspecie met niet-poreus toeslagmateriaal (drukmethode)
NEN 5965	1988	Beton. Gestorte proefstukken. Vervaardiging, bewaring en conditionering
NEN 5988	1992	Beton. Bepaling van de kubusdruksterkte. Verhardingsproef
NEN 5989	1992	Beton. Bepaling van de kubusdruksterkte. Verhardingsproef met temperatuurregeling
NEN 6008	1991	Betonstaal, met 2e correctieblad van augustus 1993
NEN 6069	1991	Experimentele bepaling van de brandwerendheid van bouwdelen, met correctieblad van maart 1992
NEN 6071	1991	Rekenkundige bepaling van de brandwerendheid van bouwdelen. Betonconstructies
NEN 6700	1991	Technische grondslagen voor bouwconstructies TGB 1990 Algemene basiseisen, met correctieblad van maart 1992
NEN 6701		Technische grondslagen voor bouwconstructies TGB 1990 Namen en symbolen voor grootheden (in voorbereiding)
NEN 6702	1991	Technische grondslagen voor bouwconstructies TGB 1990 Belastingen en vervormingen, met 2e correctieblad van september 1993
NEN 6722	1989	Voorschriften Beton. Uitvoering (VBU 1988), met correctieblad van mei 1989

NEN 6770	1991	TGB 1990 Staalconstructies. Basiseisen en basisrekenregels voor overwegend statisch belaste constructies, met 2e correctieblad van september 1993
NEN 6790	1991	TGB 1990 Steenconstructies. Basiseisen en bepalingsmethoden, met correctieblad van september 1993
NEN-ISO 898-1	1989	Mechanische eigenschappen van bevestigingsartikelen. Deel 1: Bouten, schroeven en tapeinden (Nederlandse vertaling van ISO 898-1:1988), met correctieblad van april 1991.

Normen en publikaties waarnaar ter informatie is verwezen:

NPR 2053	1985	Lassen en verbinden van betonstaal
NEN 3873	1989	Roostervloeren van gewapend beton voor stalgebouwen
NEN 3880	1984	Voorschriften Beton VB 1974/1984
NEN 5996	1988	Beton. Bepaling van agressiviteit van waterige oplossingen, gronden en gassen
NEN 6723	1995	Voorschriften Beton. Bruggen (VBB 1995)
NEN 6724		Voorschriften Beton. In de grond gevormde funderingselementen van beton of mortel (in voorbereiding)
NEN 7031	1994	Rechthoekige duikerelementen van gewapend beton
NEN 7053	1980	Betonnen heipalen
NEN 7126	1991	Ronde buizen van ongewapend, gewapend en staalvezelbeton
NVN-ENV 1992-1-1	1995	Eurocode 2. Ontwerp en berekening van betonconstructies. Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen, met NAD van augustus 1995.
ISO 3207	1975	Statistical interpretation of data – Determination of a statistical tolerance interval
SG/CUR-rapport 1		Statisch bepaalde staal-beton liggers. Theorie en richtlijnen (1974)
SG/CUR-rapport 3		Staal-beton kolommen. Theorie en richtlijnen (1983)
SG/CUR-rapport 4		Statisch onbepaalde staal-beton liggers. Theorie en richtlijnen (1987)
CUR-rapport 29A		Paddestoelvloeren, theorie en modelonderzoek (1965)
CUR-rapport 32		Technologische invloeden op de scheurvorming in beton (1965)
CUR-rapport 54		Wapenen van platen (1972)
CUR-rapport 79		Platen Algemeen (1982)
CUR-rapport 80		Rekenregels gelijkmatig verdeelde belasting op platen (1986)
CUR-rapport 84		Pons bij midden-, rand- en hoekkolommen (1976)
CUR-rapport 85		Scheurvorming door krimp en temperatuurwisseling in wanden (1978)
CUR-rapport 95		Voorspanning zonder aanhechting, deel I (1979)
CUR-rapport 106		Beton onder stootbelasting. Treksterkte en aanhechting (1982)
CUR-rapport 108		Plastische scharnieren (1982)
CUR-rapport 112		Vermoeiing van beton, deel 1: Drukspanningen (1983)
CUR-rapport 114		Betonmechanica deel 1 (1984)
CUR-rapport 116		Vermoeiing van beton, deel 2: Trek- en trek-druk-spanningen (1984)
CUR-rapport 134		Betonmechanica voorbeelden van niet-lineaire berekeningen met DIANA (1987)
CUR-rapport 137		Vermoeiing van beton, deel 3: Trek- en trek-druk-spanningen (2) (1988)
CUR-rapport 147		Kolom-balkverbindingen in betonconstructies (1991)
CUR-Aanbeveling 25		Momentgecontroleerde spredankers en korte lijmankers in betonconstructies
CUR-Aanbeveling 37		Hoge sterke beton. Aanvullende bepalingen op NEN 6720 (VBC 1990), NEN 5950 (VBT 1986) en NEN 6722 (VBU 1988)
SBR-rapport B7-4		Ondergieten van constructievoegen (1982)
SBR-rapport 29		Uit beton stekende ankers (1971)
SBR-rapport 34		Mortelvoegen in de montagebouw (1972)
SBR-rapport 35		Dilatatievoegen in gebouwen (1972)
SBR-rapport 153		Spreidankers. Inventarisatie, betrouwbaarheidsanalyse, aanbevelingen (1987)
SBR-rapport 186		Lijmankers. Inventarisatie, betrouwbaarheidsanalyse, aanbevelingen (1988)
Stupré-rapport 26		Geprefabriceerde stabiliteitsconstructies (1989)
Stupré-rapport 32		Stabiliteit van eengezinswoningen met prefab-betonvloeren (1989)
Stuvo-rapport 54		Discussienota Pons bij vlakke vrijdragende gewapende plaatvloeren
Stuvo-rapport 85		Constructieve bevestigingen aan verharde betonconstructies
Cement 1969 nr. 7		De bezwijklast van partieel belaste oplegblokken van ongewapend beton
Cement 1971 nr. 7		Breuksterkte van oplegblokken
Cement 1978 nr. 8		De draagkracht van platen met voorspanning zonder aanhechting
Cement 1979 nr. 4		Platen met VZA, toename van de voorspankracht in het bezwijkstadium
GTB		Grafieken en Tabellen voor Beton
BRM 1990		Bouwtechnische Richtlijnen Mestbassins (1990)
HBRM 1991		Handleiding bij Bouwtechnische Richtlijnen Mestbassins; IMAG/ CUR-rapport
FIP		Recommendations for the design and manufacturing of prestressed hollow core slabs (1987).

Bij de tweede druk van NEN 6720 TGB 1990 – Voorschriften Beton. Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995)

NEN 6720:1995 "TGB 1990 – Voorschriften Beton. Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995)" is het voor- schrift voor de constructieve berekening van betonconstructies. Met de in deze norm gegeven eisen en bepalingsmetho- den kan een belangrijk gedeelte van de betonconstructies worden beoordeeld. Waar nodig zal van meer uitgewerkte bepalingsmethoden gebruik kunnen worden gemaakt, die reeds zijn of nog zullen worden opgenomen in de reeks nor- men NEN 6723 tot en met NEN 6725.

De belangrijkste wijzigingen in de tweede druk ten opzichte van de eerste druk zijn de volgende:

- a. De materiaaleigenschappen zijn uitgebreid met de in rekening te brengen waarden bij de bijzondere belastingen gas- explosie, botsing en stootbelasting.
- b. De fictieve elasticiteitsmodulus ten behoeve van de quasi-lineaire-elasticiteitstheorie is gewijzigd.
- c. De definitie van gedrongen ligger is aangepast.
- d. De toelaatbare rekenwaarde van de buigtrekspanning in ongewapende op wind belaste wanden is verdubbeld.
- e. De berekening van het dwarskrachtdraagvermogen (τ_1) is aanzienlijk gewijzigd.
- f. De ponscontrole bij vlakke plaatvloeren met kolomkoppen en -platen is vereenvoudigd.
- g. De berekening van op wringing en dwarskracht belaste kokerliggers is aangepast.
- h. De berekening van de minimumwapening is aangepast.
- i. De berekening van de splijtwapening is veralgemeiniseerd.

In de tweede druk zijn verwerkt het correctieblad van maart 1992 en het wijzigingsblad van september 1994. Uit het wijzigingsblad zijn in gewijzigde vorm overgenomen de normtekstgedeelten betreffende de paragrafen 4.2.2.1, 5.1.1.1, 6.1.1, 6.1.2, 6.1.4, 6.2.1, 6.3.1, 6.3.2, 8.1.1, 8.2.4, 8.4.1.2 en 9.14.3. Hetzelfde geldt voor de toelichtingen op de paragrafen 6.1.2 en 8.2.3.1.

Niet overgenomen uit het wijzigingsblad zijn de tekstgedeelten betreffende paragraaf 4.1.4 en de sub-paragrafen daarvan. Wel zijn de sub-paragrafen 4.1.4.2 en 4.1.4.3 beter op respectievelijk 5.2 en 7.4 van NEN 6702:1991 afgestemd.

De tweede druk is afgestemd op zowel de tweede druk van NEN 3550 als de tweede druk van NEN 5950.

De norm bevat op de rechter bladzijden de normtekst. De op de linker bladzijden gegeven toelichting moet als niet- normatief worden beschouwd.

De norm is opgesteld door normscommissie 351 001 09/CUR-voorschriftcommissie 20 "TGB Betonconstructies" en aanvaard door normcommissie 351 001 "Technische grondslagen voor bouwvoorschriften".

De besturen van de Afdeling voor Bouw- en Waterbouwkunde van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs en van de Betonvereniging en het bestuur van de CUR hebben de tweede druk van deze norm bekraftigd.

Titels van de vermelde normen en andere publikaties

Normen waarnaar normatief is verwezen:

NEN 999	1977	Het Internationale Stelsel van Eenheden (SI)
NEN 1000	1993	Regels voor het hanteren van het Internationale Stelsel van Eenheden (SI)
NEN 3550	1995	Cement. Definities, eisen en keuringscriteria, met correctieblad van mei 1995
NEN 3868	1991	Voorspanstaal
NEN 3869	1991	Verankeringssystemen voor voorgespannen betonconstructies, met correctieblad van februari 1992
NEN 5950	1995	Voorschriften Beton. Technologie (VBT 1995). Eisen, vervaardiging en keuring
NEN 5955	1988	Beton en mortel. Monsterneming van beton- en mortelspecie
NEN 5960	1988	Beton. Bepaling van de water-cementfactor van betonspecie
NEN 5961	1988	Beton. Bepaling van het luchtgehalte van betonspecie (verdringingsmethode)
NEN 5962	1988	Beton en mortel. Bepaling van het luchtgehalte van beton- en mortelspecie met niet-poreus toeslagmateriaal (drukmethode)
NEN 5965	1988	Beton. Gestorte proefstukken. Vervaardiging, bewaring en conditionering
NEN 5988	1992	Beton. Bepaling van de kubusdruksterkte. Verhardingsproef
NEN 5989	1992	Beton. Bepaling van de kubusdruksterkte. Verhardingsproef met temperatuurregeling
NEN 6008	1991	Betonstaal, met 2e correctieblad van augustus 1993
NEN 6069	1991	Experimentele bepaling van de brandwerendheid van bouwdelen, met correctieblad van maart 1992
NEN 6071	1991	Rekenkundige bepaling van de brandwerendheid van bouwdelen. Betonconstructies
NEN 6700	1991	Technische grondslagen voor bouwconstructies TGB 1990 Algemene basiseisen, met correctieblad van maart 1992
NEN 6701		Technische grondslagen voor bouwconstructies TGB 1990 Namen en symbolen voor grootheden (in voorbereiding)
NEN 6702	1991	Technische grondslagen voor bouwconstructies TGB 1990 Belastingen en vervormingen, met 2e correctieblad van september 1993
NEN 6722	1989	Voorschriften Beton. Uitvoering (VBU 1988), met correctieblad van mei 1989

1 **Onderwerp en toepassingsgebied**

1.1 **Onderwerp**

Deze norm bevat eisen ten aanzien van het draagvermogen en de vervormingen waaraan betonconstructies moeten voldoen, alsmede de bepalingsmethoden aan de hand waarvan mag worden getoetst of aan de eisen wordt voldaan.

1.2 **Toepassingsgebied**

De norm is bedoeld te worden toegepast op overwegend statisch belaste betonconstructies, al dan niet voorzien van wapening en al dan niet voorgespannen.

2. Vermoeiing

De norm is van toepassing op overwegend statische belastingen. De definitie hiervan is gegeven in NEN 6702:1991 en in de toelichting op 2.1. In gevallen, waarbij het aantal lastwisselingen en/of de spanningswisseling groot is, kan het nodig zijn een vermoeiingsberekening uit te voeren.

Rekenregels zijn onder meer opgenomen in NEN 6723:1995.

Voor overige gevallen kan gebruik worden gemaakt van onderzoekrapporten, zoals de CUR-rapporten 112, 116 en 137.

Er wordt op gewezen dat de in NEN 6702:1991 genoemde grens van 10000 lastwisselingen in veel gevallen te streng is. Zo zullen variaties in normale variabele belastingen, bijvoorbeeld op vloeren en trappen, niet tot vermoeiing leiden.

In het algemeen zal een controle op vermoeiing en op de ongunstige invloed van dynamische belastingen als genoemd onder punt 3 slechts nodig zijn bij bewegende massa's (machines, golven, kranen en dergelijke) en trillingsgevoelige constructies (slanke schoorstenen, masten, hoge gebouwen, bruggen en dergelijke).

3. Dynamische belastingen

De norm bevat geen bepalingen met betrekking tot dynamische belastingen. Een belangrijk aspect hierbij is dat de materiaaleigenschappen o.a. afhangen van de snelheid van beladen. Bij dynamische belastingen kan het nodig zijn een dynamische berekening uit te voeren; tevens moet hierbij de invloed van vermoeiing worden beschouwd. Verwezen wordt naar de vakliteratuur, o.a. CUR-rapport 106.

De in NEN 6702:1991 gegeven grens van $0,5 \text{ m/s}^2$ (zie ook toelichting op 2.1) is niet zonder meer geschikt om te bepalen of al dan niet een dynamische berekening moet worden uitgevoerd; enerzijds omdat een berekening nodig is om te kunnen beoordelen of deze grens al dan niet wordt overschreden en anderzijds omdat trillingshinder ook bij een kleinere dan de genoemde versnelling niet uitgesloten is.

4. Cryogene omstandigheden

Met name bij opslag van gasprodukten kunnen zodanig lage temperaturen optreden, dat het materiaalgedrag afwijkt van het gedrag bij gematigde temperaturen. Hierdoor gelden afwijkende rekenregels die aan de vakliteratuur kunnen worden ontleend.

l. Bestaande constructies

Behalve op nieuw op te richten bouwconstructies kan de norm ook worden toegepast bij constructies, die worden aangepast door middel van verbouwing, uitbreiding en renovatie. Wel kunnen hierbij speciale bepalingen van toepassing worden verklaard. Dit is nader geregeld in het Bouwbesluit.

m. Afwijkingen van de norm

In het Bouwbesluit wordt de mogelijkheid gegeven af te wijken van de norm. Voorwaarde daarbij is dat een aan de norm gelijkwaardige veiligheid en bruikbaarheid wordt aangetoond. Dit is het zogenaamde gelijkwaardigheidsbeginsel.

Constructies, waarbij onderwerpen aan de orde komen waarvoor in de norm geen bepalingen zijn opgenomen, moeten op oordeelkundige wijze worden ontworpen en berekend. Hierbij kan gebruik worden gemaakt van – voorzover beschikbaar – aanvullende normen, richtlijnen, aanbevelingen, onderzoekrapporten en vakliteratuur en zonodig van experimenteel onderzoek. Behalve voor gevallen waarin de norm niet voorziet mag het gelijkwaardigheidsprincipe ook worden toegepast bij gebruik van rekenmethoden die van de norm afwijken.

n. Experimenteel onderzoek

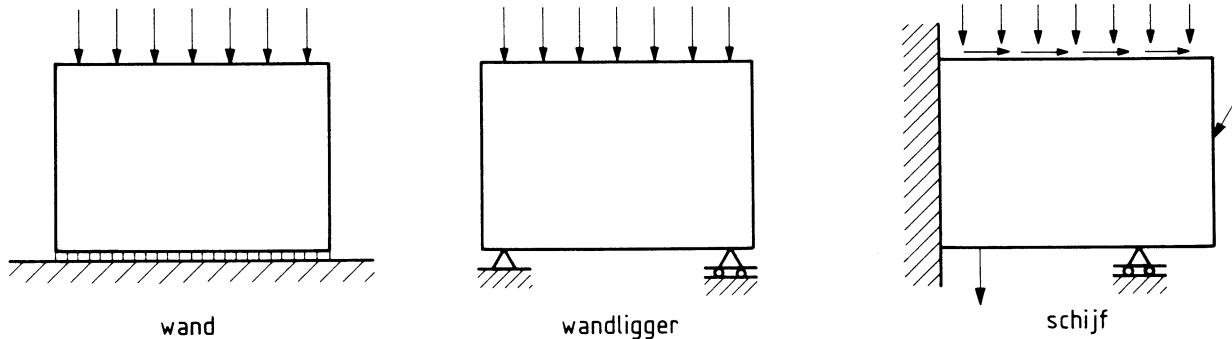
Experimenteel onderzoek kan worden uitgevoerd met behulp van modellen of proefstukken. Bij de uitvoering van het onderzoek en de interpretatie van de resultaten is een grote mate van deskundigheid vereist.

Er wordt op gewezen dat een proefbelasting, waarbij slechts een beperkte overbelasting wordt aangebracht, onvoldoende inzicht geeft in de mate van veiligheid van de constructie.

In 4.1.2.2 en 4.2.2.3 wordt gesteld dat gebruik mag worden gemaakt van beproeving. Een gedetailleerde uitwerking ontbreekt echter. Wel zijn de belangrijkste aandachtspunten in de vorm van voorwaarden vermeld in 7.2 van NEN 6700:1991.

(blanco)

- 2.1 De definities volgens NEN 6700:1991 en NEN 6702:1991 zijn niet opgenomen. Vanwege het belang voor het toepassingsgebied volgt hier wel de definitie van overwegend statische belasting (zie 1.2):
- "Overwegend statische belastingen zijn belastingen die geen versnellingen groter dan $0,5 \text{ m/s}^2$ in de constructie of onderdelen daarvan teweegbrengen en waarvan het aantal belastingswisselingen gedurende de referentieperiode kleiner is dan 10000."
- Voor een nadere toelichting zie 1.2.k-2 en -3.
- 2.2 Geschoorde constructies leveren geen bijdrage aan de stabiliteit van het samenstel van constructies.
- Een voorbeeld van een geschoorde constructie is een raamwerk met onverplaatsbare knooppunten of een raamwerk in een gebouw met stabiliteitskernen.
- Ongeschoorde constructies verzorgen hun eigen stabiliteit.
- Een raamwerk in een gebouw zonder stabiliteitskernen is een ongeschoorde constructie, terwijl een stabiliteitskern als schorende constructie is te beschouwen.
- Schorende constructies verzorgen de stabiliteit van het samenstel van constructies.
- Bij de bepaling van de krachtsverdeling in bijvoorbeeld een vloer in een ongeschoerde constructie ten gevolge van uitsluitend verticale belasting kan de betreffende vloer als een geschoorde constructie worden opgevat.
- 2.3 Vanwege de vele mengvormen is het niet mogelijk alles omvattende definities voor constructiedelen te geven. Gedrongen liggers zijn gedefinieerd in relatie tot de lengte-hoogteverhouding. Wandliggers, consoles en poeren zullen meestal tot deze categorie behoren. Het begrip "gedrongenheid" dat een rol speelt bij de dwarskrachtberekening moet hier los van worden gezien omdat de gunstige invloed hiervan ook bij niet-gedrongen liggers een rol kan spelen (b.v. bij een last dicht bij de oplegging).
- Behalve balken zijn ook in één richting dragende platen als ligger te beschouwen.
- Vloeren die niet als ligger zijn te beschouwen zijn gedefinieerd als platen.
- Ook een loodrecht op zijn vlak belaste wand is een plaat; daarentegen is een in zijn vlak belaste vloer als een schijf te beschouwen.
- Het verschil tussen een schijf, een wand en een wandlijger wordt gevormd door de vorm van de belasting en de ondersteuning.
- In zijn algemeenheid is een in zijn vlak belast constructiedeel te beschouwen als een schijf. Hiernaast worden twee bijzondere vormen van een schijf onderscheiden, t.w. de wand en de wandlijger (zie ook figuur 1 en de toelichting op 8.2.6).



Figuur 1 – De begrippen wand, wandlijger en schijf

- 2.3 1. Een korte console wordt beschouwd als een gedrongen ligger (zie 8.1.4).

2 Termen en definities

2.1 Algemeen

De gegeven termen en definities zijn een aanvulling op de termen en definities in normen waarnaar wordt verwezen.

2.2 Indeling constructies

Met betrekking tot de stabiliteit worden de volgende constructies onderscheiden:

a. Geschoorde constructies:

Constructies waarvan de horizontale belasting wordt opgenomen door tot hetzelfde samenstel van constructies behorende schorende constructies.

b. Ongeschoerde constructies:

Constructies waarvan de horizontale belasting wordt opgenomen door de constructie zelf en waarin ten gevolge van de daardoor optredende uitbuigingen tweede-ordemomenten en -krachten ontstaan.

c. Schorende constructies:

Constructies waarvan zowel de eigen horizontale belasting als de horizontale belasting van de tot hetzelfde samenstel van constructies behorende geschoorde constructies wordt opgenomen en waarin ten gevolge van de daardoor optredende uitbuigingen tweede-ordemomenten en -krachten ontstaan.

2.3 Constructiedelen

De volgende constructiedelen worden onderscheiden:

a. Lineaire constructiedelen:

Constructiedelen waarvan één van de afmetingen groot is ten opzichte van beide andere.

b. Vlakke constructiedelen:

Constructiedelen waarvan één van de afmetingen klein is ten opzichte van beide andere.

c. Ligger:

Hoofdzakelijk loodrecht op zijn as belast in één richting dragend constructiedeel.

d. Balk:

Als ligger te beschouwen lineair constructiedeel.

e. Kolom:

Hoofdzakelijk evenwijdig aan zijn as belast lineair constructiedeel.

f. Plaat:

Hoofdzakelijk loodrecht op zijn vlak belast en in meer dan één richting dragend vlak constructiedeel.

g. Vloer:

Vlak constructiedeel al dan niet gecombineerd met lineaire constructiedelen, te beschouwen als plaat en/of ligger(s).

h. Wand:

Hoofdzakelijk verticaal in zijn vlak belast en over de gehele lengte ondersteund vlak constructiedeel.

i. Wandlijger:

Hoofdzakelijk verticaal in zijn vlak belast en plaatselijk ondersteund vlak constructiedeel, waarvan de theoretische overspanning klein is ten opzichte van de hoogte.

j. Schijf:

In willekeurige richtingen in zijn vlak belast op willekeurige plaatsen ondersteund vlak constructiedeel.

k. Poer:

Als ligger te beschouwen blokvormig constructiedeel waarvan alle afmetingen van dezelfde orde van grootte zijn.

l. Console:

Als ligger te beschouwen uitkragend constructiedeel.

m. Gedrongen ligger:

Wandlijger of poer waarvan de afstand tussen de momentennulpunten van het veldmoment niet groter dan twee maal de totale hoogte is.

Console waarvan de theoretische overspanning niet groter dan twee maal de totale hoogte is.

n. Raamwerk:

Draagconstructie bestaande uit een samenstel van lineaire constructiedelen en ten behoeve van de berekening tot lineaire constructiedelen geschematiseerde vlakke constructiedelen, waarvan de systeemlijnen ter plaatse van de knopen op elkaar aansluiten.

o. Ribbenvloer:

Vloer met in één richting dragende ribben die aan de gedrukte zijde zijn verbonden door een plaat, de zogenaamde spiegel.

p. Kassettenvloer:

Vloer met in twee onderling loodrechte richtingen dragende ribben die aan de gedrukte zijde zijn verbonden door een plaat, de zogenaamde spiegel.

q. Kanaalvloer:

In één richting dragende vloer met in de draagrichting kokervormige uitsparingen in de dwarsdoorsnede, de zogenaamde kanalen.

- 2.4. a. De minimale wapening voor gewapend en voorgespannen beton is voorgeschreven in 9.9.2.
- 2.6. De normtekst houdt uiteraard geen verbod in tegen het maken van geprefabriceerd beton zonder de genoemde certificering, maar geeft slechts aan dat de in de VBC gegeven verruimingen in de regelgeving voor geprefabriceerd beton ten opzichte van in het werk gestort beton dan niet gelden.
Overigens geldt dat de bedoelde verruimingen slechts zeer beperkt zijn (zie 9.1 – Minimale afmetingen, 9.2 – Betondekking en 9.9.3 – Verdeelwapening).

2.4 Constructief beton

Constructief beton is al dan niet gewapend en al dan niet voorgespannen beton in draagconstructies. De volgende soorten constructief beton worden onderscheiden:

a. Ongewapend beton:

Constructief beton waarin ten behoeve van de beschouwde krachtswerking geen, of minder dan de voor gewapend beton minimaal voorgeschreven hoeveelheid wapening, en geen voorspanning is aangebracht.

b. Gewapend beton:

Constructief beton waarin ten behoeve van de beschouwde krachtswerking wel wapening maar geen voorspanning is aangebracht.

c. Voorgespannen beton:

Constructief beton waarin ten behoeve van de beschouwde krachtswerking wapening en voorspanning is aangebracht.

Ten aanzien van de wijze van voorspannen worden drie methoden onderscheiden:

a. Voorspanning met aanhechting en met voorgerekt staal:

Voorspanning waarbij de voorspankracht door middel van aanhechting op het beton wordt overgebracht en waarbij het voorspanstaal over de gehele lengte als wapening mag worden beschouwd.

b. Voorspanning met aanhechting en met nagerekt staal:

Voorspanning waarbij de voorspankracht door middel van verankeringen op het beton wordt overgebracht en waarbij het voorspanstaal door de aanhechting ten gevolge van het injecteren over de gehele lengte als wapening mag worden beschouwd.

c. Voorspanning zonder aanhechting:

Voorspanning waarbij de voorspankracht uitsluitend door middel van verankeringen op het beton wordt overgebracht en waarbij het voorspanstaal niet als wapening mag worden beschouwd.

2.5 Wapening en voorspanning

a. Wapening:

Betonstaal of voorspanstaal dat door aanhechting krachten kan overnemen van of overbrengen naar het omringende beton.

b. Voorspankracht:

Door voorspannen aangebrachte kracht in voorspanstaal.

c. Voorspanbelasting:

De door de voorspankrachten op de constructie of het constructiedeel uitgeoefende belasting.

d. Aanvangsvoorspankracht en -spanning:

De aanvangsvoorspankracht respectievelijk -spanning is de voorspankracht respectievelijk -spanning onmiddellijk na de overdracht van de voorspankracht op het beton.

e. Werkvoorspankracht en -spanning:

De werkvoorspankracht respectievelijk -spanning is de aanvangsvoorspankracht respectievelijk -spanning, verminderd met alle vertraagd en later optredende verliezen.

f. Basisverankeringslengte:

De lengte die nodig is om de breukkracht van betonstaal of voorspanstaal op het beton over te dragen.

g. Verankeringslengte:

De lengte die nodig is om een in betonstaal of voorspanstaal optredende kracht op het beton over te dragen.

h. Overdrachtslengte:

De lengte die nodig is om een aanvangsvoorspankracht in voorgerekt voorspanstaal op het beton over te dragen.

i. Laslengte:

De lengte waarover twee betonstaalstaven langs elkaar moeten reiken om de in de staven optredende kracht via overdracht aan het beton van de ene staaf op de andere over te dragen.

j. Voorspanelement:

Een element bestaande uit één of meerdere voorspanstaven, -draden of -strengen en een eventuele omhulling.

k. Hoofdwapening:

Wapening in de draagrichting(en).

l. Verdeelwapening:

Wapening loodrecht op de hoofdwapening.

m. Evenwichtsbelastingsmethode:

Methode waarbij de krachtsverdeling wordt bepaald bij een belasting, gelijk aan de som van de uitwendige belasting en de voorspanbelasting, en waarbij bij de dimensionering in de uiterste grenstoestand, analoog aan de functie van betonstaal, slechts de toename van de kracht in het voorspanstaal in rekening wordt gebracht.

2.6 Vooraf vervaardigde elementen

Delen van betonconstructies, vervaardigd in fabrieken, waarvan het kwaliteitssysteem en de handhaving daarvan wordt gecontroleerd door een door of namens de overheid erkende certificatie-instelling.

3.1 De voor deze norm van belang zijnde SI-eenheden zijn:

- voor kracht N (newton)
- voor massa kg (kilogram)
- voor lengte m (meter)
- voor tijd s (seconde)
- voor temperatuur K (kelvin)

Spanningen kunnen bijvoorbeeld worden uitgedrukt in:

$$\begin{aligned} \text{N/mm}^2 &= \text{MPa} \text{ (megapascal) of} \\ \text{kN/m}^2 &= \text{kPa} \text{ (kilopascal)} \end{aligned}$$

Het gebruik van decimale voorvoegsels dient bij voorkeur te worden beperkt tot:

$$\begin{aligned} \text{M (mega)} &: \text{factor } 10^6 \\ \text{k (kilo)} &: \text{factor } 10^3 \\ \text{m (milli)} &: \text{factor } 10^{-3} \\ \mu \text{ (micro)} &: \text{factor } 10^{-6} \end{aligned}$$

3.2 De te gebruiken symbolen zijn zoveel mogelijk ontleend aan NEN 6701 (in voorbereiding).

Voor grootheden, specifiek voor beton, die niet in NEN 6701 (in voorbereiding) voorkomen, zijn bestaande symbolen gebruikt of is aangesloten aan internationaal gebruikelijke symbolen.

De symbolen h en h_t voor resp. de nuttige en de totale hoogte zijn vervangen door resp. d en h overeenkomstig internationaal gebruik.

Sommige specifieke symbolen die slechts eenmaal of in één artikel worden gebruikt, zijn niet in de symbolenlijst opgenomen. De bedoelde symbolen betreffen meestal een nadere specificering of onderverdeling van een bepaalde grootheid (bijv. l_1 en l_2 , l_a en l_b , e_{ox} en e_{oy} , enz.).

Het gebruik van indices is zoveel mogelijk beperkt en alleen daar toegepast waar verwarring met andere grootheden zou kunnen ontstaan. Zo is de index "d" voor rekenwaarde bijvoorbeeld niet gebruikt bij de rekenwaarde van de sterkte (f_b , f'_b , f_p , f_s). Hoewel de index "d" in principe geldt voor alle rekenwaarden, wordt het gebruik uit praktische overwegingen en om verwarring te voorkomen slechts toegepast bij belastingsgrootheden met betrekking tot de uiterste grenstoestand.

Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand wordt geen index of de index "rep" gehanteerd. Ook de combinatie van indices is uit oogpunt van eenvoud zoveel mogelijk achterwege gelaten. Het strikt hanteren van alle van toepassing zijnde indices zou tot onpraktische symbolen leiden.

Het is niet te voorkomen dat een aantal symbolen meer dan één betekenis heeft. Daarnaast kan een symbool een betekenis in verschillende nuanceringen hebben. Indien dit van toepassing is, wordt dit in de normtekst aangegeven. Symbolen die slechts voor één uitleg vatbaar zijn, worden in de normtekst niet nader verklaard.

Sommige grootheden die betrekking hebben op trek (spanningen, krachten, specifieke vervormingen) kunnen ook voorkomen als grootheden met betrekking tot druk. In het laatste geval wordt het betreffende symbool voorzien van een accent.

Indien niet anders vermeld, zijn in de rekenwaarden van belastingen en daarmee samenhangende inwendige krachten en momenten de voorspanbelastingen begrepen. De niet-kwantitatieve symbolen G , P , Q en F_a zijn algemene symbolen die worden gebruikt in combinatieregels en verwijzen naar belastingen en krachten ten gevolge van respectievelijk de permanente belasting, de voorspanbelasting, de veranderlijke belasting en de bijzondere belasting.

2.7 Statistiek

- a. Populatie:
Een ondubbelzinnig gedefinieerde verzameling van objecten waarop de conclusies van een statistisch onderzoek of van een keuring betrekking hebben.
- b. Steekproef:
Een opsomming van elementen uit een populatie die worden waargenomen.
- c. Waarnemen:
Het vaststellen van de waarde van een kenmerk bij een element.
- d. Overdekkinsinterval (statistisch tolerantie-interval):
Een uit een steekproef te bepalen interval dat ten minste een gegeven fractie van de populatie bevat met een kans die ten minste gelijk is aan een voorgeschreven waarde.
- e. Onbetrouwbaarheidsdrempel:
Een voorgeschreven bovengrens van de onbetrouwbaarheid.

3 Enheden en grootheden

3.1 Enheden

De te gebruiken enheden van grootheden moeten in overeenstemming zijn met het Internationaal Stelsel van Enheden (SI), zoals vermeld in hoofdstuk 4 (tabel 6, 8 en 9) en bijlage A van NEN 999:1977 en met NEN 1000:1993.

3.2 Symbolen

De betekenis van de in deze norm gebruikte symbolen en namen van grootheden is als volgt:

a. Latijnse hoofdletters

A_b	oppervlakte van de betondoorsnede
A_p	oppervlakte van de doorsnede van voorspanstaal
A_s	oppervlakte van de doorsnede van betonstaal
A_{sb}	oppervlakte van de doorsnede van beugels of haarspelden
A_{sv}	oppervlakte van de doorsnede van dwarskracht- c.q. afschuifwapening
C	rotatieveerconstante
D	grootste korrelafmeting
E'_b	elasticiteitsmodulus van beton
E_f	fictieve elasticiteitsmodulus
E_s	elasticiteitsmodulus van betonstaal
E_p	elasticiteitsmodulus van voorspanstaal
F_a	bijzondere belasting (geen grootheid)
F_d	rekenwaarde van de geconcentreerde last, ponskracht, oplegkracht
F_{hd}	rekenwaarde van de horizontale kracht
F_p	voorspankracht
F_{po}	kracht in voorspanstaal direct na spannen
F_{pi}	aanhangsvoorspankracht
F_{pw}	werkvoorspankracht
ΔF_p	voorspanverlies; afname van de voorspankracht
G	permanente belasting (geen grootheid)
I	kwadratisch oppervlaktemoment van de ongescheurd veronderstelde doorsnede bij buiging
I_t	geometrisch moment van de ongescheurd veronderstelde doorsnede bij wringing
L	dagmaat
M_c	toeslagmoment
M_d	rekenwaarde van het buigend moment in de uiterste grenstoestand
M_{rep}	buigend moment in de bruikbaarheidsgrenstoestand
M_r	buigend moment waarbij scheurvorming optreedt (scheurmoment)
M_{rt}	scheurmoment bij langeduur-belasting
M_u	uiterst opneembare buigend moment (breukmoment)
M_{sd}	rekenwaarde van het steunpuntsmoment
M_{vd}	rekenwaarde van het veldmoment
M_e	buigend moment bij begin van de plastische vervorming van de wapening (vloeimoment)
N_b	normaaldrukkracht in de betondrukzone
N_{cr}	kritieke (Eulerse) knikbelasting
N_d	rekenwaarde van de normaalkracht in de uiterste grenstoestand
N_p	effectieve normaaldrukkracht ten gevolge van de voorspanning
ΔN_p	toename van de kracht in het voorspanstaal
N_s	kracht in het betonstaal
N_{spl}	splijtkracht

(blanco)

N_{vd}	rekenwaarde van de totale verticale normaalkracht
N_u	uiterst opneembare normaaldrukkracht
O_b	omtrek van de betondoorsnede
P	voorspanbelasting (geen grootheid)
Q	veranderlijke belasting (geen grootheid)
Q_e	extreme veranderlijke belasting (geen grootheid)
Q_m	momentane veranderlijke belasting (geen grootheid)
S	lineair oppervlaktemoment (statisch moment) van het afschuivende deel van de doorsnede ten opzichte van de zwaartelijn
T	temperatuur
T_d	rekenwaarde van het wringend moment
T_1	opneembaar wringend moment zonder wringwapening
V_d	rekenwaarde van de dwarskracht
V_{Td}	rekenwaarde van de dwarskracht ten gevolge van een wringend moment
V_1	opneembare dwarskracht zonder dwarskrachtwapening
W	weerstandsmoment met betrekking tot de meest getrokken vezels
W_t	weerstandsmoment met betrekking tot wringing

b. Latijnse kleine letters

a	afstand; afmeting; opleglengthe; wapeningsafstand
a_b	breedte van het lastvlak
a_l	lengte van het lastvlak
b	breedte van de betondoorsnede; strookbreedte
b_w	strookbreedte; rib- of lijfbreedte
c	betondekking
c_{min}	voorgeschreven betondekking
d	nuttige hoogte van de betondoorsnede
e	excentriciteit
e_1	beginexcentriciteit
e_o	(grootste) beginexcentriciteit
e_c	toeslagexcentriciteit
e_p	excentriciteit van de voorspankracht ten opzichte van de zwaartelijn van de ongescheurd veronderstelde doorsnede
e_t	totale excentriciteit
f_b	rekenwaarde van de treksterkte van het beton
f_b	rekenwaarde van de druksterkte van het beton
f_{bm}	gemiddelde treksterkte van het beton
f_{br}	gemiddelde buigtreksterkte van het beton
f_{brep}	representatieve waarde van de treksterkte van het beton
f_{brep}	representatieve waarde van de druksterkte van het beton
f_{bt}	rekenwaarde van de treksterkte van het beton op een bepaald tijdstip
f_{bt}	rekenwaarde van de druksterkte van het beton op een bepaald tijdstip
f_{ck}	karakteristieke kubusdruksterkte
f_p	rekenwaarde van de 0,1 %-rekgrens van het voorspanstaal
f_{prep}	representatieve waarde van de 0,1 %-rekgrens van het voorspanstaal
f_{pu}	rekenwaarde van de treksterkte van het voorspanstaal
f_{purep}	representatieve waarde van de treksterkte van voorspanstaal
f_s	rekenwaarde van de treksterkte van het betonstaal
f_{sep}	representatieve waarde van de treksterkte van het betonstaal
h	totale hoogte van de betondoorsnede
h_m	fictieve dikte van de betondoorsnede
i	oppervlakte-moment-arm (traagheidsstraal)
k	coëfficiënt; factor; verhouding
k_a	verhouding wapeningsdoorsneden
k_x	verhouding van de hoogte van de drukzone en de nuttige hoogte
l	lengte; theoretische overspanning
l_o	afstand tussen momentennulpunten; overdrachtslengte
l_c	kniklengte
l_l	laslengte
l_v	verankeringslengte
l_{vo}	basisverankeringslengte
l_{vr}	gereduceerde verankeringslengte
l_x	overspanning in x-richting
l_y	overspanning in y-richting

Bij gelijkmatig verdeelde belasting moet onderscheid worden gemaakt tussen over een oppervlakte en over een lengte verdeelde belasting. De betreffende symbolen zijn p (bijvoorbeeld kN/m^2) respectievelijk q (bijvoorbeeld kN/m). De gegeven symbolen q met verschillende indices gelden ook voor het symbool p .

m	moment per eenheid van lengte; aantal
m^*	wapeningsmoment
m_v	veldmoment
m_s	steunpuntsmoment
n	aantal; Eulerse knikveiligheid
p	gelijkmatig verdeelde belasting per oppervlakte; perimeter
q	gelijkmatig verdeelde belasting per lengte
q_{eg}	gelijkmatig verdeelde belasting ten gevolge van het eigen gewicht
q_{rb}	gelijkmatig verdeelde rustende belasting
q_g	gelijkmatig verdeelde permanente belasting
q_p	gelijkmatig verdeelde belasting ten gevolge van de voorspanning
q_q	gelijkmatig verdeelde veranderlijke belasting
q_d	rekenwaarde van de gelijkmatig verdeelde totale belasting
q_w	gelijkmatig verdeelde windbelasting
q_h	gelijkmatig verdeelde horizontale belasting
r	kromtestraal; inklemmingsstraal; ombuigingsstraal
s	staafafstand; randafstand; breedte wapeningsbaan
t	tijd
u_{on}	onmiddellijk optredende doorbuiging
u_{bij}	bijkomende doorbuiging
u_{tot}	totale doorbuiging
u_{eind}	doorbuiging in de eindtoestand
u_{ze}	zeeg
v	velingkant; voegdikte
w	scheurwijdte
x	afstand; asrichting
x_u	hoogte van de drukzone in de uiterste grenstoestand
y	afstand van drukresultante tot meest gedrukte rand; afstand; asrichting
z	inwendige hefboomsarm
z_b	afstand van zwaartelijn of buigingsas tot meest gedrukte rand

c. Griekse letters

α	hoek tussen vrije plaatrand en enveloppe; hoek tussen wapening en liggeras; thermische uitzettingscoëfficiënt; verhoudingsgetal bij dubbele buiging; afmetingsverhouding bij puntvormig ondersteunde platen; factor, onbetrouwbaarheidsdrempel
α_e	excentriciteitsfactor bij pons
α_n	verhouding van rekenwaarde van de normaalkracht en opneembare centrische normaalkracht van de doorsnede
β	hoek tussen ingeklemde plaatrand en enveloppe; verhoudingsgetal bij herverdeling; verhoudingsgetal bij belastingsafdracht
γ_f	belastingsfactor
γ_g	belastingsfactor permanente belasting
γ_m	materiaalfactor
γ_p	belastingsfactor voorspanbelasting
γ_q	belastingsfactor veranderlijke belasting
ϵ_b	rek van het beton
ϵ'_{bpl}	betonstuik bij het begin van de plastische vervorming
ϵ'_{bu}	grenswaarde van de betonstuik
ϵ_p	rek van het voorspanstaal
ϵ_{pu}	rek van het voorspanstaal bij maximale belasting
ϵ_s	rek van het betonstaal
ϵ_{su}	rek van het betonstaal bij maximale belasting
ϵ'_r	specifieke krimpverkorting
η	reductiefactor kolomstijfheid
θ	hoek tussen drukdiagonaal en liggeras of afschuifvlak
κ	kromming
κ_m	kromming bij $M = 0,8 M_d$
κ_r	kromming bij $M = M_r$
κ_u	kromming bij $M = M_u$
κ_e	kromming bij $M = M_e$
λ_h	slankheid
λ_v	dwarskrachtslankheid
μ	factor; wrijvingscoëfficiënt
ν	poissonverhouding
ξ	coëfficiënt excentriciteitsverloop; aanhechtingsfactor

- d. Bij een aantal rekenregels zijn grenzen gegeven die aangeduid worden met het teken \geq of \leq . De aanduiding $f \geq 2$ betekent dat voor f geen grotere waarde dan 2 mag of behoeft te worden aangehouden.

De aanduiding $f \geq 2$ en $f \leq 1$ betekent bovendien dat voor f geen waarde kleiner dan 1 mag of behoeft te worden aangehouden.

Afhankelijk van de omstandigheid of een uitkomst gunstig is of ongunstig, is respectievelijk "mag" of "behoeft" van toepassing.

De volgende voorbeelden maken dit duidelijk.

In 8.1.4 is voor de inwendige hefboom z bij gedrongen liggers de formule $z = 0,2l + 0,4h \geq 0,6l$ gegeven. Deze formule zegt dat z moet worden berekend uit: $z = 0,2l + 0,4h$, maar dat bij een uitkomst groter dan $0,6l$ de waarde $0,6l$ moet worden aangehouden. Hierbij is "mag" van toepassing: er mag geen grotere waarde worden aangehouden, omdat het aanhouden van een grotere waarde tot een minder veilige constructie zal leiden.

In 8.2.3.1 is een schaalfactor $k_h = 1,6 - h \leq 1,0$ gegeven. Voor $h > 0,6\text{ m}$ behoeft geen kleinere waarde dan 1,0 te worden ingevoerd. Hierbij is "behoeft" van toepassing: er behoeft geen kleinere waarde te worden aangehouden, omdat een kleinere waarde tot een extra veilige constructie zal leiden.

De aanduiding $f \geq 2$ wordt gebruikt in voorwaarden en betekent dat f ten minste de waarde 2 moet hebben.

ϱ	reductiefactor wandlengte; stijfheidsverhouding
σ_b	spanning in het beton
σ'_{bmd}	gemiddelde betondrukspanning ten gevolge van de rekenwaarde van de normaalkracht inclusief de voorspanbelasting ($= N_d/A_b$)
$\Delta\sigma'_{bm}$	spanningsverlies ten gevolge van belemmering van de verkorting
σ_p	spanning in het voorspanstaal
$\Delta\sigma_p$	spanningsverlies in het voorspanstaal
$\Delta\sigma_{pu}$	spanningsverlies in het voorspanstaal bij de uiterste grenstoestand
σ_{pi}	aanvangsspanning in het voorspanstaal
σ_{pw}	werkspanning in het voorspanstaal
σ_s	spanning in het betonstaal
τ_d	rekenwaarde van de optredende schuifspanning
τ_n	aandeel van de normaalkracht in de schuifsterkte
τ_s	opneembare schuifspanning door dwarskrachtwapening
τ_u	totale uiterst opneembare schuifspanning
τ_1	grenswaarde van de schuifspanning zonder dwarskrachtwapening
τ_2	grenswaarde van de schuifspanning met dwarskrachtwapening
ϕ	hoekverandering; kruipcoëfficiënt
\emptyset_k	kenmiddellijn betonstaalstaaf, middellijn voorspandraad of -steng
\emptyset_{km}	gemiddelde kenmiddellijn
ψ	verhouding momentane en extreme veranderlijke belasting; vormfactor; reductiefactor momenten in puntvormig ondersteunde platen
ω_o	wapeningspercentage van de buigtrekwapening van beton- en voorspanstaal, betrokken op de nuttige hoogte = $\omega_{op} + \omega_{os}$
ω_{op}	wapeningspercentage van de buigtrekwapening van voorspanstaal, betrokken op de nuttige hoogte
ω_{os}	wapeningspercentage van de buigtrekwapening van betonstaal, betrokken op de nuttige hoogte
$\bar{\omega}_o$	wapeningspercentage van de buigtrekwapening van beton- en voorspanstaal, betrokken op de totale hoogte = $\bar{\omega}_{op} + \bar{\omega}_{os}$
$\bar{\omega}_{ot}$	wapeningspercentage van de totale wapening van beton- en voorspanstaal, betrokken op de totale hoogte

d. Overige tekens en symbolen

Δ	verschil, toe- of afneming
Σ	somteken
\emptyset	middellijn
,	accent, druk
\parallel	evenwijdig
\perp	loodrecht
$>$	grooter dan
\geq	grooter dan of gelijk aan
$<$	kleiner dan
\leq	kleiner dan of gelijk aan
\neq	geen grotere waarde aanhouden dan
\neq	geen kleinere waarde aanhouden dan

- 4.1.1 De eisen met betrekking tot het draagvermogen hebben betrekking op zowel de bouwfase als de gebruiksfase. In het Bouwbesluit is alleen de gebruiksfase aangewezen.
- 4.1.2.2 Bij de uitvoering van beproevingen en de interpretatie van de resultaten is een grote mate van deskundigheid vereist. In de meeste gevallen zullen rekenkundige correcties op de resultaten moeten worden toegepast. Dit kan bijvoorbeeld nodig zijn vanwege het feit dat een aantal invloeden, die volgens de gestelde eisen van toepassing zijn, bij de beproeving niet tot uiting komen.
- Hierbij valt te denken aan tijdsafhankelijke invloeden bij korte-duurproeven. Een complicerende factor is ook de bij de beproeving altijd aanwezige treksterkte, terwijl hiermee volgens de rekenregels in veel gevallen geen rekening mag worden gehouden.
- Zie ook toelichting op 1.2-n.
- 4.1.3 Bij materiaalbreuk wordt onderscheid gemaakt tussen breuk door buiging, druk, trek, dwarskracht, pons, wringing en combinaties hiervan. Bij de samenstellende materialen beton en wapening wordt onder materiaalbreuk het bereiken van de breukstuk van het beton en/of de "vloeigrens" van de wapening verstaan.
- Een speciale vorm van materiaalbreuk is brosse breuk; een aantal bepalingen is erop gericht de kans op het ontstaan van deze breukvorm te beperken (bijvoorbeeld beperking hoogte drukzone en minimum wapening).
- De bepalingsmethoden met betrekking tot materiaalbreuk zijn gegeven in hoofdstuk 8.
- Situaties waarbij breuk door lokale effecten kan ontstaan zijn ondergebracht in hoofdstuk 9; dit betreft onder andere breuk door splitwerkings en breuk in verbindingsdetails.
- Verlies van standzekerheid kan ontstaan door kantelen, glijden of opdrijven.
- Een onderdeel van de bepalingsmethode is het bepalen van de krachtsverdeling. Er wordt op gewezen dat in NEN 6700:1991 in plaats van het woord krachtsverdeling het meer algemene begrip respons wordt gehanteerd. De respons van een constructie bestaat, behalve uit de krachtsverdeling (inwendige krachten en momenten en uitwendige reacties), ook uit de vervormingstoestand (verplaatsingen, hoekverdraaiingen, krommingen).
- 4.1.4.1 De rekenwaarden van de belastingen zijn gelijk aan het produkt van de representatieve waarde van de belastingen volgens hoofdstuk 7 en hoofdstuk 8 en de belastingsfactor volgens hoofdstuk 5 van NEN 6702:1991.
- 4.1.4.2 De voorgeschreven belastingen bestaan uit:
- | | |
|--|------------------|
| permanente belasting (eigen gewicht en rustende belasting) | G |
| extreme waarde van de veranderlijke belasting | Q_e |
| momentane waarde van de veranderlijke belasting | $Q_m = \psi Q_e$ |
| bijzondere belasting | F_a |
| voorspanbelasting | P |
- De in NEN 6702:1991 gegeven belastingscombinaties leiden voor onderdelen van een gebouw tot de in a, b en c genoemde combinaties van de rekenwaarden van de belastingen.
- Voor de berekening van de totale constructie kunnen andere combinaties gelden, bijvoorbeeld voor de belastingen op de fundering; zie hiervoor NEN 6702:1991.
- a. Fundamentele combinaties:
1. Voor alle constructies:
$$1,2 G + P + (1,5 \text{ of } 0) Q_e + (1,5 \text{ of } 0) Q_m$$

Met betrekking tot de verdeling van de veranderlijke belasting over de velden moet onderscheid worden gemaakt tussen twee categorieën gebouwen:
Bij woningen en woongebouwen, logiesverblijven en logiesgebouwen, kantoorgebouwen, onderwijsgebouwen en gezondheidszorggebouwen werkt de momentane veranderlijke belasting ($Q_m = \psi Q_e$) op alle velden en moet bij toerbeurt elk veld worden belast met de extreme veranderlijke belasting (Q_e) of een belasting gelijk aan nul. Bij de overige gebouwen moet één veld of moeten twee aansluitende velden worden belast met de extreme veranderlijke belasting terwijl de overige velden niet worden belast.
De keuze van de velden is niet expliciet voorgeschreven maar moet per geval op oordeelkundige wijze worden gemaakt. Zo zal bij een vloerconstructie in een gebouw een veld gelijk zijn aan één overspanning. Bij op wind belaste daken en gevels is een veld gelijk aan het totale dakvlak respectievelijk gevelvlak. Bij een op wind belast gebouw is een veld gelijk aan het totaal van alle aan wind blootgestelde onderdelen omdat hierbij de ongunstigste combinatie van alle extreme windbelastingen in rekening moet worden gebracht.
 2. Voor constructies waarbij de uiterste grenstoestanden "verlies van standzekerheid" of "instabiliteit" mogelijk zijn, geldt bovendien:
Combinatie genoemd onder a.1, waarbij de belastingsfactor voor permanente belasting (G) van 1,2 moet worden vervangen door 0,9 en waarbij gunstig werkende veranderlijke belastingen op nul moeten worden gesteld.

4 Eisen en bepalingsmethoden

4.1 Draagvermogen

4.1.1 Eis

Het draagvermogen van betonconstructies, bepaald volgens 4.1.2, moet zo zijn, dat bij de fundamentele belastingscombinaties volgens 4.1.4.1 geen der grenstoestanden volgens 4.1.3 wordt overschreden.

Door een bijzondere belastingscombinatie volgens 4.1.4.2, uitgezonderd stootbelastingen op daken en balustraden en het belastingsgeval brand, mag een onderdeel van de constructie bezwijken onder de voorwaarde dat het bezwijken beperkt blijft tot de directe omgeving van dat onderdeel en de dragende functie van dat onderdeel kan worden overgenomen door andere delen van de constructie. Het draagvermogen van de resterende constructie, bepaald volgens 4.1.2, moet zo zijn, dat bij de bijzondere belastingscombinaties volgens 4.1.4.2 geen der uiterste grenstoestanden volgens 4.1.3 wordt overschreden.

Bij bijzondere belastingen waarbij volgens NEN 6702:1991 geen enkel onderdeel van de constructie mag bezwijken, zoals bij stootbelastingen op daken en balustraden, moet het draagvermogen van de constructie, bepaald volgens 4.1.2, zo zijn, dat bij de bijzondere belastingscombinatie volgens 4.1.4.2 geen der uiterste grenstoestanden volgens 4.1.3 wordt overschreden.

Door de bijzondere belastingscombinatie bij het belastingsgeval brand volgens 4.1.4.2 mag gedurende de vereiste brandwerendheid geen der uiterste grenstoestanden volgens 4.1.3 worden overschreden. De toetsing mag worden uitgevoerd met de bepalingsmethode volgens 9.3.

4.1.2 Bepalingsmethoden

4.1.2.1 Rekenmethoden

Bij de rekenmethode moeten de in 4.1.3 genoemde uiterste grenstoestanden worden onderscheiden. Bij het beschouwen van deze grenstoestanden moet ten minste worden uitgegaan van de voorgeschreven belastingscombinaties en de rekenwaarden van de materiaaleigenschappen volgens hoofdstuk 6.

De gegeven rekenmethoden mogen slechts worden toegepast indien wordt voldaan aan de eis met betrekking tot de scheurvorming volgens 4.3.1 en aan de algemene voorwaarden volgens hoofdstuk 5.

Daar waar in de rekenmethode gebruik wordt gemaakt van tabellen mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

4.1.2.2 Beproevingsmethode

Voor de toetsing aan de eisen met betrekking tot het draagvermogen mag in afwijking van 4.1.2.1 gebruik worden gemaakt van beproeving, mits beproevingsresultaten oordeelkundig worden geïnterpreteerd en voldaan wordt aan het gestelde in 7.2 van NEN 6700:1991.

4.1.3 Uiterste grenstoestanden

Als uiterste grenstoestanden moeten worden onderscheiden:

a. Materiaalbreuk:

Breuk van kritieke delen van de constructie als gevolg van het overschrijden van de materiaalsterkte. De rekenmethode bestaat uit het schematiseren van de constructie volgens 7.1, het berekenen van de krachtsverdeling volgens 7.2 en 7.3 en het toetsen van de dimensionering volgens hoofdstuk 8.

b. Verlies standzekerheid:

Verlies van statisch evenwicht van de als star lichaam beschouwde constructie.

De rekenmethode bestaat uit de controle van het evenwicht van de constructie als geheel op basis van de leer van de toegepaste mechanica.

c. Instabiliteit:

Verlies van stabiliteit door knik of overschrijding materiaalsterkte.

De rekenmethode is dezelfde als genoemd onder a. In 7.6.2, 7.7.2 en 7.8.2 is aangegeven wanneer de bepaling van de krachtsverdeling van de tweede-orde achterwege mag blijven.

d. Bezwijkmechanisme:

Ontstaan van een bezwijkmechanisme ten gevolge van plastische eigenschappen van de constructie.

De rekenmethode bestaat uit het bepalen van de bezwijkbelasting op basis van de plasticiteitsleer en het toetsen hiervan aan de voorgeschreven belastingen. In 7.2.1 is aangegeven onder welke voorwaarden mag worden uitgegaan van een bezwijkmechanisme.

e. Bezwijken door lokale krachtswerkingen:

De betreffende rekenmethoden zijn gegeven in hoofdstuk 9 met uitzondering van 9.3.

4.1.4 Belastingen

4.1.4.1 Fundamentele belastingscombinaties

De in de uiterste grenstoestand in rekening te brengen belastingen zijn de rekenwaarden van de belastingen volgens 6.2.1 van NEN 6702:1991.

De rekenwaarde van de voorspanbelasting is bij gunstige werking gelijk aan de representatieve waarde van de voorspanbelasting en bij ongunstige werking gelijk aan 1,2 maal de representatieve waarde van de voorspanbelasting. De representatieve waarde van de voorspanbelasting moet worden bepaald volgens 4.1.4.4. Met betrekking tot opgelegde vervormingen geldt het gestelde in 4.1.4.3.

3. Voor constructies die vrijwel uitsluitend worden belast door permanente belasting geldt bovendien de combinatie:

$$1,35 G + P$$

In voren genoemde belastingscombinaties is de belastingsfactor voor de veranderlijke belasting gelijk aan 1,5. Dit is de bij veiligheidsklasse 3 behorende waarde. Voor een aantal constructies is het volgens NEN 6702:1991 toegestaan de belastingsfactor te verlagen tot respectievelijk 1,3 bij veiligheidsklasse 2 en 1,2 bij veiligheidsklasse 1. Bij betonconstructies zijn de verschillen tussen de veiligheidsklassen in verband met het lage aandeel van de veranderlijke belasting in het algemeen gering.

- b. Bijzondere combinatie:

$$G + P + F_a + Q_m$$

Bijzondere belastingen zijn gegeven in hoofdstuk 9 van NEN 6702:1991.

Bij de bijzondere combinatie moet aangetoond worden dat geen voortschrijdende instorting zal optreden. Het bezwijken van onderdelen behoeft daarbij niet te worden uitgesloten.

- c. Belastingscombinaties bouwfase:

Belastingen in de bouwfase zijn niet voorgeschreven, maar moeten op oordeelkundige wijze worden vastgesteld.

De belastingsfactor voor de veranderlijke belasting mag worden verlaagd van 1,5 tot 1,2 (veiligheidsklasse 1) en de extreme windbelasting mag worden vermenigvuldigd met een factor (meestal ongeveer gelijk aan 0,6).

De voorspanbelasting moet als permanente belasting worden opgevat zodat hiervoor dezelfde belastingsfactoren gelden als voor de belasting G . Eenvoudigheidshalve wordt echter uitgegaan van $\gamma_p = 1,0$. Dit is mogelijk omdat het berekeningsresultaat niet wordt beïnvloed door de grootte van γ_p ; bij een afnemend belastinggevend effect ($\gamma_p < 1,0$) behoort immers een toenemend weerstandbiedend effect van de voorspanning.

Met name ten behoeve van de voorgetrokken drukzone is het nodig hierop een uitzondering te maken. Daarom is in de normtekst gesteld dat bij ongunstig werkende voorspanning $1,2 P$ in plaats van P moet worden ingevoerd. Bij een voorgespannen ligger werkt de voorspanning ongunstig voor de voorgetrokken drukzone en moet er een zekere veiligheidsmarge aanwezig zijn ten opzichte van bezwijken ten gevolge van een opbuigend moment. De neerwaarts gerichte permanente belasting werkt hierbij gunstig en moet daarom met 0,9 worden vermenigvuldigd (combinatie $1,2 P + 0,9 G$). Ook bij het berekenen van splijtwapening achter voorspanverankeringen geldt de ongunstig werkende voorspanning ($1,2 P$).

In situaties, waarbij niet op voorhand kan worden vastgesteld of de voorspanning gunstig of ongunstig werkt, zullen twee berekeningen nodig zijn.

Het is niet nodig onderscheid te maken tussen de gedeelten van de voorspanning die gunstig en andere gedeelten die ongunstig werken.

Voor de bepaling van de voorspanbelasting wordt in 7.3 van NEN 6702:1991 verwezen naar de materiaalgebonden normen.

- 4.1.4.3 Opelegde vervormingen door steunpuntszettingen (zogenaamde "extrinsiek" opelegde vervormingen) kunnen van invloed zijn op het draagvermogen. Indien een zetting langzaam tot ontwikkeling komt, zullen de inwendige krachten ten gevolge van relaxatie beperkt blijven.

Belastingen ten gevolge van kruip kunnen ontstaan door het zogenaamde Kisteffekt (bijvoorbeeld continu maken van oorspronkelijk statisch bepaalde liggers).

Voor de berekening van de krachtsverdeling ten gevolge van opelegde vervormingen wordt verwezen naar 7.3.7.

Opelegde vervormingen door krimp en temperatuurveranderingen ("intrinsiek") hebben slechts in extreme omstandigheden invloed op het draagvermogen. Bovendien is het redelijk te veronderstellen dat de extreme belastingen op de constructie niet samenvallen met de maximale temperatuurvariatie en voorts dat de constructie voldoende rotatiecapaciteit bezit om in de uiterste grenstoestand tevens beperkte temperatuurbelastingen op te kunnen nemen. De genoemde grens van 40 K is bedoeld als een verandering van de temperatuur van de constructie, of een onderdeel daarvan, ongeacht de periode waarover deze verandering optreedt.

Opelegde vervormingen zijn wel van belang met betrekking tot scheurvorming in de bruikbaarheidsgrenstoestand.

Uit de betreffende toetsing volgens 8.7 volgt een zodanige dimensionering dat een controle van de uiterste grenstoestand niet nodig is. Bij grote temperatuurveranderingen verdient het echter aanbeveling de rotatiecapaciteit te controleren en de dimensionering daar zonodig op aan te passen. Om die redenen is de maximale temperatuurverandering op 40 K gesteld.

Ten einde de scheurvorming te beperken is de grens waarbij de scheurvorming getoetst moet worden lager gesteld en wel bij 20 K (zie verder 4.3.3).

4.1.4.2 *Bijzondere belastingscombinaties*

De in de uiterste grenstoestand in rekening te brengen belastingen zijn de rekenwaarden van de belasting voor de gebruiksfase volgens 6.2.2 van NEN 6702:1991.

De rekenwaarde van de voorspanbelasting is gelijk aan de representatieve waarde van de voorspanbelasting, bepaald volgens 4.1.4.4.

4.1.4.3 *Opgelegde vervormingen*

Belastingen ten gevolge van opgelegde vervormingen door kruip en/of steunpuntszettingen moeten volgens 7.4 van NEN 6702:1991 worden beschouwd als permanente belastingen.

In afwijking van 7.4 van NEN 6702:1991 behoeven belastingen ten gevolge van opgelegde vervormingen door krimp bij toetsing aan de uiterste grenstoestand niet in rekening te worden gebracht.

In afwijking van 7.4 van NEN 6702:1991 behoeven belastingen ten gevolge van opgelegde vervormingen door temperatuurveranderingen, mits deze niet groter zijn dan 40 K, bij toetsing aan de uiterste grenstoestand niet in rekening te worden gebracht.

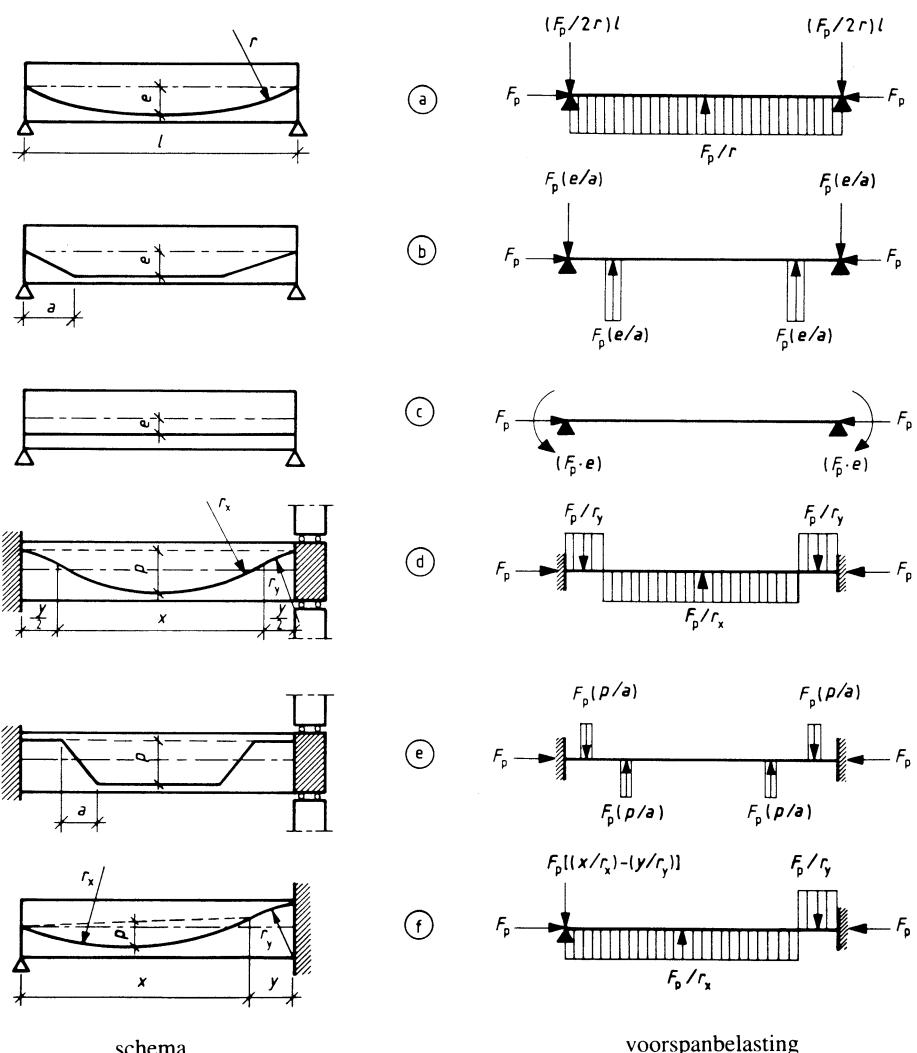
4.1.4.4 In figuur 2 is enkele voorbeelden aangegeven op welke wijze de voorspanbelasting met de evenwichtsbelastingsmethode moet worden gepaald.

Bij inwendige voorspanning treden er uiteraard geen tweede-ordemomenten ten gevolge van door de voorspanning uitgeoefende normaalkrachten op.

De normaalkracht in het beton ten gevolge van de voorspanning N_p zal (voor $t = \infty$) meestal gelijk zijn aan de werkvoorspankracht F_{pw} .

Belemmering van de verkortingen kan er echter toe leiden dat N_p aanzienlijk kleiner is dan F_{pw} . Dit zal met name het geval zijn bij lange vloervelden waarvan de verkorting wordt verhinderd door de grond en/of funderingspalen of door kolommen en wanden. Er wordt op gewezen dat de voorspanbelasting ten gevolge van de krommingsdruk niet wordt beïnvloed door de genoemde belemmering.

Bij de bepaling van de krommingsdruk mag bij een parabolovormig verlopend voorspanelement een constante kromtestraal, gelijk aan de kromtestraal in de top ($r = l^2 / 8e$) worden aangehouden. De invloed van wrijvingsverliezen komt tot uiting in een gelijkvormig met de voorspankracht verlopende krommingsdruk.



Figuur 2 – Evenwichtsbelastingsmethode

Alle in de figuur gegeven gevallen hebben betrekking op voorspanelementen die aan de liggereinden zijn verankerd. Bij voorgerekt staal waarbij de verankering over de overdrachtslengte l_o (zie 9.7.3) wordt opgebouwd, moet met het bijbehorende verloop van de voorspankracht rekening worden gehouden. In bijvoorbeeld geval b moet de geconcentreerde last $F_p e/a$ dan worden vervangen door een gelijkmatig verdeelde last

$$\frac{F_p e/a}{l_o} \text{ over de lengte } l_o.$$

4.1.4.4 *Voorspanning*

Belastingen ten gevolge van voorspanning (P) moeten worden bepaald met de evenwichtsbelastingsmethode. Hiertoe moeten alle belastingen die door het voorspanstaal op de betonconstructie worden uitgeoefend als uitwendige belastingen in rekening worden gebracht.

De representatieve waarden van de voorspanbelastingen zijn die waarden die behoren bij de voorspankracht in de beschouwde fase, zijnde de aanvangsvoorspankracht F_{pi} of de werkvoorspankracht F_{pw} volgens 4.1.4.5.

Indien de vervorming van de betonconstructie ten gevolge van de voorspanning wordt belemmerd, geldt voor de representatieve waarde van de normaaldrukkracht ten gevolge van de voorspanning:

$$N'_{\text{p}} = F_{\text{p}} - A_b \Delta\sigma'_{\text{bm}} \leq 0$$

waarin:

$\Delta\sigma'_{\text{bm}}$ is het spanningsverlies ten opzichte van de bij de voorspankracht F_{p} behorende gemiddelde betondrukspanning, veroorzaakt door:

- a. direct optredende verliezen door belemmering van elastische verkortingen;
- b. vertraagd optredende verliezen door belemmering van verkortingen door kruip en gelijkmatige krimp;
- c. verliezen door belemmering van verkortingen door daling van de gemiddelde betontemperatuur.

- 4.1.4.5 De na het spannen op het voorspanstaal overgebrachte kracht (F_{po}) is de door de spanvijzel uitgeoefende kracht (bruto-voorspankracht F_{pbr}) verminderd met het wrijvingsverlies in de verankering.
Een veel gebruikte formule voor de berekening van de verliezen ΔF_p ten gevolge van de wrijving in de spankanalen in een doorsnede op een afstand x van de spanzijde is:

$$\Delta F_p = F_{po} (1 - e^{-\mu(\phi + \phi_1 x)})$$

waarin:

μ is de wrijvingscoëfficiënt:

ϕ is de som van de absolute waarden van de opeenvolgende richtingsveranderingen van het spanelement over de afstand x , in rad;

ϕ_1 is de coëfficiënt voor het zogenaamde Wobble-effect, in rad/m.

Indien $\mu(\phi + \phi_1 x) \leq 0.30$, kan bovenstaande formule ook in een lineaire vorm worden geschreven (zie figuur 3):

$$\Delta F_p = F_{po} \mu(\phi + \phi_1 x).$$

Waarden voor μ en ϕ_1 kunnen worden ontleend aan attesten voor voorspansystemen.

Ter indicatie gelden de volgende waarden:

omhulde strengen $\mu = 0.05 - 0.10$

$\phi_1 = 0.03 - 0.06$

blank voorspanstaal $\mu = 0.15 - 0.20$ (mono-systeem)

$\phi = 0.13 - 0.26$ (multi-systeem)

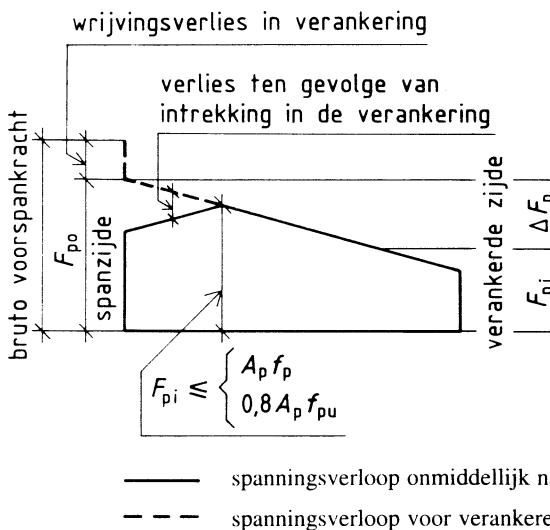
$\phi_1 = 0.005 - 0.01$ (mono- en multi-systeem)

De toegestane extra voorspankracht ten behoeve van de verliezen ten gevolge van intrekking in de verankering, wrijving en elastische verkorting van het beton is afhankelijk gesteld van de verhouding van de rekenwaarden van de 0.1%-rekgrens en de treksterkte. Voor draden en strengen is deze verhouding ongeveer 0.86 (zie tabel 13). De bij het spannen door de spanvijzel op het voorspanstaal overgebrachte kracht (de bruto-voorspankracht) mag dan niet groter zijn dan $1.088 \cdot 0.8 A_p f_{pu} \approx 0.87 A_p f_{pu}$ (= 1.01 $A_p f_p$).

Verliezen ten gevolge van elastische verkorting van het beton kunnen bij nagerekt staal optreden wanneer één of meer spanelementen later worden gespannen.

Na het blokkeren moet de voorspankracht voldoen aan de gestelde grenzen voor de aanvangsvoorspankracht F_{pi} .

Er wordt op gewezen dat het bij op vermoeiing belaste constructies (vallen buiten het toepassingsgebied van de norm) nodig kan zijn de werkspanning te beperken.



Figuur 3 – Spanningsverloop ten gevolge van wrijving

4.1.4.5 Voorspankrachten

Als representatieve waarde van de voorspankracht F_{p} moet worden aangehouden:

- Voor de aanvangsvoorspankracht:

$$F_{\text{pi}} = F_{\text{po}} - \Delta F_{\text{pi}}$$

waarin:

ΔF_{pi} is de som van de theoretische waarden van de direct optredende verliezen ten gevolge van:

- intrekking in de verankering bij nagerekt staal;
- wrijving in de spankanalen bij nagerekt staal;
- elastische verkorting van het beton bij voorgerekt staal.

De aanvangsvoorspankracht mag niet groter zijn dan de kleinste waarde van $F_{\text{pi}} = 0.8 A_{\text{p}} f_{\text{pu}}$ en $F_{\text{pi}} = A_{\text{p}} f_{\text{p}}$.

Voor de opheffing van de spanningsverliezen ten gevolge van intrekking in de verankering, wrijving en elastische verkorting van het beton mogen de gegeven waarden tijdens het spannen worden overschreden met ten hoogste een percentage dat volgt uit de formule

$$80 (f_{\text{p}}/f_{\text{pu}} - 0.75) \geq 12$$

- Voor de werkvoorspankracht:

$$F_{\text{pw}} = F_{\text{po}} - \Delta F_{\text{pw}}$$

waarin:

ΔF_{pw} is de som van de onder a genoemde direct optredende verliezen, de eventueel later optredende verliezen ten gevolge van de elastische verkorting van het beton bij nagerekt staal en de vertraagd optredende verliezen ten gevolge van:

- krimpverkorting van het beton;
- kruipverkorting van het beton;

Voor de berekening van de verliezen ten gevolge van de kruipverkorting van het beton moet worden uitgegaan van de betonspanning ten gevolge van de representatieve waarden van de voorspanbelasting (P), de permanente belasting (G) en de momentane veranderlijke belasting (Q_m).

Bij voorspanning met aanhechting moet daarbij de betonspanning ter hoogte van het zwaartepunt van het voorspanstaal worden aangehouden; bij voorspanning zonder aanhechting geldt als uitgangspunt de betonspanning in het zwaartepunt van de betondoorsnede.

- relaxatie van het voorspanstaal;

Het in rekening te brengen spanningsverlies $\Delta\sigma_p$ ten gevolge van relaxatie van het voorspanstaal moet worden bepaald met:

$$\Delta\sigma_p = 3 \Delta\sigma_{\text{prel}} \left(1 - 2 \frac{\Delta\sigma_{\text{pk}}}{\sigma_{\text{pi}}} \right)$$

waarin:

$\Delta\sigma_{\text{prel}}$ is de maximale relaxatie na 1000 h volgens 6.3.6;

$\Delta\sigma_{\text{pk}}$ is het spanningsverlies in het staal ten gevolge van krimp en kruip van het beton.

4.2.1 De in NEN 6702:1991 genoemde vervormingseisen voor vloeren en daken zijn de volgende:

- bijkomende doorbuiging van vloeren ten hoogste 0.003 l ;
- bijkomende doorbuiging van daken ten hoogste 0.004 l ;
- doorbuiging in de eindtoestand van vloeren en daken indien deze de bruikbaarheid kunnen schaden, ten hoogste 0.004 l ;
- bijkomende doorbuiging van vloeren die scheidingswanden dragen en waarbij scheurvorming in de wanden niet wordt vermeden door de constructieve uitvoering van de wand, ten hoogste 0.002 l .

Hierin is l de theoretische overspanning; bij uitkragingen is l tweemaal de lengte van de uitkraging. In de toelichting op 10.2.2 van NEN 6702:1991 wordt voor gevallen als genoemd onder d aanbevolen de bijkomende doorbuiging te beperken tot 15 mm bij tweezijdig opgelegde vloeren en tot 10 mm bij uitkragende vloeren.

In 10.3 van NEN 6702:1991 worden eisen gesteld aan horizontale uitbuigingen. Voor gebouwen met verdiepingen mag de uitbuiging aan de top 1/500 van de hoogte bedragen. Bij het bepalen van de horizontale buigstijfheid volgens 7.2.2 of 7.2.3 moet worden uitgegaan van de buigstijfheid behorend bij de belastingen in de bruikbaarheids grenstoestand. Als zodanig is bijvoorbeeld tabel 15 niet zonder meer bruikbaar omdat de daarmee berekende stijfheden gelden voor de uiterste grenstoestand. Toepassing van tabel 15 zal dus leiden tot een overschatting van de uitbuigingen.

Voor eisen met betrekking tot trillingen van vloeren en windtrillingen wordt verwezen naar 10.5 van NEN 6702:1991 (zie ook toelichting op 8.6.1).

4.2.2.1 4.2.2.1 In de normtekst is onderscheid gemaakt tussen de door het Bouwbesluit gegeven vervormingseis (4.2.2.1) en overige eisen (4.2.2.2).

4.2.2.2

Bij de berekening van doorbuigingen moet onderscheid worden gemaakt tussen elastische doorbuigingen en de doorbuiging ten gevolge van kruip.

De elastische doorbuiging moet bepaald worden met de incidentele combinatie:

a. Incidentele combinatie:

$$G + P + Q_e + Q_m$$

waarbij met betrekking tot de verdeling van de veranderlijke belasting hetzelfde geldt als bij de fundamentele belastingscombinatie in de uiterste grenstoestand (zie toelichting bij 4.1.4.1 en 4.1.4.2).

De doorbuiging ten gevolge van kruip moet bepaald worden met de momentane combinatie:

b. Momentane combinatie

$$G + P + 0.6 Q_m$$

waarbij de momentane veranderlijke belasting ($0.6 Q_m = 0.6 \psi Q_{extr}$) op alle velden werkt.

De in rekening te brengen voorspanbelasting volgt uit 4.1.4.4.

De doorbuigingseisen zijn nader uitgewerkt in de toelichting op 8.6.1 en 8.6.2.

4.2.2.3 Zie toelichting op 4.1.2.2.

4.3.1

De eisen met betrekking tot scheurvorming zijn uitsluitend gericht op voorkoming van aantasting van de wapening. Voor constructies die water- en/of gasdicht moeten zijn, zullen veelal nadere eisen moeten worden gesteld.

Indien, bijvoorbeeld uit esthetische overwegingen, geen scheurvorming wordt geaccepteerd, zullen aanvullende criteria in de vorm van toelaatbare trekspanningen moeten worden gehanteerd.

4.3.2

Scheurvorming is een zeer grillig verschijnsel, sterk afhankelijk van toevalsfactoren en derhalve moeilijk voor berekening toegankelijk. Om de indruk te vermijden dat de werkelijke scheurwijdte door middel van berekening exact voorspeld kan worden, is afgezien van het voorschrijven van een scheurwijdteberekening. Hiervoor in de plaats zijn detailleringssregels met betrekking tot de wapening opgesteld. Deze detailleringssregels ten aanzien van de scheurwijdtebeperking zijn gebaseerd op de in tabel 2 gegeven scheurwijdten die afhankelijk zijn gesteld van de milieuklasse zoals aangegeven in tabel 1.

De bij de toetsing van scheurvorming aan te houden belastingscombinatie is de incidentele combinatie zoals gegeven in de toelichting op 4.2.2.1 en 4.2.2.2.

In sommige situaties kan het nodig zijn een schatting van de te verwachten scheurwijdte te maken. Een redelijke voorspelling kan worden uitgevoerd met de in 4.4.2.4 van NVN-ENV 1992-1-1:1995 gegeven rekenmethode.

De kans op het ontstaan van corrosie van de wapening wordt niet alleen beïnvloed door klimatologische omstandigheden en de scheurwijdte, maar ook in ongunstige zin door de porositeit en in gunstige zin door de grootte van de betondekking.

In droog milieu kan de controle op scheurvorming achterwege blijven indien van herverdeling wordt afgewezen. Indien het uit esthetisch oogpunt gewenst is de scheurwijdte te beperken, wordt aanbevolen de toetsing wel uit te voeren.

4.2 Vervormingen

4.2.1 Eisen

In de gebruiksfase moeten betonconstructies voldoen aan de in 10.1 tot en met 10.5 van NEN 6702:1991 gestelde eisen met betrekking tot vervormingen. De toetsing moet worden uitgevoerd met de bepalingsmethoden volgens 4.2.2.

4.2.2 Bepalingsmethoden

4.2.2.1 Rekenmethode voor de doorbuiging in de eindtoestand van een vloer van een verblijfsgebied

De rekenmethode bestaat uit het berekenen van de doorbuiging in de eindtoestand volgens 8.6 en het toetsen aan de eis. Bij de berekeningen moet ten minste zijn uitgegaan van de voorgeschreven belastingscombinaties en de rekenwaarden van de materiaaleigenschappen bepaald volgens hoofdstuk 6, met dien verstande dat voor de materiaalfactor telkens $\gamma_m = 1$ mag zijn aangehouden. De constructie moet worden geschematiseerd volgens 7.1. De krachtsverdeling moet worden bepaald volgens 7.2 en 7.3. De gegeven rekenmethoden mogen slechts worden toegepast indien wordt voldaan aan de algemene voorwaarden volgens hoofdstuk 5. Daar waar in de rekenmethode gebruik is gemaakt van tabellen mag rechtlijnig zijn geïnterpoleerd.

4.2.2.2 Rekenmethode voor overige vervormingen

De rekenmethode bestaat uit het berekenen van de vervormingen en het toetsen daarvan aan de eisen. Het toetsen aan de eisen met betrekking tot de doorbuiging van vloeren en daken en de eisen met betrekking tot trillingen moet worden uitgevoerd volgens 8.6. De toetsing aan de eis met betrekking tot windtrillingen moet worden uitgevoerd volgens 10.5.3 van NEN 6702:1991.

Bij het toetsen aan de eis met betrekking tot de horizontale doorbuiging van gebouwen volgens 10.3 van NEN 6702:1991 moet de horizontale buigstijfheid worden bepaald met behulp van de niet-lineaire-elasticiteitstheorie volgens 7.2.2 of de quasi-lineaire-elasticiteitstheorie volgens 7.2.3.

Bij de berekeningen moet zijn uitgegaan van de rekenwaarden van de belastingen volgens 6.2.3 van NEN 6702:1991 en de rekenwaarden van de materiaaleigenschappen volgens hoofdstuk 6, met dien verstande dat voor de materiaalfactor telkens $\gamma_m = 1$ mag zijn aangehouden.

De constructie moet worden geschematiseerd volgens 7.1. De krachtsverdeling moet worden bepaald volgens 7.2 en 7.3.

De gegeven rekenmethoden mogen slechts worden toegepast indien voldaan wordt aan de algemene voorwaarden volgens hoofdstuk 5.

Daar waar in de rekenmethode gebruik wordt gemaakt van tabellen mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

4.2.2.3 Beproevingsmethode

Voor de toetsing aan de eisen met betrekking tot de vervormingen mag in afwijking van 4.2.2.1 of 4.2.2.2 gebruik worden gemaakt van beproeving, mits de beproevingsresultaten oordeelkundig worden geïnterpreteerd en voldaan wordt aan het gestelde in 7.2 van NEN 6700:1991.

4.3 Scheurvorming

4.3.1 Eis

De mate van scheurvorming in de gebruiksfase moet beperkt blijven tot een zodanig – aan het milieu aangepaste – omvang, dat geen aantasting van de wapening behoeft te worden verwacht.

De toetsing van deze eis moet worden uitgevoerd volgens de bepalingsmethode van 4.3.2.

4.3.2 Bepalingsmethode

De bepalingsmethode bestaat uit de uitvoering van de toets volgens 8.7. Hierbij moet worden uitgegaan van de voorgeschreven belastingen in de bruikbaarheidsgrenstoestand volgens 6.2.3.1 van NEN 6702:1991.

De constructie moet worden geschematiseerd volgens 7.1; de krachtsverdeling moet worden bepaald volgens 7.2 en 7.3.

Daar waar in de rekenmethode gebruik wordt gemaakt van tabellen mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd. Bij constructies in milieuklasse 1 mag de toetsing van de scheurvorming achterwege blijven onder de voorwaarde dat geen herverdeling van momenten volgens 7.3.5 wordt toegepast.

Tabel 1 – Milieuklassen

milieuklasse	milieu
1	droog
2	vochtig
3	vochtig in combinatie met dooizouten
4	zeewater
5 (a, b, c of d)	agressief (zwak, matig, sterk of zeer sterk)

De omschrijving van de milieuklassen is ontleend aan 4.3 van NEN 5950:1995 en luidt:

Droog milieu: de betonoppervlakken zijn in de gebruikperiode niet aan het buitenklimaat blootgesteld of zijn niet met grond-, water en/of vocht(condens) in aanraking.

Vochtig milieu: de betonoppervlakken zijn in de gebruikperiode aan het buitenklimaat blootgesteld of zijn met grond en/of met niet-agressief (grond)water (inclusief condens, zoals bij binnenspouwbladen en vloerconstructies boven kruipruimten kan voorkomen) in aanraking.

Vochtig milieu in combinatie met dooizouten: de betonoppervlakken zijn in de gebruikperiode aan het buitenklimaat blootgesteld en komen in aanraking met dooizouten.

Zeewatermilieu: de betonoppervlakken zijn in de gebruikperiode in aanraking met zeewater, al dan niet in fijn verstooven vorm.

Agressief milieu: de betonoppervlakken zijn in de gebruikperiode in aanraking met voor beton agressieve oplossingen, agressief (grond)water en/of agressieve dampen. De mate van agressiviteit moet volgens de hoofdstukken 3 en 4 van NEN 5996:1988 worden bepaald.

4.3.3 Omdat het beperken van scheurvorming ten gevolge van opgelegde vervormingen in het algemeen veel wapening vereist, kan het uit economische overwegingen aanbeveling verdienen deze wapening achterwege te laten en zonodig beschermende maatregelen te nemen, bijvoorbeeld door de te wijde scheuren te injecteren. Uiteraard moet er door het nemen van betontechnologische en uitvoeringstechnische maatregelen naar worden gestreefd scheurvorming zoveel mogelijk te voorkomen. Hierbij kan gebruik worden gemaakt van de in de praktijk opgedane ervaringen met bepaalde maatregelen, zoals bijvoorbeeld het koelen van beton, het toepassen van een goede nabehandeling e.d.

Ook het aanbrengen van voldoende dilatatie kan tot het gewenste doel leiden. Nadere informatie kan onder meer worden ontleend aan SBR-rapport 35.

Dilatatievoegen moeten in een constructie zodanig worden aangebracht, dat door temperatuur- of krimpinvloeden danwel door zettingsverschillen geen onaanvaardbare krachtsverdeling of hinderlijke scheurvorming zal optreden.

Overigens moet bedacht worden dat dilatatievoegen slechts in een beperkt aantal gevallen effectief zijn. Vooral bij grote belemmering kunnen dilatatievoegen op zulke kleine onderlinge afstanden nodig zijn, dat naar andere oplossingen moet worden gezocht.

Voor het verkrijgen van inzicht in spanningen ten gevolge van temperatuurvariaties kan onder meer gebruik worden gemaakt van CUR-rapport 32.

In het algemeen geldt dat bij temperatuurveranderingen rekening moet worden gehouden met een gemiddelde en een gradiënt. Wordt bijvoorbeeld voor een buitenwand uitgegaan van een temperatuurverloop over de dikte van -10 °C tot +20 °C in de wintersituatie en een constante temperatuur van +20 °C in de zomersituatie, dan is de in de normtekst bedoelde temperatuurverandering 30 °C (verandering gemiddelde en gradiënt beide 15 °C). Dit houdt in dat aan de buitenlucht grenzende constructies altijd gecontroleerd moeten worden op scheurvorming door opgelegde vervormingen.

Nadrukkelijk wordt vermeld dat 4.3.3 en de in 8.7 gegeven toetsingsmethoden slechts gelden voor opgelegde vervormingen in liggers. De methode geldt dus niet voor schijfsvormige elementen waarbij de belemmering van de vervorming ontstaat in het vlak van de schijf (bijvoorbeeld uitkragende balkons, wanden van bassins, tunnels en dergelijke).

Met betrekking tot de beperking van scheurvorming in dergelijke omstandigheden kan onder meer worden verwezen naar CUR-rapport 85.

Bij constructies in een binnenmilieu behoeft scheurvorming ten gevolge van opgelegde vervormingen niet gecontroleerd te worden. Uit esthetische overwegingen kan het in sommige situaties aanbeveling verdienen om toch een eis aan de scheurvorming te stellen; dit zal dan als aanvullende eis in het bestek moeten worden opgenomen.

4.3.3 *Opgelegde vervormingen*

De invloed van vervormingen door krimp en temperatuurveranderingen op de scheurvorming behoeft niet in rekening te worden gebracht in één of meer van de volgende situaties:

- a. Indien de vervormingen door krimp en temperatuurveranderingen niet of nauwelijks zullen worden belemmerd.
- b. Indien de temperatuurverandering in het beton ten gevolge van een lineair over de hoogte van de betondoorsnede verlopende temperatuur beperkt blijft tot 20 K en zodanige maatregelen worden getroffen, dat de wapening bij scheuren groter dan de in de tabel 2 genoemde grenswaarden tegen corrosie wordt beschermd.
- c. Constructies in milieuklasse 1, waarbij de temperatuurveranderingen in het beton ten gevolge van een lineair over de hoogte van de betondoorsnede verlopende temperatuur beperkt blijft tot 20 K.

Tabel 2 – Grenswaarden van de scheurwijdte ter hoogte van de uiterste vezel

milieuklasse	w mm	
	zonder voorspanstaal	met voorspanstaal
1	0.4	0.3
2	0.3	0.2
3, 4 en 5	0.2	0.1

Voor omhulde strengen volgens NEN 3868:1991 is de kolom "zonder voorspanstaal" van toepassing.

- 5.1.1.1 De bepaling betreffende de toelaatbare beperkte vervanging van het natuurlijke harde dichte grove toeslagmateriaal is ontleend en identiek aan 6.1.2 van NEN 5950:1995.
- 5.1.1.2 Indien het beton is samengesteld volgens NEN 5950:1995, wordt geacht aan het in de normtekst gestelde te zijn voldaan.
- 5.1.1.3 Zoals ook in de toelichting op 1.2 is vermeld is het toepassingsgebied van de norm beperkt tot de sterkteklassen B 15 tot en met B 65 (zie ook 6.1.1).
Toepassing van de in NEN 5960:1988 genoemde methoden 1 en 2(A en B) leidt tot resultaten die niet ongunstiger zijn dan de met methode 3 verkregen resultaten.
De te kiezen methode is afhankelijk van de beschikbaarheid van gegevens.

5 **Algemene voorwaarden**

5.0 **Voorwaarden ten aanzien van belastingen**

De bepalingsmethoden mogen slechts zijn toegepast voor zover de bouwconstructie overwegend statisch wordt belast.

5.1 **Voorwaarden ten aanzien van de materialen**

5.1.1 *Beton*

5.1.1.1 *Toeslagmaterialen*

Het beton moet zijn samengesteld met de harde dichte grove toeslagmaterialen grind, gebroken graniet, gebroken kwartsiet, gebroken porfier, gebroken harde zandsteen of gebroken harde dichte kalksteen of een combinatie hiervan.

Het natuurlijke harde dichte grove toeslagmateriaal mag voor ten hoogste 20 % (V/V) door betongranulaat, metselwerkgranulaat, grof licht toeslagmateriaal of een combinatie daarvan zijn vervangen, zij het dat ten hoogste 10 % (V/V) van de totale hoeveelheid natuurlijk hard dicht grof toeslagmateriaal door metselwerkgranulaat, grof licht toeslagmateriaal of een combinatie daarvan mag zijn vervangen.

5.1.1.2 *Duurzaamheid*

Het beton moet bestand zijn tegen het milieu waaraan het in de gebruiksperiode zal worden blootgesteld. Daartoe moet het beton zodanig zijn samengesteld uit cement, harde dichte fijne toeslagmaterialen, grove toeslagmaterialen, aanmaakwater, vulstoffen en hulpstoffen, dat gedurende de referentieperiode van de betrokken bouwconstructie, bedoeld in 5.5 van NEN 6702:1991, een uiterste grenstoestand niet wordt overschreden.

5.1.1.3 *Betonsoort*

De water-cementfactor en de water-bindmiddelfactor, bepaald volgens respectievelijk 7.4 van NEN 5960:1988 en 5.6.2.2 van NEN 5950:1995, en het luchtgehalte, bepaald volgens de hoofdstukken 2 en 3 van NEN 5961:1988 of van NEN 5962:1988, moeten voldoen aan de in tabel 7 van NEN 5950:1995 gestelde eisen voor de in 4.3 van NEN 5950:1995 gegeven milieuklassen.

Het cementgehalte en het bindmiddelgehalte, bepaald volgens respectievelijk 7.2.2.1 en 5.6.2.2 van NEN 5950:1995, moeten voldoen aan 6.4 van NEN 5950:1995.

De bepalingen moeten worden uitgevoerd op monsters genomen volgens de hoofdstukken 2, 3 en 4 van NEN 5955:1988.

5.1.1.4 *Chloridegehalte*

Het chloridegehalte moet voldoen aan de in 6.11 van NEN 5950:1995 gestelde eisen.

Het chloridegehalte moet worden bepaald volgens 10.4.5.1 van NEN 5950:1995.

5.1.1.5 *Karakteristieke kubusdruksterkte*

De karakteristieke kubusdruksterkte f'_{ck} , bepaald volgens 6.1.1, moet ten minste 15 N/mm² bedragen.

5.1.2 *Betonstaal*

Als betonstaal mogen uitsluitend de in 3.1 tot en met 3.7 van NEN 6008:1991 gedefinieerde produkten worden gebruikt.

Betonstaal moet voldoen aan de in 5.2 van NEN 6008:1991 gestelde basiseisen.

5.1.3 *Voorspanstaal*

Als voorspanstaal mogen uitsluitend de in 3.1 tot en met 3.6 van NEN 3868:1991 gedefinieerde produkten worden gebruikt.

Voorspanstaal moet voldoen aan de in 5.2.1, 5.3.1 of 5.4.1 van NEN 3868:1991 gestelde basiseisen.

5.1.4 *Verankeringssystemen*

Verankeringssystemen voor voorgespannen betonconstructies moeten voldoen aan de in hoofdstuk 5 van NEN 3869:1991 gestelde eisen.

5.1.5 *Ankers*

Ankers van betonstaal moeten voldoen aan het gestelde in 5.1.2. Ankers van draadeind moeten voldoen aan de in hoofdstukken 4 tot en met 8 van NEN-ISO 898-1:1989 gestelde eisen.

- 5.2.1 Er wordt nadrukkelijk op gewezen dat de hier genoemde toegestane afwijkingen niet mogen worden gebruikt voor in de praktijk te hanteren toleranties.
Het artikel is slechts bedoeld om aan te geven dat de in de norm gegeven rekenregels alleen van toepassing zijn indien de werkelijke afmetingen niet te veel afwijken van de nominale, in de berekeningen aangehouden afmetingen.
- 5.2.3 De hier bedoelde afwijkingen houden verband met rekenkundige aspecten (zoals inwendige hefboom bij buiging, temperatuur van de wapening bij brand en dergelijke) en hebben daarom betrekking op het zwaartepunt van de betreffende wapening.

5.2 Voorwaarden ten aanzien van afwijkingen

5.2.1 Afwijking van nominale afmetingen

De afwijking van de nominale afmetingen van onderdelen van betonconstructies mag zonder herberekening van de constructie ten hoogste gelijk zijn aan 5 % van de betreffende afmeting met een maximum van 50 mm. Bij afmetingen kleiner dan 200 mm mag de bedoelde afwijking ten hoogste 10 mm bedragen.

5.2.2 Afwijkingen in de betondekking

De betondekking mag niet meer dan 5 mm kleiner zijn dan de in 9.2 voorgeschreven nominale dekking.

5.2.3 Afwijking in de ligging van de wapening

De afwijking in de ligging van het zwaartepunt van de wapening in een doorsnede ten opzichte van de in de berekening aangehouden waarde mag zonder herberekening van het constructiedeel ten hoogste 10 mm bedragen.

- 6.1 Voor praktisch gebruik zijn in tabel 3 de materiaaleigenschappen van beton volgens 6.1.1 tot en met 6.1.3 samengevat.

Tabel 3 – Materiaaleigenschappen beton, in N/mm²

sterkteklasse	f'_{ck}	f'_b	f_b	f_{bm}	E'_b
B 15	15	9	0,90	1,8	26000
B 25	25	15	1,15	2,3	28500
B 35	35	21	1,40	2,8	31000
B 45	45	27	1,65	3,3	33500
B 55	55	33	1,90	3,8	36000
B 65	65	39	2,15	4,3	38500

Omdat de treksterkte zich langzamer en de elasticiteitsmodulus zich sneller kan ontwikkelen dan de druksterkte, zijn de gegeven materiaaleigenschappen als functie van de druksterkte niet zonder meer geldig voor jong beton.

Er wordt verder op gewezen dat bij de controle van de bouwfase lagere waarden voor de materiaaleigenschappen kunnen gelden dan in de gebruiksfase.

- 6.1.1 De representatieve waarde van de druksterkte komt overeen met de karakteristieke waarde van de eenassige langeduur-druksterkte. De eenassige druksterkte is lager dan de kubusdruksterkte. Dit is in rekening gebracht door de kubusdruksterkte met 0,85 te vermenigvuldigen.

De langeduur-sterkte is bepaald door de korteduur-sterkte met de factor 0,85 te vermenigvuldigen. Het produkt van beide factoren resulteert in de in de normtekst opgenomen factor 0,72.

Met de materiaalfactor worden onzekerheden verdisconteerd met betrekking tot de spreiding in de materiaaleigenschappen en verschillen tussen de eigenschappen van de proefkubussen en de eigenschappen in het werk.

Voor een serie van 12 bepalingen van de kubusdruksterkte komt de bedoelde ondergrens overeen met $x_{12} - 1,53 s_{12}$ (zie ook 10.5.2 van NEN 5950:1995), waarin x_{12} en s_{12} respectievelijk de gemiddelde en de standaardafwijking van de kubusdruksterkte van 12 kubussen zijn.

- 6.1.2 De representatieve waarde van de treksterkte komt overeen met de karakteristieke langeduur-treksterkte en wordt afgeleid uit de karakteristieke korteduur-kubusdruksterkte met behulp van een experimenteel bepaalde relatie (voor het verkrijgen van "ronde" getallen is 1,05 in plaats van 1,0 ingevoerd). De buigtreksterkte is ten gevolge van een niet-lineaire spanningsverdeling over de hoogte van de doorsnede hoger dan de treksterkte. De verhogingsfactor is groter naarmate de hoogte kleiner is.

Het langeduureffect is met de factor 0,7 in rekening gebracht.

In verband met een grotere spreiding in de treksterkte wordt een hogere materiaalfactor dan bij de druksterkte voorgeschreven.

Bij de treksterkte worden de volgende waarden onderscheiden:

- a. f_{brep} representatieve treksterkte (langeduur);
- b. f_b rekenwaarde van de treksterkte is $f_{brep}/1,4$ (langeduur; voor uiterste grenstoestanden dwarskracht, pons en wringing);
- c. f_{bm} gemiddelde treksterkte is $1,4 f_{brep}$ (langeduur; voor berekening vervormingen, bepaling $M-\kappa$ -diagrammen en toetsing scheurvorming);
- d. f_{br} gemiddelde buigtreksterkte is $(1,6-h)f_{bm} \leftarrow f_{bm}$ (langeduur; voor de berekening van het scheurmoment ten behoeve van de lange-duur doorbuiging mag deze waarde met 1,2 worden vermenigvuldigd; zie 8.6.2);
- e. $1,4 f_{br}$ gemiddelde buigtreksterkte is $1,4(1,6-h)f_{bm} \leftarrow 1,4f_{bm}$ (korteduur; voor berekening direct optredende doorbuiging, zie 8.6).

In tegenstelling tot de normale belastingssituaties (fundamentele belastingscombinaties) mag bij bijzondere belastingscombinaties waarbij de bijzondere belasting een gasexplosie, een botsing of een stootbelasting betreft, in de uiterste grenstoestand rekening worden gehouden met de (buig)treksterkte van beton bij berekening op buiging en/of normaalkracht.

De daarbij aan te houden treksterkte is gegeven in 6.1.2.

In 6.1.2 zijn enkele aanpassingen gegeven voor de waarde van f_{brep} en f_{bm} ten behoeve van berekening op dwarskracht en de bepaling van $M-\kappa$ -diagrammen.

De verschillen bestaan uit het vervallen van de langeduurfactor 0,7 en de verlaging van de materiaalfactor tot $\gamma_m = 1,2$.

- 6.1.3 De in de normtekst opgenomen formule voor de elasticiteitsmodulus geldt voor beton van 28 dagen oud. Daarbij is rekening gehouden met het feit dat het σ - ϵ -diagram in werkelijkheid niet lineair is. De waarde van E'_b is ongeveer gelijk aan 0,9 van de waarde van de elasticiteitsmodulus in de oorsprong van het werkelijke σ - ϵ -diagram.

6 Materiaaleigenschappen

6.1 Beton

6.1.1 Druksterkte

De rekenwaarde van de druksterkte f'_b moet worden bepaald uit:

$$f'_b = \frac{f'_{\text{brep}}}{\gamma_m}$$

waarin:

$$f'_{\text{brep}} = 0,72 f'_{\text{ck}}$$

f'_{ck} is de karakteristieke kubusdruksterkte waarvoor moet worden aangehouden de ondergrens van het eenzijdig overdekingsinterval voor een fractie $\gamma = 0,95$ en een onbetrouwbaarheidsdrempel $\alpha = 0,4$, berekend uit de volgens 10.5.2.1 van NEN 5950:1995 bepaalde waarden van de kubusdruksterkte; $\gamma_m = 1,2$. Bij bijzondere belastingscombinaties waarbij de bijzondere belasting een gasexplosie, een botsing of een stootbelasting betreft, mag γ_m aan 1,0 worden gelijkgesteld.

De in de berekening in te voeren karakteristieke kubusdruksterkte mag ten hoogste 65 N/mm² bedragen.

6.1.2 Treksterkte

De rekenwaarde van de treksterkte f_b moet worden bepaald uit:

$$f_b = \frac{f_{\text{brep}}}{\gamma_m}$$

waarin:

$f_{\text{brep}} = 0,7 (1,05 + 0,05 f'_{\text{ck}})$. Bij bijzondere belastingscombinaties waarbij de bijzondere belasting een gasexplosie, een botsing of een stootbelasting betreft, mag f_{brep} aan 1,0 ($1,05 + 0,05 f'_{\text{ck}}$) worden gelijkgesteld.

$\gamma_m = 1,4$. Bij bijzondere belastingscombinaties waarbij de bijzondere belasting een gasexplosie, een botsing of een stootbelasting betreft, mag γ_m aan 1,2 worden gelijkgesteld.

De gemiddelde treksterkte f_{bm} moet worden bepaald uit:

$$f_{bm} = 1,4 f_{\text{brep}}$$

De gemiddelde buigtreksterkte f_{br} moet worden bepaald uit:

$$f_{br} = (1,6 - h) f_{bm} \leq f_{bm}$$

waarin h is de getalwaarde van de hoogte in m.

6.1.3 Elasticiteitsmodulus

De representatieve waarde en de rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus E'_b moeten worden bepaald uit:

$$E'_b = (22250 + 250 f'_{\text{ck}}), \text{ in N/mm}^2$$

6.1.4 Het opgenomen bi-lineaire σ - ε -diagram is een vereenvoudiging van de werkelijke relatie tussen drukspanning en verkorting waarbij een opgaande tak optreedt die door een parabool kan worden benaderd.

Omdat de kruip slechts zeer globaal in rekening is gebracht, moeten bij de berekening van de doorbuiging meer aan de kruip aangepaste diagrammen worden gebruikt (zie 8.6.2).

Bovendien wordt daarbij de rekenwaarde f'_b vervangen door de representatieve waarde f'_{bep} (zie ook toelichting bij 8.7.2).

Bij doorsnedeberekeningen ten behoeve van de toetsing van scheurvorming is het in figuur 4 gegeven diagram van toepassing; de waarde f'_b wordt echter vervangen door f'_{bep} , waardoor de waarde van ε'_{bpl} zich wijzigt in 2.1 % (zie figuur 75).

Voor het in rekening brengen van de treksterkte bij de bepaling van M - κ -diagrammen: zie 7.2.2.

6.1.5 Onder kruip worden verstaan de met de tijd toenemende vormveranderingen in het beton bij gelijkblijvende belastingen.

De grootte van de kruip wordt in belangrijke mate bepaald door de relatieve vochtigheid van de lucht die de constructie omringt. Hierbij is de gemiddelde waarde over de eerste paar jaar bepalend. Onder "normale" omstandigheden kan voor constructies in een binnenummilieu van droge lucht (RV van 0 % tot 60 %) worden uitgegaan. Constructies in een buitenmilieu vallen in het algemeen in de categorie "buitenvlucht" (RV van 60 % tot 85 %).

Bij de gegeven rekenregels voor de kruip is een aantal vereenvoudigingen toegepast. Er is onder andere uitgegaan van een constante belasting. Voor meer gedetailleerde berekeningen wordt verwezen naar de vakliteratuur.

De in tabel 8 gegeven waarden van ϕ_{max} zijn berekend uitgaande van het volgende:
 k_c is de waarde volgens tabel 4;

$k_d = 1.2$ behorende bij een ouderdom t_c van het beton op het tijdstip van belasten gelijk aan t_c is 14 dagen en bij toepassing van de sterkteklassen 32,5 en 32,5 R;

k_b is de waarde gegeven in tabel 6;

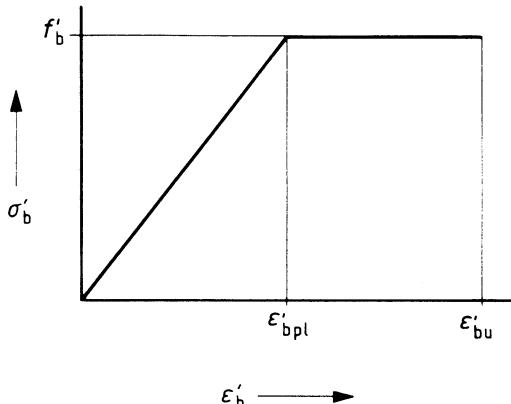
$k_h = 1.0$ behorende bij een fictieve dikte van de betondoorsnede gelijk aan $h_m = 100$ mm volgens tabel 7;

$k_t = 1.0$ behorende bij een belastingtijd $t \rightarrow \infty$.

Ook indien de omstandigheden ongunstiger zijn behoeft geen grotere waarde dan $\phi = \phi_{max}$ te worden aangehouden.

6.1.4 Spanning-rekdiagram

Als σ - ε -diagram voor beton moet het diagram van figuur 4 worden aangehouden.



Figuur 4 – σ - ε -diagram van beton

In deze figuur is:

f_b' is de rekenwaarde van de druksterkte volgens 6.1.1;

$\varepsilon_{bpl}' = 1,75 \text{ \%}$;

$\varepsilon_{bu}' = 3,5 \text{ \%}$.

Het bij de berekening van de doorbuiging aan te houden σ - ε -diagram moet worden ontleend aan 8.6.2.

Bij bijzondere belastingscombinaties waarbij de bijzondere belasting een gasexplosie, een botsing of een stootbelasting betreft, mag aan het diagram volgens figuur 4 een trektak worden toegevoegd. De treksterkte moet daarbij worden gelijkgesteld aan de rekenwaarde van de buigtreksterkte:

$$f_{brd} = (1,6 - h) f_b \leq f_b$$

waarin:

f_b is de rekenwaarde van de treksterkte bij bijzondere belastingscombinaties volgens 6.1.2;
 h is de getalwaarde van de hoogte, in m.

De helling van de trektak moet aan de helling van de druktak worden gelijkgesteld.

6.1.5 Kruipcoëfficiënt

De representatieve waarde en de rekenwaarde van de kruipcoëfficiënt moeten worden bepaald uit:

$$\phi = k_c k_d k_b k_h k_t \geq \phi_{\max}$$

waarin:

k_c is de factor, afhankelijk van de relatieve vochtigheid, zoals aangegeven in tabel 4;
 k_d is de factor, afhankelijk van de ouderdom t_c van het beton op het tijdstip van belasten en van de sterkeklasse van het cement volgens tabel 2 in hoofdstuk 7 van NEN 3550:1995, zoals aangegeven in tabel 5;
Bij versnelde verharding door verwarming mag, indien de belasting onmiddellijk na het beëindigen hiervan wordt aangebracht, voor de coëfficiënt k_d de waarde uit tabel 5 worden aangehouden die behoort bij $t_c = 7$ respectievelijk 14 dagen, mits f'_{ck} op dat tijdstip ten minste 50 % respectievelijk 60 % bedraagt van de vereiste waarde van f'_{ck} na 28 dagen.

k_b is de factor, afhankelijk van f'_{ck} , zoals aangegeven in tabel 6;
 k_h is de factor, afhankelijk van de fictieve dikte h_m van de betondoorsnede, zoals aangegeven in tabel 7;
 k_t is de factor, afhankelijk van de belastingstijd t , waarvan de waarde volgt uit:

$$k_t = \frac{t}{t + 0,04 \sqrt{h_m^3}}$$

t is de getalwaarde van de belastingstijd in dagen;

h_m is de getalwaarde van de fictieve dikte van de betondoorsnede in mm, waarvan de waarde volgt uit:

$$h_m = \frac{2 A_b}{O_b}$$

ϕ_{\max} is de maximaal aan te houden rekenwaarde van de kruipcoëfficiënt, afhankelijk van f'_{ck} en van de relatieve vochtigheid volgens tabel 8.

(blanco)

Tabel 4 – Waarden van de factor k_c als functie van de relatieve vochtigheid

RV %	k_c
0 – 60 (droge lucht)	2,6
60 – 85 (buitenlucht)	1,9
85 – 100 (zeer vochtig)	1,4
100 (in water)	1,0

Tabel 5 – Waarden van de factor k_d als functie van de ouderdom bij belasten en de sterkteklaasse van het cement

t_c dagen	k_d	
	sterkteklassen 32,5 en 32,5 R	sterkteklassen 42,5 en 42,5 R, 52,5 en 52,5 R
1	1,8	1,7
3	1,6	1,4
7	1,4	1,1
14	1,2	0,9
28	1,0	0,7
90	0,8	0,5
≥ 365	0,5	0,3

Tabel 6 – Waarden van de factor k_b als functie van f'_{ck}

f'_{ck} N/mm ²	k_b
15	1,4
25	1,2
35	1,0
45	0,9
55	0,8
65	0,7

Tabel 7 – Waarden van de factor k_h als functie van de fictieve dikte

h_m mm	k_h
50	1,20
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Tabel 8 – Maximaal aan te houden waarden van de kruipcoëfficiënt ϕ_{max}

f'_{ck} N/mm ²	RV < 60 % (in droge lucht)	60 % ≤ RV < 85 % (in buitenlucht)	85 % ≤ RV < 100 % (zeer vochtig)	RV = 100 % (in water)
15	4,2	3,1	2,3	1,7
25	3,6	2,7	2,0	1,4
35	3,2	2,4	1,8	1,2
45	2,8	2,1	1,5	1,1
55	2,4	1,8	1,3	0,9
65	2,2	1,6	1,2	0,8

- 6.1.6 Voor de invloed van de relatieve vochtigheid geldt hetzelfde als gesteld bij kruip. Met de betonsamenstelling is rekening gehouden door middel van een factor die uitsluitend afhankelijk is gesteld van de karakteristieke kubusdruksterkte. Bekend is dat factoren zoals cementgehalte en waterhoeveelheid ook een belangrijke invloed kunnen hebben op de grootte van de krimp. Gekozen is echter voor een eenvoudige benadering die voor "normale" situaties acceptabele resultaten geeft.

De in tabel 11 gegeven waarden van ε'_{\max} zijn berekend uitgaande van het volgende:
 ε'_{c} is de waarde volgens tabel 9;

k_b is de waarde gegeven in tabel 6;

$k_h = 1,0$ behorende bij een fictieve dikte van de betondoorsnede gelijk aan $h_m = 120$ mm volgens tabel 10;

$k_p = 1,0$;

$k_t = 1,0$ behorende bij een ouderdom van het beton gelijk aan $t \rightarrow \infty$.

Ook indien de omstandigheden ongunstiger zijn behoeft geen grotere waarde dan $\varepsilon'_{r} = \varepsilon'_{\max}$ te worden aangehouden.

6.1.6 Krimpverkorting

De representatieve waarde en de rekenwaarde van de specifieke krimpverkorting ε'_{r} moeten worden bepaald uit:

$$\varepsilon'_{\text{r}} = \varepsilon'_{\text{c}} k_b k_h k_p k_t \geq \varepsilon'_{\text{max}}$$

waarin:

ε'_{c} is de basiskrimp, zoals aangegeven in tabel 9;

k_b is de factor, afhankelijk van f'_{ck} , zoals aangegeven in tabel 6;

k_h is de factor, afhankelijk van de fictieve dikte h_m van de betondoorsnede, zoals aangegeven in tabel 10;

k_p is de factor, afhankelijk van het wapeningspercentage, waarvan de waarde volgt uit:

$$k_p = \frac{1}{1 + 0,2 \bar{\omega}_o}$$

$\bar{\omega}_o$ is het laagste wapeningspercentage van de totale in de doorsnede voorkomende langswapening betrokken op de totale hoogte van de doorsnede;

k_t is de factor, afhankelijk van de ouderdom t van het beton, waarvan de waarde volgt uit:

$$k_t = \frac{t}{t + 0,04 \sqrt{h_m^3}}$$

t is de getalwaarde van de ouderdom van het beton in dagen;

h_m is de getalwaarde van de fictieve dikte h_m van de betondoorsnede volgens 6.1.5, in mm;

$\varepsilon'_{\text{rmax}}$ is de maximaal aan te houden rekenwaarde voor de specifieke krimpverkorting, afhankelijk van f'_{ck} en van de relatieve vochtigheid volgens tabel 11.

Tabel 9 – Waarden van de basiskrimp als functie van de relatieve vochtigheid

RV %	ε'_{c} ‰
0 – 60 (droge lucht)	0,4
60 – 85 (buitenlucht)	0,25
85 – 100 (zeer vochtig)	0,1
100 (in water)	0

Tabel 10 – Waarden van de factor k_h als functie van de fictieve dikte

h_m mm	k_h
50	1,20
100	1,05
200	0,80
300	0,65
400	0,55
≥ 500	0,50

Tabel 11 – Maximaal aan te houden waarden voor de specifieke krimpverkorting $\varepsilon'_{\text{rmax}}$, in ‰

f'_{ck} N/mm ²	RV < 60 % (in droge lucht)	60 % ≤ RV < 85 % (in buitenlucht)	85 % ≤ RV < 100 % (zeer vochtig)	RV = 100 % (in water)
15	0,54	0,34	0,14	0
25	0,47	0,29	0,12	0
35	0,41	0,26	0,10	0
45	0,36	0,23	0,09	0
55	0,31	0,20	0,08	0
65	0,27	0,18	0,07	0

- 6.1.8 Voor beton dat samengesteld is met de in 1.2 vermelde toeslagmaterialen zal α variëren tussen $0.8 \cdot 10^{-5}$ en $1.2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$.
De gegeven waarde kan ten behoeve van de toetsing aan eisen als een redelijk gemiddelde worden beschouwd. Voor gedetailleerde berekeningen kan het aanbeveling verdienen de "werkelijke" waarde aan te houden.
- 6.2 Voor praktisch gebruik zijn voor verschillende in NEN 6008:1991 vermelde betonstaalsoorten in tabel 12 de rekenwaarden van de treksterkte volgens 6.2.1 en de rek bij maximale belasting volgens 6.2.4 samengevat.

Tabel 12 – Materiaaleigenschappen betonstaal

betonstaalsoort		$f_{s\text{rep}}$ N/mm ²	f_s N/mm ²	ε_{su} %
staven	FeB 220 HWL	220	190	5.00
	FeB 400 HWL, HK	400	350	4.00
	FeB 500 HWL, HK	500	435	3.25
	FeB 500 HKN	500	435	2.75
gepuntlaste wapeningsnetten	FeB 500 HKN, HWN	500	435	2.75

De in 6.2.1 en 6.2.4 bedoelde ondergrens kan worden berekend door gebruik te maken van de in tabel 3 van ISO 3207:1975 voor $p = 0,95$ en $1 - \alpha = 0,95$ gegeven berechningsmethode (zie ook 7.1.1 van NEN 6008:1991).

6.1.7 *Poissonverhouding*

Voor de representatieve waarde en de rekenwaarde van de poissonverhouding ν moet $0,1 \leq \nu \leq 0,2$ worden aangehouden.

Indien in de beschouwde constructie bij de voorgeschreven rekenwaarden van de belastingen in overwegende mate scheurvorming zal optreden, mag $\nu = 0$ worden aangehouden.

6.1.8 *Thermische uitzettingscoëfficiënt*

Voor de representatieve waarde en de rekenwaarde van de thermische uitzettingscoëfficiënt α moet worden aangehouden:

$$\alpha = 10^{-5} \text{ K}^{-1}.$$

6.2 **Betonstaal**

6.2.1 *Trek- en druksterkte*

De rekenwaarde van de druksterkte moet worden gelijkgesteld aan de rekenwaarde van de treksterkte. De rekenwaarde van de treksterkte f_s moet worden bepaald uit:

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

waarin:

$f_{s\text{rep}}$ is de representatieve waarde van de treksterkte die moet worden gelijkgesteld aan de karakteristieke waarde van de vloeï- of 0,2 %-rekgrens, waarvoor moet worden aangehouden de ondergrens van het eenzijdig overdekingsinterval voor een fractie $\gamma = 0,95$ en een onbetrouwbaarheidsdrempel $\alpha = 0,05$, berekend uit de volgens 6.1 van NEN 6008:1991 bepaalde waarde van de vloeï- of 0,2 %-rekgrens;

$\gamma_m = 1,15$. Bij bijzondere belastingscombinaties waarbij de bijzondere belasting een gasexplosie, een botsing of een stootbelasting betreft, mag γ_m aan 1,0 worden gelijkgesteld.

6.2.2 *Elasticiteitsmodulus*

Voor de representatieve waarde en de rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus van betonstaal E_s moet worden aangehouden:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

6.2.3 *Thermische uitzettingscoëfficiënt*

Voor de representatieve waarde en de rekenwaarde van de thermische uitzettingscoëfficiënt α van betonstaal moet worden aangehouden:

$$\alpha = 10^{-5} \text{ K}^{-1}.$$

6.2.4 *Rek bij maximale belasting*

De representatieve waarde en de rekenwaarde van de rek bij maximale belasting ϵ_{su} moet worden gelijkgesteld aan de karakteristieke waarde van de rek bij maximale belasting waarvoor moet worden aangehouden de ondergrens van het eenzijdig overdekingsinterval voor een fractie $\gamma = 0,95$ en een onbetrouwbaarheidsdrempel $\alpha = 0,05$, berekend uit de volgens 6.1 van NEN 6008:1991 bepaalde waarden van de rek bij maximale belasting.

- 6.2.5 De in figuur 5 aangegeven maximale staalrek ε_{su} is de rek bij maximale belasting. Dit is een belangrijke grootheid in relatie tot de rotatie-capaciteit. Bij het bepalen van het uiterst opneembaar moment in een doorsnede is het echter niet nodig met deze grenswaarde rekening te houden. (zie toelichting op 8.1).
- Naast de rek bij maximale belasting is voor de rotatiecapaciteit medebepalend de helling van de tweede tak van het σ - ε -diagram. Omdat deze lijn in figuur 5 horizontaal is aangenomen is het diagram dan ook niet meer geschikt voor de berekening van de rotatiecapaciteit.
- 6.3 Voor praktisch gebruik zijn voor voorspandraad en voorspanstreng volgens NEN 3868:1991 in tabel 13 de representatieve waarden en de rekenwaarden van de 0,1 %-rekgrond, de treksterkte volgens 6.3.1 en 6.3.2 en de rek bij maximale belasting volgens 6.3.5 samengevat.

Tabel 13 – Materiaaleigenschappen van voorspandraad en voorspanstreng

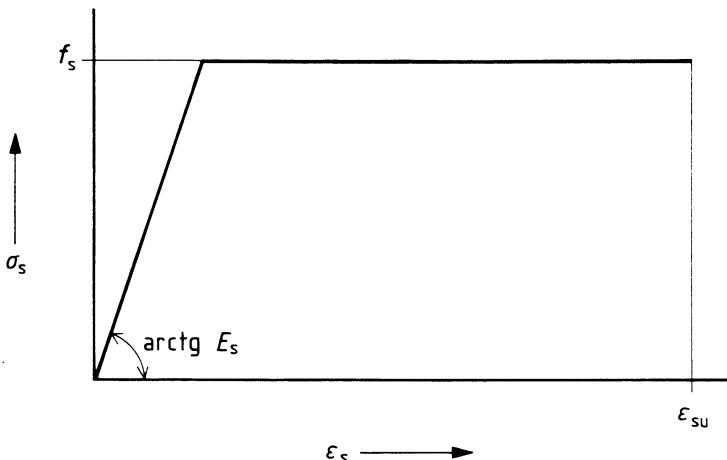
staaltypen	staalsoort	f_{purep} N/mm ²	f_{pu} N/mm ²	f_{prep} N/mm ²	f_p N/mm ²	ε_{pu} %
draden	FeP 1670	1670	1520	1440	1310	3,5
	FeP 1770	1770	1610	1520	1380	3,5
strengen	FeP 1860	1860	1690	1600	1450	3,5

Voorspanstaven zijn in tegenstelling tot voorspandraad en -streng niet algemeen toepasbaar; zij kunnen slechts worden gebruikt in samenhang met de overige delen van het verankeringssysteem waarvan ze deel uitmaken. In NEN 3868:1991 zijn daarom voor voorspanstaven geen staalsoorten en afmetingen genormaliseerd; voor beide grootheden worden slechts onder- en bovengrenzen aangegeven. Wel worden aan de eigenschappen zodanige eisen gesteld dat voor voorspanstaven dezelfde materiaalfactor kan worden aangehouden als voor voorspandraaden en -strengen.

De in 6.3.1 bedoelde ondergrens kan worden berekend door gebruik te maken van de in tabel 3 van ISO 3207:1975 voor $p = 0,95$ en $1 - \alpha = 0,95$ gegeven berekeningsmethode (zie ook 7.1.1 van NEN 3868:1991).

6.2.5 Spanning-rekdiagram

Als σ - ε -diagram van betonstaal moet het diagram van figuur 5 worden aangehouden.



Figuur 5 – σ - ε -diagram van betonstaal

In deze figuur is:

f_s is de rekenwaarde van de treksterkte volgens 6.2.1;

E_s is de elasticiteitsmodulus volgens 6.2.2;

ε_{su} is de rek bij maximale belasting volgens 6.2.4.

6.3 Voorspanstaal

6.3.1 Rekgrens

De rekenwaarde van de 0,1 %-rekgrens f_p moet worden bepaald uit:

$$f_p = \frac{f_{\text{prep}}}{\gamma_m}$$

waarin:

f_{prep} is de representatieve waarde van de 0,1 %-rekgrens die moet worden gelijkgesteld aan het quotiënt van de karakteristieke waarde van de 0,1 %-rekgrenskracht en de nominale oppervlakte van de dwarsdoorsnede van het voorspanstaal. Voor de karakteristieke waarde van de 0,1 %-rekgrenskracht moet worden aangehouden de ondergrens van het eenzijdig overdekingsinterval voor een fractie $\gamma = 0,95$ en een onbetrouwbaarheidsdrempel $\alpha = 0,05$, berekend uit de volgens 6.1.1 van NEN 3868:1991 bepaalde waarden van de 0,1 %-rekgrenskracht;

γ_m = 1,1. Bij bijzondere belastingscombinaties waarbij de bijzondere belasting een gasexplosie, een botsing of een stootbelasting betreft, mag γ_m aan 1,0 worden gelijkgesteld.

6.3.2 Treksterkte

De rekenwaarde van de treksterkte f_{pu} moet worden bepaald uit:

$$f_{pu} = \frac{f_{\text{purep}}}{\gamma_m}$$

waarin:

f_{purep} is de representatieve waarde van de treksterkte die moet worden gelijkgesteld aan het quotiënt van de karakteristieke waarde van de breukkracht en de nominale oppervlakte van de dwarsdoorsnede van het voorspanstaal. Voor de karakteristieke waarde van de breukkracht moet worden aangehouden de ondergrens van het eenzijdig overdekingsinterval voor een fractie $\gamma = 0,95$ en een onbetrouwbaarheidsdrempel $\alpha = 0,05$, berekend uit de volgens 6.1.1 van NEN 3868:1991 bepaalde waarden van de breukkracht;

γ_m = 1,1. Bij bijzondere belastingscombinaties waarbij de bijzondere belasting een gasexplosie, een botsing of een stootbelasting betreft, mag γ_m aan 1,0 worden gelijkgesteld.

- 6.3.3 De gegeven waarde geldt slechts voor de statische berekening. Bij het bepalen van de verlengingen bij het spannen moet worden uitgegaan van de door de fabrikant in het leveringsattest op te geven waarden.
- 6.3.6 Voor praktisch gebruik zijn voor verschillende niveaus van de aanvangsspanning de waarden van de maximale relaxatie na 1000 h in tabel 14 samengevat:

Tabel 14 – Relaxatie voorspanstaal

aanvangsspanning als percentage van $f_{pu,rep}$	$\Delta\sigma_{prel}$ als percentage van de aanvangsspanning	
	draden en strengen	staven
60	1.5	1.5
70	2.5	4.0
80	4.5	7.0

Bij een aanvangsspanning van 30 % van $f_{pu,rep}$ mag de relaxatie op nul worden gesteld; bij aanvangsspanningen tussen 30 % en 60 % van $f_{pu,rep}$ mag rechtlijnig worden geïnterpolateerd tussen 0 % en 1.5 %.

- 6.3.7 Zie toelichting op 6.2.5.

De knik in het σ - ε -diagram – bij $\sigma_p = 0.9 f_{pu}$ – is zodanig gekozen, dat het werkelijke kromlijnige verloop zo goed mogelijk wordt benaderd.

In het kader van het gelijkwaardigheidsbeginsel (zie ook toelichting bij 1.2) is het toegestaan het σ - ε -diagram van het voorspanstaal proefondervindelijk vast te stellen en dit diagram in de berekening te hanteren. Daarbij moet worden uitgegaan van de karakteristieke waarden, te bepalen volgens NEN 3868:1991.

Voor het verkrijgen van rekenwaarden moeten de karakteristieke waarden worden gedeeld door $\gamma_m = 1.1$. De helling van de elastische tak moet daarbij niet worden gewijzigd (deling door γ_m "evenwijdig aan elastische tak").

6.3.3 Elasticiteitsmodulus

Voor de representatieve waarde en de rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus van voorspanstaal E_p moet worden aangehouden:

$$E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

6.3.4 Thermische uitzettingscoëfficiënt

Voor de representatieve waarde en de rekenwaarde van de thermische uitzettingscoëfficiënt van voorspanstaal moet worden aangehouden:

$$\alpha = 10^{-5} \text{ K}^{-1}.$$

6.3.5 Rek bij maximale belasting

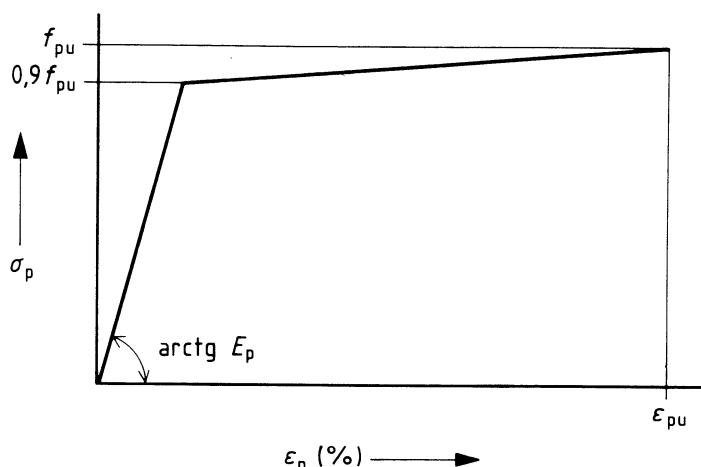
De representatieve waarde en de rekenwaarde van de rek bij maximale belasting moeten worden gelijkgesteld aan de minimale waarde van de rek bij maximale belasting bepaald volgens 6.1.1 van NEN 3868:1991.

6.3.6 Relaxatie

De representatieve waarde en de rekenwaarde van de relaxatie na 1000 h van voorspanstaal $\Delta\sigma_{\text{prel}}$ moeten worden gelijkgesteld aan de maximale relaxatie na 1000 h, bepaald volgens 6.6.1 van NEN 3868:1991.

6.3.7 Spanning-rekdiagram

Als σ - ε -diagram van voorspanstaal moet het diagram van figuur 6 worden aangehouden.



Figuur 6 – σ - ε -diagram van voorspanstaal

In deze figuur is:

f_{pu} is de rekenwaarde van de treksterkte volgens 6.3.2;

E_p is de elasticiteitsmodulus volgens 6.3.3;

ε_{pu} is de rek bij maximale belasting volgens 6.3.5.

6.4 Ankers

Voor ankers vervaardigd van betonstaal geldt het gestelde in 6.2.

Voor ankers vervaardigd van draadeind geldt het gestelde in 9.2 van NEN 6770:1991.

7.1.1 Een betonconstructie zal in het algemeen door een doelmatige schematisering toegankelijk moeten worden gemaakt voor de berekening.
Gezien het grote aantal mogelijke (ruimtelijke) constructievormen kunnen geen algemeen geldende regels voor de schematisering worden gegeven.
Daarom is volstaan met het aangeven van enkele gebruikelijke en veel voorkomende schematiseringen.

7.1.3 De hier gegeven schematiseringen hebben betrekking op de functie van de vloer als onderdeel van het raamwerk. Behalve de functie als onderdeel van het raamwerk heeft de vloerconstructie nog de volgende functies:

- a. het overdragen van de verticale vloerbelasting naar de geschematiseerde vlakke raamwerken;
- b. het verzorgen van de onderlinge koppelingen tussen de raamwerken en het verdeelen van de horizontale belastingen over de raamwerken.

De schematisering van raamwerken met balk-roostervloeren is onafhankelijk van de toegepaste theorie en geldt voor geschoorde, ongeschoorde en schorende constructies.

Afhankelijk van de geometrie van de constructie kan het, voor een beter inzicht in de krachtsverdeling, noodzakelijk zijn bij raamwerken met hoge balken en/of brede kolommen het gemeenschappelijk deel als oneindig stijf in rekening te brengen.

De in figuur 7 gegeven reductiecoëfficiënt voor de kolomstijfheid in geschoorde raamwerken en $\eta = 1$ voor ongeschoorde raamwerken is in het algemeen aan de hoge (veilige) kant.

Meer nauwkeurige waarden kunnen worden ontleend aan de CUR-rapporten 79 en 80 (gelijkwaardigheidsbeginsel).

7 Schematisering en krachtsverdeling

7.1 Schematisering

7.1.1 Algemeen

Het schematiseren omvat het vaststellen van de systeemlijnen van de onderdelen en het vaststellen van de geometrische grootheden, zoals de theoretische lengten en overspanningen (zie 7.1.6) en de doorsnede-afmetingen.

De systeemlijnen van de constructie moeten overeenkomen met de ligging van de zwaartepunten van de opeenvolgende betondoorsneden. Er behoeft bij het bepalen van de zwaartepunten geen rekening te worden gehouden met scheurvorming en wapening.

7.1.2 Indeling constructies

Betonconstructies moeten worden geschematiseerd tot de in 2.2 gedefinieerde constructies:

- geschoorde constructies;
- ongeschoerde constructies;
- schorende constructies.

7.1.3 Schematisering van raamwerken

7.1.3.1 Raamwerk met balkroostervloeren

Bij toepassing van een balkroostervloer wordt het geschematiseerde raamwerk gevormd door:

- stijlen die overeenkomen met de toegepaste kolommen;
- regels die overeenkomen met de toegepaste rechthoekige balken of de T- of L-balken, waarvan de mee-werkende flensbreedte moet worden bepaald volgens 7.1.7.

7.1.3.2 Raamwerk met vlakke-plaatvloeren

Bij toepassing van vlakke-plaatvloeren (zie figuur 9a) wordt het geschematiseerde raamwerk gevormd door:

- stijlen, die overeenkomen met kolommen, waarvan de buigstijfheid gelijk moet worden gesteld aan η maal de buigstijfheid van de werkelijke kolumn;
 - regels die overeenkomen met vloeren waarvan de buigstijfheid gelijk moet worden gesteld aan de buigstijfheid van een plaat met breedte l_2 en dikte h over de lengte l_1 .
- waarin:

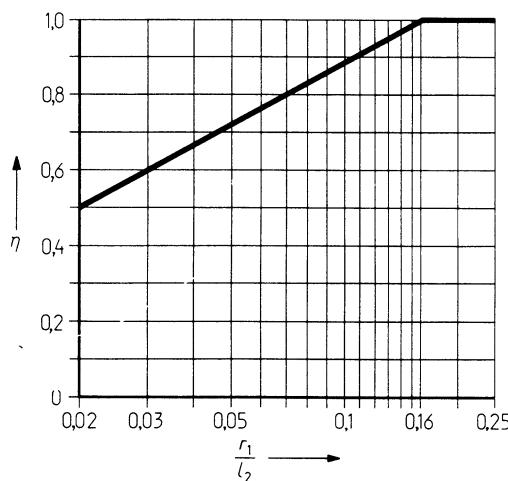
$\eta = 1,0$ voor ongeschoerde raamwerken;

η is de factor volgens figuur 7 voor geschoerde raamwerken;

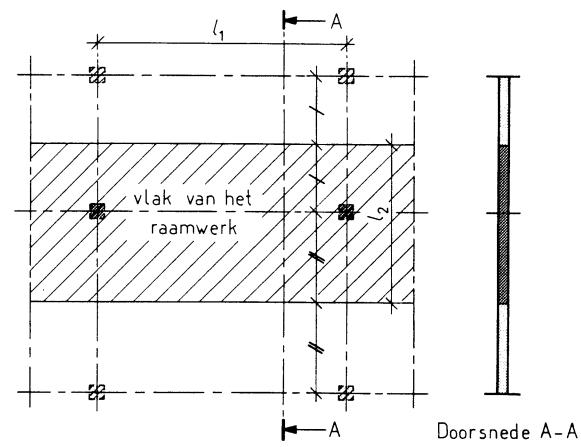
r_1 is de inklemmingsstraal volgens 7.5.3.3;

l_1 is de overspanning in de beschouwde buigingsrichting;

l_2 is de halve som van de vloeroverspanningen, gemeten loodrecht op het vlak van het raamwerk van hart kolumn tot hart kolumn (zie figuur 8).



Figuur 7 – Factor η



Figuur 8 – Lengte l_1 en l_2

(blanco)

7.1.3.3 Raamwerk met paddestoelvloeren

Bij toepassing van paddestoelvloeren (zie figuur 9b) wordt het geschematiseerde raamwerk gevormd door:

- stijlen die overeenkomen met kolommen waarvan de buigstijfheid gelijk moet worden gesteld aan η maal de buigstijfheid van de werkelijke kolom met dien verstande dat bij kolommen met een kegelvormige of pyramidevormige kop met een tophoek van 90° de buigstijfheid over de lengte $h_3 - 1/2 h - 1/3 a_3$ oneindig groot moet worden verondersteld (zie figuur 10);

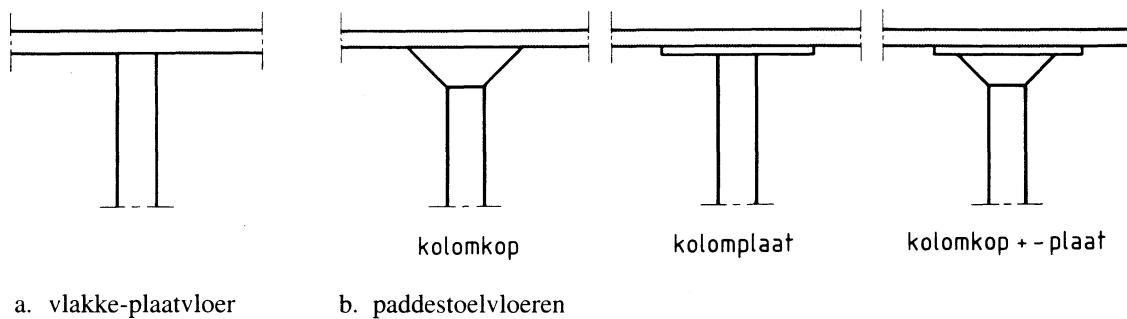
- regels die overeenkomen met vloeren waarvan de buigstijfheid over een lengte $2/3 r_1$ vanaf de systeemlijnen van de kolommen oneindig groot moet worden verondersteld en over de rest van de lengte l_1 gelijk moet worden gesteld aan de buigstijfheid van een plaat met breedte l_2 en dikte h ;

waarin:

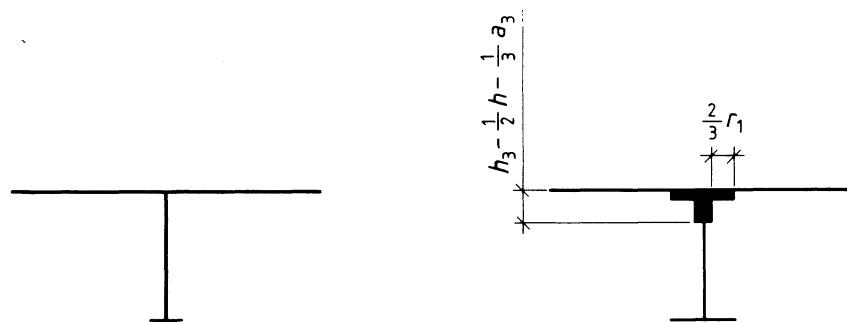
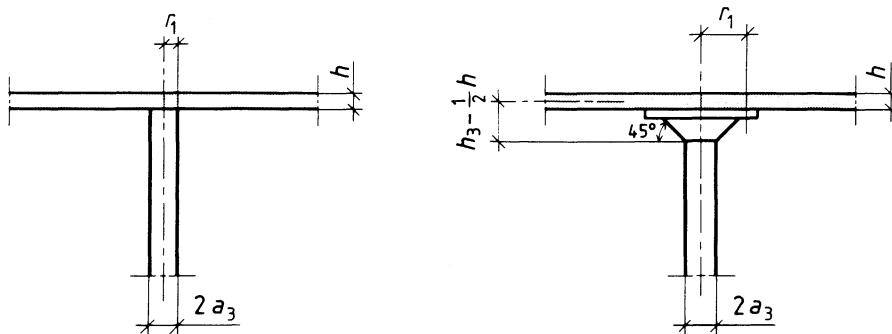
a_3 is de halve hoogte van de kolomdoorsnede in de buigingsrichting;

h_3 is de hoogte van de kolomkop gemeten van de onderkant van de kolomkop tot de bovenzijde van de vloer.

Voor η , r_1 , l_1 en l_2 : zie 7.1.3.2.



Figuur 9 – Vloertypen



a. vlakke-plaatvloer

b. paddestoelvloer

Figuur 10 – Schematisering van de aansluiting

(blanco)

7.1.3.4 *Ruimtelijk raamwerk*

Een ruimtelijk raamwerk met een rechthoekig x - y -stramien als plattegrond mag worden geschematiseerd tot een serie vlakke raamwerken, zowel in x - als in y -richting, onderling verbonden door balkroostervloeren, vlakke plaatvloeren of paddestoelvloeren. De schematisering van deze vlakke raamwerken moet worden ontleend aan 7.1.3.1 tot en met 7.1.3.3.

7.1.4 *Ondersteuning van platen*

7.1.4.1 *Mate van ondersteuning*

Bij de mate van ondersteuning moet onderscheid worden gemaakt tussen:

a. starre ondersteuning:

Een rand moet als star ondersteund worden aangenomen, indien de ondersteuning bestaat uit een wand of een muur of indien de ondersteuning wordt gevormd door een balk, waarvoor geldt: $\varrho_x \geq 8$, respectievelijk $\varrho_y \geq 8$.

In afwijking hiervan mag een plaat als vierzijdig star ondersteund worden berekend, indien: $\varrho_y \geq 8$ en $EI_{bx} \geq EI_{by}$.

b. Verende ondersteuning:

Een rand moet als verend ondersteund worden aangenomen, indien geldt: $1/8 < \varrho_x < 8$, respectievelijk $1/8 < \varrho_y < 8$.

c. Geen ondersteuning:

Een rand moet als niet-ondersteund worden aangenomen, indien geldt: $\varrho_x \leq 1/8$, respectievelijk $\varrho_y \leq 1/8$.

waarin:

ϱ_x, ϱ_y zijn de verhoudingen van de buigstijfheden volgens 7.1.4.2.

EI_{bx}, EI_{by} zijn de buigstijfheden volgens 7.1.4.2.

7.1.4.2 *Verhouding van de buigstijfheden*

Voor de verhouding van de buigstijfheden geldt (zie figuur 11):

$$\varrho_x = \frac{EI_{bx}}{EI_{vx}} \quad \text{en} \quad \varrho_y = \frac{EI_{by}}{EI_{vy}}$$

waarin:

EI_{bx}, EI_{by} zijn de balkstijfheden respectievelijk in x - en in y -richting. Voor de berekening van balkstijfheden moet worden uitgegaan van de schematisering volgens 7.1.7. Voor I moet worden aangehouden: $I_b - 1/12 b_e h_o^3$,

EI_{vx}, EI_{vy} zijn de veldstijfheden respectievelijk in x - en y -richting. Voor de berekening van de I van de halve plaatvelden aan weerszijden van de balk moet worden aangehouden:

$$I_{vx} = \frac{1}{12} \frac{l_y + l'_y}{2} h_o^3 \quad I_{vy} = \frac{1}{12} \frac{l_x + l'_x}{2} h_o^3$$

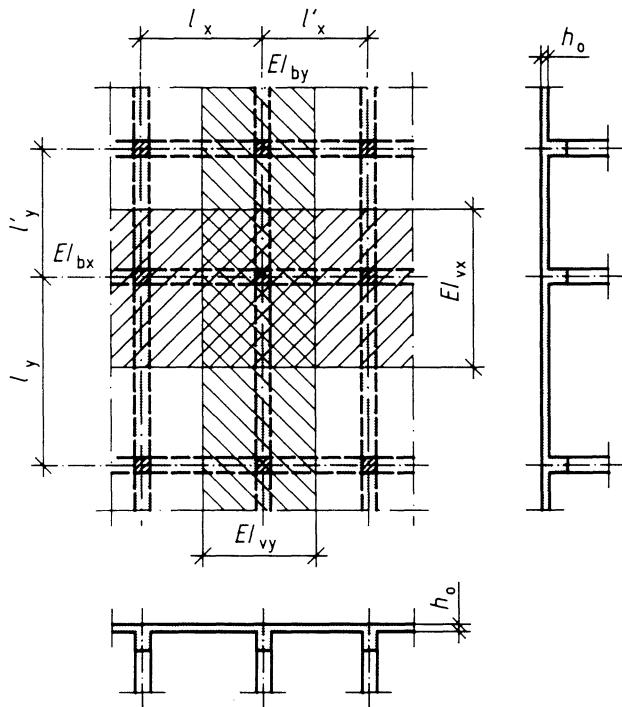
Voor l_x, l_y, l'_x , en l'_y kunnen de hartmaten van de balken worden aangehouden.

Bij een randveld is $l'_x = 0$ of $l'_y = 0$.

I_b is het kwadratisch oppervlaktemoment van de balk, betrokken op de volle doorsnede van het T- en L-profiel, met verwaarlozing van de wapening;

h_o is de plaatdikte.

(blanco)



Figuur 11 – Verend ondersteunde platen

7.1.5 Schematisering van een plaat in stroken

7.1.5.1 Lijnvormig ondersteunde platen

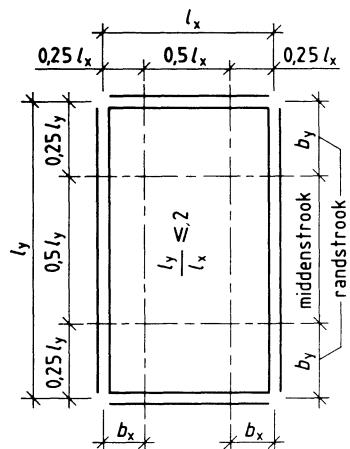
Een plaatveld moet worden verdeeld in (zie figuur 12a):

- middenstroken, breed $0,5 l_x$ en $0,5 l_y$;
- randstroken, breed $b_x = 0,25 l_x$ en $b_y = 0,25 l_y$ met een maximum van $b_y = 0,5 l_x$ (zie figuur 12b); waarin l_x de kleinste en l_y de grootste overspanning is.

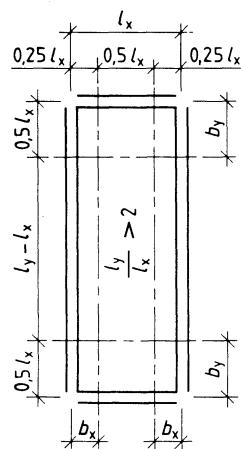
7.1.5.2 Puntvormig ondersteunde platen

Een plaatveld moet worden verdeeld in (zie figuur 13a):

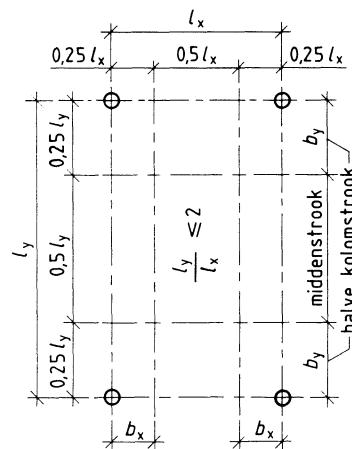
- middenstroken, breed $0,5 l_x$ en $0,5 l_y$;
- halve kolomstroken, breed $b_x = 0,25 l_x$ en $b_y = 0,25 l_y$ met een maximum van $b_y = 0,5 l_x$ (zie figuur 13b); waarin l_x de kleinste en l_y de grootste overspanning is.



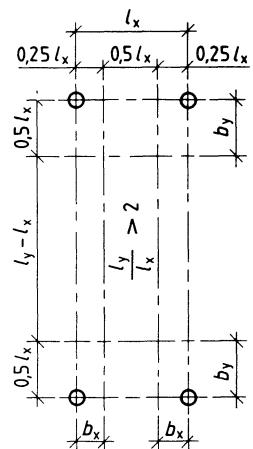
$$a. \frac{l_y}{l_x} \leq 2$$



$$b. \frac{l_y}{l_x} > 2$$



$$a. \frac{l_y}{l_x} \leq 2$$



$$b. \frac{l_y}{l_x} > 2$$

Figuur 12 – Lijnvormig ondersteunde platen

Figuur 13 – Puntvormig ondersteunde platen

- 7.1.6 Onder scharnierende opleggingen worden opleggingen verstaan waarbij het aangrijpingspunt van de oplegkracht niet wordt beïnvloed door hoekverdraaiing van het constructiedeel.
Een vrije oplegging van een ligger of plaat op bijvoorbeeld een wand is dus een niet-scharnierende oplegging.
- 7.1.7 In de uiterste grenstoestand wordt in de doorsnedeberekening het uiterst opneembare buigend moment nauwelijks beïnvloed door de waarde van b_e .
De gegeven schematisering is vooral bedoeld voor het bepalen van de buigstijfheid van een T- of L-balk als lineair constructiedeel in een raamwerk.
De waarde b_e wordt constant genomen over de balklengte; de gegeven schematisering geldt ook voor het balkdeel waar de flens op trek wordt belast.
De voor b_1 en b_2 gegeven omschrijvingen houden in dat van de drie gegeven waarden de kleinste moet worden aangehouden.
Eenvoudigheidshalve is geen onderscheid gemaakt tussen de uiterste en de bruikbaarheidsgrenstoestand.

7.1.6 Theoretische overspanning

Bij het schematiseren moet als lengte van de overspanning of uitkraging de theoretische overspanning l worden aangehouden, waarvoor geldt:

- voor overspanningen met scharnierende opleggingen:
 l is de hart-op-hartafstand van de scharnieren;
- voor overspanningen met niet-scharnierende opleggingen:
 l is de dagmaat aan elke zijde vermeerderd met de helft van de benodigde opleglengte;
- voor uitkragingen:
 l is de lengte buiten de oplegging vermeerderd met de helft van de benodigde opleglengte;
- voor liggers en kolommen of vloeren en wanden in raamwerken:
 l is de hart-op-hartafstand van de systeemlijnen;
- voor wandliggers:
 l is de hart-op-hartafstand van de assen van de ondersteuningen met een maximum van 1,15 maal de dagmaat van de ondersteuningen.

7.1.7 Meewerkende breedte bij T- en L-balken

Als meewerkende flensbreedte b_e bij T- en L-balken geldt:

- bij T-balken : $b_e = b_w + b_1 + b_2$;
- bij L-balken : $b_e = b_w + b_1$;

waarin (zie ook figuur 14 en 15):

b_w is de ribbreedte;

b_1, b_2 is de breedte van de meewerkende flensdelen gemeten vanuit de dagzijden van de rib;

$b_1 = 0,1 l + b_s \geq 0,1 l + h_s$ en $\geq 0,5 L_1$;

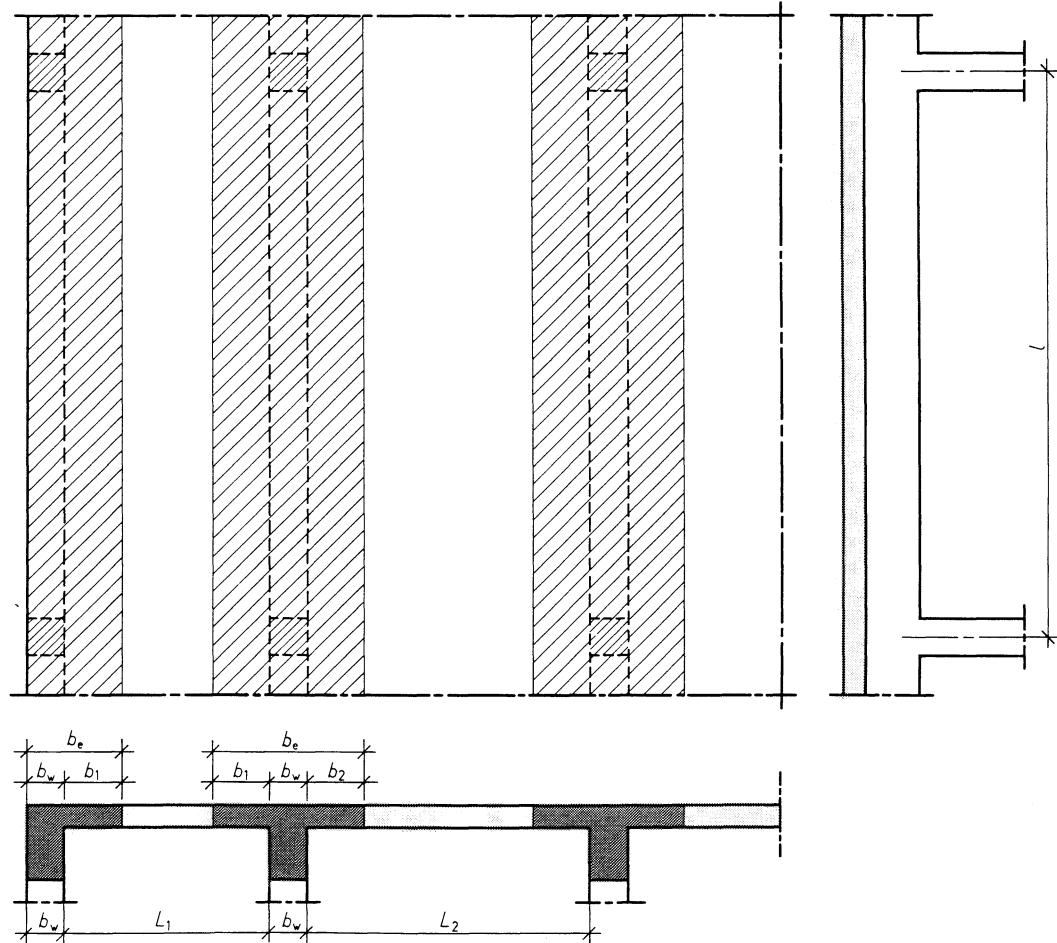
$b_2 = 0,1 l + b_s \geq 0,1 l + h_s$ en $\geq 0,5 L_2$;

b_s is de breedte van de afschuining;

h_s is de hoogte van de afschuining;

l is de theoretische overspanning van de balk volgens 7.1.6, of tweemaal de lengte van de uitkraging;

L_1, L_2 is de dagmaat, gemeten loodrecht op de overspanningsrichting van de balk en betrekking hebbend op de aangrenzende vloerdelen, behorende bij b_1 , respectievelijk b_2 .



Figuur 14 – Meewerkende flensbreedte bij T-balken

7.1.8.2 De mate van samenwerking tussen aan elkaar grenzende wanden wordt bepaald door de mate, waarin de aansluiting tussen de wanden – zowel ten aanzien van de sterkte als de stijfheid – in staat is schuifkrachten over te brengen (zie figuur 16a). De samenwerking tussen aan elkaar grenzende wanden mag als volledig worden beschouwd indien de schuifkrachten in de aansluiting ter plaatse kunnen worden overgebracht.

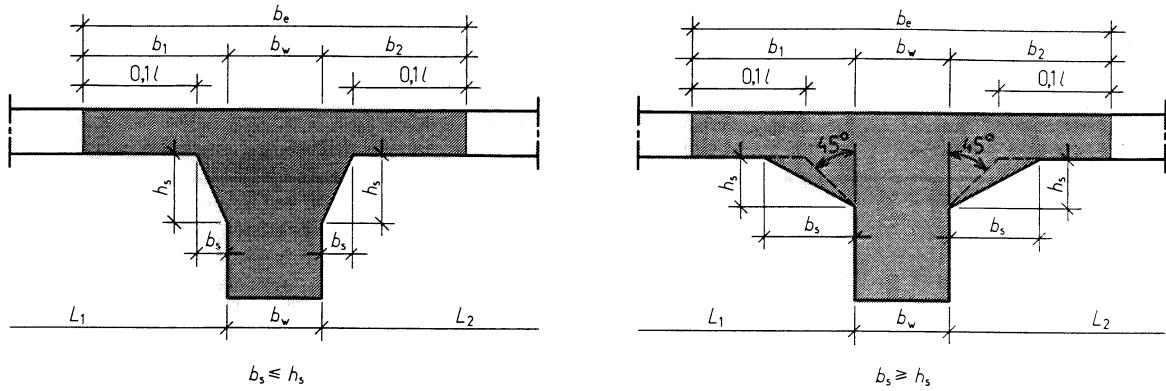
In het algemeen is dit het geval indien:

- a. de wanden als een geheel zijn gestort;
- b. bij een later aangestorte wand ter plaatse van de stortnaad maatregelen zijn getroffen voor het overbrengen van de schuifkrachten;
- c. bij vooraf vervaardigde wanden in de aansluitingen tussen de wanden maatregelen zijn getroffen voor het overbrengen van de schuifkrachten.

7.1.8.3 De overdracht van de schuifkracht tussen aan elkaar grenzende wanden kan ook plaatshebben via de vloer, die dan de functie heeft van een schuifdeuvel tussen de wanden (zie figuur 16b). Bij de dimensionering van de verbinding tussen vloer en wand dient dan met deze deuvelwerking rekening te worden gehouden.

De samenwerking tussen aan elkaar grenzende wanden moet in dat geval als niet volledig worden beschouwd.

Voor nadere informatie kan worden verwezen naar Stupré-rapport 26.



Figuur 15 – T-balken met afschuining

7.1.8 Meewerkende breedte bij stabiliteitskernen

7.1.8.1 Algemeen

Indien de wanden van een stabiliteitskern loodrecht op elkaar staan mogen de horizontale doorsneden van de verticale wanden worden geschematiseerd tot T- of L-vormige profielen, onderscheiden in:

- profielen met volledige samenwerking (figuur 16a);
- profielen met niet-volledeig samenwerking (figuur 16b).

7.1.8.2 Profielen met volledige samenwerking

Als meewerkende flensbreedte b_e geldt:

- bij een T-aansluiting : $b_e = b_w + b_1 + b_2$;
- bij een L-aansluiting : $b_e = b_w + b_1$;

waarin (zie ook figuur 17):

b_w is de lijfbreedte;

b_1, b_2 is de breedte van de meewerkende flensedelen, gemeten vanuit de dagzijden van het lijf;

$b_1 = 0,2 l \geq 0,5 L_1$;

$b_2 = 0,2 l \geq 0,5 L_2$;

l is de hoogte van de stijve kern, gemeten vanaf de inklemming;

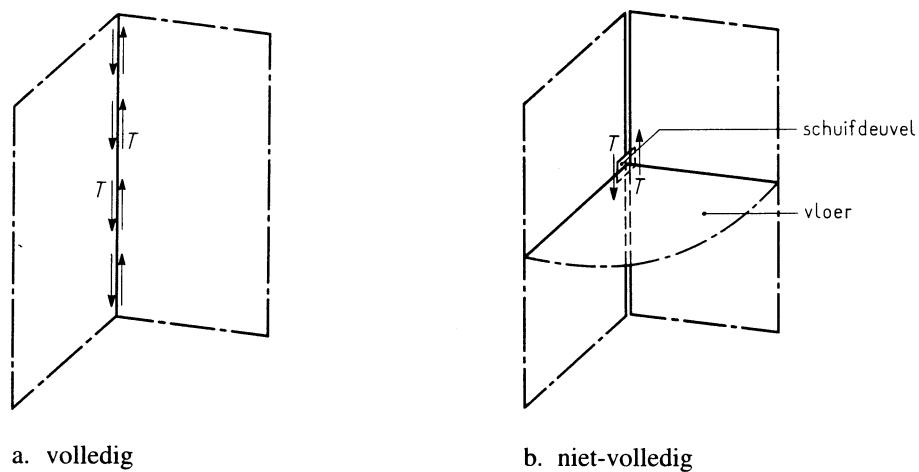
L_1, L_2 is de aangrenzende dagmaat tussen de lijven, betrekking hebbende op b_1 respectievelijk b_2 .

7.1.8.3 Profielen met niet-volledeig samenwerking

Voor het bepalen van de meewerkende flensbreedte b_e gelden de formules van 7.1.8.2 waarin:

$$b_1 = 0,1 l \geq 0,5 L_1;$$

$$b_2 = 0,1 l \geq 0,5 L_2.$$



Figuur 16 – Mate van samenwerking

7.2.1 Aan het begin van elke berekening moeten de uitgangspunten duidelijk worden aangegeven. Dit geldt ook voor een berekening die wordt uitgevoerd met een computer. De resultaten van een berekening moeten kritisch worden beschouwd en in hoofdlijnen worden gecontroleerd met een eenvoudige controleberekening. Hierbij kan niet worden volstaan met een in het computerprogramma ingebouwde evenwichtscontrole, daar dit niet voldoende garanties biedt tegen fouten gemaakt bij de invoer van de gegevens.

De toegestane theorieën betreffen drie vormen van de elasticiteitstheorie en twee vormen van de plasticiteitstheorie. De plasticiteitstheorie op basis van een bezwijkmechanisme – bijvoorbeeld de vloeilijnentheorie – geeft een bovengrensbenadering en die op basis van de evenwichtsmethode een ondergrensbenadering van het draagvermogen.

Een bovengrensbenadering wil zeggen dat gezocht moet worden naar het mechanisme met het minimale draagvermogen. Bij de ondergrensbenadering geeft elk evenwichtssysteem een veilige schatting van het draagvermogen.

Naast deze in de normtekst toegestane theorieën kan op basis van het gelijkwaardigheidsbeginsel (zie toelichting op 1.2 punt k) ook gebruik worden gemaakt van de integrale theorie. Dit is een algemene theorie, waarin niet-lineair materiaalgedrag alsmede geometrische niet-lineariteit in rekening kan worden gebracht. Hierbij kan onder andere rekening worden gehouden met tension-stiffening, plasticiteit, σ - ϵ -diagrammen voor be- en ontlasten (teruggaande tak, softening), aanhechtingsgedrag en dergelijke. Dergelijke theorieën staan bekend onder de naam "betonmechanica"; nadere informatie kan onder andere worden ontleend aan CUR-rapport 114 en 134.

7.2.2 De niet-lineaire elasticiteitstheorie veronderstelt een niet-lineair elastisch materiaalgedrag. Elastisch betekent dat voor elk element van de constructie het verband tussen inwendige krachten en bijbehorende vervormingen bij beladen volkomen gelijk is aan dat bij ontladen. Dit verband kan velerlei zijn; is het rechtlijnig dan wordt gesproken over lineair elastisch, in alle andere gevallen over niet-lineair elastisch.

In het algemeen bestaat een voorgeschreven belastingscombinatie uit zowel kort- als langdurende belastingen. Vanwege het niet-lineaire karakter van de berekening is het niet mogelijk een superpositie van twee krachtsverdelingen op basis van twee verschillende diagrammen uit te voeren. Er kan dus slechts één diagram worden voorgeschreven. In dit diagram moet de kruip dan zijn verwerkt. Omdat de uitbuigingen die leiden tot tweede-orde momenten voor het grootste deel ontstaan door kortdurende windbelastingen kan de kruipfactor beperkt blijven. Een bepaalde reductie van de elastische stijfheid is echter wel nodig, omdat een deel van de uitbuigingen kan ontstaan ten gevolge van permanente belastingen en onvolkomenheden (scheefstand en dergelijke). Een redelijke kruipwaarde wordt bereikt door een van de sterkteklasse onafhankelijke waarde van de rek van 1.75 % bij het eind van de eerste tak van het diagram van beton te kiezen (zie figuur 4).

De invloed van de bijdrage van beton onder trek mag in rekening worden gebracht (punt d).

In het algemeen is de invloed van de treksterkte slechts van belang bij lage wapeningspercentages en kleine normaaldrukkrachten.

Omdat in het laatste geval het draagvermogen van ongewapend beton in sterke mate kan worden bepaald door de treksterkte is hierbij slechts f_b in plaats van f_{bm} voorgeschreven.

Bij grote normaaldrukkrachten kan het voorkomen dat het scheurmoment pas wordt bereikt nadat aan de drukzijde een plastische spanningsverdeling optreedt.

Om te voorkomen dat het daarbij behorende kromlijnige verloop van het M - κ -diagram voor $M < M_r$ moet worden berekend is eenvoudigheidshalve een bovengrens voor M_r gegeven die gelijk is aan het moment waarbij de plastische verdeling nog net niet wordt bereikt.

In het geval dat $M_u < M_r$ leidt de normtekst tot een bi-lineair M - κ -diagram met een horizontale tak bij $M = M_u$.

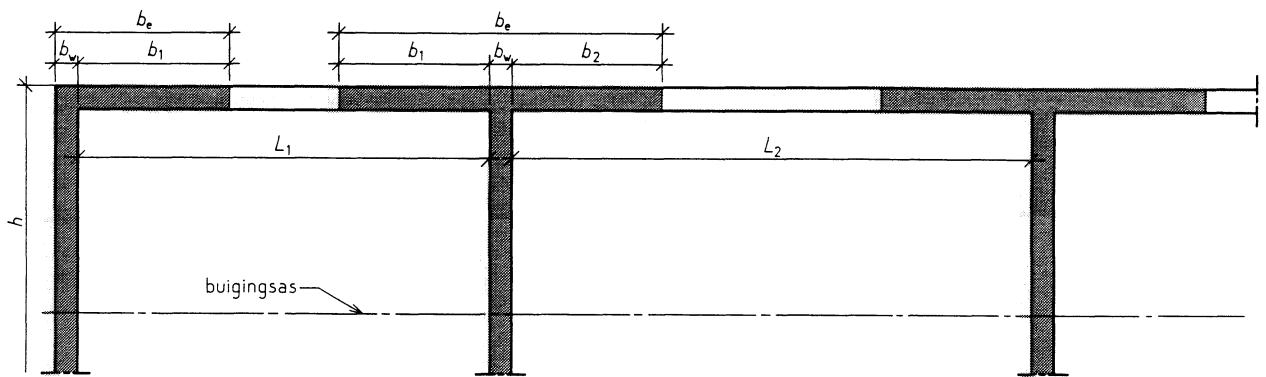
Er wordt op gewezen dat het M - κ -diagram mede afhankelijk is van de grootte van de normaalkracht; een M - N - κ -diagram is dus een M - κ -diagram behorend bij de normaalkracht N.

De invloed van voorspanning komt tot uiting in de grootte van de rekenwaarde van de normaaldrukkracht.

In plaats van de in de normtekst onder d voorgeschreven grafische methode kan op basis van het gelijkwaardigheidsbeginsel ook gebruik worden gemaakt van computerprogramma's die aantoonbaar de benodigde delen van het M - N - κ -diagram kunnen genereren.

In computerprogramma's wordt bij het bepalen van M - κ -diagrammen gebruik gemaakt van het σ - ϵ -diagram van beton waaraan een trekdiagram wordt toegevoegd. Het trekdiagram moet zo worden gekozen dat het M - κ -diagram bij benadering gelijk is aan dat van figuur 18.

De hierbij gehanteerde treksterkte mag uiteraard niet in rekening worden gebracht bij de bepaling van M_u .



Figuur 17 – Meewerkende flensbreedte bij wanden

7.2 Theorieën

7.2.1 Algemeen

Voor het bepalen van de krachtsverdeling in de constructie moet gebruik worden gemaakt van een van de onderstaande theorieën:

- de niet-lineaire-elasticiteitstheorie;
- de quasi-lineaire-elasticiteitstheorie;
- de lineaire-elasticiteitstheorie;
- de plasticiteitstheorie op basis van een bezwijkmechanisme;
- de plasticiteitstheorie op basis van de evenwichtsmethode.

De niet-lineaire-, de quasi-lineaire- en de lineaire-elasticiteitstheorie zijn toelaatbaar voor geschoorde, ongeschoerde en schorende constructies.

Toepassing van de lineaire-elasticiteitstheorie is daarbij beperkt tot de krachtsverdeling van de eerste orde.

De plasticiteitstheorie is alleen toelaatbaar voor het bepalen van de krachtsverdeling in de uiterste grenstoestand in liggers en platen in geschoerde constructies, belast op buiging zonder normaalkracht, anders dan door voorspanning.

De quasi-lineaire-elasticiteitstheorie mag niet worden toegepast bij ongewapend beton.

7.2.2 Grondslagen niet-lineaire-elasticiteitstheorie

Bij de berekening moet worden uitgegaan van de volgende onderstellingen en voorwaarden:

- beton kan geen trekspanningen opnemen;
- de verlengingen en verkortingen, die de vezels bij buiging ondergaan, zijn recht evenredig met de afstand tot de neutrale lijn;
- het verband tussen de materiaalspanningen en de specifieke vervormingen is vastgelegd in de volgende geschematiseerde σ - ε -diagrammen:
 - voor beton:
het diagram van figuur 4 in 6.1.4;
 - voor betonstaal:
het diagram van figuur 5 in 6.2.5;
 - voor voorspanstaal:
het diagram van figuur 6 in 6.3.7;
- rekening mag worden gehouden met de bijdrage van beton onder trek. Deze bijdrage moet in rekening worden gebracht door middel van een gecorrigeerd M - N - κ -diagram. Dit diagram wordt verkregen door in het M - N - κ -diagram, dat is berekend met behulp van de veronderstellingen en voorwaarden a, b en c, vanuit het buiten het M - N - κ -diagram gelegen punt met de coördinaten M_r , κ_r een rechte lijn te trekken naar de oorsprong en een raaklijn te trekken aan het deel van het diagram waarvoor geldt $M \geq M_r$ (zie figuur 18).

Voor het scheurmoment (M_r) moet worden aangehouden:

$$M_r = (f_{bm} + \sigma'_{bmd}) W \geq (f' b - \sigma'_{bmd}) W$$

Bij ongewapend beton moet f_{bm} worden vervangen door f_b . Indien $M_r > M_u$ dan moet $M_r = M_u$ worden aangehouden. De bij het scheurmoment behorende kromming κ_r moet worden bepaald volgens de formule:

7.2.3

De quasi-lineaire-elasticiteitstheorie (meestal aangeduid met KLE) maakt het mogelijk een lineair elastische berekening uit te voeren. Uitgaande van dezelfde $M-N-\kappa$ -diagrammen als voor de niet-lineaire elasticiteitstheorie wordt een rekenwaarde voor de buigstijfheid bepaald bij $M = 0.8 M_d$.

De waarde van $0.8 M_d$ is een veilig gemiddelde tussen het moment in de uiterste grenstoestand en het moment in de bruikbaarheidsgrenstoestand.

In het $M-N-\kappa$ -diagram van figuur 21 is op analoge wijze als in figuur 18 de invloed van beton onder trek aangegeven.

De rekenwaarde van de buigstijfheid $(EI)_d$ volgt dan uit het punt $0.8 M_d, \kappa_m$.

De in tabel 15 gegeven formules van E_f zijn bepaald met deze rekenwaarden.

De grootte van de normaalkracht N'_d is met behulp van de dimensiooze factor α_n , gerelateerd aan de maximaal opneembare centrische normaalkracht van de gewapende doorsnede.

Dit verband kan met voldoende nauwkeurigheid lineair worden weergegeven; voor $\alpha_n \leq 0.5$ blijkt E_f lineair oplopend en voor $0.5 \leq \alpha_n \leq 0.9$ blijkt E_f lineair aflopend bij toename van N'_d .

Waarden van $\alpha_n > 0.9$ vallen buiten het praktisch toepassingsgebied.

Ten behoeve van een redelijke benadering van de stijfheid in verband met "tension stiffening" behoeft voor $\bar{\omega}_0$ geen kleinere waarde dan 0,5 te worden ingevoerd.

Voor buiging zonder normaalkracht blijkt E_f lineair afhankelijk van $\bar{\omega}_0$.

De tabel is hierbij gebaseerd op excentrisch gewapende rechthoekige betondoorsneden. Voor $\bar{\omega}_0$ behoeft geen kleinere waarde dan 0,3 te worden ingevoerd.

Bij voorspanning is voor het bepalen van $(EI)_d$ alleen methode 1 toepasbaar.

$$\kappa_r = 1,75 \cdot 10^{-3} \frac{M_r}{f'_{b,I}}$$

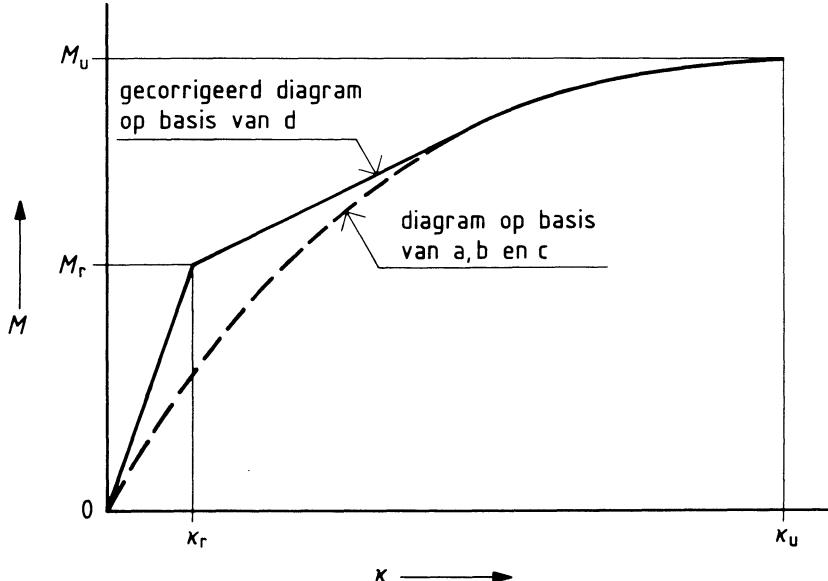
waarin:

W is het weerstandsmoment met betrekking tot de meest getrokken vezel;

W' is het weerstandsmoment met betrekking tot de meest gedrukte vezel;

I is het kwadratisch oppervlaktemoment van de ongescheurde doorsnede.

Bij de bepaling van I , W en W' mag met de invloed van de wapening rekening worden gehouden.



Figuur 18 – M - κ -diagram niet-lineaire-elasticiteitstheorie

7.2.3 Grondslagen quasi-lineaire-elasticiteitstheorie

Bij de berekening moet worden uitgegaan van de volgende onderstellingen en voorwaarden:

- het verband tussen het moment en de kromming is lineair, en moet worden uitgedrukt in de rekenwaarde van de buigstijfheid $(EI)_d$;
- $(EI)_d$ moet worden bepaald met behulp van:
 - hetzelfde voor alle doorsneden geldende methode waarbij $(EI)_d$ wordt bepaald door het aannemen van een rechte lijn door de oorsprong en het punt $0,8 M_d, \kappa_m$ van het gecorrigeerde M - N - κ -diagram als omschreven in 7.2.2 en figuur 18 (zie figuur 21);
 - dan wel de uitsluitend voor niet-voorgespannen prismatische liggers met een rechthoekige en T- en L-vormige doorsnede geldende methode waarbij $(EI)_d$ gelijk wordt gesteld aan $E_f I$.

De waarde van I is daarbij:

- voor een rechthoekige doorsnede gelijk aan het kwadratisch oppervlaktemoment van de ongescheurde doorsnede;
- voor een T- of L-vormige doorsnede:

$$I = \left(1 - \frac{n}{4}\right) I_v + \frac{n}{4} I_s$$

waarin:

$n = 0$ voor een tweezijdig vrij opgelegde ligger;

$n = 1$ voor een ligger die aan één zijde vrij is opgelegd en aan de andere zijde over het steunpunt doorgaat of is ingeklemd;

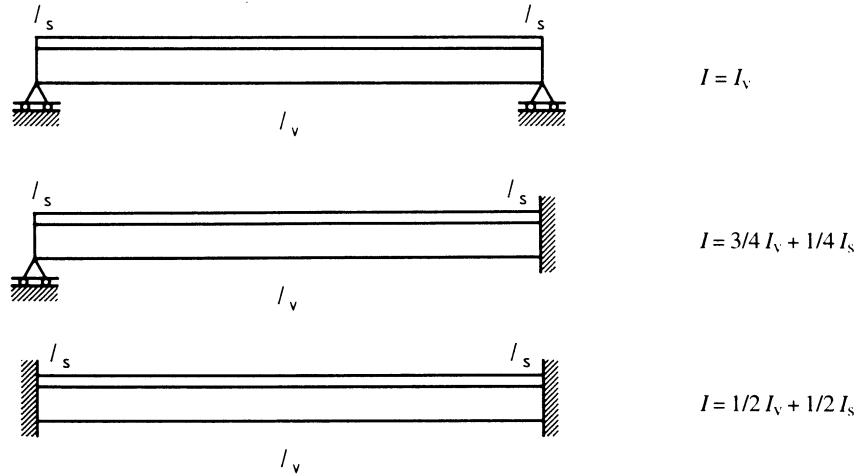
$n = 2$ voor een ligger die aan beide zijden over het steunpunt doorgaat of is ingeklemd;

I_v is het kwadratisch oppervlaktemoment van de ongescheurde T- of L-vormige doorsnede in het veld;

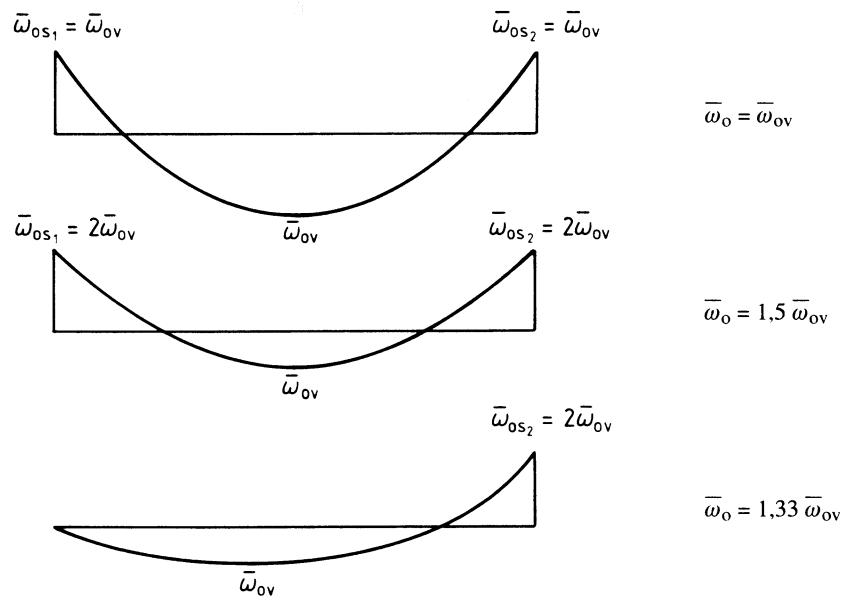
I_s is het kwadratisch oppervlaktemoment van de ongescheurde rechthoekige doorsnede ter plaatse van het steunpunt.

Bij de berekening van de onder a en b genoemde waarden van I mag de invloed van de wapening niet in rekening worden gebracht.

In de figuren 19 en 20 is de middeling van I en $\bar{\omega}_o$ nader aangegeven.



Figuur 19 – Bepaling I



Figuur 20 – Voorbeelden bepaling $\bar{\omega}_o$

Er wordt op gewezen dat een "redelijke schatting" van de wapeningspercentages voldoende nauwkeurige berekeningsresultaten zal opleveren. Slechts bij grote afwijkingen tussen de definitieve wapening en de geschatte, in de berekening ingevoerde, wapening zal een herberekening van de krachtsverdeling nodig zijn.

Zoals gesteld in 7.2.1 mag de KLE niet worden toegepast bij ongewapend beton. Bij uitwerking blijkt namelijk dat zowel de onder 6.1 als 6.2 gegeven methoden voor ongewapend beton onvoldoend betrouwbare resultaten geven, met name bij kleine normaaldrukkrachten.

De waarde van E_f moet worden berekend met behulp van de formules van tabel 15, waarbij voor het wapeningspercentage moet worden aangehouden:

- voor op buiging en normaalkracht belaste, symmetrisch gewapende kolommen en wanden met rechthoekige doorsnede: het wapeningspercentage $\bar{\omega}_{ot}$;
- voor op buiging zonder normaalkracht belaste liggers met rechthoekige doorsnede: het gemiddelde wapeningspercentage $\bar{\omega}_o$ over de lengte van de ligger waarvoor geldt:

$$\bar{\omega}_o = \frac{\bar{\omega}_{ov}^2 + \frac{1}{4}(\bar{\omega}_{os1}^2 + \bar{\omega}_{os2}^2)}{\bar{\omega}_{ov} + \frac{1}{4}(\bar{\omega}_{os1} + \bar{\omega}_{os2})}$$

waarin:

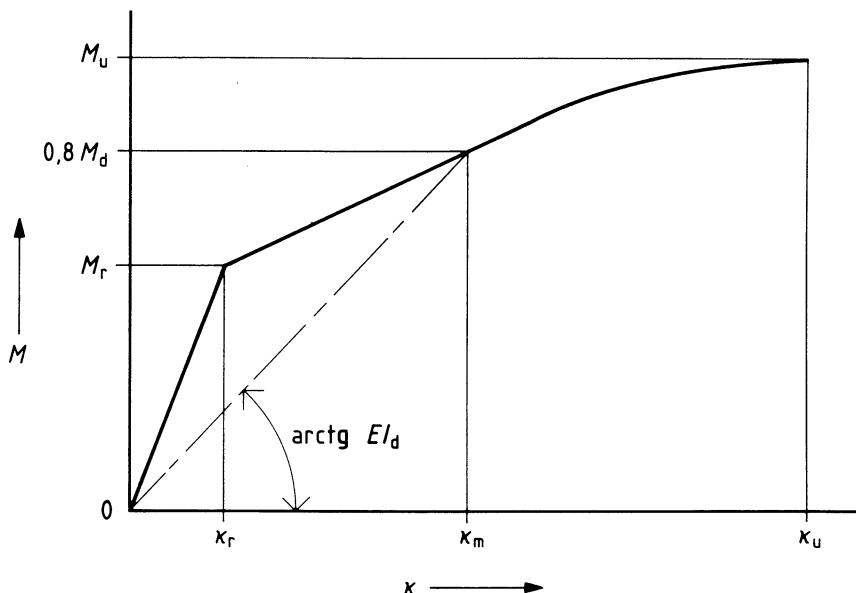
$\bar{\omega}_{ov}$ is het wapeningspercentage bij het maximale moment in het veld;

$\bar{\omega}_{os1}$ is het wapeningspercentage bij het maximale moment boven een van de steunpunten;

$\bar{\omega}_{os2}$ is het wapeningspercentage bij het maximale moment boven het andere steunpunt.

Bij vrije opleggingen mag eventuele wapening boven het steunpunt niet in rekening worden gebracht.

- voor liggers met T- of L-vormige doorsnede geldt het onder b gestelde waarbij $\bar{\omega}_o$ moet worden betrokken op de rechthoekige doorsnede;
- voor platen met rechthoekige doorsneden: het wapeningspercentage volgens b met dien verstande dat voor $\bar{\omega}_{ov}$ en $\bar{\omega}_{os}$ het gemiddelde percentage over de plaatbreedte moet worden ingevoerd.



Figuur 21 – Bepaling buigstijfheid uit M - κ -diagram

Tabel 15 – Fictieve elasticiteitsmodulus E_f

E_f N/mm^2			
f_{ck}' N/mm^2	buiging en normaalkracht symmetrisch gewapende rechthoekige doorsnede		buiging zonder normaalkracht; excentrisch gewapende rechthoekige doorsnede
	$\alpha_n \leq 0,5$	$0,5 < \alpha_n \leq 0,9$	
15	$1300 + 4100 \bar{\omega}_{ot} + (9000 - 1300 \bar{\omega}_{ot}) \alpha_n \leq 2900$	$(8700 + 5175 \bar{\omega}_{ot})(1 - 2/3 \alpha_n)$	$2200 + 4900 \bar{\omega}_o \leq 2900$
25	$1600 + 4200 \bar{\omega}_{ot} + (14000 - 1600 \bar{\omega}_{ot}) \alpha_n \leq 3600$	$(12900 + 5100 \bar{\omega}_{ot})(1 - 2/3 \alpha_n)$	$2500 + 5500 \bar{\omega}_o \leq 3600$
35	$1900 + 4300 \bar{\omega}_{ot} + (19000 - 1900 \bar{\omega}_{ot}) \alpha_n \leq 4300$	$(17100 + 5025 \bar{\omega}_{ot})(1 - 2/3 \alpha_n)$	$2800 + 6100 \bar{\omega}_o \leq 4300$
45	$2200 + 4400 \bar{\omega}_{ot} + (24000 - 2200 \bar{\omega}_{ot}) \alpha_n \leq 5000$	$(21300 + 4950 \bar{\omega}_{ot})(1 - 2/3 \alpha_n)$	$3100 + 6700 \bar{\omega}_o \leq 5000$
55	$2500 + 4500 \bar{\omega}_{ot} + (29000 - 2500 \bar{\omega}_{ot}) \alpha_n \leq 5700$	$(25500 + 4875 \bar{\omega}_{ot})(1 - 2/3 \alpha_n)$	$3400 + 7300 \bar{\omega}_o \leq 5700$
65	$2800 + 4600 \bar{\omega}_{ot} + (34000 - 2800 \bar{\omega}_{ot}) \alpha_n \leq 6400$	$(29700 + 4800 \bar{\omega}_{ot})(1 - 2/3 \alpha_n)$	$3700 + 7900 \bar{\omega}_o \leq 6400$

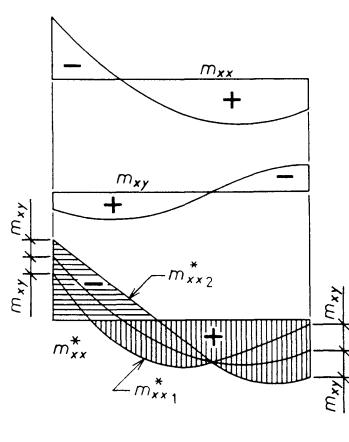
waarin:

$$\bar{\omega}_{ot} = \frac{A_s + A'_s}{A_b} 100 \quad \alpha_n = \frac{N'_d}{A_b f_b + (A_s + A'_s) f_s} \quad \bar{\omega}_o = \frac{A_s}{A_b} 100$$

waarin:

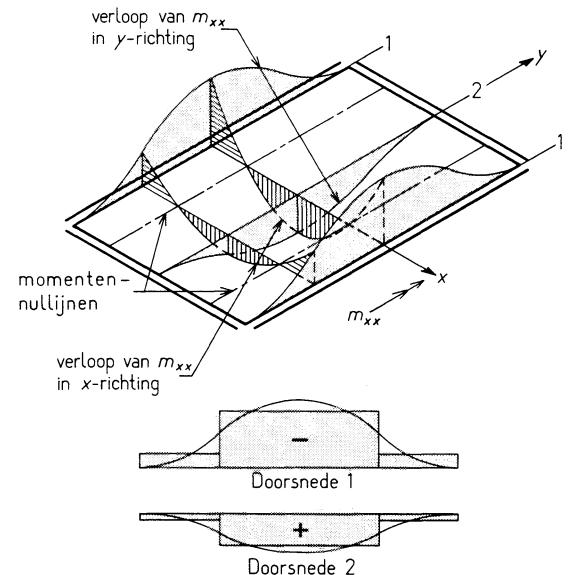
- 7.2.5 Bij deze theorie wordt uitgegaan van starplastisch materiaalgedrag, waarbij een lineair verband tussen plastische rotaties en vervormingen wordt aangenomen. Om deze reden wordt deze theorie ook wel aangeduid met de naam elementaire bezwikkelyke analyse. Vervormingen die optreden buiten de plastische scharnieren (in liggers en raamwerken) of vloeilijnen (in platen) worden niet in beschouwing genomen. Dit houdt in dat met deze theorie geen stabiliteitsberekeningen kunnen worden uitgevoerd.
- 7.2.6 Bij deze theorie kan vrij worden gekozen voor een systeem voor het afvoeren van de belasting naar de ondersteuningen, mits wordt voldaan aan de voorwaarden voor het statisch evenwicht. Is een systeem gekozen dan moeten alle consequenties van dat systeem in de dimensionering van de constructie worden verdisconteerd. Hoewel de samenhang in de constructie niet wordt gecontroleerd moet bij het kiezen van het evenwichtssysteem wel rekening worden gehouden met de vervormingsmogelijkheden en de mate van scheurvorming. Hier toe is het in het algemeen aan te bevelen een systeem te kiezen dat niet al te veel afwijkt van de bij de elasticiteitstheorie behorende belastingsafdracht.
- 7.3.1 In dit artikel zijn bepalingen opgenomen die van algemene geldigheid zijn voor alle constructies, voor alle belastingscombinaties, voor alle toegestane theorieën. Een en ander houdt in, dat met behulp van 7.3 in principe alle constructies kunnen worden berekend.
In vele gevallen kunnen op verantwoorde wijze beperkingen in de hoeveelheid rekenwerk worden toegepast, wanneer aan bepaalde basisvoorwaarden wordt voldaan. In 7.4 tot en met 7.8 zijn de rekenmethoden omschreven, waarmee die beperkingen kunnen worden bereikt.
- 7.3.2 In sommige plaatdoorsneden, in het bijzonder bij vrije opleggingen en zwevende randen, zijn de wringende momenten over het algemeen niet te verwaarlozen. Dit kan betekenen, dat consequente toepassing van de gegeven berekeningsmethode, in de randstroken leidt tot een onder- en bovenwapening zowel in x - als in y -richting, die zwaarder is dan de gebruikelijke wringwapening.
In dergelijke gevallen kan het gewenst zijn een meer gebruikelijke wapeningsverdeling te kiezen en met behulp van de vloeilijnentheorie of de evenwichtsmethode te controleren of de gewenste bezwikkelyke belasting wordt bereikt.
Voor het aanbrengen van wapening in scheve platen, zie CUR-rapport 54.

In de figuren 22 en 23 zijn voorbeelden gegeven voor het bepalen van de maatgevende wapeningsmomenten respectievelijk het bepalen van de wapeningsstroken.



$$\begin{aligned} m_{xx1}^* &= m_{xx} + m_{xy} \\ m_{xx2}^* &= m_{xx} - m_{xy} \end{aligned}$$

Figuur 22 – Wapeningsmomenten



Figuur 23 – Wapeningsstroken

7.2.4 *Grondslagen lineaire-elasticiteitstheorie*

Bij de berekening moet worden uitgegaan van de volgende onderstellingen en voorwaarden:

- beton is in staat om druk- en trekspanningen op te nemen;
- het verband tussen betonspanning en specifieke vervorming moet worden geschematiseerd tot een rechte door de oorsprong, waarbij de elasticiteitsmodulus volgens 6.1.3 mag worden aangehouden; eventueel aanwezige wapening mag worden verwaarloosd;
- de verlengingen en verkortingen, die de vezels bij buiging ondergaan, zijn recht evenredig met de afstand tot de neutrale lijn;
- voor de poissonverhouding geldt het gestelde in 6.1.7.

7.2.5 *Grondslagen plasticiteitstheorie op basis van een bezwijkmechanisme*

Bij het bepalen van de bezwijkbelasting moet worden uitgegaan van de volgende onderstellingen en voorwaarden:

- in de bezwijktoestand moet een constructie of constructiedeel worden geschematiseerd tot een mechanisme dat bestaat uit onvormde delen, onderling en met de ondersteuningen verbonden door scharnieren. Deze scharnieren kunnen zijn vloeischarnieren (bij liggers), vloeilijnen (bij platen) en scharnierende opleggingen. Het aantal scharnieren en de plaats daarvan moeten zo worden gekozen dat uit het oogpunt van geometrie rotatie van de scharnieren mogelijk is (het bezwijkmechanisme);
- voldaan moet worden aan de voorwaarden van het statisch evenwicht;
- het in rekening te brengen vloeimoment in een vloeischarnier of vloeilijn moet worden afgeleid uit de maximale momenten behorende bij de in het scharnier aanwezige wapeningsrichtingen; hierbij behoeft uitsluitend het evenwicht in acht te worden genomen, ervan uitgaande dat de wapeningsstaven alleen trekkracht in hun oorspronkelijke richting opnemen;
- het aantal scharnieren en de plaats daarvan moeten zo worden gekozen, dat de uit het statisch evenwicht volgende opneembare uitwendige belasting minimaal is (het maatgevend bezwijkmechanisme);
- de scharnieren moeten in staat zijn de optredende dwarskrachten over te brengen;
- ten einde de berekende krachtsverdeling tot ontwikkeling te doen komen, moet worden voldaan aan het gestelde in 8.1.3 betreffende de hoogte van de drukzone.

7.2.6 *Grondslagen plasticiteitstheorie op basis van de evenwichtsmethode*

Bij het bepalen van de bezwijkbelasting moet worden uitgegaan van de volgende onderstellingen en voorwaarden:

- bij toepassing van de evenwichtsmethode moet, rekening houdend met de voorwaarden van het statisch evenwicht, een systeem worden gekozen, volgens hetwelk de belasting op een constructiedeel naar de ondersteuningen wordt afgedragen.
- ten einde de gekozen belastingsafdracht tot ontwikkeling te doen komen, moet worden voldaan aan het gestelde in 8.1.3 betreffende de hoogte van de drukzone.

7.3 Krachtsverdeling algemeen

7.3.1 *Rekenmethoden*

Voor het bepalen van de krachtsverdeling in een constructie moet ten minste worden uitgegaan van de voorgeschreven belastingscombinaties, de schematisering van de constructie volgens 7.1 en een van de theorieën genoemd in 7.2. Voldaan moet worden aan de algemene bepalingen van 7.3.2, 7.3.3, 7.3.4 en 7.3.7 en gebruik mag worden gemaakt van het gestelde in 7.3.5 en 7.3.6. Indien wordt voldaan aan de in 7.4 tot en met 7.8 gegeven voorwaarden, mag gebruik worden gemaakt van de in die artikelen beschreven rekenmethoden.

7.3.2 *Platen*

Indien platen worden berekend met de lineaire-elasticiteitstheorie volgens 7.2.4 moet, bij toepassing van een orthogonaal wapeningsnet in x - en y -richting, de wapening worden gebaseerd op de wapeningsmomenten m^*_{xx} en m^*_{yy} waarvoor geldt:

$$m^*_{xx} = m_{xx} \pm m_{xy};$$

$$m^*_{yy} = m_{yy} \pm m_{xy};$$

waarin:

m_{xx} is het buigend moment per lengte in x -richting;

m_{yy} is het buigend moment per lengte in y -richting;

m_{xy} is het wringend moment per lengte.

Het wapeningsverloop mag worden geschematiseerd tot stroken met constante wapening, waarbij in de maatgevende doorsneden het gemiddelde wapeningsmoment wordt bepaald door het oppervlak van het wapeningsmomentenvlak ter plaatse van de strook te delen door de strookbreedte.

- 7.3.4.1 Een zekere minimale excentriciteit moet worden aangehouden in verband met binnen gebruikelijke toleranies vallende afwijkingen als scheefstand en dergelijke: de bijbehorende grens is $l/300 \leftarrow 10$ mm.
- 7.3.4.3 Een dubbele excentriciteit komt vooral voor bij hoekkolommen. Indien een van de excentriciteiten kleiner is dan 10% van de andere kan een berekening op dubbele buiging in het algemeen achterwege blijven.
De keuze van α is vrij en kan bijvoorbeeld op grond van economische overwegingen worden bepaald.
De in figuur 24 gegeven grootte van de ruit is slechts een voorbeeld; de grootte van de ruit is afhankelijk van de grootte van de excentriciteiten.
Bij de berekening van de toeslagexcentriciteit volgens tabel 27 moeten zowel e_0 als e_1 worden veranderd in fictieve excentriciteiten.
Bij de bepaling van e_{1x} en e_{1y} mag geen andere waarde voor α worden gekozen dan bij $e_{0,x}$ en $e_{0,y}$.

7.3.3 Toevallig inklemmingsmoment

Bij eindopleggingen die in de schematisering als vrije opleggingen zijn aangenomen moet gerekend worden op het optreden van een toevallig inklemmingsmoment, tenzij door de aard van de vrije oplegging geen inklemmingsmoment kan optreden. Tenzij met de leer van de toegepaste mechanica een kleinere waarde kan worden aangetoond moet voor de grootte van het toevallig inklemmingsmoment worden aangehouden:

- voor liggers en platen die als ligger worden beschouwd $1/3$ van het aangrenzende veldmoment;
- voor rechthoekige platen, aan drie of vier zijden ondersteund $1/2$ van het aangrenzend veldmoment.

7.3.4 Excentriciteit

7.3.4.1 Minimale excentriciteit

Voor iedere kolom, wand of stabiliteitskern moet voor de grootste beginexcentriciteit een minimale waarde e_0 worden aangehouden van $l/300 \leq 10$ mm. Hierin is l de theoretische ongesteunde lengte van het beschouwde constructiedeel.

7.3.4.2 Excentriciteit van opleggingen

Bij opleggingen van vloerelementen die niet één geheel uitmaken met de ondersteuning moet worden uitgegaan van een aangrijppingspunt van de oplegreactie gelegen op 10 mm binnen de dagkant van de ondersteuning, tenzij uit berekening een kleinere excentriciteit blijkt. Bij toepassing van een samendrukbare tussenlaag mag de excentriciteit van de oplegging worden verkleind tot de afstand tussen de hartlijn van de ondersteuning en de hartlijn van de tussenlaag.

7.3.4.3 Dubbele excentriciteit

Indien de doorsnede-afmetingen voldoen aan de voorwaarde:

$$0,5 \leq \frac{b_x}{b_y} \leq 2$$

mag de krachtsverdeling in kolommen, die op dubbele buiging worden belast, worden bepaald met een benaderingsmethode waarbij de berekening wordt teruggebracht tot twee afzonderlijk te beschouwen gevallen van enkele buiging in twee onderling loodrechte richtingen x en y .

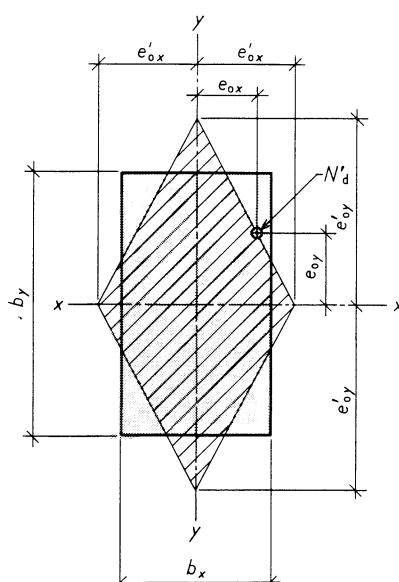
Hiertoe moeten de beginexcentriciteiten e_{ox} , respectievelijk e_{oy} worden vervangen door fictieve beginexcentriciteiten, waarvoor geldt (zie ook figuur 24):

$$e'_{ox} = \alpha e_{ox}$$

$$e'_{oy} = \frac{\alpha}{\alpha - 1} e_{oy}$$

Voor α moet een waarde $\alpha > 1$ worden gekozen.

Indien er sprake is van over de lengte van de kolom verlopende excentriciteiten moeten de excentriciteiten in elke doorsnede in fictieve excentriciteiten worden veranderd, waarbij voor α slechts één waarde mag worden gekozen.



gebied waarbinnen bij gegeven opneembare excentriciteiten e'_{ox} en e'_{oy} de optredende excentriciteiten e_{ox} en e_{oy} moeten liggen

Figuur 24 – Dubbele buiging

- 7.3.5 Door de maximale momentenreductie te beperken tot een factor 0,8 zijn geen speciale maatregelen nodig in verband met de rotatiecapaciteit. In gedrongen wandliggers wordt het herverdelen van momenten niet verantwoord geacht, vanwege de grote invloed van de stijfheid van de ondersteuningen op de krachtsverdeling. Bij puntvormig ondersteunde platen is herverdeling alleen toelaatbaar indien deze niet leidt tot verlaging van de wapening boven de steunpunten (zie 7.5.3.7). Een grotere herverdeling dan 20 % is slechts mogelijk in gevallen waarin voldoende rotatiecapaciteit kan worden aangetoond (zie ook toelichting 8.1.3).
- 7.3.6 De bedoelde superpositie kan bijvoorbeeld worden toegepast bij een plaat, die onderdeel is van een ongeschoorde constructie en die mag worden berekend door superpositie van de volgende twee krachtsverdelingen:
- a. de plaat als onderdeel van een geschoorde constructie met als functie het overbrengen van verticale belasting naar balken en kolommen;
 - b. de plaat als onderdeel van een ongeschoorde constructie met als functie het afdragen van horizontale en verticale belastingen naar de fundering.
- 7.3.7 Bij de meeste bouwwerken zal het statisch systeem van constructies of constructiedelen tijdens de bouwfase wijzigingen ondergaan. In het algemeen is de invloed hiervan op de krachtsverdeling zo gering, dat het verantwoord is constructies te berekenen met het statisch systeem behorend bij de eindfase.
In sommige gevallen kan het echter nodig zijn de invloed van wijzigingen in het statisch systeem tijdens de bouwfase in de berekening te betrekken. Dit kan het geval zijn bij toepassing van geprefabriceerde elementen die als vrij opgelegde liggers worden gemonteerd en die ter plaatse van de steunpunten zodanig worden gekoppeld dat een doorgaande ligger ontstaat.
Hierbij kan worden gedacht aan de bruggenbouw en meer in het algemeen aan constructies met grote elementen. Als voorbeeld van een constructie, waarbij de invloed van de wijziging van het statisch schema verwaarloosd kan worden, kan een vloerconstructie met breedplaatvloeren worden genoemd.
- 7.4.1 Liggers in geschoorde constructies kunnen worden berekend met de algemene bepalingen voor de krachtsverdeling volgens 7.3.
Een verantwoorde beperking van de hoeveelheid rekenwerk is mogelijk door gebruik te maken van de tabellen, volgens de hier beschreven rekenmethode.
- 7.4.2 De onder a genoemde voorwaarde geeft aan dat de tabellen geldig zijn voor de categorie gebouwen waarbij één veld wordt belast door de extreme veranderlijke (of nul-)belasting en de overige door de momentane veranderlijke belasting (zie toelichting op 4.1.4.1-a).

7.3.5 *Herverdeling*

In liggers en platen in geschoorde constructies, met uitzondering van gedrongen liggers, belast op buiging zonder normaalkracht, anders dan door voorspanning, mag in de uiterste grenstoestand worden erkend op een gunstige herverdeling van de met de lineaire-elasticiteitstheorie berekende momenten, mits:

- aan het evenwicht wordt voldaan;
- de maximale reductie van een moment niet leidt tot een moment dat kleiner is dan 0,8 maal het bij de ongunstigste belastingscombinatie behorende moment;
- de volgens a en b bepaalde momentenverdeling ook wordt gehouden bij het bepalen van de dwarskrachten en de oplegreacties.

7.3.6 *Superpositie*

De krachtsverdeling voor een belastingscombinatie mag met verschillende schematiseringen volgens 7.1 en/of verschillende theorieën volgens 7.2 voor die belastingen die de belastingscombinatie vormen worden vastgesteld en daarna worden gesuperponeerd tot de krachtsverdeling behorende bij de bedoelde belastingscombinatie.

7.3.7 *Kruipeffecten*

Met de wijziging van de krachtsverdeling in statisch onbepaalde constructies ten gevolge van kruip moet in de volgende gevallen rekening worden gehouden:

- geleidelijk optredende zettingsverschillen van de steunpunten;
- verhinderde vervormingen door krimp en temperatuurvariaties volgens 4.3.3;
- wijziging in het statisch systeem.

Hierbij gelden de volgende bepalingen:

- De elastisch berekende krachtsverdeling ten gevolge van zettingen van steunpunten en verhinderde vervormingen door krimp en temperatuurvariaties mag worden vermenigvuldigd met de factor:

$$k_\phi = \frac{1 - e^{-\phi}}{\phi}$$

waarin ϕ de kruipcoëfficiënt over de beschouwde periode is.

- Bij wijzigingen in het statisch systeem waarbij de graad van statische onbepaaldheid toeneemt, moet de krachtsverdeling ten gevolge van permanente belasting en voorspanbelasting worden bepaald uit de som van de met de factor $e^{-\phi}$ vermenigvuldigde krachtsverdeling in de constructie voor de wijziging van het statisch systeem en de met de factor $1 - e^{-\phi}$ vermenigvuldigde krachtsverdeling die in de constructie, onder invloed van diezelfde belasting, zou zijn opgetreden indien het systeem direct in de gewijzigde vorm zou zijn vervaardigd.

7.4 Krachtsverdeling in liggers in geschoorde constructies

7.4.1 *Algemeen*

De krachtsverdeling in liggers in geschoorde constructies moet worden bepaald volgens 7.3. Onder voorwaarden zoals genoemd in 7.4.2 mag echter ook gebruik worden gemaakt van de in 7.4.3 tot en met 7.4.6 gegeven tabellen en bepalingen.

7.4.2 *Gebruik van tabellen*

Indien voldaan wordt aan de voorwaarden dat:

- de ligger onderdeel is van een woning of woongebouw, een logiesverblijf of logiesgebouw, een kantoorgebouw, een onderwijsgebouw of een gezondheidszorggebouw;
- de belasting in elk liggerveld gelijkmatig is verdeeld;
- de kleinste waarde van de som van de rekenwaarde van de permanente belasting en de momentane veranderlijke belasting op een liggerveld niet kleiner is dan 0,6 maal de grootste waarde van de som van de rekenwaarde van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op een der andere liggervelden;
- de kleinste waarde van de som van de rekenwaarde van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op een liggerveld niet kleiner is dan 0,8 maal de grootste waarde van de som van de rekenwaarde van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op een der andere liggervelden;
- de kleinste theoretische overspanning van een liggerveld niet kleiner is dan 0,8 maal de grootste theoretische overspanning van een ander liggerveld;
- de ondersteuningen kunnen worden geschematiseerd tot vrije opleggingen;
- de ondersteuningen zijn te beschouwen als starre ondersteuningen in de zin van 7.1.4.1;
- de ligger niet is belast door normaalkrachten;

mag voor het bepalen van de krachtsverdeling gebruik gemaakt worden van de in 7.4.3 tot en met 7.4.6 gegeven tabellen en bepalingen.

- 7.4.3 De coëfficiënten van tabel 16 zijn gebaseerd op de lineaire-elasticiteitstheorie. De coëfficiënten zijn berekend met in achtnameing van de maximale en minimale belastingen en overspanningen van 7.4.2. Hierbij is in het uitzonderlijke geval dat de momentane veranderlijke belasting gelijk is aan de extreme veranderlijke belasting een grootste herverdeling toegepast tot 0,92 maal het steunpuntsmoment volgens de lineaire-elasticiteitstheorie.
- 7.4.4 Omdat bij het vaststellen van de momentcoëfficiënten al van enige herverdeling is uitgegaan, wordt een extra herverdeling niet toegestaan.
Een extra beperking van de hoogte van de drukzone in verband met herverdeling (door middel van de coëfficiënt β zoals aangegeven in 8.1.3) wordt bij gebruik van de tabellen niet nodig geacht, enerzijds omdat de toegepaste herverdeling slechts gering is (zie toelichting op 7.4.3) en anderzijds vanwege de marge in de momentensom.

7.4.3 *Momenten*

Voor het bepalen van de maatgevende steunpuntsmomenten moeten de coëfficiënten van tabel 16 worden vermenigvuldigd met de grootste waarde van $0.001 q_d l^2$, gebaseerd op de som van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op één der beide aan het beschouwde steunpunt grenzende velden. Voor het bepalen van de maatgevende veldmomenten moeten de coëfficiënten van tabel 16 worden vermenigvuldigd met $0.001 q_d l^2$, gebaseerd op de som van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op het beschouwde veld.

Het maatgevende moment in een tussenveld treedt op in het midden van het veld; het maatgevend moment in een eindveld treedt op op $0,4 l$ vanaf het eindsteunpunt.

Tabel 16 – Momentcoëfficiënten

The diagram illustrates five distinct configurations of a system, each represented by a horizontal line segment with two open triangle endpoints. Numerical values are placed along these lines, indicating specific parameters for each configuration.

- Configuration 1:** Represented by a line with endpoints at 42. The segment between the endpoints contains the value 125.
- Configuration 2:** Represented by a line with endpoints at 28. The segment contains the values 85, 115, 85, and 28 in sequence.
- Configuration 3:** Represented by a line with endpoints at 28. The segment contains the values 85, 100, 50, 100, 85, and 28 in sequence.
- Configuration 4:** Represented by a line with endpoints at 28. The segment contains the values 85, 100, 60, 100, 60, 100, 85, and 28 in sequence.
- Configuration 5:** Represented by a line with endpoints at 28. The segment contains the values 85, 100, 55, 85, 60, 85, 55, 100, 85, and 28 in sequence.

7.4.4 *Herverdeling*

Op de met behulp van de coëfficiënten bepaalde momenten is bij toetsing aan de uiterste grenstoestand, in afwijking van 7.3.5, geen herverdeling van momenten toegestaan.

7.4.5 Dwarfskrachten

Voor het bepalen van de maatgevende dwarskrachten moeten de coëfficiënten van tabel 17 worden vermenigvuldigd met q_{dl} , gebaseerd op de som van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op het beschouwde veld.

Tabel 17 – Dwarskrachtcoëfficiënten

The diagram consists of five horizontal number lines, each with triangular markers at specific points. The first line has two '0,5' labels at the ends and one '0,5' label in the middle. The second line has two '0,5' labels at the ends, two '0,6' labels in the middle, and one '0,5' label at the far right. The third line has two '0,5' labels at the ends, three '0,6' labels in the middle, and one '0,5' label at the far right. The fourth line has two '0,5' labels at the ends, four '0,6' labels in the middle, and one '0,5' label at the far right. The fifth line has two '0,5' labels at the ends, five '0,6' labels in the middle, and one '0,5' label at the far right.

7.4.6 *Oplegreacties*

Voor het bepalen van de oplegreacties moet de dwarskracht ter plaatse van het steunpunt, respectievelijk de som van de dwarskrachten aan de beide zijden van het steunpunt worden aangehouden.

- 7.5.1.1 Rechthoekige platen in geschoorde constructies kunnen worden berekend met de algemene bepalingen voor de krachtsverdeling volgens 7.3.
Een verantwoorde beperking van de hoeveelheid rekenwerk is mogelijk door gebruik te maken van de tabellen, volgens de hier beschreven rekenmethode.
- 7.5.1.3 De coëfficiënten van tabel 18 zijn gebaseerd op de lineaire-elasticiteitstheorie en berekend met de ideale randvoorwaarden: vrije opleggingen of volledige inklemmingen. De coëfficiënten zijn bepaald zonder herverdeling van momenten.
De waarde van β ligt tussen 0 en 1 waarbij $\beta = 0$ bij een vrije oplegging en $\beta = 1$ bij een volledige inklemming.

7.5 Krachtsverdeling in rechthoekige platen in geschoorde constructies

7.5.1 Lijnvormig star ondersteunde platen

7.5.1.1 *Algemeen*

De krachtsverdeling in lijnvormig star ondersteunde platen moet worden bepaald volgens 7.3. Onder voorwaarden zoals genoemd in 7.5.1.2 mag echter ook gebruik worden gemaakt van de in 7.5.1.3 tot en met 7.5.1.6 gegeven tabellen en bepalingen.

7.5.1.2 *Gebruik van tabellen*

Voor het bepalen van de krachtsverdeling in gelijkmatig verdeeld belaste platen mag in de volgende gevallen gebruik worden gemaakt van de tabel in 7.5.1.3:

- a. Bij platen die ter plaatse van de ondersteuningen vrij zijn opgelegd of volledig zijn ingeklemd.
- b. Bij platen die ter plaatse van een of meer ondersteuningen gedeeltelijk zijn ingeklemd onder voorwaarde dat gebruik wordt gemaakt van het gestelde in 7.5.1.3 ten aanzien van momenten bij gedeeltelijke inklemming.
- c. Bij platen die ter plaatse van een of meer ondersteuningen doorlopen en waarbij wordt voldaan aan de voorwaarden dat:
 1. de kleinste waarde van de som van de rekenwaarde van de permanente belasting en de momentane veranderlijke belasting op een liggerveld niet kleiner is dan 0,6 maal de grootste waarde van de som van de rekenwaarde van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op een ander liggerveld;
 2. de kleinste waarde van de som van de rekenwaarde van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op een liggerveld niet kleiner is dan 0,8 maal de grootste waarde van de som van de rekenwaarde van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op een ander liggerveld;
 3. de kleinste theoretische overspanning van een liggerveld niet kleiner is dan 0,8 maal de grootste theoretische overspanning van een ander liggerveld;
 4. bij ondersteuningen waarover de plaat doorloopt een inklemming wordt verondersteld.
- d. Bij platen die ter plaatse van een of meer ondersteuningen doorlopen en waarbij niet wordt voldaan aan de voorwaarden genoemd onder c 1 tot en met 3 onder voorwaarde dat:
 1. bij ondersteuningen, waarover de plaat doorloopt, een gedeeltelijke inklemming wordt verondersteld;
 2. gebruik wordt gemaakt van het gestelde in 7.5.1.3 ten aanzien van momenten bij gedeeltelijke inklemming.

In alle onder a tot en met d genoemde gevallen moet tevens worden voldaan aan de bepalingen volgens 7.5.1.4 tot en met 7.5.1.6.

7.5.1.3 *Momenten*

Voor het bepalen van de maatgevende steunpuntmomenten moeten de coëfficiënten van tabel 18 worden vermenigvuldigd met de grootste waarde van $0,001 p_{dl}^2$, gebaseerd op de som van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op één der beide aan het beschouwde steunpunt grenzende velden. Voor het bepalen van de maatgevende veldmomenten moeten de coëfficiënten van tabel 18 worden vermenigvuldigd met $0,001 p_{dl}^2$, gebaseerd op de som van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op het beschouwde veld.

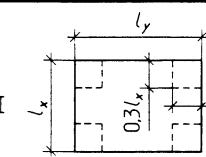
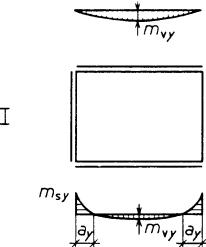
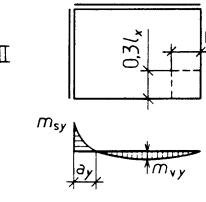
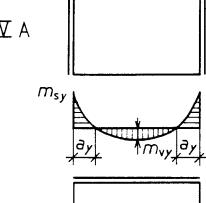
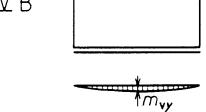
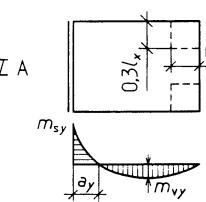
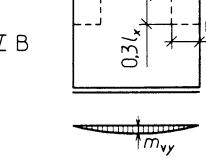
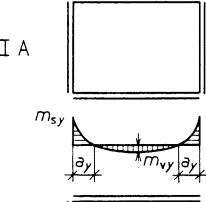
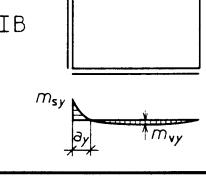
De tabel geldt voor vrije opleggingen of volledige inklemmingen.

Momenten bij gedeeltelijke inklemming moeten worden bepaald door superpositie van de momenten in twee gelijkmatig verdeeld belaste platen, waarvan de een volledig ingeklemd en de ander vrij opgelegd is. Aan de volledig ingeklemd plaat wordt een belasting βp_d toegekend en aan de vrij opgelegde plaat een belasting $(1 - \beta)p_d$.

De waarde van β moet recht evenredig worden gekozen aan de mate van inklemming, die aan de randen wordt toegekend.

(blanco)

Tabel 18 – Maatgevende momenten per lengte in de middenstroken van lijnvormig star ondersteunde platen onder gelijkmatig verdeelde belasting

	l_y/l_x	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	
I		$m_{vx} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{vy} = 0.001 p_d l_x^2$	41 41	54 35	67 31	79 28	87 26	97 25	110 24	117 23
II		$m_{vx} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{vy} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{sx} = -0.001 p_d l_x^2$ $m_{sy} = -0.001 p_d l_x^2$ $a_x/l_x = 0.18$ $a_y/l_y = 0.18$	18 18 51 51 0.18	26 16 63 55 0.16	32 12 72 54 0.15	36 10 78 54 0.19	39 10 81 54 0.19	41 10 82 53 0.19	42 10 83 51 0.19	43 10 83 51 0.19
III		$m_{vx} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{vy} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{sx} = -0.001 p_d l_x^2$ $m_{sy} = -0.001 p_d l_x^2$ $a_x/l_x = 0.20$ $a_y/l_y = 0.21$	25 25 68 68 0.20	36 23 84 74 0.19	45 20 97 77 0.17	53 19 106 77 0.22	58 18 113 77 0.23	62 17 117 76 0.23	67 17 122 73 0.24	69 17 124 71 0.24
IV A		$m_{vx} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{vy} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{sy} = -0.001 p_d l_x^2$ $a_y/l_y = 0.19$	16 29 69 0.19	28 32 85 0.19	42 32 97 0.17	56 30 105 0.17	69 27 110 0.16	80 24 112 0.15	100 20 112 0.12	112 18 112 0.11
IV B		$m_{vx} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{vy} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{sx} = -0.001 p_d l_x^2$ $a_x/l_x = 0.19$	29 16 69 0.19	34 14 76 0.20	38 13 80 0.20	40 13 82 0.21	42 13 83 0.21	42 13 83 0.21	42 13 83 0.21	42 13 83 0.21
V A		$m_{vx} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{vy} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{sy} = -0.001 p_d l_x^2$ $a_y/l_y = 0.21$	27 38 91 0.21	41 37 102 0.21	54 34 108 0.20	67 30 111 0.18	78 27 113 0.17	89 25 114 0.15	105 24 114 0.13	115 23 114 0.10
V B		$m_{vx} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{vy} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{sx} = -0.001 p_d l_x^2$ $a_x/l_x = 0.21$	38 27 91 0.21	44 21 98 0.21	52 19 107 0.22	58 18 113 0.23	62 17 118 0.24	65 17 120 0.24	68 17 124 0.24	70 17 124 0.25
VI A		$m_{vx} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{vy} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{sx} = -0.001 p_d l_x^2$ $m_{sy} = -0.001 p_d l_x^2$ $a_x/l_x = 0.19$ $a_y/l_y = 0.19$	18 23 54 60 0.19	29 23 72 69 0.18	39 20 88 74 0.17	47 17 100 76 0.23	54 15 108 76 0.23	59 14 114 76 0.24	66 13 121 73 0.24	69 13 124 71 0.24
VI B		$m_{vx} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{vy} = 0.001 p_d l_x^2$ $m_{sx} = -0.001 p_d l_x^2$ $m_{sy} = -0.001 p_d l_x^2$ $a_x/l_x = 0.18$ $a_y/l_y = 0.19$	23 18 60 54 0.18	30 15 70 55 0.19	35 14 76 55 0.19	38 13 80 54 0.19	40 13 82 53 0.20	41 13 83 53 0.21	42 13 83 51 0.21	43 13 83 49 0.07

— vrij opgelegd

— volledig ingeklemd

 Seismicspot

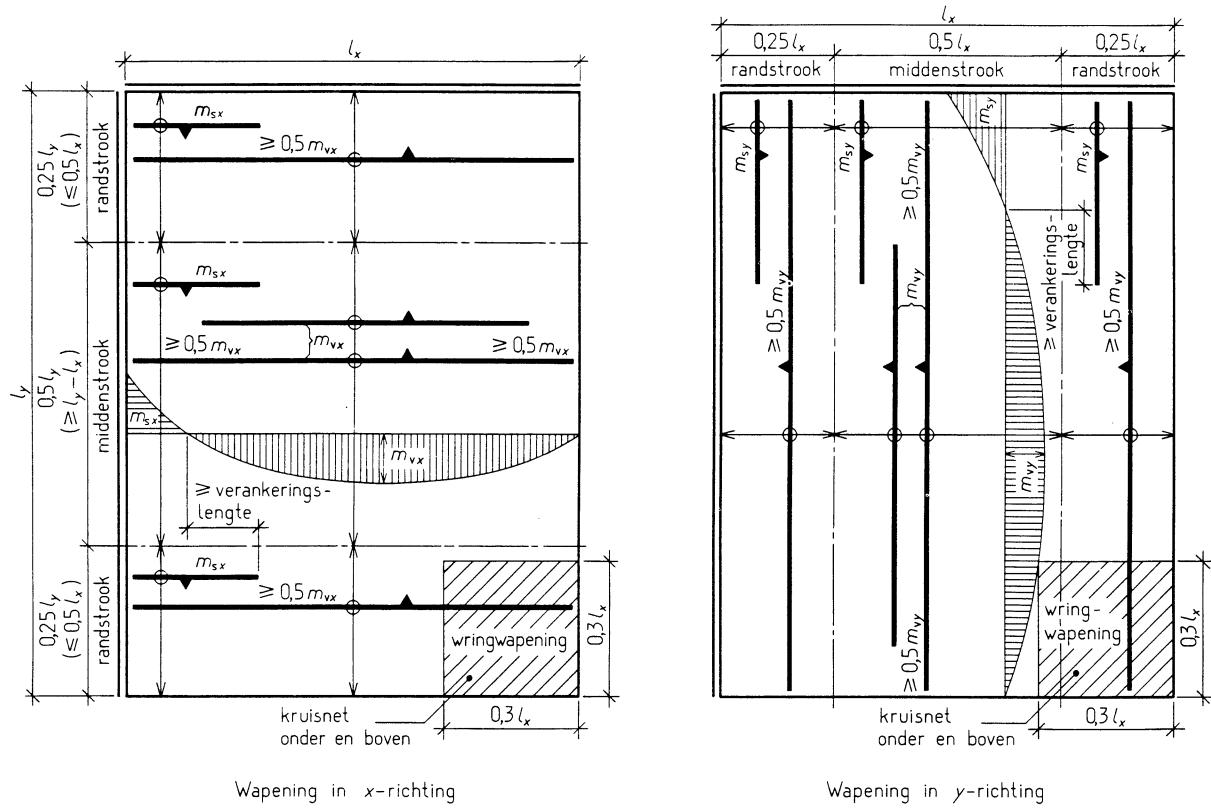
m_{vx} = het positieve moment per lengte in de middendoorsnede evenwijdig aan de lange zijde (l_y)

m_{vy} = het negatieve moment per lengte in de middendoorsnede evenwijdig aan de korte zijde (l_x)

m_{sx} = het negatieve moment per lengte langs een lange zijde (l_y)

m_{sy} = het negatieve moment per lengte langs een korte zijde (l_x)

- 7.5.1.4 Bij het wapenen van een plaat beschikt men – in het bijzonder voor de wapeningsverdeling – over een groot aantal vrijheidsgraden. Gekozen is voor een gebruikelijke wapeningsverdeling, waarbij de veldwapening in de randstrook ten opzichte van de middenstrook wordt gehalveerd. De maatgevende momenten in de middenstroken zijn in eerste instantie gelijk gesteld aan de maximale momenten, bepaald met de lineaire elasticiteitstheorie. Vervolgens is met behulp van de vloeilijnentheorie de gekozen wapeningsverdeling gecontroleerd. Uit deze controle resulteerde in sommige gevallen een verhoging van de maatgevende momenten, in bepaalde gevallen moet extra wringwapening in de hoeken worden voorgeschreven. De voorwaarden voor de wapeningsverdeling zijn gegeven in figuur 25.



Figuur 25 – Wapeningsverdeling

- 7.5.2 In de G.T.B. zijn voor enkele voorbeelden van lijnvormig verend ondersteunde platen momentencoëfficiënten gegeven als functie van ϱ .
- 7.5.3.1 Bij puntvormig ondersteunde platen kan de ondersteuning bestaan uit een kolom, een kolom met kolomplaat of een kolom met een paddestoelvormige kop, al dan niet met kolomplaat.
De tabellen 19 tot en met 26 zijn ook opgenomen in de G.T.B.

7.5.1.4 Wapeningsverdeling

Indien de maatgevende momenten in de middenstroken volgens 7.1.5.1 worden bepaald met behulp van de coëfficiënten van tabel 18, dan moet aan de volgende voorwaarden worden voldaan:

- de wapening per lengte mag over de strookbreedte niet variëren;
- de hoeveelheid veldwapening in de randstrook volgens 7.1.5.1 moet ten minste de helft van de wapeningshoeveelheid in de hieraan evenwijdig lopende middenstrook bedragen; de hoeveelheid steunpuntswapening in de randstrook moet gelijk zijn aan de hoeveelheid steunpuntswapening in de hieraan evenwijdig lopende middenstrook;
- in de lengterichting van de middenstroken moet ten minste de helft van de veldwapening doorlopen tot voorbij de dag van de oplegging; in de randstroken moet de veldwapening onvermindert tot voorbij de dag van de oplegging doorlopen;
- in de hoeken tussen vrij opgelegde zijden moet aan de boven- en onderzijde, in beide richtingen, een wapening worden aangebracht gelijk aan de grootste veldwapening per lengte in een middenstrook, die zich in beide richtingen moet uitstrekken over een afstand van ten minste $0,3 l_x$ vanaf de ondersteuningen.

7.5.1.5 Herverdeling

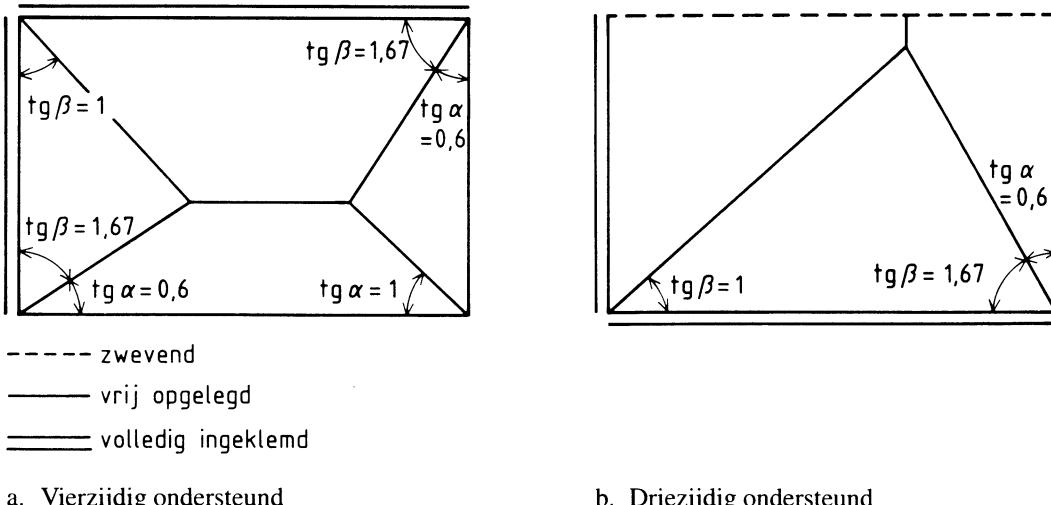
Op de met behulp van de coëfficiënten van tabel 18 bepaalde momenten is herverdeling volgens 7.3.5 toeestaan in een of beide richtingen.

7.5.1.6 Dwarskrachten en oplegreacties

De dwarskrachten en oplegreacties moeten worden bepaald door uit te gaan van een belastingsafdracht naar de ondersteuningen door middel van een envelopvormig patroon.

Voor de hellingen van de lijnen die de enveloppe vormen, geldt (zie ook figuur 26):

- de hoek α sluit aan bij een vrij opgelegde rand;
- de hoek β sluit aan bij een volledig ingeklemde rand;
- uit een hoek met een niet ondersteunde rand wordt geen lijn getrokken;
- bij een hoekaansluiting van twee vrij opgelegde randen geldt $\tan \alpha = 1$;
- bij een hoekaansluiting van twee volledig ingeklemde randen geldt $\tan \beta = 1$;
- bij een hoekaansluiting van een vrij opgelegde rand en een ingeklemde rand geldt $\tan \alpha = 0,6$ en $\tan \beta = 1,67$.



Figuur 26 – Belastingsafdracht

7.5.2 Lijnvormig verend ondersteunde platen

De krachtsverdeling moet worden bepaald met inachtneming van de veerstijfheden van de ondersteuningen volgens 7.1.4.

7.5.3 Puntvormig ondersteunde platen

7.5.3.1 Algemeen

De krachtsverdeling mag worden bepaald met behulp van de raamwerkmethode volgens 7.6 of 7.7, of indien wordt voldaan aan de voorwaarden van 7.5.3.2, met behulp van de in 7.5.3.3 gegeven tabellen 19 tot en met 26. Indien de krachtsverdeling is bepaald met behulp van de raamwerkmethode, moeten de momenten over de in 7.1.5.2 gedefinieerde middenstroken en kolomstroken worden verdeeld in de verhouding van de coëfficiënten van de tabellen 19 tot en met 26, waarbij tevens moet worden voldaan aan 7.5.3.4 tot en met 7.5.3.7.

- 7.5.3.3 De coëfficiënten van de tabellen 19 tot en met 26 zijn gebaseerd op de lineaire-elasticitsttheorie en berekend voor op pendels opgelegde platen en eventueel vrij opgelegde randen. De invloed van rand- en hoekkolommen moet op de momenten in de plaat worden gesuperponeerd.
- De coëfficiënten zijn bepaald zonder herverdeling van momenten en zijn gebaseerd op de gemiddelde waarden per strook. Bij paddestoelvloeren met kolomkoppen en kolomplaten treedt in het plaatgedeelte buiten de directe omgeving van de verzwaaringen een krachtswerking op alsof de plaat volledig zou zijn ingeklemd. Hiervoor kan met goede benadering een zogenaamde inklemmingsstraal r_1 worden aangehouden. Voor een kolomplaat treedt een krachtswerking op alsof deze zou zijn ingeklemd langs een cirkel met straal r_2 . Om een te geringe wapening in het veld te vermijden is aan r_1 een bovengrens ($r_1 < 0.16 l_1$) gesteld. De invloed van de inklemmingen in de verzwaarde plaatgedeelten kan in de berekening worden betrokken door invoering van de reductiefactor ψ_1 . De grootte van deze reductiefactor is afhankelijk van de mogelijkheid van het optreden van hoekverdraaiing ter plaatse van de ondersteuning. Voor een "tafelconstructie" – een plaat met vier hoekkolommen – geldt derhalve $\psi_1 = 1$.
- De factor ψ_1 brengt tot uitdrukking dat de momenten kunnen worden berekend door uit te gaan van een gereduceerde overspanning ($l_1 - 2 \cdot 2/3 r_1$).
- Bij de raamwerkmethode wordt hetzelfde effect bereikt door uit te gaan van oneindig stijve gedeelten ter lengte van $2/3 r_1$ (zie 7.1.3.3). De factor ψ_1 is dus niet van toepassing bij de raamwerkmethode.
- Het met ψ_1 vermenigvuldigde maximale moment moet in rekening worden gebracht langs de inklemmingsdoorsnede, dus ter plaatse van de kolom op een afstand r_1 en voor het overige in de kolomas.
- Bij vloeren met kolomplaten leidt de reductie met de factor ψ_1 tot een onderschatting van de momenten ter plaatse van de doorsnede met inklemmingsstraal r_2 . Daarom moet ter plaatse van r_2 het moment met Δm worden verhoogd. In figuur 27a is dit toegelicht.
- Bij vloeren zonder kolomplaten vallen r_1 en r_2 samen en is $\Delta m = 0$. Bij de raamwerk-methode zijn de momenten op de afstanden $2/3 r_1$ en $2/3 r_2$ bepalend; ze moeten echter in rekening worden gebracht in de doorsneden op de afstanden r_1 en r_2 ter plaatse van de kolommen en voor het overige in de kolomas (zie figuur 27b).
- De rekenmethode is ontleend aan CUR-rapport 29A.

7.5.3.2 *Gebruik van tabellen*

Indien wordt voldaan aan de voorwaarden dat:

- a. de belasting op elk veld gelijkmatig is verdeeld;
- b. de kleinste waarde van de som van de rekenwaarde van de permanente belasting en de momentane veranderlijke belasting op een veld niet kleiner is dan 0,6 maal de grootste waarde van de som van de rekenwaarde van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op een ander veld;
- c. de kleinste waarde van de som van de rekenwaarde van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op een veld niet kleiner is dan 0,8 maal de grootste waarde van som van de rekenwaarde van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op een ander veld;
- d. de kleinste hart-op-hartafstand van de kolommen in de beschouwde richting niet kleiner is dan 0,8 maal de grootste hart-op-hartafstand van de kolommen in die richting;
- e. met betrekking tot de krachtsverdeling ten gevolge van de aansluiting van de plaat aan de rand- en hoekkolommen rekening wordt gehouden met het gestelde in 7.5.3.4 en 7.5.3.5;
- f. de wapeningsverdeling voldoet aan het gestelde in 7.5.3.4 en 7.5.3.5;

mogen de maatgevende momenten (per lengte) in de middenstroken en de kolomstroken worden bepaald met de coëfficiënten van de tabellen 19 tot en met 26 in 7.5.3.3.

De tabellen gelden voor puntvormig ondersteunde platen eventueel voorzien van star ondersteunde randen die vrije opleggingen moeten worden beschouwd.

7.5.3.3 *Momenten*

Voor het bepalen van de maatgevende steunpuntmomenten moeten de coëfficiënten van de tabellen 19 tot en met 26 worden vermenigvuldigd met de grootste waarde van $0,001 p_{dl} l_x^2$, gebaseerd op de som van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op de beide aan het beschouwde steunpunt grenzende velden.

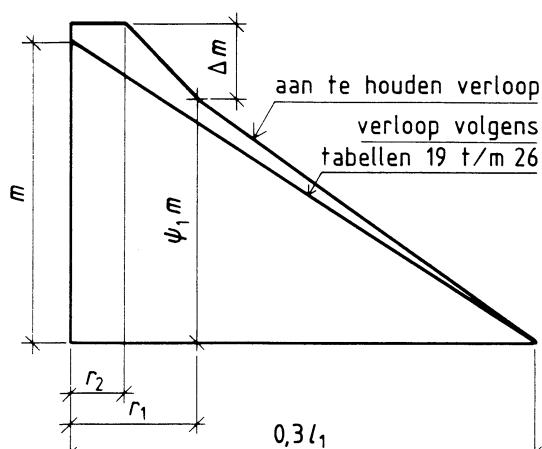
Voor het bepalen van de maatgevende veldmomenten moeten de coëfficiënten van de tabellen 19 tot en met 26 worden vermenigvuldigd met $0,001 p_{dl} l_x^2$, gebaseerd op de som van de permanente belasting en de extreme veranderlijke belasting op het beschouwde veld.

De aldus bepaalde positieve en negatieve momenten in de middenstrook en de positieve momenten in de kolomstrook mogen worden vermenigvuldigd met de factor ψ_1 . Deze factor geldt niet bij een berekening volgens de raamwerkmethode.

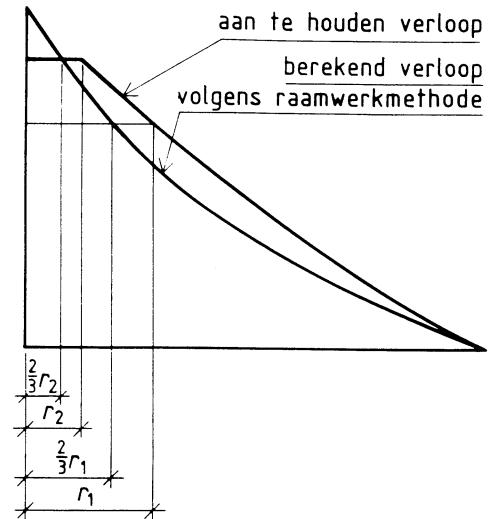
De factor ψ_1 is ook van toepassing op de negatieve momenten in de kolomstrook. Het bijbehorende verloop van de momenten moet worden bepaald volgens figuur 27a. Bij gebruikmaking van de raamwerkmethode moet het momentenverloop in de kolomstrook worden bepaald volgens figuur 27b.

Bij aanwezigheid van kolomplaten moet het momentenverloop worden aangepast zoals in figuur 27 is aangegeven.

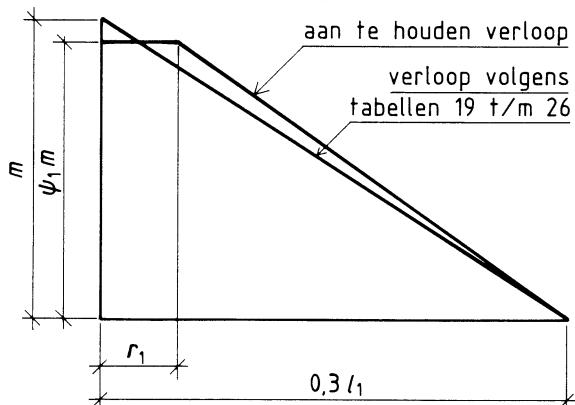
(blanco)



met kolomplaat

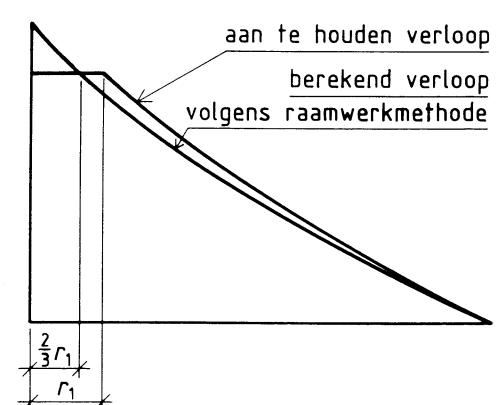


met kolomplaat



zonder kolomplaat

a. bij gebruikmaking tabellen 19 tot en met 26



zonder kolomplaat

b. bij gebruikmaking raamwerkmethode

Figuur 27 – Verloop negatieve momenten in kolomstrook

Hierin is (zie ook figuur 28):

$$\psi_1 = \left(1 - 4 \frac{r_1}{3l_1}\right)^2 \quad \text{voor middenvelden en voor randvelden in de richting waarover de plaat doorgaat;}$$

$$\psi_1 = \left(1 - 2 \frac{r_1}{3l_1}\right)^2 \quad \text{voor randvelden in de richting loodrecht op de rand en voor hoekvelden in de richting waarover de plaat doorgaat;}$$

$\psi_1 = 1$ voor velden met vier randen waarover de plaat niet doorgaat;
 $\Delta m = 1/4 p_d l_1^2 (\psi_2 - \psi_1)$;

ψ_2 is een coëfficiënt te bepalen uit de voor ψ_1 gegeven formules, met dien verstande dat r_1 moet worden vervangen door r_2 ;

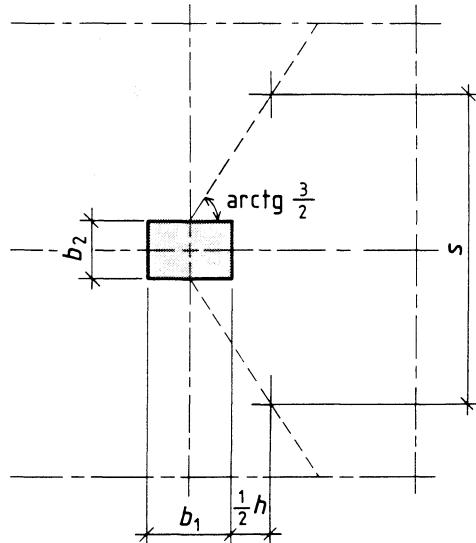
r_1 is de inklemmingsstraal;

l_1 is de overspanning in de richting van de beschouwde momenten;

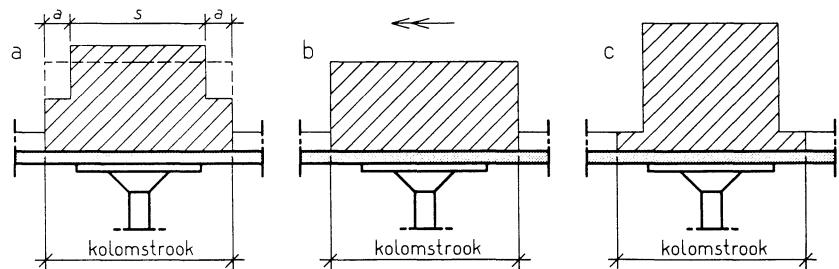
$$r_1 = r_2 + \frac{\alpha_1 - 1}{\alpha_1 + 5,4 \alpha_2} \alpha_2 l_1 \geq 0,16 l_1;$$

7.5.3.4 Aangezien het werkelijke momentenverloop boven de ondersteuning een grote piek vertoont, wordt een gedeelte van het totale moment in de kolomstrook sterker boven de kolom geconcentreerd. De formule voor de wapeningsbaan is gebaseerd op een spreiding onder een helling $3 : 2$ zoals aangegeven in figuur 29. Bij kolomstroken evenwijdig aan de plaatrand is het mogelijk dat de afstand van hart kolom tot plaatrand groter is dan de breedte van de halve wapeningsbaan of de halve kolomstrook. In beide gevallen mag dan vanaf hart kolom niet meer dan de helft van s_y of s_x volgens de formule worden aangehouden.

Naarmate de kop en/of de kolomplaat groter wordt, kan de momentconcentratie boven de kop over een grotere breedte worden gespreid. Een wapeningsbaan heeft alleen betekenis, indien het gedeelte a (zie figuur 30) niet te klein wordt. Is dit te klein dan kan men het totale wapeningsmoment beter niet onderverdelen (zie figuur 30b), dan wel onderverdelen volgens figuur 30c.

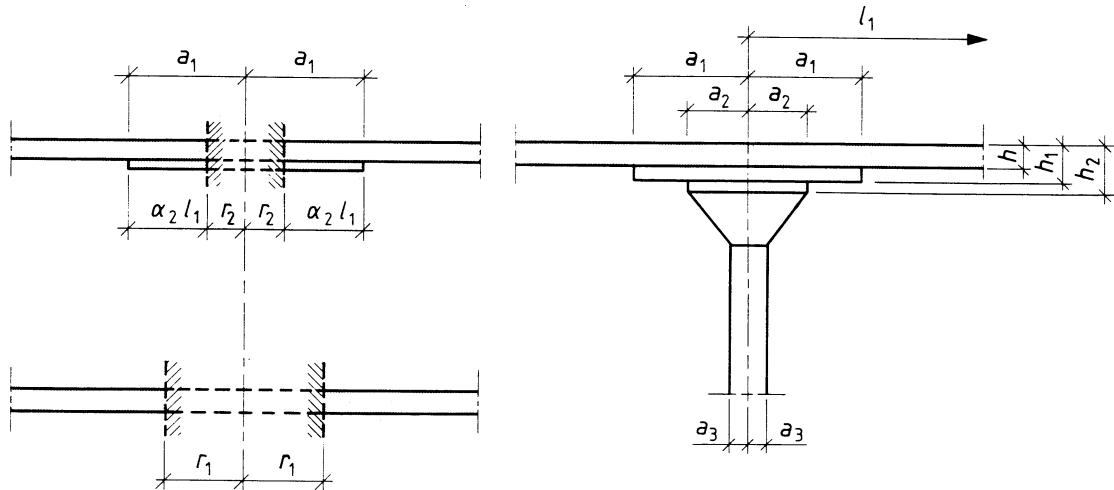


Figuur 29 – Spreiding kolommoment



Figuur 30 – Wapeningsbaan

- $$\alpha_1 = \left(\frac{h_1}{h}\right)^3$$
- h is de plaatdikte;
 h_1 is de totale plaatdikte ter plaatse van de kolomplaat;
- $$\alpha_2 = \frac{a_1 - r_2}{l_1}$$
- a_1 is de halve kolomplaatbreedte;
 $r_2 = a_2 - \frac{h_2}{2} < a_3$ voor een kegel- of piramidevormige kop met een tophoek van 90° ;
 a_2 is de halve grootste breedte van de kolomkop;
 a_3 is de halve kolombreedte.



Figuur 28 – Maten in verband met de inklemmingsstraal

7.5.3.4 Verdeling negatieve momenten

Bij de verdeling van de negatieve momenten boven de kolommen moet rekening worden gehouden met de volgende bepalingen:

- Van het totale negatieve moment in de kolomstrook boven een tussenkolom, moet 60 % gelijkmatig worden verdeeld over de kolomstrookbreedte $2 b_y$ ($2 b_x$), de resterende 40 % moet boven de kolom worden geconcentreerd, gelijkmatig verdeeld over een wapeningsbaan s , waarvoor geldt:

1. bij vlakke plaatvloeren:

$$s = b_2 + 1,5 b_1 + 1,5 h;$$

2. bij vloeren met kolomplaten en/of paddestoelvormige koppen:

bij buiging in x -richting:

$$s_y = 2 r_{2y} + 3 r_{2x} + 1,5 h_1;$$

bij buiging in y -richting:

$$s_x = 2 r_{2x} + 3 r_{2y} + 1,5 h_1;$$

waarin:

b_x, b_y is de halve kolomstrookbreedte volgens 7.1.5.2;

s is de breedte van de wapeningsbaan;

b_1 is de kolomafmeting in de beschouwde buigingsrichting;

b_2 is de kolomafmeting loodrecht op de beschouwde buigingsrichting;

r_{2x}, r_{2y} is de inklemmingsstraal in x - respectievelijk y -richting volgens 7.5.3.3.

Indien s_y respectievelijk s_x groter is dan 0,7 maal de breedte van de kolomstrook, behoeft geen onderverdeling te worden aangebracht.

- Voor het totale negatieve moment in de kolomstrook evenwijdig aan de plaatrand boven een randkolom (zie figuur 31a) geldt het gestelde voor een kolomstrook boven een tussenkolom (zie onder a) met dien verstande dat de breedte van kolomstrook en wapeningsbaan gelijk is aan de helft van de onder a genoemde waarden, vermeerderd met de afstand van hart kolom tot plaatrand. Op het genoemde moment moet nog worden gesuperponeerd het moment ten gevolge van het inklemmingsmoment M_{sd} , volgens 7.5.3.5.

7.5.3.5 Het inklemmingsmoment M_{sd} wordt over de breedte van de bijbehorende wapeningsbaan in de plaat ingeleid. Door de spreiding vanuit de kolom tot de breedte van de wapeningsbaan ontstaan wringende momenten. Genoemd inklemmingsmoment M_{sd} wordt bij randkolommen voor 1/3 deel als buiging en voor 2/3 deel als wringing overgedragen gedacht. Gezien de absolute waarde van het wringend moment volgen hieruit de volgende momenten (zie figuur 31a):

- a. in de buigingsrichting een positief moment groot $M_{sd}/3$;
- b. loodrecht op de buigingsrichting in de sneden naast de kolom zowel een positief als negatief moment $M_{sd}/3$.

De plaat kan bij de aansluiting aan de hoekkolommen (zie figuur 31b) in principe op dezelfde wijze worden berekend als bij de randkolommen. Evenwel dient bij een hoekkolom rekening te worden gehouden met buiging in x - respectievelijk y -richting. Derhalve dienen de momenten voor beide richtingen te worden gesuperponeerd.

- c. Bij het negatieve moment in de kolomstrook loodrecht op de plaatrand boven een randkolom (zie figuur 31a) moet onderscheid worden gemaakt tussen het negatieve moment dat optreedt indien de randkolom als pendel wordt beschouwd en het inklemmingsmoment M_{sd} ten gevolge van de aansluiting aan de randkolom.

Het negatieve moment mag worden bepaald met behulp van de tabellen 19 tot en met 26. Voor de verdeling van dit moment over de kolomstrook geldt het gestelde voor een kolomstrook boven een tussenkolom (zie onder a). Het inklemmingsmoment M_{sd} moet worden bepaald volgens 7.5.3.5. Van de aldus gevonden momenten binnen de wapeningsbaan moet de grootste worden aangehouden.

- d. Voor de negatieve momenten in de kolomstrook boven een hoekkolom (zie figuur 31b) geldt het gestelde voor de kolomstrook loodrecht op de plaatrand boven een randkolom (zie onder c), met dien verstande dat de breedte van kolomstrook en wapeningsbaan gelijk is aan de helft van de onder a genoemde waarden, vermeerderd met de afstand van hart kolum tot plaatrand.

7.5.3.5 Aansluiting aan rand- en hoekkolommen

De plaat moet worden berekend op het inklemmingsmoment M_{sd} ter plaatse van de aansluiting aan de randkolommen (zie figuur 31a) en hoekkolommen (zie figuur 31b). Voor de overdracht van dit inklemmingsmoment, moeten in de plaat over de breedte van de wapeningsbanen de volgende momenten in rekening worden gebracht:

	randkolom	hoekkolom
in x -richting:	$m_{xx}^* = \frac{-M_{sd}}{s_y}$	$m_{xx}^* = -\left(\frac{M_{sdx}}{s_y} + \frac{M_{sdy}}{2s_y}\right)$
	$m_{xx}^* = \frac{+M_{sd}}{3s_y}$	$m_{xx}^* = \frac{+M_{sd}}{2s_y}$
in y -richting:	$m_{yy}^* = \frac{-M_{sd}}{3s_y}$	$m_{yy}^* = -\left(\frac{M_{sdy}}{s_x} + \frac{M_{sdx}}{2s_x}\right)$
	$m_{yy}^* = \frac{+M_{sd}}{3s_x}$	$m_{yy}^* = \frac{+M_{sdx}}{2s_x}$

waarin:

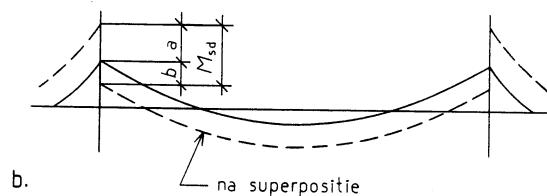
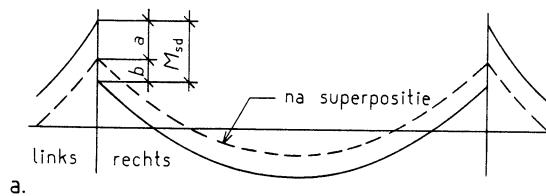
- M_{sd} is de rekenwaarde van het inklemmingsmoment in de plaat, geleverd door de kolommen volgens de raamwerkmethode van 7.6 of 7.7;
 s_y resp. s_x is de breedte van de wapeningsbaan volgens 7.5.3.4, met dien verstande dat voor wapeningsbanen evenwijdig aan de plaatrand de halve waarde geldt vermeerderd met de afstand van hart kolum tot plaatrand.

Behalve de positieve momenten ten gevolge van de inleiding van het inklemmingsmoment M_{sd} in de plaat over de breedte van de wapeningsbanen, moeten ook de positieve momenten worden bepaald met behulp van de tabellen 19 tot en met 26. Binnen de wapeningsbaan moet het grootste moment worden aangehouden.

- 7.5.3.6 In figuur 32a is de momentenlijn van de regels aangegeven, die volgt uit de raamwerk-berekening en na superpositie van de kolommomenten hierop. De momenten in de regels na deze superpositie worden nu in dezelfde verhouding over de kolom- en mid-denstroken verdeeld als in de tabellen 19 tot en met 26. In figuur 32b is de momentenlijn van de kolomstrook aangegeven, die volgt uit deze verdeling, met hierop gesuperponeerd de kolommomenten, in dezelfde verhouding als in figuur 32a.

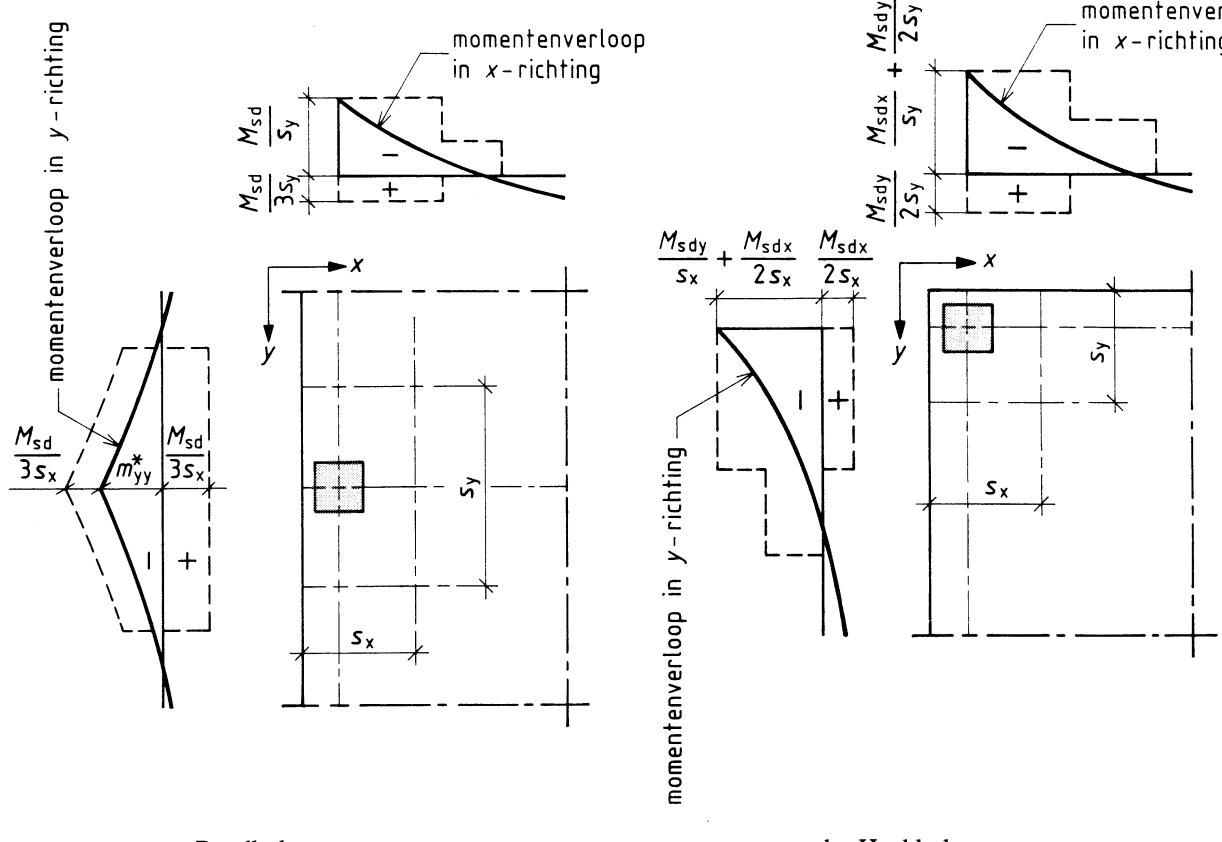
In de figuren is:

$$a = \frac{k_l}{k_l + k_r} M_{sd} \quad \text{en} \quad b = \frac{k_r}{k_l + k_r} M_{sd}.$$



Figuur 32 – Verdelen kolommomenten

- 7.5.3.7 Herverdeling die leidt tot verlaging van de steunpuntmomenten is niet toegestaan, aangezien hierdoor vroegtijdig een bezwijkmechanisme boven de kolomkop kan ontstaan.



Figuur 31 – Momenten bij rand- en hoekkolommen

7.5.3.6 Verdeling kolommomenten

Indien de krachtsverdeling is bepaald met behulp van de raamwerkmethode volgens 7.6 of 7.7 moet het verschil tussen de steunpuntsmomenten in de plaat worden opgeheven door superpositie van de kolommomenten M_{sd} op de steunpuntsmomenten in de verhouding:

$$\frac{k_l}{k_l + k_r} M_{sd} \quad \text{resp.} \quad \frac{k_r}{k_l + k_r} M_{sd}$$

waarin:

M_{sd} is de rekenwaarde van het inklemmingsmoment, geleverd door de kolommen;
 k_l resp. $k_r = I/l$ van de op de kolom aansluitende plaat aan de linker- respectievelijk rechterzijde.

Hierna moeten de veld- en steunpuntsmomenten in dezelfde verhouding over kolomstrook en middenstrook worden verdeeld als in de tabellen 19 tot en met 26.

Ten slotte moeten de kolommomenten in dezelfde verhouding als bij het opheffen van het momentenverschil in de plaat, doch met tegengesteld teken, op de overgangsmomenten in de kolomstrook worden gesuperponeerd. Indien hieruit voor de middenstrook een groter veldmoment volgt dan voor de kolomstrook, dan mag het totale veldmoment gelijkmatig over de totale breedte van kolomstrook en middenstrook worden verdeeld.

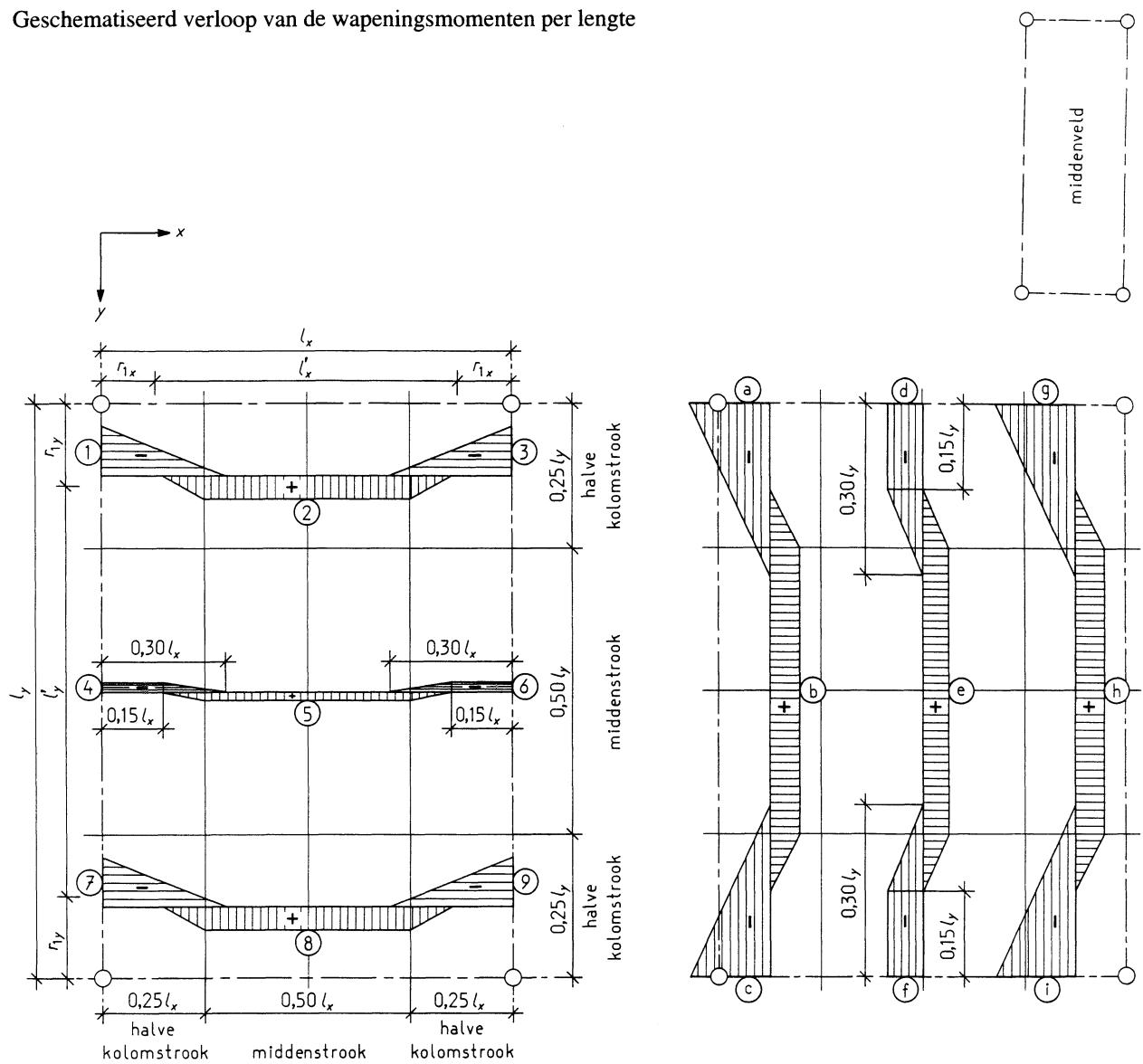
7.5.3.7 Herverdeling

In afwijking van 7.3.5 is herverdeling op de met de coëfficiënten van de tabellen 19 tot en met 26 of met de raamwerkmethode bepaalde momenten alleen toegestaan in een of beide richtingen, indien deze niet leidt tot verlaging van de momenten boven de steunpunten.

(blanco)

Tabel 19 – Wapeningsmomenten per lengte in vlakke plaatvloeren onder gelijkmatig verdeelde belasting
Middenveld

Geschematiseerd verloop van de wapeningsmomenten per lengte



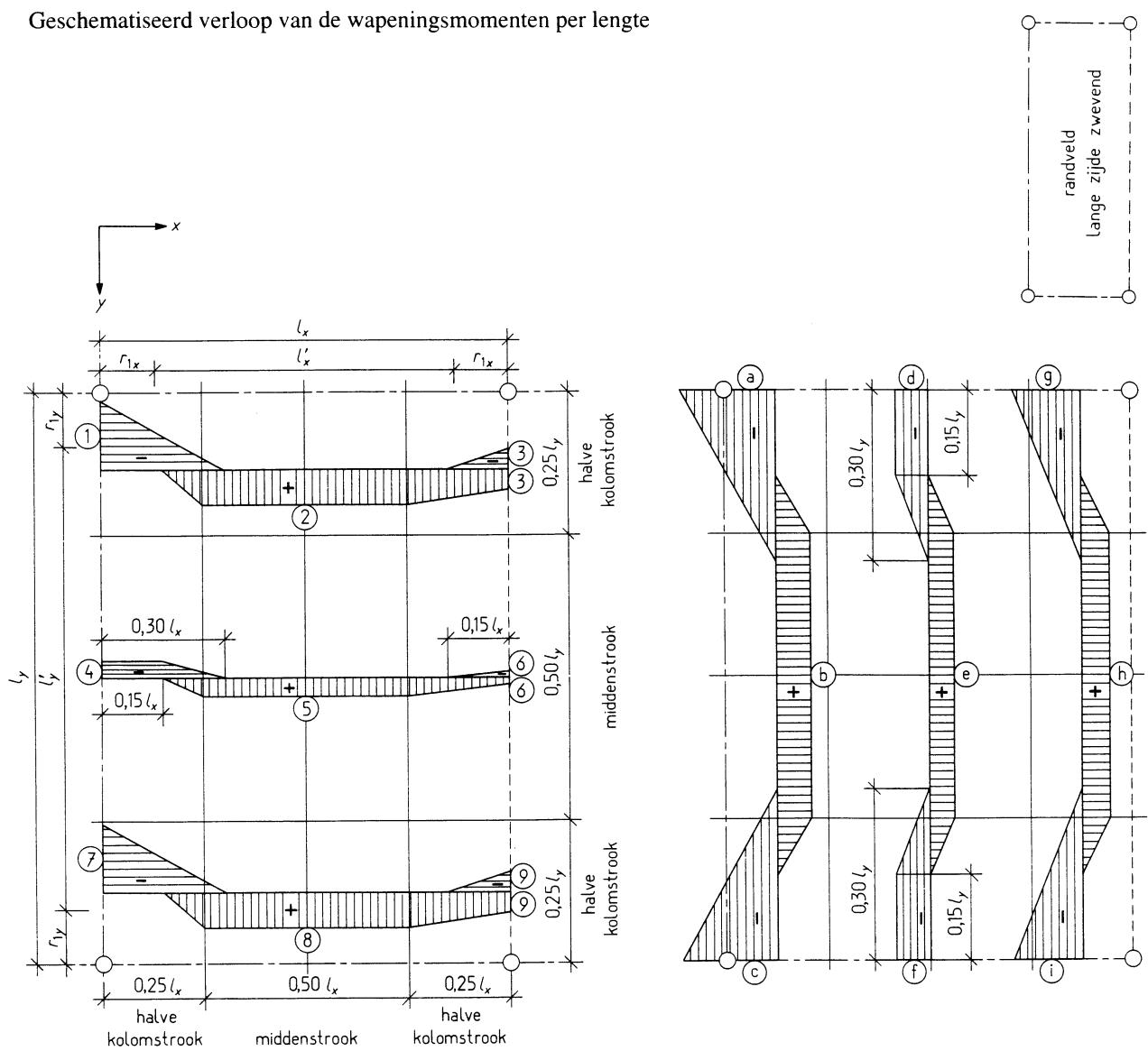
Momentencoëfficiënten

l_y/l_x	$m_{xx}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$									$m_{yy}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	a	b	c	d	e	f	g	h	i
1,0	-132	+ 54	-132	-40	+ 34	-40	-132	+ 54	-132	-132	+ 54	-132	-40	+ 34	-40	-132	+ 54	-132
1,2	-140	+ 61	-140	-34	+ 30	-34	-140	+ 61	-140	-180	+ 69	-180	-67	+ 53	-67	-180	+ 69	-180
1,4	-146	+ 67	-146	-28	+ 25	-28	-146	+ 67	-146	-235	+ 89	-235	-102	+ 77	-102	-235	+ 89	-235
1,6	-151	+ 73	-151	-22	+ 21	-22	-151	+ 73	-151	-296	+112	-296	-145	+104	-145	-296	+112	-296
1,8	-155	+ 78	-155	-18	+ 17	-18	-155	+ 78	-155	-363	+140	-363	-195	+134	-195	-363	+140	-363
2,0	-159	+ 81	-159	-14	+ 14	-14	-159	+ 81	-159	-437	+171	-437	-251	+167	-251	-437	+171	-437

(blanco)

Tabel 20 – Wapeningsmomenten per lengte in vlakke plaatvloeren onder gelijkmatig verdeelde belasting
Randveld met één zwevende lange zijde

Geschematiseerd verloop van de wapeningsmomenten per lengte



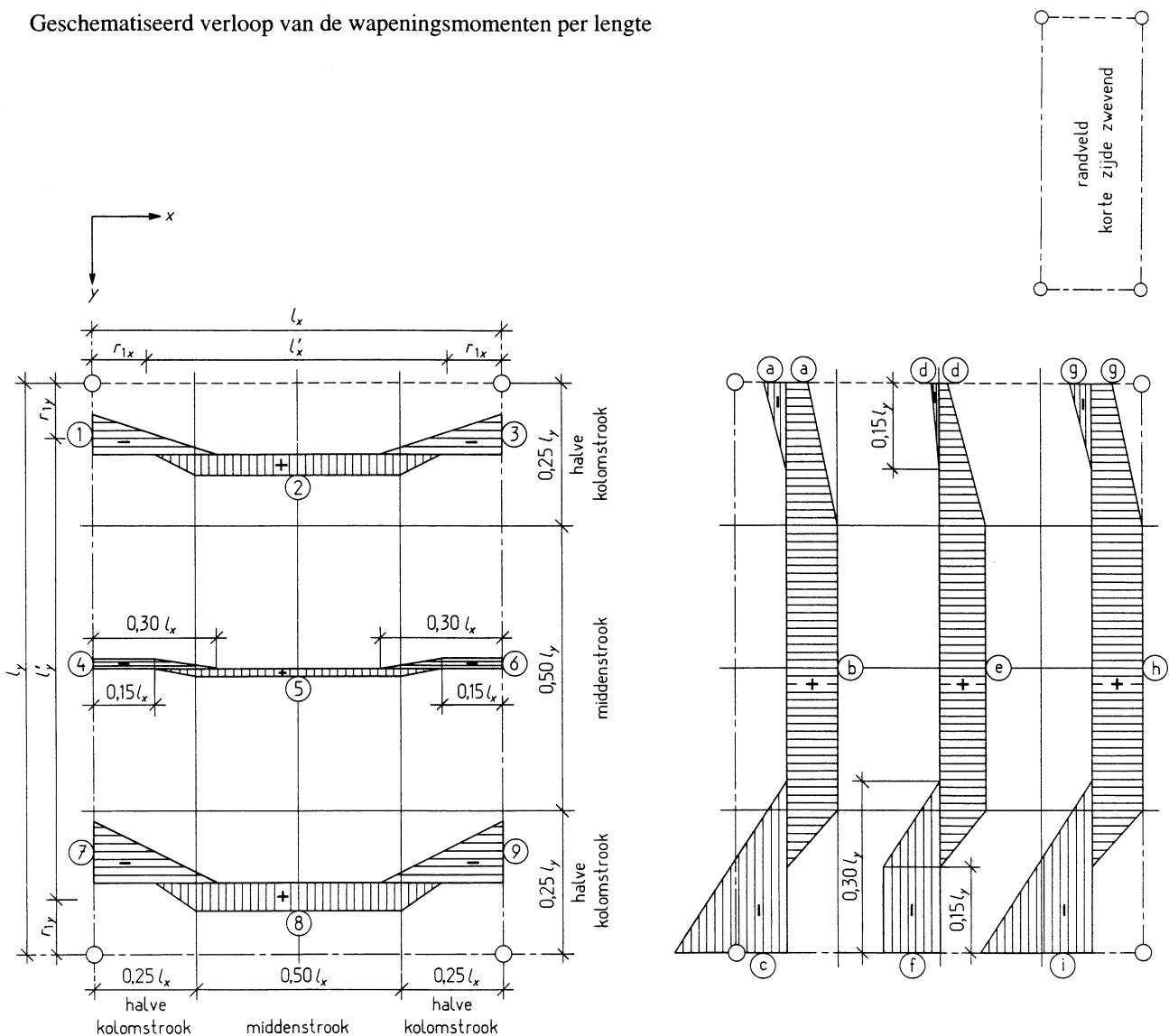
Momentencoëfficiënten

l_y/l_x	$m_{xx}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$									$m_{yy}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	a	b	c	d	e	f	g	h	i
1,0	-185	+ 87	\pm 45	- 69	+ 66	\pm 16	-185	+ 87	\pm 45	-163	+ 66	-163	- 39	+ 33	- 39	-109	+ 50	-109
1,2	-194	+ 96	\pm 53	- 59	+ 61	\pm 17	-194	+ 96	\pm 53	-219	+ 83	-219	- 65	+ 52	- 65	-152	+ 66	-152
1,4	-202	+106	\pm 60	- 49	+ 55	\pm 18	-202	+106	\pm 60	-281	+101	-281	- 98	+ 75	- 98	-202	+ 85	-202
1,6	-209	+115	\pm 66	- 40	+ 49	\pm 18	-209	+115	\pm 66	-349	+123	-349	-140	+102	-140	-259	+107	-259
1,8	-215	+123	\pm 71	- 32	+ 44	\pm 18	-215	+123	\pm 71	-423	+149	-423	-189	+132	-189	-323	+135	-323
2,0	-220	+130	\pm 76	- 25	+ 39	\pm 17	-220	+130	\pm 76	-503	+179	-503	-244	+165	-244	-394	+167	-394

(blanco)

Tabel 21 – Wapeningsmomenten per lengte in vlakke plaatvloeren onder gelijkmatig verdeelde belasting
Randveld met één zwevende korte zijde

Geschematiseerd verloop van de wapeningsmomenten per lengte



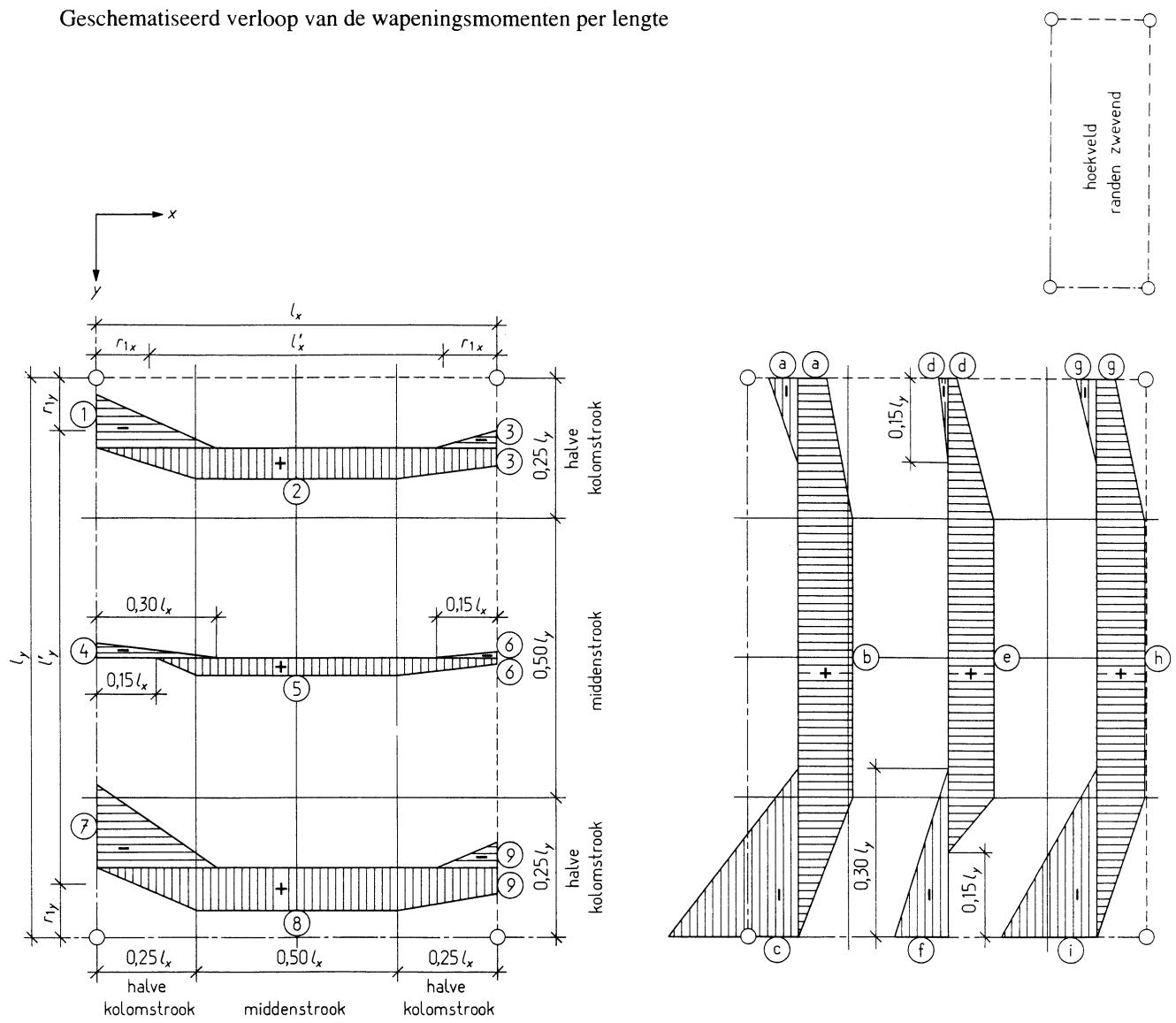
Momentencoëfficiënten

l_y/l_x	$m_{xx}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$									$m_{yy}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	a	b	c	d	e	f	g	h	i
1,0	-109	+ 50	-109	- 39	+ 33	- 39	-163	+ 66	-163	± 45	+ 87	-185	± 16	+ 66	- 69	± 45	+ 87	-185
1,2	-114	+ 55	-114	- 33	+ 29	- 33	-173	+ 75	-173	± 55	+116	-254	± 20	+ 98	-112	± 55	+116	-254
1,4	-119	+ 60	-119	- 27	+ 24	- 27	-182	+ 84	-182	± 65	+150	-333	± 24	+136	-167	± 65	+150	-333
1,6	-124	+ 64	-124	- 21	+ 20	- 21	-189	+ 91	-189	± 74	+190	-421	± 28	+179	-233	± 74	+190	-421
1,8	-130	+ 67	-130	- 17	+ 16	- 17	-194	+ 97	-194	± 84	+235	-520	± 32	+226	-309	± 84	+235	-520
2,0	-134	+ 69	-134	- 13	+ 13	- 13	-198	+102	-198	± 94	+286	-628	± 36	+279	-396	± 94	+286	-628

(blanco)

Tabel 22 – Wapeningsmomenten per lengte in vlakke plaatvloeren onder gelijkmatig verdeelde belasting
Hoekveld met zwevende randen

Geschematiseerd verloop van de wapeningsmomenten per lengte



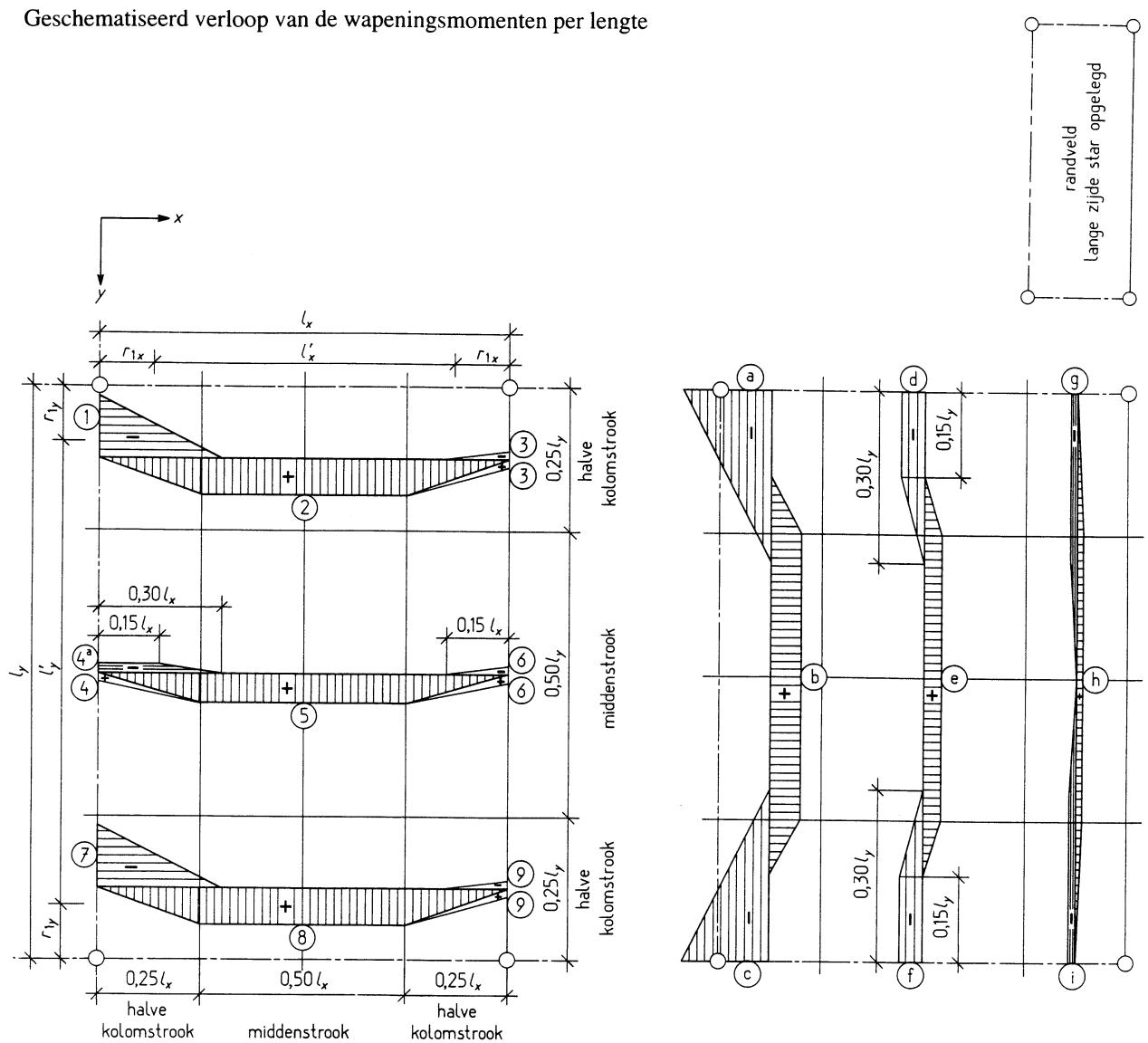
Momentencoëfficiënten

l_y/l_x	$m_{xx}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$									$m_{yy}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	a	b	c	d	e	f	g	h	i
1,0	-153	+ 82	\pm 41	- 66	+ 65	\pm 17	-224	+103	\pm 58	\pm 58	+103	-224	\pm 17	+ 65	- 66	\pm 41	+ 82	-153
1,2	-157	+ 87	\pm 48	- 55	+ 60	\pm 19	-238	+117	\pm 69	\pm 73	+132	-303	\pm 22	+ 98	-106	\pm 51	+111	-215
1,4	-161	+ 93	\pm 54	- 45	+ 54	\pm 19	-250	+130	\pm 77	\pm 87	+165	-391	\pm 27	+137	-161	\pm 60	+147	-289
1,6	-167	+ 99	\pm 59	- 35	+ 48	\pm 19	-260	+142	\pm 84	\pm 100	+204	-487	\pm 32	+180	-226	\pm 70	+189	-373
1,8	-173	+105	\pm 65	- 27	+ 44	\pm 18	-267	+153	\pm 90	\pm 113	+248	-594	\pm 37	+228	-301	\pm 79	+237	-468
2,0	-178	+110	\pm 68	- 20	+ 40	\pm 17	-274	+162	\pm 95	\pm 120	+298	-709	\pm 41	+281	-387	\pm 87	+290	-574

(blanco)

Tabel 23 – Wapeningsmomenten per lengte in vlakke plaatvloeren onder gelijkmatig verdeelde belasting
Randveld met één star opgelegde lange zijde

Geschematiseerd verloop van de wapeningsmomenten per lengte



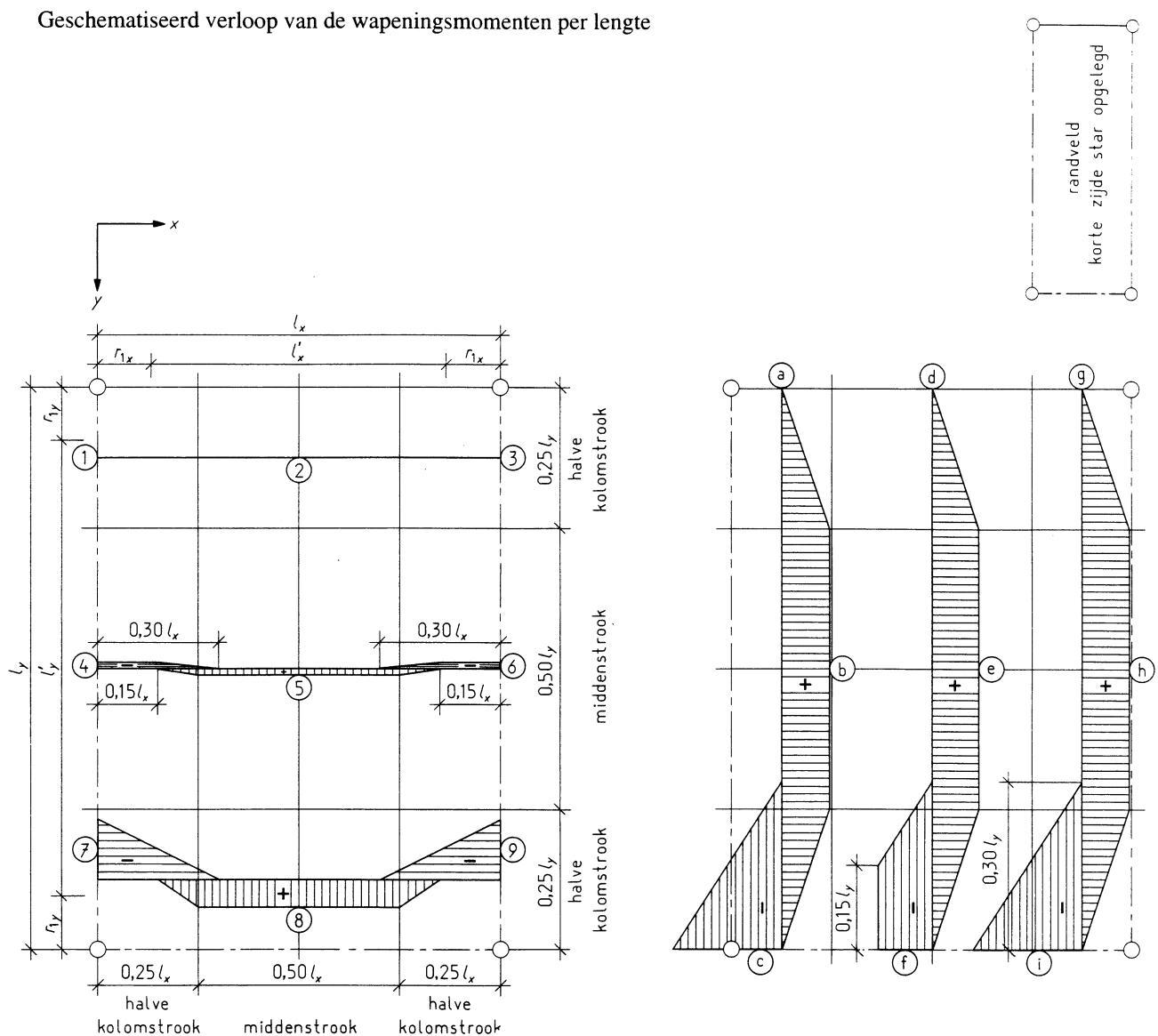
Momentencoëfficiënten

l_y/l_x	$m_{xx}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$										$m_{yy}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$									
	1	2	3	4	4a	5	6	7	8	9	a	b	c	d	e	f	g	h	i	
1,0	-178	+ 84	0	0	-62	+ 75	0	-178	+ 84	0	-159	+ 64	-159	- 30	+ 24	- 30	0	0	0	
1,2	-182	+ 94	0	0	-47	+ 80	0	-182	+ 94	0	-210	+ 78	-210	- 48	+ 38	- 48	0	0	0	
1,4	-184	+109	0	0	-29	+ 87	0	-184	+109	0	-261	+ 91	-261	- 69	+ 53	- 69	-18	+ 17	-18	
1,6	-182	+124	± 15	0	-14	+ 96	± 15	-182	+124	± 15	-312	+102	-312	- 92	+ 67	- 92	-29	+ 28	-29	
1,8	-178	+139	± 23	+ 23	0	+107	± 22	-178	+139	± 23	-361	+111	-361	-115	+ 81	-115	-41	+ 40	-41	
2,0	-172	+154	± 33	+ 45	0	+120	± 29	-172	+154	± 33	-406	+119	-406	-138	+ 94	-138	-55	+ 53	-55	

(blanco)

Tabel 24 – Wapeningsmomenten per lengte in vlakke plaatvloeren onder gelijkmatig verdeelde belasting
Randveld met één star opgelegde korte zijde

Geschematiseerd verloop van de wapeningsmomenten per lengte



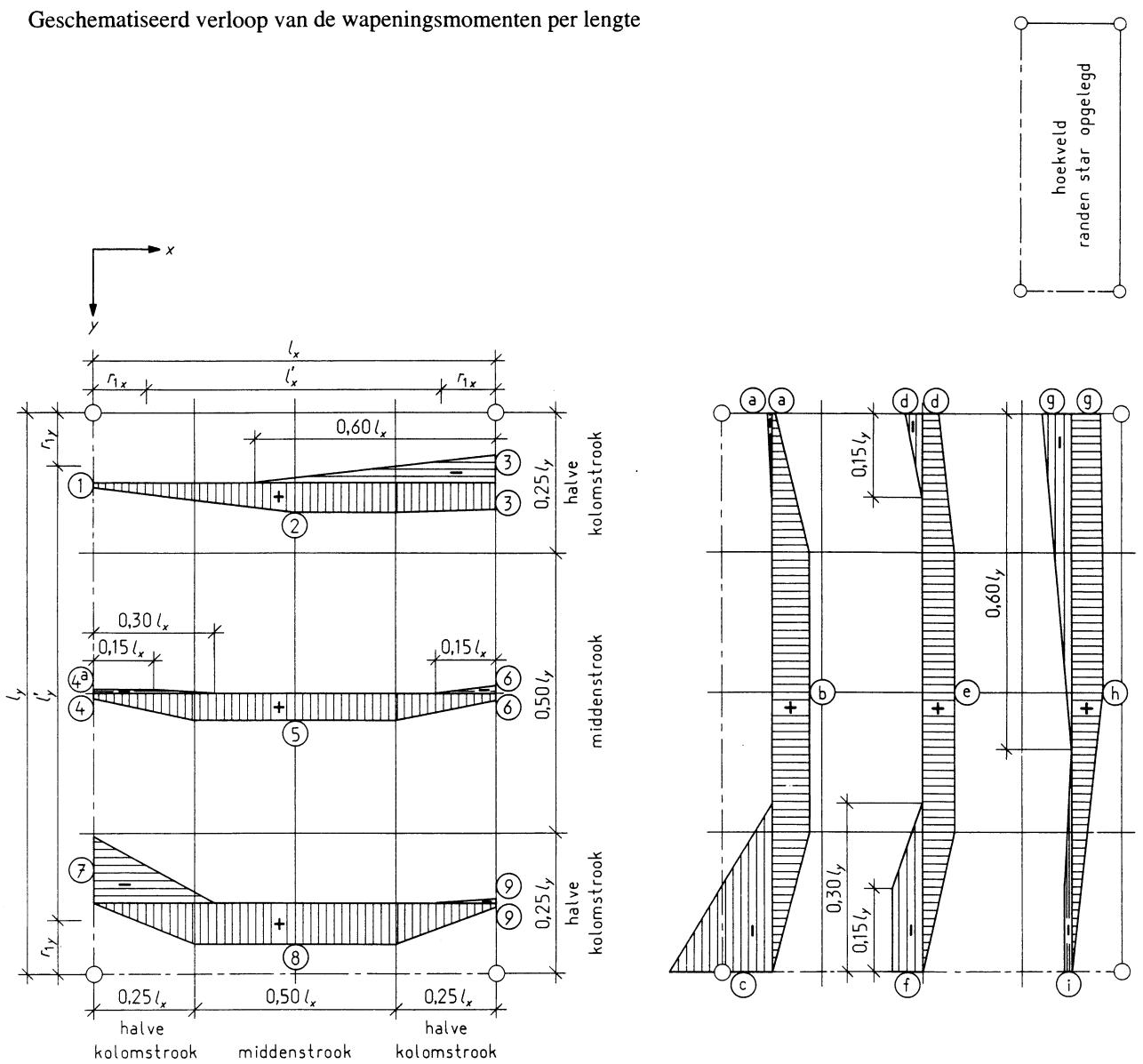
Momentencoëfficiënten

l_y/l_x	$m_{xx}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$									$m_{yy}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	a	b	c	d	e	f	g	h	i
1,0	0	0	0	- 29	+ 24	- 29	-159	+ 64	-159	0	+ 84	-178	0	+ 75	- 62	0	+ 84	-178
1,2	0	0	0	- 24	+ 21	- 24	-172	+ 74	-172	0	+111	-248	0	+105	-106	0	+111	-248
1,4	0	0	0	- 19	+ 17	- 19	-181	+ 83	-181	0	+144	-327	0	+140	-162	0	+144	-327
1,6	0	0	0	- 15	+ 14	- 15	-188	+ 91	-188	0	+184	-416	0	+181	-228	0	+184	-416
1,8	0	0	0	- 12	+ 11	- 12	-193	+ 97	-193	0	+230	-515	0	+228	-306	0	+230	-515
2,0	0	0	0	0	0	0	-197	+101	-197	0	+282	-624	0	+281	-393	0	+282	-624

(blanco)

Tabel 25 – Wapeningsmomenten per lengte in vlakke plaatvloeren onder gelijkmatig verdeelde belasting
Hoekveld met star opgelegde randen

Geschematiseerd verloop van de wapeningsmomenten per lengte



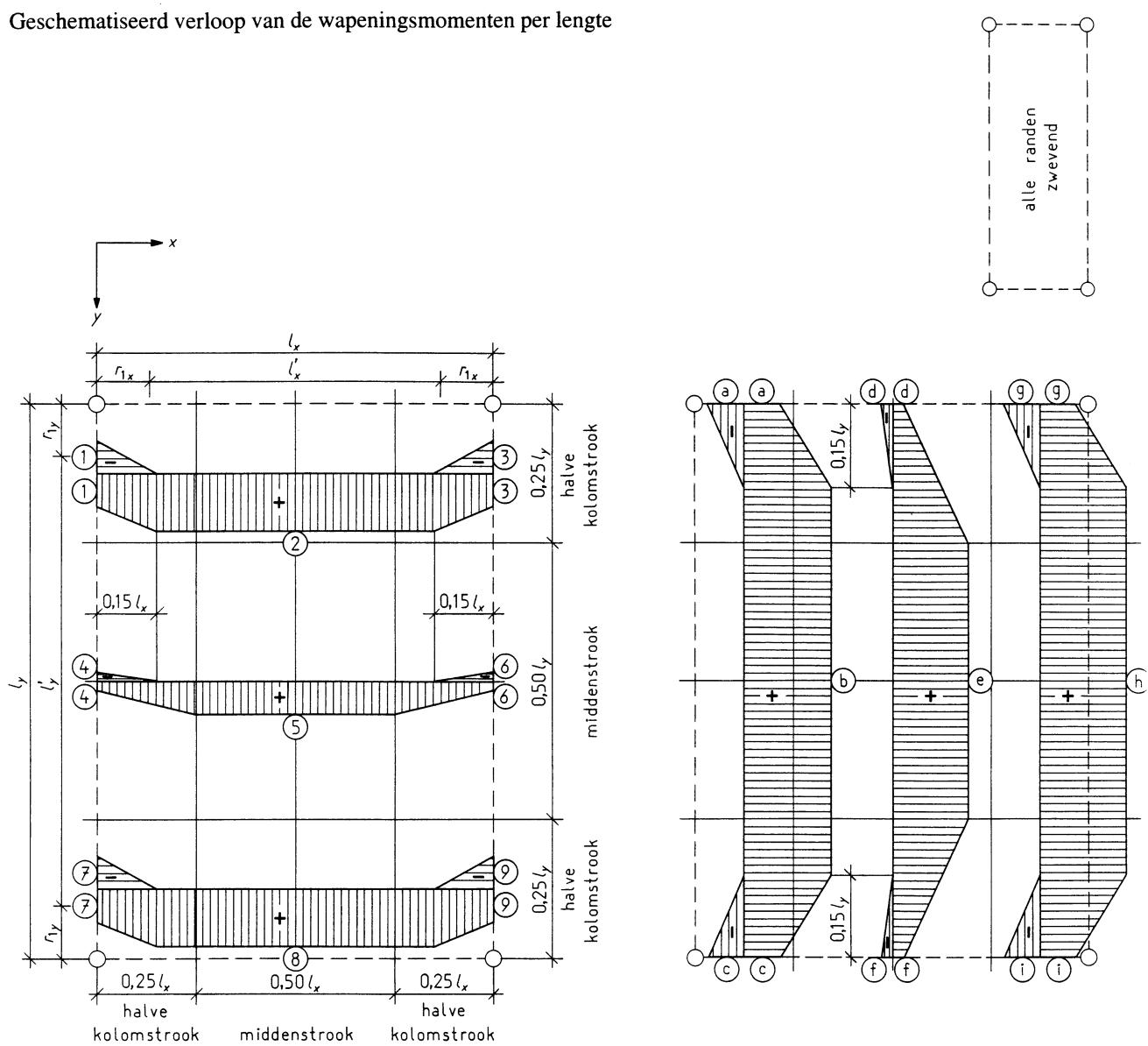
Momentencoëfficiënten

l_y/l_x	$m_{xx}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$									$m_{yy}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$									
	1	2	3	4	4a	5	6	7	8	9	a	b	c	d	e	f	g	h	i
1,0	0	+ 61	± 56	0	- 34	+ 56	± 21	- 190	+ 86	0	0	+ 86	- 190	± 21	+ 56	- 34	± 56	+ 61	0
1,2	0	+ 73	± 68	0	- 21	+ 68	± 19	- 199	+ 105	0	0	+ 100	- 252	± 35	+ 76	- 61	± 71	+ 77	- 10
1,4	+ 14	+ 89	± 82	+ 15	- 12	+ 82	± 22	- 202	+ 123	± 12	± 11	+ 113	- 312	± 50	+ 96	- 90	± 90	+ 95	- 24
1,6	+ 23	+ 108	± 99	+ 33	0	+ 98	± 28	- 200	+ 141	± 21	± 16	+ 123	- 360	± 65	+ 114	- 117	± 110	+ 115	- 40
1,8	+ 33	+ 128	± 115	+ 56	0	+ 115	± 36	- 193	+ 157	± 31	± 20	+ 132	- 418	± 80	+ 132	- 143	± 131	+ 136	- 56
2,0	+ 45	+ 147	± 131	+ 82	0	+ 135	± 44	- 185	+ 173	± 42	± 25	+ 139	- 461	± 95	+ 148	- 166	± 151	+ 155	- 72

(blanco)

Tabel 26 – Wapeningsmomenten per lengte in vlakke plaatvloeren onder gelijkmatig verdeelde belasting
Veld met vier zwevende randen

Geschematiseerd verloop van de wapeningsmomenten per lengte



Momentencoëfficiënten

l_y/l_x	$m_{xx}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$									$m_{yy}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	a	b	c	d	e	f	g	h	i
1,0	± 76	$+151$	± 76	± 23	$+112$	± 23	± 76	$+151$	± 76	± 76	$+151$	± 76	± 23	$+112$	± 23	± 76	$+151$	± 76
1,2	± 89	$+163$	± 89	± 25	$+107$	± 25	± 89	$+163$	± 89	± 94	$+203$	± 94	± 29	$+167$	± 29	± 94	$+203$	± 94
1,4	± 100	$+175$	± 100	± 27	$+101$	± 27	± 100	$+175$	± 100	± 111	$+266$	± 111	± 35	$+233$	± 35	± 111	$+266$	± 111
1,6	± 111	$+187$	± 111	± 28	$+94$	± 28	± 111	$+187$	± 111	± 127	$+338$	± 127	± 41	$+309$	± 41	± 127	$+338$	± 127
1,8	± 120	$+199$	± 120	± 29	$+87$	± 29	± 120	$+199$	± 120	± 143	$+420$	± 143	± 47	$+395$	± 47	± 143	$+420$	± 143
2,0	± 128	$+210$	± 128	± 29	$+80$	± 29	± 128	$+210$	± 128	± 160	$+511$	± 160	± 53	$+492$	± 53	± 160	$+511$	± 160

7.5.4 Kleine geconcentreerde belastingen mogen worden beschouwd als gelijkmatig verdeelde belastingen. Voor de bijbehorende voorwaarden wordt verwezen naar 7.1.3.2 van NEN 6702:1991.

7.5.4.1 De gehanteerde methode is een combinatie van de vloeilijnentheorie en de evenwichtsmethode.

Gekozen wordt een strookbreedte b , de plaatgedeelten daarbuiten worden als niet aanwezig beschouwd.

De vloeilijnentheorie wordt nu uitsluitend toegepast op het plaatdeel met breedte b . Deze werkwijze is toepasbaar voor zowel puntlasten als lijnlasten, zowel evenwijdig aan als loodrecht op de overspanning.

Het moment waarop een vrij opgelegde plaat in de richting van de overspanning (x -richting) bij een puntlast moet worden berekend, is gelijk aan (zie figuur 33):

$$m_{xd} = F_d \frac{a_1 a_2}{lb}$$

waarin:

m_{xd} is het maximale buigend moment per lengte in de richting van de overspanning;
 F_d is de rekenwaarde van de geconcentreerde last in de uiterste grenstoestand.

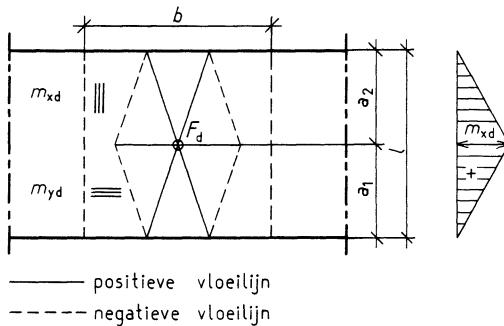
Uit het stervormige bezwijkpatroon volgt eveneens een uitdrukking voor F_d , waarin zowel de langswapening als de dwarswapening voorkomt. Om dit patroon te onderdrukken wordt F_d in beide formules aan elkaar gelijkgesteld.

Op deze wijze wordt de benodigde dwarswapening gevonden, die over de gehele breedte b aanwezig dient te zijn.

Voor het stervormige patroon wordt bij toepassing van alleen onderwapening gevonden:

$F_d^2 = 48 m_{xd} m_{yd}$, zodat het buigend moment in de richting loodrecht op de overspanning gelijk is aan:

$$m_{yd} = \frac{F_d^2}{48 m_{xd}} = \frac{F_d l b}{48 a_1 a_2}$$



Figuur 33 – Stervorming patroon

7.5.4 Platen onder geconcentreerde belasting

7.5.4.1 Belastingsafdracht

Bij het bepalen van de belastingsafdracht moet rekening worden gehouden met de volgende bepalingen:

- De geconcentreerde last moet worden afgedragen door een strook met een breedte b , die als enkele, respectievelijk doorgaande ligger mag worden berekend. Het maximale veldmoment m_{xd} moet over de volle lengte van de strook in rekening worden gebracht. De strookbreedte moet worden bepaald volgens 7.5.4.2.
- In dwarsrichting moeten de volgende positieve momenten worden aangehouden:

- voor een puntlast en een lijnlast in de richting van de overspanning:

$$m_{yd} = \frac{(k_F d)^2}{48 m_{xd}} \quad \text{over de breedte } b \text{ (figuur 34)}$$

- voor een lijnlast loodrecht op de richting van de overspanning:

$$m_{yd} = \frac{\left(q_d a_b - 4m_{xd} \frac{a_b}{l_0}\right)^2}{48 m_{xd}} \quad \text{over de breedte } b_0 \text{ (figuur 35)}$$

waarin:

F_d is de geconcentreerde last; bij een lijnlast geldt $F_d = q_d a_b$;

a_b is de lengte van de geconcentreerde last;

l_0 is de afstand tussen de momentennulpunten;

k_l is een factor waarvoor geldt:

$k_l = 1$ voor een puntlast;

$k_l = 1/2$ voor een lijnlast met een lengte gelijk aan de overspanning ($a_b = l$);

$k_l = 1 - 1/2 \frac{a_b}{l}$ voor een lijnlast met een lengte kleiner dan de overspanning.

- Indien de geconcentreerde last zich op een afstand e buiten de lengte-as van de strook bevindt (zie figuur 34 en 35), moet voor het negatieve moment in dwarsrichting m'_{yd} worden aangehouden:

- voor een puntlast en een lijnlast in de richting van de overspanning:

$$m'_{yd} = 8 m_{yd} e/b \text{ over de breedte } b \text{ (figuur 34);}$$

- voor een lijnlast loodrecht op de richting van de overspanning:

$$m'_{yd} = 8 m_{yd} e/b_0 \text{ over de breedte } b_0 \text{ (figuur 35).}$$

- Het opnemen van de dwarskracht moet binnen de strookbreedte plaatsvinden.

- De verdeling van de oplegreactie over de strookbreedte mag lineair verlopend worden aangenomen (zie figuur 34) en moet in langs- en dwarsrichting in evenwicht zijn met de geconcentreerde last.

- De hoogte van de betondrukzone moet voldoen aan het gestelde in 8.1.3 voor de plasticiteitstheorie ($k_x \leq 0,35$).

oplegreactie verdeling

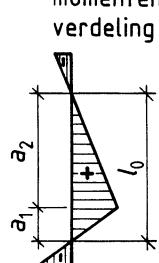


$\frac{b}{2} \quad \frac{b}{2}$

e

F_d

momenten-verdeling



a. Puntlast

oplegreactie verdeling



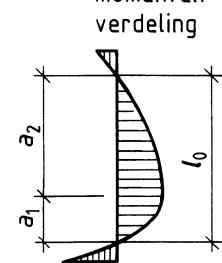
$\frac{b}{2} \quad \frac{b}{2}$

e

a_2

a_1

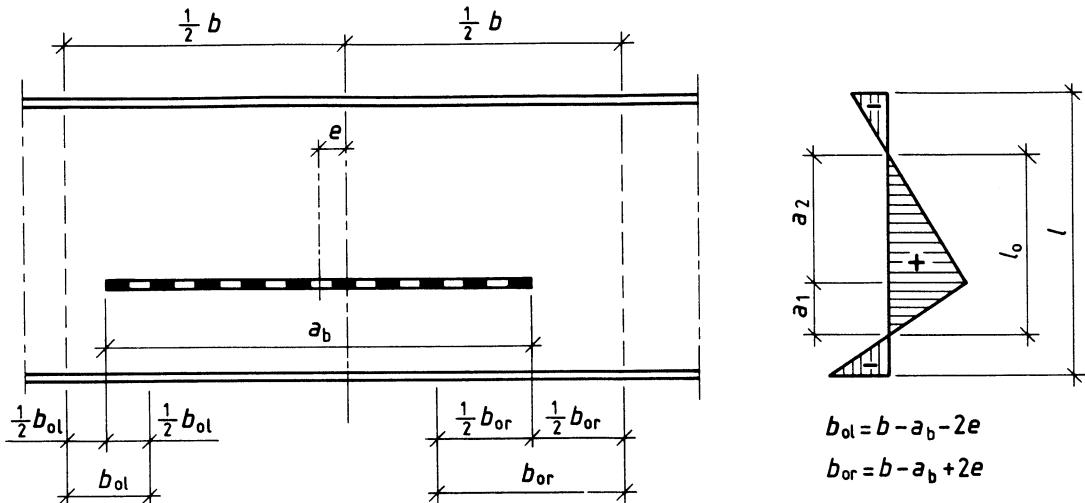
momenten-verdeling



b. Lijnlast evenwijdig aan de overspanning

Figuur 34 – Belaste strook

- 7.5.4.2 Bij een niet-verplaatsbare last is het economisch de strookbreedte zo klein mogelijk te kiezen en bij een verplaatsbare last zo groot mogelijk.
- 7.5.4.3 c. Uit de figuren 36 en 37 volgt dat ten minste 40 % in de richting van de kortste overspanning moet worden afgedragen. Het verdient aanbeveling hiervoor een hoger percentage te kiezen.



Figuur 35 – Lijnlast loodrecht op de overspanning

7.5.4.2 Strookbreedte

De strookbreedte b moet voldoen aan de volgende voorwaarde (zie figuur 34 en 35):

$$a + d \leq b \leq a + d + \frac{4a_1 a_2}{l_0} - 2e$$

waarin:

- a is de afmeting van de geconcentreerde last, gemeten loodrecht op de richting van de overspanning;
- a_1, a_2 is de afstand van de doorsnede met het maximale veldmoment tot de momentennulpunten;
- l_0 is de afstand tussen de momentennulpunten;
- e is de excentriciteit van de geconcentreerde last.

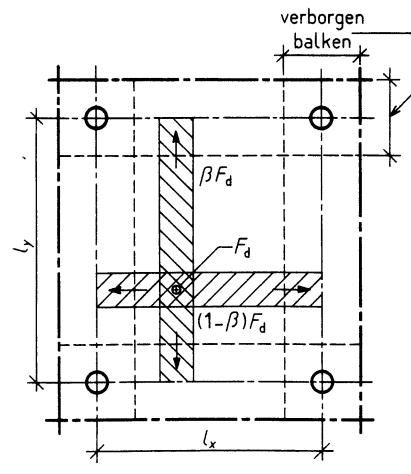
Voor de strookbreedte b_0 geldt (zie figuur 35):

$$b_0 = b - a \pm 2e.$$

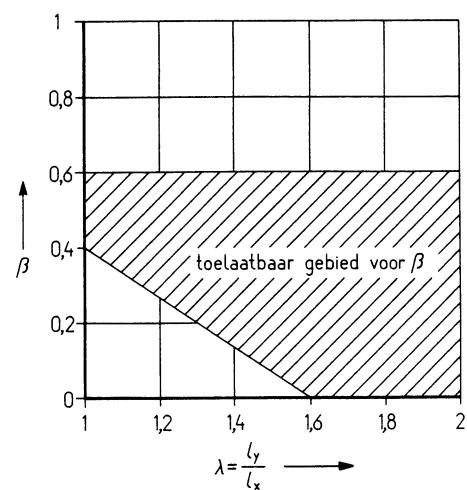
7.5.4.3 Lijn- en puntvormig ondersteunde platen

Voor lijn- en puntvormig ondersteunde platen moet rekening worden gehouden met de volgende bepalingen:

- Bij driezijdig lijnvormig ondersteunde platen moet de strook op twee starre ondersteuningen rusten.
- Bij vierzijdig lijnvormig ondersteunde platen en bij puntvormig ondersteunde platen moet de belastingsafdracht overeenkomen met die voor gelijkmatig verdeelde belasting. De geconcentreerde last mag in twee onderling loodrechte stroken worden afgedragen die elk berekend moeten worden volgens 7.5.4.1 en 7.5.4.2.
- Bij puntvormig ondersteunde platen moet elke strook op twee andere stroken rusten, die van kolom tot kolom dragen en die op een afstand r_2 van de kolommen als volledig ingeklemd moeten worden beschouwd (zie figuur 36). Bij de belastingsafdracht βF_d en $(1-\beta)F_d$ moet de waarde van β binnen de grenzen blijven die in figuur 37 zijn aangegeven.



Figuur 36 – Afdracht in twee richtingen



Figuur 37 – De factor β

- 7.6.1 Geschoorde kolommen en op druk belaste wanden zijn als een bijzonder geval van een geschoord raamwerk te beschouwen en vallen dus eveneens onder dit artikel. Geschoerde raamwerken kunnen worden berekend met de algemene bepalingen voor de krachtsverdeling van 7.3. Een verantwoorde beperking van de hoeveelheid rekenwerk is mogelijk door uit te gaan van een ondergrens voor de slankheid λ_h , volgens de rekenmethode omschreven in 7.6.2.
- Wordt aan deze slankheidsvoorwaarde niet voldaan dan kan de berekening worden uitgevoerd volgens de e_c -methode omschreven in 7.6.3.

- 7.6.2.1 De vergrotingsfactor voor het bepalen van de tweede-ordemomenten kan, uitgaande van de quasi-lineaire-elasticiteitstheorie, gelijk gesteld worden aan $n/(n - 1)$ waarin:

$$n = \frac{N'_{cr}}{N'_d}$$

$$N'_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_d}{l_c^2}$$

De tweede-ordemomenten mogen worden verwaarloosd als de vergrotingsfactor $n/(n - 1) \leq 1,1$ dus als $n \geq 11$.

Wordt voor $(EI)_d$ aangehouden $E_f I$, waarin $I = 1/12 bh^3$ en wordt voor $N'_d = \alpha_n \{A_b f'_b + (A_s + A'_s) f_s\} = \alpha_n bh (f'_b + 0,01 \bar{\omega}_{ot} f_s)$ ingevuld, dan volgt uit $n \geq 11$:

$$\lambda_h = \frac{l_c}{h} \leq \sqrt{\frac{0,075 E_f}{\alpha_n (f'_b + 0,01 \bar{\omega}_{ot} f_s)}}$$

Met E_f volgens tabel 15 volgt dan de in de normtekst genoemde ondergrens die geldig is voor alle sterkteklassen van het beton.

De op deze wijze bepaalde grenswaarde voor de slankheid is onafhankelijk van het wapeningspercentage.

Indien het wapeningspercentage bekend is, of op eenvoudige wijze bepaald kan worden, kan $(EI)_d$ uiteraard ook berekend worden met behulp van tabel 15 in 7.2.3.

De grenswaarden gelden niet voor ongewapend beton omdat het draagvermogen bij toenemende e_o/h veel meer dan lineair met de vergrotingsfactor afneemt.

- 7.6.2.2 De in figuur 38 gegeven kniklengten zijn eenvoudigheidshalve onafhankelijk gesteld van de grootte van de rotatieveerconstante ter plaatse van de aansluitingen. De tabel moet daarom worden gehanteerd op basis van een redelijke waardering van de mate van inklemming.
- Het is uiteraard ook mogelijk de kniklengte te bepalen met behulp van de toegepaste mechanica uitgaande van berekende veerconstanten.

- 7.6.3.1 Voorgespannen constructiedelen zijn bij het onderzoek van de e_c -methode buiten beschouwing gebleven. Omdat de normaalkracht ten gevolge van voorspanning wel invloed heeft op de doorsnedeberekening maar niet op tweede-orde-excentriciteiten is de invloed op de e_c -methode niet duidelijk.
- De e_c -methode is ook van toepassing op ongewapend beton. Uit de op basis van de NLE bepaalde dimensioneringstabellen voor ongewapend beton in de G.T.B. blijkt dat de e_c -methode in veel gevallen een veilige benadering is.

7.6 Krachtsverdeling in geschoorde raamwerken

7.6.1 Algemeen

De krachtsverdeling in geschoorde raamwerken moet worden bepaald volgens het gestelde in 7.3.1. Bij de bepaling van de krachtsverdeling in liggers en platen die een onderdeel vormen van een geschoord raamwerk moet tevens worden voldaan aan de bepalingen in 7.4 en 7.5.

Bij de bepaling van de krachtsverdeling in de op centrische of excentrische druk belaste constructiedelen die al dan niet onderdeel zijn van een raamwerk mag onder de voorwaarden zoals genoemd in 7.6.2.1 een tweede-ordeberekening achterwege blijven. Indien niet aan deze voorwaarden wordt voldaan moet een tweede-ordeberekening volgens de niet-lineaire of quasi-lineaire-elasticiteitstheorie worden uitgevoerd.

Onder de in 7.6.3.1 genoemde voorwaarden mag de tweede-ordeberekening ook worden uitgevoerd met behulp van de e_c -methode volgens 7.6.3.

7.6.2 Krachtsverdeling zonder tweede-orde

7.6.2.1 Voorwaarden

De op druk belaste gewapende niet-voorgespannen onderdelen van geschoorde raamwerken behoeven niet op tweede-ordemomenten te worden berekend, indien voldaan wordt aan de voorwaarden:

$$\lambda_h \leq \frac{5}{\sqrt{\alpha_n}} \quad \text{voor } \alpha_n \leq 0,25$$

$$\lambda_h \leq 10 \quad \text{voor } 0,25 < \alpha_n \leq 0,5$$

$$\lambda_h < 15-10 \alpha_n \quad \text{voor } 0,5 < \alpha_n \leq 1$$

waarin:

λ_h is de slankheid volgens 7.6.2.2;

$$\alpha_n = \frac{N'_d}{A_b f_b + (A_s + A'_s) f_s}$$

7.6.2.2 Slankheid

De slankheid λ_h moet worden berekend met:

$$\lambda_h = \frac{l_c}{h}$$

waarin:

l_c is de kniklengte volgens figuur 38;

h is de hoogte van de doorsnede in de beschouwde buigingsrichting.

Voor niet-rechthoekige doorsneden geldt:

$$h = i\sqrt{12};$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_b}} \quad \text{is de hoofdtraagheidsstraal.}$$

l_c	$0,5l$	$0,6l$	$0,7l$	$0,8l$	$0,9l$	$1,0l$
schema						

Figuur 38 – Kniklengte van geschoorde staven

7.6.3 Berekening volgens de e_c -methode

7.6.3.1 Voorwaarden

De afmetingen van de doorsnede en de wapening in de doorsnede mogen over de lengte van het gedrukte onderdeel van de constructie niet variëren.

De e_c -methode is niet van toepassing op voorgespannen constructiedelen.

- 7.6.3.2 Het invoeren van de toeslagexcentriciteit e_c dient om op eenvoudige wijze de uitbuiting van het constructiedeel in rekening te brengen. De berekening van de draagkracht wordt hiermee teruggebracht tot een doorsnedeberekening van de maatgevende doorsnede, waarbij mag worden aangenomen dat de verkorting ter plaatse van de meest gedrukte vezel $\epsilon'_{bu} = 3,5\%$ bedraagt. In veel gevallen is e_c niet gelijk aan, maar groter dan de werkelijke uitbuiting. In deze gevallen komt de vervormingstoestand, aangenomen in de doorsnedeberekening, niet overeen met de werkelijke vervormingstoestand. De toeslagexcentriciteit e_c heeft in deze gevallen geen fysische betekenis en is slechts een rekengrootheid. De waarde van e_c is bepaald op grond van een groot aantal berekeningen, gebaseerd op de niet-lineaire-elasticiteitstheorie. Indien e_o niet aan een der beide uiteinden optreedt moet volgens tabel 27 voor e_1 de grootste van de aan de beide uiteinden optredende excentriciteiten worden aangehouden. Met de grootste wordt hier de algebraïsch grootste waarde bedoeld.

Voorbeelden: stel $e_o = 100$ mm

excentriciteit aan de uiteinden: 50 mm en 90 mm $\rightarrow e_1 = 90$ mm

excentriciteit aan de uiteinden: 50 mm en -90 mm $\rightarrow e_1 = 50$ mm

excentriciteit aan de uiteinden: -50 mm en 90 mm $\rightarrow e_1 = 90$ mm

excentriciteit aan de uiteinden: -50 mm en -90 mm $\rightarrow e_1 = -50$ mm

Er wordt op gewezen dat volgens 8.1.1 voor e_t geen kleinere waarde dan 0,1 h in rekening mag worden gebracht.

- 7.6.3.3 Uit de formule voor de vormfactor ψ volgt, dat bij asymmetrische profielen de vormfactor ψ in de ene buigingsrichting niet gelijk is aan de vormfactor ψ in de tegenovergestelde buigingsrichting. Dit wordt veroorzaakt door de term $12 z_b/h$, die voor de twee beschouwde buigingsrichtingen niet gelijk is.
Voor massieve ronde doorsneden geldt: $\psi = 1,31$.

7.6.3.2 Totale excentriciteit

De totale excentriciteit e_t , waarin de tweede-orde effecten zijn verwerkt, moet worden bepaald uit:

$$e_t = (e_o + e_c) \xi < e_o$$

waarin:

e_o is de grootste beginexcentriciteit in het onderdeel van de constructie bepaald met de lineaire-elasticiteits-theorie volgens 7.2.4, met inachtneming van de minimale waarde volgens 7.3.4.1;

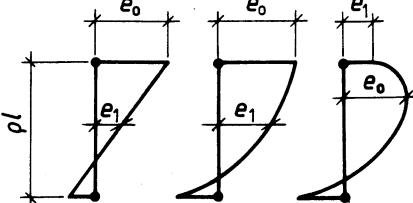
e_c is de toeslagexcentriciteit volgens de formules van tabel 27;

ξ is de factor volgens de formule van tabel 27;

l_c is de kniklengte volgens figuur 38;

l is de theoretische lengte van de kolom of wand.

Tabel 27 – Formules ter bepaling ξ en e_c

belastingsschema's	ξ	e_c
	$\xi = 0,5\left(1 + \frac{e_1}{e_0}\right) < 0,75$	indien $e_o < 0,5 h$: $e_c = 3 [1,5h + e_o (4\psi - 3)] \left(\frac{\varrho l_c}{100h}\right)^2$ indien $e_o \geq 0,5 h$: $e_c = 6h\psi \left(\frac{\varrho l_c}{100h}\right)^2$

e_o is de grootste excentriciteit over de hoogte;
 e_1 is de excentriciteit in het midden van de hoogte indien e_o optreedt aan één der beide uiteinden en is de grootste van de aan de beide uiteinden optredende excentriciteiten indien e_o niet aan één der beide uiteinden optreedt;
 ψ is de vormfactor (zie 7.6.3.3); voor rechthoekige doorsnede: $\psi = 1$;
 ϱ is de reductiefactor voor de kniklengte van wanden (zie 7.6.3.4); voor tweeziijdig gesteunde wanden: $\varrho = 1$.

7.6.3.3 Vormfactor

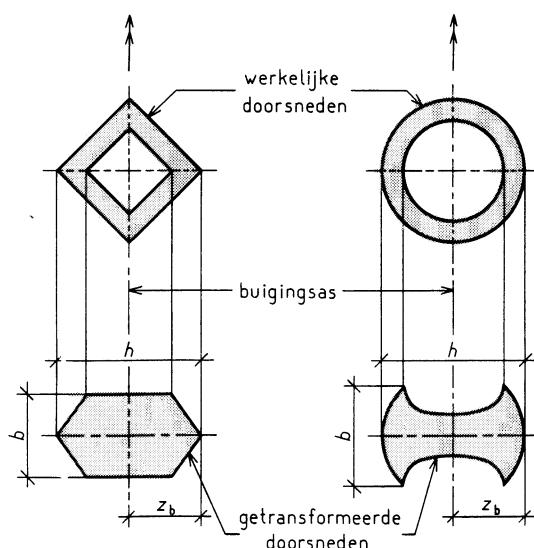
De invloed van de vorm van een niet-rechthoekige doorsnede op de grootte van de toeslagexcentriciteit e_c wordt in rekening gebracht met behulp van een vormfactor ψ , die volgt uit:

$$\psi = \frac{1}{4} \left(13 - 36 \frac{I}{bh^3} - 12 \frac{z_b}{h} \right)$$

waarin (zie ook figuur 39):

z_b is de afstand van de meest gedrukte vezel tot de buigingsas;

b is de grootste gesommeerde breedte van uitsluitend de betondoorsnede loodrecht op de buigingsrichting.



Figuur 39 – Willekeurige doorsnede

7.7.1

Ongeschoorde kolommen en op druk belaste wanden zijn als een bijzonder geval van een ongeschoord raamwerk te beschouwen en vallen dus eveneens onder dit artikel. Ongeschoorde en schorende raamwerken kunnen worden berekend met de algemene bepalingen voor de krachtsverdeling volgens 7.3.

Een verantwoorde beperking van de hoeveelheid rekenwerk is mogelijk door uit te gaan van een begrenzing van de kniklengte l_c volgens de rekenmethode beschreven in 7.7.2.

Wordt aan deze begrenzing niet voldaan dan kan de berekening worden uitgevoerd volgens de kruisjesmethode beschreven in 7.7.3.

Zie met betrekking tot de beperking tot niet-voorgespannen op druk belaste constructiedelen de toelichting op 7.6.3.1.

De bepalingen in 7.7 hebben betrekking op vlakke raamwerken. Bij ruimtelijke raamwerken kan het soms nodig zijn de rotatiestabiliteit te controleren.

Hetzelfde geldt voor schorende constructies volgens 7.8 (bijvoorbeeld een excentrisch geplaatste kern).

Berekeningen kunnen worden uitgevoerd met de leer van de mechanica.

De kruisjesmethode volgens 7.7.3 vindt vooral toepassing bij raamwerken met een regelmatige structuur. Naast deze methode wordt in de praktijk ook veelvuldig gebruik gemaakt van raamwerkprogramma's. Op basis van de normtekst is het gebruik van deze lineair-elastische programma's toegestaan indien de stijfheden van de constructiedelen worden bepaald met de in 7.2.3 gegeven bepalingen voor de quasi-lineaire-elasticiteitstheorie. De toeslagmomenten ten gevolge van tweede-orde invloeden worden daarbij bepaald uit de vergrotingsfactor, die volgt uit de verhouding van uitbuigingen.

7.7.2.1

Gekozen is voor het geven van een grenswaarde voor de kniklengte die uitsluitend afhankelijk is van de uitwendige betonafmetingen en niet van het wapeningspercentage.

Uitgaande van $n = N'_{cr}/N'_d$ en $N'_{cr} = \pi^2 (EI)_d/l_c^2$ is de voorwaarde voor het achterwege laten van het berekenen van tweede-ordemomenten: $n > \pi^2$.

Indien het wapeningspercentage bekend is of op eenvoudige wijze kan worden bepaald, kan $(EI)_d$ uiteraard ook berekend worden met de waarden volgens tabel 15 van 7.2.3.

7.6.3.4 Kniklengte van wanden

De wijze waarop wanden zijdelings worden gesteund mag op de grootte van de toeslagexcentriciteit e_c in rekening worden gebracht door het vervangen van de kniklengte l_c door een gereduceerde kniklengte ϱl_c . Voor ϱ moet worden aangehouden (zie ook figuur 40):

- voor driezijdig gesteunde wanden:

$$\varrho = \frac{l_1}{l} \geq 1$$

- voor vierzijdig gesteunde wanden:

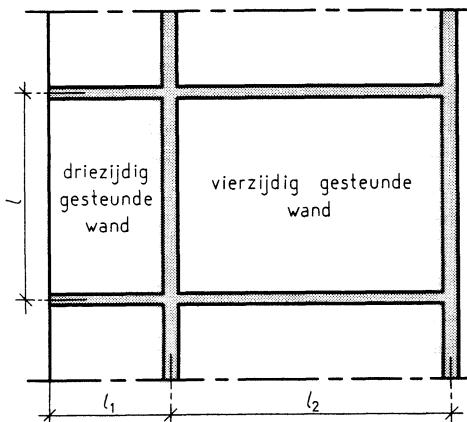
$$\varrho = \frac{l_2}{2l} \geq 1$$

waarin:

l is de systeemlengte van de wand;

l_1 is de afstand van het hart van de ondersteuning tot de vrije rand;

l_2 is de hart-op-hartafstand van de ondersteuningen.



Figuur 40 – Meerzijdig gesteunde wanden

7.7 Krachtsverdeling in ongeschoorde en schorende vlakke raamwerken

7.7.1 Algemeen

De krachtsverdeling in ongeschoorde en schorende raamwerken moet worden bepaald volgens 7.3.1.

Bij de bepaling van de krachtsverdeling in liggers en platen die een onderdeel vormen van een ongeschoord of een schorend raamwerk moet tevens worden voldaan aan de bepalingen in 7.4 en 7.5.

Onder voorwaarden zoals genoemd in 7.7.2.1 mag een tweede-ordeberekening achterwege blijven. Indien niet aan deze voorwaarden wordt voldaan moet een tweede-ordeberekening volgens de niet-lineaire- of quasi-lineaire-elasticiteitstheorie worden uitgevoerd.

De totale krachtsverdeling mag ook worden bepaald met behulp van de kruisjesmethode volgens 7.7.3.

De kruisjesmethode geldt niet voor voorgespannen op druk belaste constructiedelen.

7.7.2 Krachtsverdeling zonder tweede-orde

7.7.2.1 Voorwaarden

De op druk belaste niet-voorgespannen onderdelen van ongeschoorde raamwerken behoeven niet op tweede-ordemomenten te worden berekend indien wordt voldaan aan de voorwaarde:

$$l_c \leq \sqrt{\frac{(EI)_d}{N'_d}}$$

waarin:

$(EI)_d = E_f I$ is de rekenwaarde van de buigstijfheid;

$E_f = 1/3 \cdot 10^3 f'_{ck}$ is de fictieve elasticiteitsmodulus;

l_c is de kniklengte volgens de in 7.7.2.2 gegeven formules.

Voor schorende raamwerken moet N'_d worden vervangen door de rekenwaarde van de totale verticale belasting N'_{vd} op dat gedeelte van het bouwwerk waarvoor het betreffende onderdeel van het raamwerk de stabiliteit verzorgt.

- 7.7.2.2 Indien wordt voldaan aan de voorwaarden dat de scharnieren ten gevolge van het optreden van uitsluitend horizontale belasting ongeveer in het midden van de overspanning zijn gelegen, bestaan er geen extreme verschillen in stijfheid tussen de diverse constructie-onderdelen.

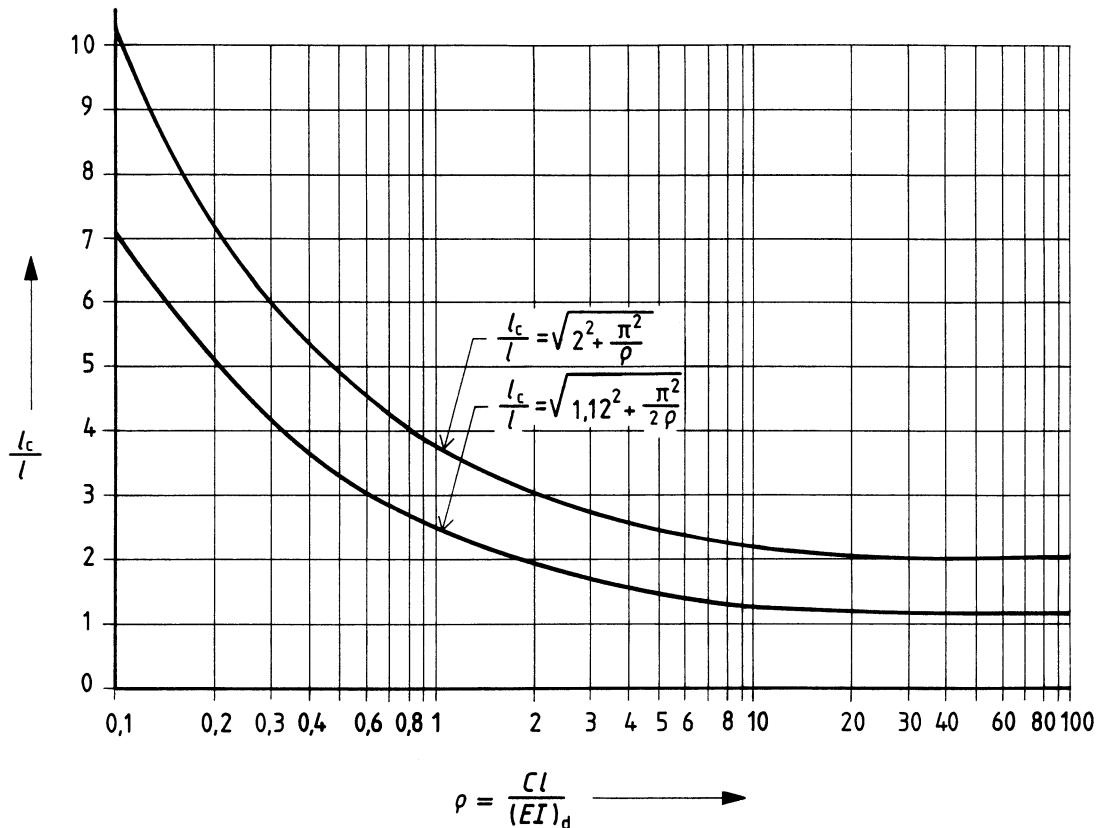
Door het aanhouden van de in 7.2.3 gegeven, op de KLE gebaseerde waarden voor E_f is een voldoend veilige benadering gegeven voor de kniklengte waarbij geen tweede-ordemomenten behoeven te worden berekend.

Bij rechthoekige doorsneden kan E_f worden ontleend aan tabel 15 (onder buiging zonder normaalkracht). Indien het wapeningspercentage (nog) niet bekend is, kan de in de tabel gegeven ondergrens worden aangehouden.

In figuur 41 is de kniklengte l_c gegeven als functie van ρ .

In de figuur is ook de kniklengte volgens 7.8.2.2 gegeven.

Indien niet aan de genoemde voorwaarden wordt voldaan, kan geen gebruik worden gemaakt van de vereenvoudigde methode en kan de kniklengte worden bepaald met behulp van de leer der mechanica.



Figuur 41 – Kniklengte verend ingeklemde staven

7.7.2.2 Kniklengte

Voor raamwerken waarbij uit een lineair-elastische berekening van de krachtsverdeling ten gevolge van uitsluitend horizontale belastingen volgt dat momentennulpunten – waarvoor scharnieren kunnen worden aangenomen – optreden:

- voor kolommen en wanden gelegen tussen 0,4 en 0,6 maal de systeemlengte van de kolom of wand;
- voor liggers gelegen tussen 0,4 en 0,6 maal de systeemlengte van de ligger;

mag de kniklengte l_c worden bepaald uit:

$$l_c = l \sqrt{2^2 + \frac{\pi^2}{\varrho}}$$

waarin:

l is de kolom- of wandlengte, in dit geval de afstand van de inklemming tot aan het aangenomen scharnier (zie figuur 42);

$$\varrho = \frac{C l}{(EI)_d};$$

C is de veerconstante van de inklemming;

Indien de inklemming wordt gevormd door aansluitende liggers geldt:

$$C = 3 \frac{(EI)_{da}}{l_a} + 3 \frac{(EI)_{db}}{l_b}$$

waarin:

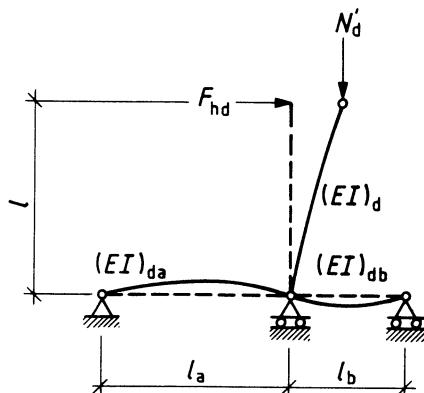
$$(EI)_{da} = E_f I_a;$$

$$(EI)_{db} = E_f I_b;$$

E_f is de fictieve elasticiteitsmodulus voor op buiging zonder normaalkracht belaste doorsneden volgens 7.2.3;

l_a, l_b is de liggerlengte, in dit geval de afstand van de inklemming tot het aangenomen scharnier (zie figuur 42);

Voor $(EI)_d$: zie 7.7.2.1.



Figuur 42 – Verend ingeklemde staaf

7.7.3 Berekening volgens de kruisjesmethode

7.7.3.1 Algemeen

Raamwerken mogen op de onderste bouwlaag opgebouwd worden gedacht uit verend ingeklemde constructiedelen en op de overige bouwlagen uit kruisvormige constructiedelen. Bij de berekening wordt aangenomen dat deze constructiedelen onderling scharnierend zijn verbonden (zie figuur 43).

Voor de plaats van de scharnieren geldt het volgende:

- de scharnieren mogen in een raamwerk met ten minste vier bouwlagen en ten minste vier traveeën worden aangenomen op de helft van de hoogte van de kolommen of wanden en in het midden van de overspanning van de liggers, als wordt voldaan aan:

$$\frac{I_{rm}}{I_{sm}} \frac{l_{sm}}{l_{rm}} \geq 0,25$$

waarin:

I_{rm} is het gemiddelde kwadratisch oppervlaktemoment van de ligger;

I_{sm} is het gemiddelde kwadratisch oppervlaktemoment van kolom of wand;

l_{rm} is de gemiddelde theoretische overspanning van de ligger;

l_{sm} is de gemiddelde theoretische overspanning van kolom of wand.

(blanco)

Bij het bepalen van deze gemiddelden mag worden gemiddeld over alle kolommen of wanden respectievelijk liggers, die in het beschouwde gebouw(deel) voorkomen.

In de bovenste bouwlaag moeten de scharnieren in de kolommen of wanden worden aangenomen op $0,3 l_s$ van de onderzijde van de kolom of wand.

In de onderste kolommen of wanden moeten de scharnieren worden aangenomen ter plaatse van de momentennulpunten, die volgen uit de berekening van de eerste-orde momenten ten gevolge van een horizontale belasting, met dien verstande dat:

1. voor de berekening van het onderste kruisvormige constructiedeel de afstand van het onderste scharnier tot de bovenzijde van de fundering niet groter mag worden aangenomen dan $0,5 l_s$ (zie figuur 44);
2. voor de berekening van het onderste gedeeltelijk ingeklemde constructiedeel de afstand van het scharnier tot aan de bovenzijde van de fundering ten minste moet worden aangenomen op $0,7 l_s$ (zie figuur 44);

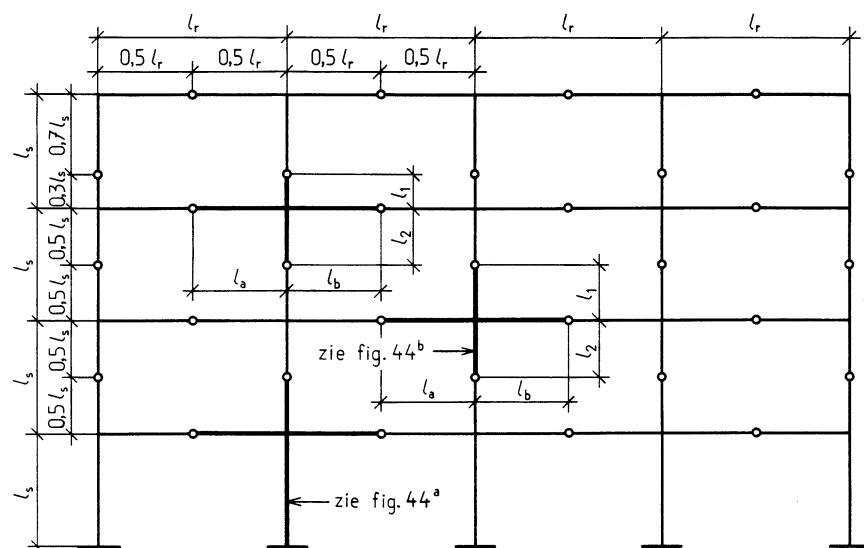
waarin:

l_s is de afstand van de bovenzijde van de fundering tot het hart van de ligger boven de onderste bouwlaag;

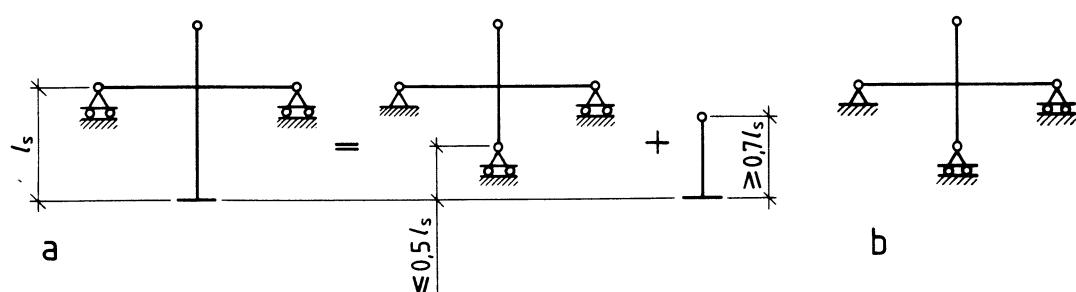
- b. indien niet aan de onder a gestelde voorwaarden wordt voldaan, komt de plaats van de scharnieren overeen met die van de momentennulpunten ten gevolge van een horizontale belasting bepaald met de lineaire-elasticitietstheorie volgens 7.2.4. Voor de berekening van het onderste kruisvormige en van het onderste verend ingeklemde constructiedeel blijven de bepalingen genoemd onder a.1 en a.2 van kracht.

De krachtsverdeling moet worden bepaald:

- a. in de verend ingeklemde constructiedelen volgens 7.7.3.2;
- b. in de kruisvormige constructiedelen volgens 7.7.3.3 en 7.7.3.4.



Figuur 43 – Raamwerk met kruisjes



Figuur 44 – Kruisjes uit het raamwerk

- 7.7.3.2 Er wordt op gewezen dat volgens 8.1.1 voor e_t geen kleinere waarde dan 0,1 h in rekening mag worden gebracht.

Omdat het hier slechts om een verhouding van stijfheden gaat, mogen de stijfheden worden gebaseerd op ongescheurde doorsneden (volgens de lineaire-elasticiteits-theorie).

- 7.7.3.3 Voor het bepalen van de veerconstante van de inklemming wordt uitgegaan van de rekenwaarde van de buigstijfheid van de liggerelementen in de kruisjes, volgens de quasi-lineaire-elasticiteitstheorie van 7.2.3.

7.7.3.2 Verend ingeklemde constructiedelen

De totale excentriciteit e_t , waarin de tweede-orde-effecten zijn verwerkt, moet bij ongeschoorde raamwerken worden bepaald uit:

$$e_t = (e_o + e_c) \xi \leq e_o$$

Bij schorende raamwerken geldt dezelfde formule, echter met dien verstande dat e_c moet worden vervangen door e'_c

waarin:

e_o is de grootste beginexcentriciteit in het onderdeel van de constructie, bepaald met de lineaire-elasticitietstheorie volgens 7.2.4 en met inachtneming van de minimale waarde volgens 7.3.4.1;

e_c is de toeslagexcentriciteit volgens de formules van tabel 28;

$C = \frac{M}{\phi}$ is de veerconstante van de inklemming;

M is het inklemmingsmoment;

ϕ is de bij M behorende hoekverdraaiing van de inklemmingsconstructie;

ψ is de vormfactor volgens 7.6.3.3;

$$e'_c = e_c \frac{N'_{vd}}{N'_d} \frac{(EI)_k}{\sum (EI)_k}$$

N'_{vd} is de rekenwaarde van de totale verticale belasting op dat gedeelte van het bouwwerk waarvoor het schorende raamwerk de stabiliteit verzorgt;

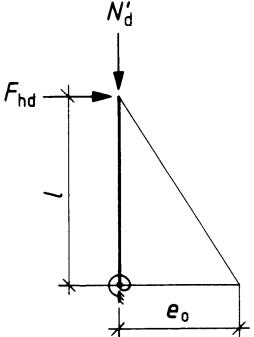
$(EI)_k$ is de buigstijfheid van de beschouwde kolom volgens de lineaire elasticiteitstheorie;

$\sum(EI)_k$ is de som van de buigstijfheden van alle kolommen van het schorende raamwerk;

ξ is de factor volgens tabel 28 met dien verstande dat bij schorende raamwerken de grootheid N'_d moet worden vervangen door:

$$\xi = \frac{(EI)_k}{\sum (EI)_k}$$

Tabel 28 – Formules voor de bepaling van e_c en ξ

belastingsschema	ξ	e_c
	$\xi = \frac{C}{C - N'_d l}$ $C = \infty \rightarrow \xi = 1$	de kleinste waarde van: $e_c = 18h\psi \left(\frac{1}{100h} \right)^2$ en: $e_c = 12 [1,5h + e_o (4\psi - 3)] \left(\frac{l}{100h} \right)^2$
	C is veerconstante inklemming (zie 7.7.3.3)	ψ is vormfactor (zie 7.6.3.3)

7.7.3.3 Volledig kruisvormige constructiedelen

Achtereenvolgens moeten worden bepaald:

a. Beginexcentriciteiten e_{o1} en e_{o2} :

De beginexcentriciteiten moeten worden bepaald uit:

$$e_{o1} = \left| \frac{M_{1d}}{N'_{1d}} \right| \quad e_{o2} = \left| \frac{M_{2d}}{N'_{2d}} \right|$$

waarin:

e_{o1}, e_{o2} is de beginexcentriciteit in een kolom of wand aan de bovenzijde respectievelijk onderzijde van het kruisvormig constructiedeel met lengte l_1 respectievelijk l_2 volgens 7.7.3.1 (zie figuur 43), met inachtneming van de minimale waarde volgens 7.3.4.1;

M_{1d}, M_{2d} is het eerste-orde moment ter plaatse van de inklemming van de kolom of wand met lengte l_1 respectievelijk l_2 ;

N'_{1d}, N'_{2d} is de bij M_{1d} respectievelijk M_{2d} behorende normaalkracht.

(blanco)

b. Totale excentriciteit e_t :

De totale excentriciteit e_{t1} en e_{t2} , waarin de tweede-orde-effecten zijn verwerkt moeten worden bepaald uit:

$$e_{t1} = (e_{o1} + e_{c1}) \xi_1 \neq e_{o1} \quad \text{en} \quad e_{t2} = (e_{o2} + e_{c2}) \xi_2 \neq e_{o2}$$

Bij schorende raamwerken geldt dezelfde formule, met dien verstande echter dat e_{c1} en e_{c2} moeten worden veranderd in respectievelijk e'_{c1} en e'_{c2} .

waarin:

e_{o1}, e_{o2} is de beginexcentriciteit volgens a;

e_{c1}, e_{c2} is de toeslagexcentriciteit volgens de formules van tabel 28;

$$e'_{c1} = e_{c1} \frac{N'_{vd}}{N'_d} \frac{(EI)_k}{\Sigma(EI)_k}$$

$$e'_{c2} = e_{c2} \frac{N'_{vd}}{N'_d} \frac{(EI)_k}{\Sigma(EI)_k}$$

waarin:

N'_{vd} is de rekenwaarde van de totale verticale belasting op dat gedeelte van het bouwwerk waarvoor het schorende raamwerk de stabiliteit verzorgt;

$(EI)_k$ is de buigstijfheid van de beschouwde kolom volgens de lineaire-elasticiteitstheorie;

$\Sigma(EI)_k$ is de som van de buigstijfheden van alle kolommen van het schorende raamwerk.

ξ_1, ξ_2 is de factor ξ volgens tabel 28, met dien verstande dat bij schorende raamwerken de grootheid

$$N'_d \text{ moet worden veranderd in } N'_{vd} \frac{(EI)_k}{\Sigma(EI)_k};$$

C_1, C_2 is de veerconstante van de inklemming waarvoor moet worden aangehouden:

$$C_1 = \frac{M_{1d}}{M_{1d} + M_{2d}} (C_a + C_b) \quad \text{en} \quad C_2 = \frac{M_{2d}}{M_{1d} + M_{2d}} (C_a + C_b);$$

$$C_a = \frac{3 (EI)_{da}}{l_a} \quad \text{en} \quad C_b = \frac{3 (EI)_{db}}{l_b}$$

$(EI)_{da}, (EI)_{db}$ is de rekenwaarde van de buigstijfheid van de liggers volgens 7.7.2.2;

l_a, l_b is de lengte van de liggers van het kruisvormig constructiedeel volgens 7.7.3.1.

c. Door de aansluitende liggers op te nemen toeslagmoment M_{cd} :

Voor het door de aansluitende liggers op te nemen toeslagmoment moet worden aangehouden:

$$M_{cd} = N'_{1d} (e_{t1} - e_{o1}) + N'_{2d} (e_{t2} - e_{o2}).$$

Voor het toeslagmoment M_{cda} respectievelijk M_{cdb} ter plaatse van de kolom of wand, op te nemen door de ligger met lengte l_a respectievelijk l_b moet worden aangehouden:

$$M_{cda} = \frac{C_a}{C_a + C_b} M_{cd} \quad \text{en} \quad M_{cdb} = \frac{C_b}{C_a + C_b} M_{cd}$$

Het toeslagmoment neemt rechtlijnig over de ligger af tot nul bij het aangenomen scharnier (zie figuur 45).

d. Door de aansluitende liggers op te nemen totale moment M_{td} :

Voor de door de aansluitende liggers op te nemen totale momenten M_{tda} en M_{tdb} moet worden aangehouden:

$$M_{tda} = M_{da} + M_{cda} \quad \text{en} \quad M_{tdb} = M_{db} + M_{cdb}$$

waarin:

M_{da}, M_{db} is het eerste-ordelement berekend met de lineaire-elasticiteitstheorie van 7.2.4;

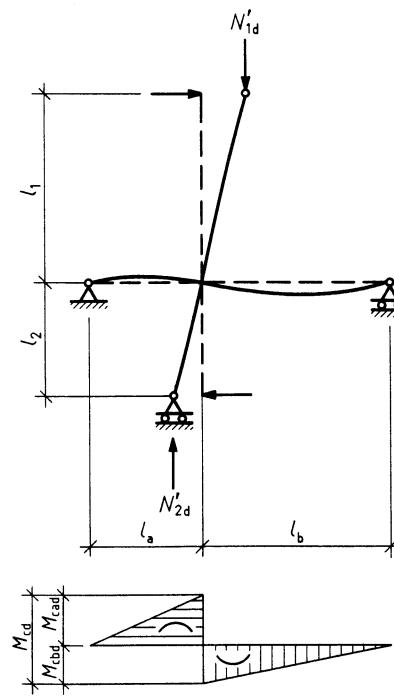
M_{cda}, M_{cdb} is het toeslagmoment volgens c.

Het verloop van het totale moment over de ligger is de som van het verloop van het eerste-ordelement en het rechtlijnig aflopend verloop van het toeslagmoment.

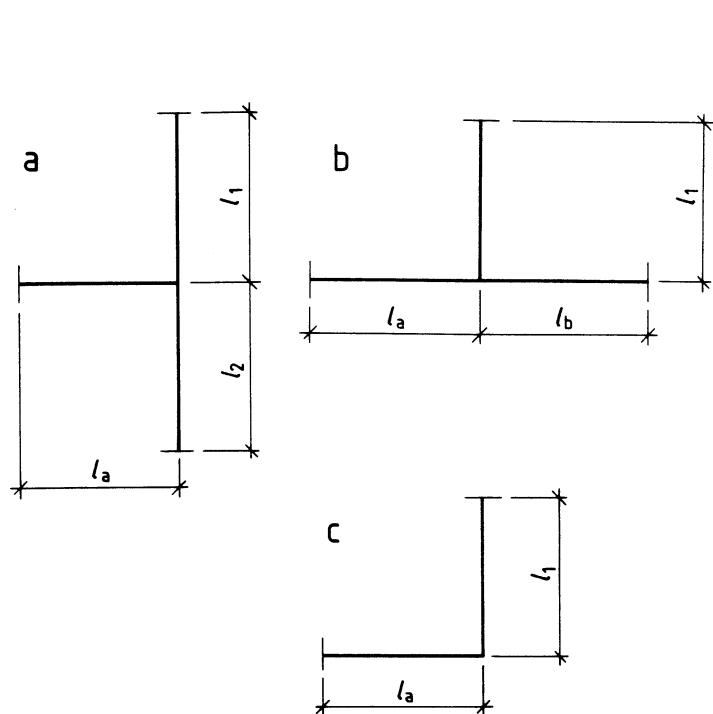
- 7.8.1 Schorende constructies kunnen worden berekend met de algemene bepalingen voor de krachtsverdeling van 7.3. Een verantwoorde beperking van de hoeveelheid rekenwerk is mogelijk door uit te gaan van de begrenzing van de kniklengte l_c volgens de rekenmethode omschreven in 7.8.2.
Wordt aan deze begrenzing niet voldaan dan kan de berekening worden uitgevoerd volgens de e_c -methode van 7.8.3.
Op druk belaste onderdelen van schorende constructies zijn bijvoorbeeld wanden van stabiliteitskernen; bij de controle van dergelijke wanden op partiële instabiliteit kan van een geschoorde constructie worden uitgegaan.
- 7.8.2.1 Gekozen is voor het geven van een grenswaarde voor de kniklengte die uitsluitend afhankelijk is van de uitwendige betonafmetingen en niet van een wapeningspercentage.
Zie verder de toelichting bij 7.7.2.1.

7.7.3.4 Onvolledig kruisvormige constructiedelen

Onvolledig kruisvormige constructiedelen mogen worden berekend met de bepalingen van 7.7.3.3 waarbij niet aanwezige normaalkrachten en eccentriciteiten gelijk 0 worden gesteld (zie ook figuur 46).



Figuur 45 – Toeslagmoment in een ligger



Figuur 46 – Onvolledige kruisjes

7.8 Krachtsverdeling in overige schorende constructies

7.8.1 Algemeen

De krachtsverdeling in schorende constructies moet worden bepaald volgens 7.3.1.

Onder voorwaarden zoals genoemd in 7.8.2.1 mag worden afgezien van een tweede-ordeberekening. Indien niet aan deze voorwaarden wordt voldaan moet een tweede-ordeberekening volgens de niet-lineaire- of quasi-lineaire-elasticiteitstheorie worden uitgevoerd.

De totale krachtsverdeling mag onder voorwaarden zoals genoemd in 7.8.3.1 ook worden bepaald met behulp van de e_c -methode volgens 7.8.3.

Op druk belaste onderdelen van schorende constructies moeten worden gecontroleerd op partiële instabiliteit. Daartoe moet de krachtsverdeling in deze onderdelen worden bepaald volgens 7.6.

7.8.2 Krachtsverdeling zonder tweede-orde

7.8.2.1 Voorwaarden

Schorende niet-voorgespannen constructies in de vorm van een stabiliteitskern of -schijf behoeven niet op tweede-orde momenten te worden berekend, indien voldaan wordt aan de voorwaarde:

$$l_c \leq \sqrt{\frac{(EI)_d}{N_{vd}}}$$

waarin:

$(EI)_d$ is de rekenwaarde van de buigstijfheid volgens 7.7.2.1;

N_{vd} is de rekenwaarde van de totale verticale belasting op dat gedeelte van het bouwwerk, waarvoor de kern of schijf de stabiliteit verzorgt;

l_c is de kniklengte volgens 7.8.2.2.

7.8.2.2 Bij gebouwen met één tot vijf verdiepingen geldt voor de kniklengte:

$$l_c = \frac{5-n}{4} l \sqrt{2^2 + \frac{\pi^2}{\varrho}} + \frac{n-1}{4} l \sqrt{1,12^2 + \frac{\pi^2}{2 \varrho}}$$

waarin n het aantal verdiepingen is.

7.8.3.2 Indien de stabiliteit ontleend wordt aan meer dan één stabiliteitskern of schijf kan voor de bepaling van de beginexcentriciteit e_0 de totale horizontale belasting die op de constructie werkt over de stabiliserende elementen worden verdeeld in verhouding tot de fictieve buigstijfheden.

Onder de fictieve of equivalente buigstijfheid (EI_e) van een volledig ingeklemd gedachte kern of schijf wordt verstaan de buigstijfheid die bij de gegeven horizontale belasting dezelfde uitbuiging u aan de top geeft als de werkelijke, verend ingeklemde kern.

Voor het schema van figuur 47 geldt:

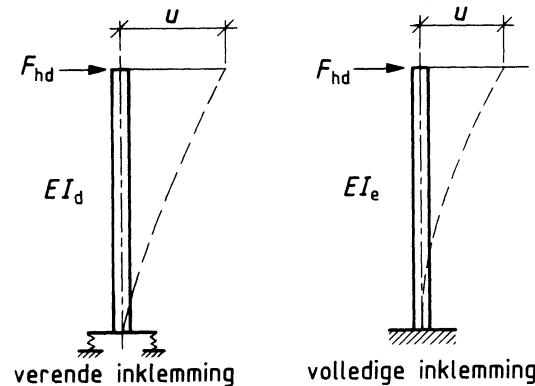
$$\frac{F_{hd} l^3}{3 (EI)_d} + \frac{F_{hd} l^2}{C} = \frac{F_{hd} l^3}{3 (EI)_e}.$$

Bij een gelijkmatig verdeelde horizontale belasting van de kern geldt:

$$\frac{q_{hd} l^4}{8 (EI)_d} + \frac{1/2 q_{hd} l^3}{C} = \frac{q_{hd} l^4}{8 (EI)_e}.$$

Hierbij mag $(EI)_d$ worden ontleend aan 7.7.2.1.

Dergelijke verdelingen van de belasting treden op in situaties waarbij het gebouw statisch onbepaald door de kernen wordt gesteund. Bij statisch bepaalde ondersteuningen zal de verdeling echter worden bepaald door het evenwicht. Een voorbeeld hiervan is gegeven in figuur 48. Bij de horizontale belasting F_1 draagt elke kern $1/2 F_1$; bij de belasting F_2 treden er toegevoegde krachten $e/l F_2$ op.



Figuur 47 – Equivalente buigstijfheid

Er wordt op gewezen dat volgens 8.1.1 voor e_t geen kleinere waarde dan $0,1 h$ in rekening mag worden gebracht.

7.8.2.2 Kniklengte

De kniklengte l_c moet worden bepaald uit:

- a. bij een normaalkracht aan de top:

$$l_c = l \sqrt{2^2 + \frac{\pi^2}{\varrho}}$$

- b. bij een gelijkmatig over de hoogte verdeelde normaalkracht:

$$l_c = l \sqrt{1,12^2 + \frac{\pi^2}{2\varrho}}$$

waarin:

l is de totale lengte van de schorende constructie.

Voor ϱ : zie 7.7.2.2.

Bij een gebouw met 5 of meer verdiepingen mag van een gelijkmatig verdeelde normaalkracht worden uitgegaan.

Bij 2, 3 of 4 verdiepingen mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd tussen $l_c = l \sqrt{2^2 + \frac{\pi^2}{\varrho}}$
bij één verdieping en $l_c = l \sqrt{1,12^2 + \frac{\pi^2}{2\varrho}}$ bij vijf verdiepingen.

7.8.3 Berekening volgens de e_c -methode

7.8.3.1 Voorwaarden

De afmetingen van de doorsnede mogen over de lengte van de schorende constructie niet variëren.

Indien het wapeningsverloop over de lengte van de schorende constructie wordt aangepast aan het momentenverloop moet de toeslagexcentriciteit e_c volgens 7.8.3.2 met 4/3 worden vermenigvuldigd.

De e_c -methode geldt niet voor voorgespannen beton.

7.8.3.2 Totale excentriciteit

De totale excentriciteit e_t , waarin de tweede-orde-effecten zijn verwerkt moet worden bepaald uit:

$$e_t = (e_o + e_c) \xi \leq e_o$$

waarin:

e_o is de beginexcentriciteit volgend uit het maximale moment bepaald met de lineaire-elasticiteitstheorie volgens 7.2.4, met inachtneming van de minimale waarde volgens 7.3.4.1;

e_c is de toeslagexcentriciteit volgens de formules van tabel 29;

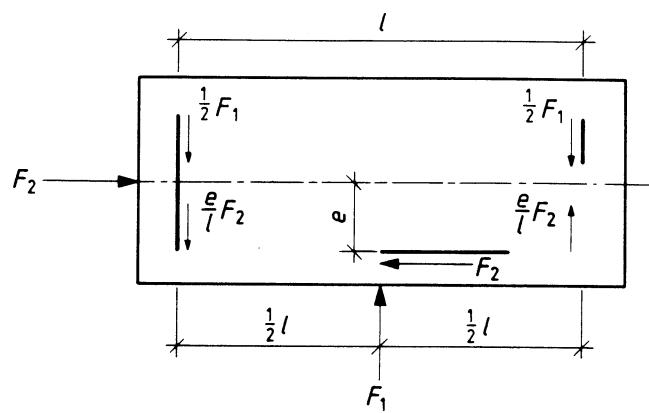
ξ is de factor volgens de formule van tabel 29;

$C = \frac{M}{\phi}$ is de veerconstante van de inklemming;

M is het inklemmingsmoment;

ϕ is de bij M behorende hoekverdraaiing van de inklemmingsconstructie.

Voor de vormfactor ψ : zie 7.6.3.3.



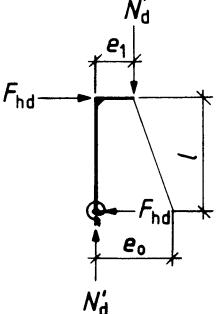
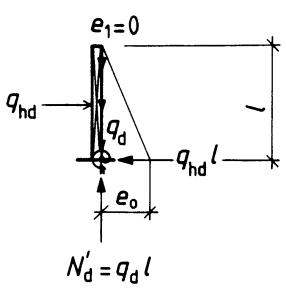
Figuur 48 – Verdelen horizontale belasting

Een schorende constructie, bijvoorbeeld een stabiliteitskern, moet behalve zijn eigen stabiliteit ook de stabiliteit van de te schoren constructie, bijvoorbeeld een raamwerk, verzorgen. In de tabel komt dit tot uiting in de factor N'_{vd}/N'_d , zijnde de verhouding van de belasting op de totale constructie en die op de stabiliteitskern. Het raamwerk is in dit geval passief.

Bij laagbouw van enkele verdiepingen, met name bij eengezinswoningen, kan het voorkomen dat het raamwerk in de uitbuigingstoestand in de uiterste grenstoestand nog niet aan de kern hangt. In dit geval kan sprake zijn van een actief raamwerk. Ziet men af van het actieve aandeel van het raamwerk in de totale stabiliteit dan is sprake van een neutraal raamwerk. Bij eengezinswoningen is het veelal verantwoord van zo'n neutraal raamwerk uit te gaan. De genoemde factor kan dan worden gelijkgesteld aan 1 (zie bijvoorbeeld Stupré-rapport 32).

Bij gebruik van tabel 29 kan indien F_{hd} in de tegenovergestelde richting van de aangegeven richting werkt, de excentriciteit aan de voet kleiner dan die aan de kop worden. De in de figuur aangegeven e_0 en e_1 moeten dan worden verwisseld (e_0 is altijd de grootste excentriciteit). Indien de tekens van e_0 en e_1 verschillen, wordt de term $0,5 e_1/e_0$ in de tweede formule voor e_c negatief.

Tabel 29 – Formules voor de bepaling van e_c en ξ volgens de e_c -methode

belastingsschema	ξ	e_c
 $e_o = \frac{F_{hd} l}{N'_d} + e_1$	$\xi = \frac{C}{C - N'_{vd} l}$ $C = \infty \rightarrow \xi = 1$	de kleinste waarde van: $e_c = 12 [1,5h + e_o (4\psi - 3)] \left(\frac{l}{100h}\right)^2 \frac{N'_{vd}}{N'_d}$ en: $e_c = 12h\psi \left(1,5 + 0,5 \frac{e_1}{e_o}\right) \left(\frac{l}{100h}\right)^2 \frac{N'_{vd}}{N'_d}$
 $e_o = \frac{\frac{1}{2}q_{hd} l^2}{N'_d}$	$\xi = \frac{C}{C - 0,5 N'_{vd} l}$ $C = \infty \rightarrow \xi = 1$	indien $e_o < 0,5 h$: $e_c = 3 [h + e_o (4\psi - 2)] \left(\frac{l}{100h}\right)^2 \frac{N'_{vd}}{N'_d}$ indien $e_o \geq 0,5 h$: $e_c = 6h\psi \left(\frac{l}{100h}\right)^2 \frac{N'_{vd}}{N'_d}$
	C is veerconstante inklemming (zie 7.7.3.2)	ψ is vormfactor (zie 7.6.3.3)

- 8.1.1 Voor gewapend beton kan M_u direct worden bepaald met behulp van de tabellen uit de G.T.B. In het algemeen kan het uiterst opneembare buigend moment worden berekend uit:

$$M_u = (N'_{pd} + N'_d)(z_b - y) + \Sigma N_s (d_s - y) + \Sigma \Delta N_p (d_p - y)$$

waarin:

N'_{pd}	is de rekenwaarde van de effectieve normaaldrukkracht ten gevolge van de voorspankracht;
N'_d	is de rekenwaarde van de normaaldrukkracht (exclusief voorspanning); indien de normaalkracht een trekkracht is moet $+N'_d$ worden vervangen door $-N'_d$;
N_s	is de kracht in het betonstaal (bij drukwapening negatief);
$\Delta N_p = A_p \Delta \sigma_{pu}$	is de toename van de kracht in het voorspanstaal ten opzichte van de werkvoorspankracht of de aanvangsvoorspankracht. Voor $\Delta \sigma_{pu}$ zie 8.1.2;
y	is de afstand tussen de drukresultante en de meest gedrukte rand;
d_s	is de afstand tussen het betonstaal en de meest gedrukte rand;
d_p	is de afstand tussen het voorspanstaal en de meest gedrukte rand;
z_b	is de afstand tussen de elastische zwaartelijn en de meest gedrukte rand.

De gegeven formule is een algemeen geldende uitdrukking voor het breukmoment van ongewapend, gewapend en voorgespannen beton. Bij de verdere uitwerking zijn tevens de grondslagen van 8.1.1 nodig. De formule geldt ook voor buiging met trek en voor zuivere trek. In het laatste – bijzondere – geval volgt echter $M_u = 0$ en heeft de formule geen betekenis. De dimensionering van de wapening volgt dan uitsluitend uit het krachtenevenwicht: $\Sigma N_s = N_d$.

De formule volgt uit het evenwicht en is nader toegelicht in figuur 49.

De uitgangspunten bij de doorsnedeberekening zijn zodanig opgesteld dat bezwijken moet worden geacht op te treden indien de breukstuik van het beton wordt bereikt.

Omdat de grootte van het breukmoment nauwelijks wordt beïnvloed door de grootte van de maximale staalrek is het bij de doorsnedeberekening niet nodig met de in de figuren 5 en 6 gegeven grenswaarde van de rek rekening te houden.

Aan de rekenwaarde van de druksterkte is een grens gesteld die overeenkomt met een stuk van iets meer dan 2 % omdat het bereiken van een hogere stuk twijfelachtig is. De grens is zo gekozen, dat deze de berekening bij toepassing van de in tabel 12 genoemde betonstaalsoorten niet beïnvloedt. Bij toepassing van voorspanstaal is de grens wel van belang.

Bij niet-voorgespannen (hoogwaardig) staal houdt dit in dat de drukspanning in de uiterste grenstoestand niet hoger mag zijn dan 435 N/mm².

Bij wel-voorgespannen staal kan druk worden beschouwd als vermindering van trek en geldt dezelfde grens.

In het algemeen geldt dus een eis ten aanzien van de spanningsvermindering.

De werkvoorspanning of de aanvangsvoorspanning is bij het bepalen van M_d als een belasting in rekening gebracht (zie 4.1.4). Dit betekent dat als weerstandbiedend element slechts de toename van de staalspanning in rekening mag worden gebracht.

De normaalkracht ten gevolge van de voorspanning N'_{pd} zal meestal gelijk zijn aan de werkvoorspankracht F_{pw} . Belemmering van de verkorting kan er echter toe leiden dat de normaalkracht in het beton kleiner is dan de werkvoorspankracht. Dit zal met name het geval zijn bij lange vloervelden waarvan de verkorting (elastische verkorting en verkorting door krimp of kruip) wordt verhinderd door de grond en/of funderingspalen of door kolommen, wanden en kernen (zie ook 4.1.4.3).

De minimale excentriciteit van 1/10 h voor gedrukte elementen (zoals kolommen, wanden en stabiliteitskernen) is nodig om overschatting van het draagvermogen bij centrische of nagenoeg centrische belasting te voorkomen. Bij de doorsnedeberekening wordt namelijk uitgegaan van een breukstuik van 3,5 % voor alle situaties, terwijl bekend is dat dit voor druk met geringe excentriciteit een te gunstige aanname is.

8 Dimensionering en toetsing

8.1 Buiging en/of normaalkracht

8.1.1 Toetsingscriterium

In iedere doorsnede moet worden voldaan aan de voorwaarde:

$$M_d \leq M_u$$

waarin:

M_u is het bij de rekenwaarde van de in het zwaartepunt van de doorsnede aangrijpende normaalkracht behorende uiterst opneembare buigend moment;

M_d is de rekenwaarde van het maximale buigend moment ten gevolge van de voorgeschreven belastingscombinaties.

In op buiging en/of normaaldrukkracht belaste doorsneden moet voor de rekenwaarde van het maximale buigend moment M_d ten minste de waarde $M_d = 0,1 h N_d'$ worden gehouden. Hierin zijn h en N_d' resp. de totale hoogte van de beschouwde doorsnede en de rekenwaarde van de normaaldrukkracht exclusief de normaalkracht ten gevolge van voorspanning.

Bij platen en liggers moet M_d worden ontleend aan de over een afstand d in ongunstige zin verschoven extreme momentenlijn. De verschuiving behoeft bij lijnvormige ondersteuningen niet voorbij de dag van de oplegging, en bij puntvormige ondersteuningen niet voorbij het hart van de oplegging, te reiken. Indien volgens 8.2 dwarskrachtwapening is vereist, moet de verschuiving gelijk zijn aan $d \cot \theta$, waarin θ de hoek tussen de drukdiagonaal en de liggeras is ($30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$).

De verschuiving van de momentenlijn mag achterwege blijven in die gedeelten van een ligger waarin bij de toetsing van de uiterste grenstoestand ten gevolge van buigend moment en normaalkracht de maximale buigtrekspanning kleiner is dan $0,25 f_{br}$, behalve wanneer volgens de toetsing van 8.2.3.3 dwarskrachtwapening nodig is.

Bij de bepaling van M_u moet worden uitgegaan van de volgende uitgangspunten:

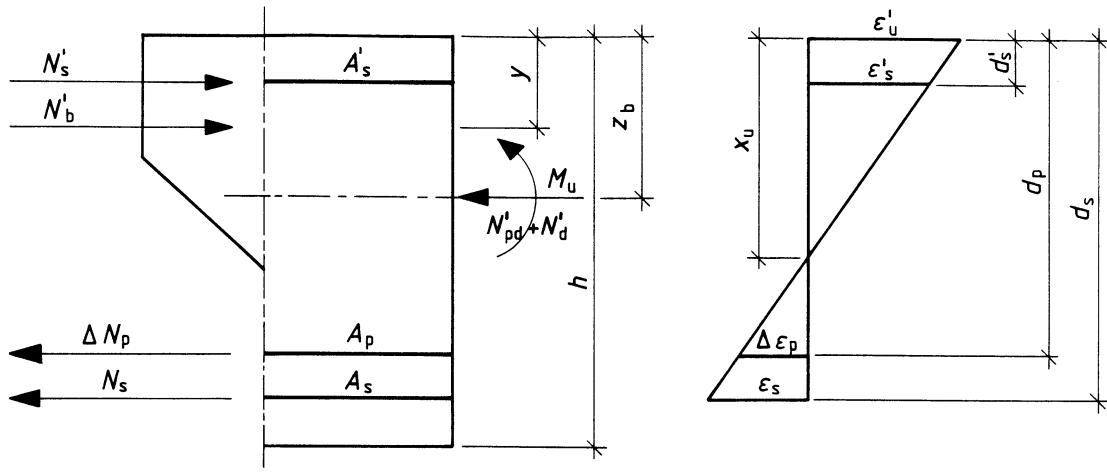
- a. het beton kan geen trekspanningen opnemen;
- b. de verlengingen en verkortingen van het beton en de wapening zijn recht evenredig met de afstand tot de neutrale lijn;
- c. het verband tussen σ_s en ε_s respectievelijk σ_p en ε_p moet worden ontleend aan 6.2.5 respectievelijk 6.3.7, echter met dien verstande, dat voor de drukspanning in beton- en voorspanstaal of voor de afname van de trekspanning in voorspanstaal ten hoogste 435 N/mm^2 in rekening mag worden gebracht;
- d. het verband tussen σ'_b en ε'_b moet worden ontleend aan 6.1.4;
- e. de in rekening te brengen spanning in het voorspanstaal is gelijk aan de spanningstoename $\Delta\sigma_{pu}$ volgens 8.1.2;
- f. de hoogte van de drukzone moet voldoen aan het gestelde in 8.1.3.

Het onder b genoemde uitgangspunt geldt niet voor gedrongen liggers volgens 8.1.4.

Van het onder a genoemde uitgangspunt mag in gevallen als genoemd in 8.1.6 worden afgeweken.

Dubbel excentrisch belaste doorsneden moeten worden getoetst volgens 8.1.5 en aanvangsdrukspanningen bij voorspannen volgens 8.1.7.

Bij bijzondere belastingscombinaties waarbij de bijzondere belasting een gasexplosie, een botsing of een stootbelasting betreft, mag, in tegenstelling tot het onder a gestelde, rekening zijn gehouden met de in 6.1.4 gegeven rekenwaarde voor de buigtreksterkte en het met een trektak uitgebreide σ - ε -diagram van beton volgens 6.1.4.



Inwendige krachten

Rekken

Figuur 49 – Doorsnedeberekening

De waarde van ΔN_p volgt uit:

$$\Delta N_p = A_p \Delta \sigma_{pu} = A_p (\sigma_p - \sigma_{pw}).$$

σ_p moet worden afgelezen uit figuur 6 bij de rek $\varepsilon_p = \varepsilon_{pw} + \Delta \varepsilon_p$.

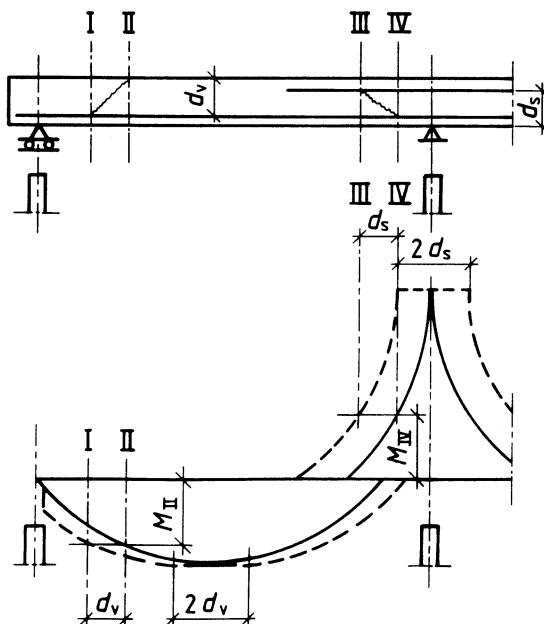
De verklaring voor de geëiste verschuiving van de momentenlijn is het mogelijk optreden van schuine scheuren in de grenstoestand met betrekking tot bezwijken (zie figuur 50).

De buigtrekwapening in doorsnede I respectievelijk III dient voldoende te zijn om het moment in doorsnede II respectievelijk IV te kunnen opnemen.

Indien bij de dwarskrachtberekening wordt gekozen voor een hoek $\theta \neq 45^\circ$ dan geldt hierbij een verschuiving van $d \cot \theta$ in plaats van d .

Indien dwarskrachtwapening wordt toegepast onder een hoek $\alpha < 90^\circ$ mag de verschuiving worden verminderd tot $d (\cot \theta - \cot \alpha)$.

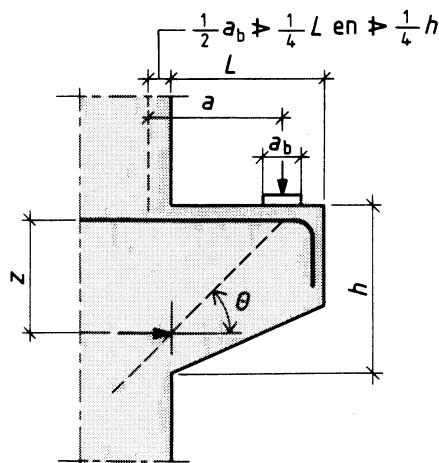
Als wordt uitgegaan van een vakwerkmodel met volledige schuifdekking (waarbij dan $\tau_1 = 0$ moet worden gesteld), mag de genoemde verschuiving door een factor 2 worden gedeeld.



Figuur 50 – Verschuiving van de momentenlijn

(blanco)

- 8.1.2.1 De waarde $0,20 f_p$ is gebaseerd op een werkspanning $\sigma_{pw} = 0,75 f_{pu}$ en een hoogte van de drukzone $x_u = 0,55 d$. Bij lagere σ_{pw} en/of lagere x_u zal een hogere waarde voor $\Delta\sigma_{pu}$ gelden.
- 8.1.2.2 Het onder b in 8.1.1 genoemde uitgangspunt geldt niet voor VZA-kabels omdat deze vanwege het ontbreken van aanhechting niet als wapening zijn te beschouwen; de rektoename blijft achter bij de rek in het omringende beton. De spanningstoename is daardoor meestal aanzienlijk lager dan bij voorspanning met aanhechting.
Voor nadere beschouwingen over de berekening van $\Delta\sigma_{pu}$ kan onder meer worden verwezen naar:
CUR-rapport 95, Cement, nr. 8, 1978 en Cement, nr. 4, 1979.
- 8.1.3 Bij toepassing van theorieën, waarbij gebruik gemaakt wordt van de plastische vervormingseigenschappen van gewapend beton, dienen de plastische scharnieren rotatiecapaciteit te bezitten. Om dit te bereiken moet de hoogte van de drukzone worden beperkt.
Bij toepassing van de lineaire-elasticiteitstheorie zonder herverdeling zou x_u in principe, evenals bij op buiging en normaalkracht belaste kolommen, onbeperkt kunnen zijn. Omdat in statisch onbepaalde constructies meestal ook enige niet berekende herverdeling zal optreden (door afwijking van berekende ten opzichte van werkelijke momenten), is ook hierbij een grens aan x_u gesteld. Dit heeft tevens het voordeel dat de constructie niet "bros" zal bezwijken (in de trekwapening treden plastische vervormingen op voordat het beton op druk bezwijkt).
De aan x_u gestelde grens leidt tot een maximaal toelaatbaar wapeningspercentage. Indien deze wapening onvoldoende is om aan de uiterste grenstoestand te voldoen dienen de afmetingen te worden aangepast of moet drukwapening worden toegepast. Overschrijding van het maximale wapeningspercentage is wel toegestaan om te kunnen voldoen aan de bruikbaarheidsgrenstoestand (bijvoorbeeld in verband met scheurvorming); vandaar dat x_u is betrokken op het voor sterke benodigde wapeningspercentage.
De beperking van de herverdeling tot 20 % is gekozen omdat een controle van de rotatiecapaciteit hierbij achterwege kan blijven. Een grotere herverdeling is mogelijk indien voldoende rotatiecapaciteit kan worden aangetoond.
De grootte van de rotatiecapaciteit wordt, behalve door de spannings-rek relaties van het beton en het staal, ook beïnvloed door onder meer een eventueel aanwezige normaalkracht in het plastische scharnier, de grootte van de dwarskracht en de hoeveelheid dwarskrachtwapening. Nadere informatie hieromtrent is te vinden in CUR-rapport nr. 108.
Ook de rekcapaciteit van het staal kan, met name bij lage wapeningspercentages, bepalend zijn voor de rotatiecapaciteit; onderzoek op dit punt is gaande.
- 8.1.4 Zowel in het ongescheurde als in het gescheurde stadium is de in 8.1.1 onderstelde rechtlijnige vervormingsverdeling niet geldig voor gedrongen liggers. Tevens hebben afschuifvervormingen invloed op de krachts- en spanningsverdeling.
Uit oogpunt van scheurbeperking in de bruikbaarheidsgrenstoestand zijn de gegeven waarden voor de inwendige hefboomsarm z gebaseerd op de normaalspanningsverdeling in de ongescheurde ligger volgens de lineaire-elasticiteitstheorie.
Voor een console geldt het in figuur 51 gegeven schema.



Uit de formule voor de inwendige hefboom z volgt voor de helling van de drukdiagonaal in consoles:

$$z = 0,4a + 0,4h \geq 1,6a$$

$$\tan \theta \approx \frac{z}{a} = 0,4 + 0,4 \frac{h}{a} \geq 1,6$$

$$\text{voor } \frac{h}{a} = 1 \quad \theta \approx 39^\circ$$

$$\text{voor } \frac{h}{a} = 2 \quad \theta \approx 50^\circ$$

$$\text{voor } \frac{h}{a} \geq 3 \quad \theta \approx 58^\circ$$

Figuur 51 – Schema console

8.1.2 Spanningstoename in het voorspanstaal

8.1.2.1 Voorspanning met aanhechting

Voor de berekening van de spanningstoename $\Delta\sigma_{pu}$ gelden de grondslagen van 8.1.1. Bij buiging zonder normaalkracht anders dan door voorspanning mag berekening van $\Delta\sigma_{pu}$ achterwege blijven indien wordt aangenomen:

$$\Delta\sigma_{pu} = 0,20 f_p \quad \text{bij de werkvoorspanning};$$

$$\Delta\sigma_{pu} = 0,10 f_p \quad \text{bij de aanvangsvoorspanning}.$$

8.1.2.2 Voorspanning zonder aanhechting

Voor de berekening van de spanningstoename $\Delta\sigma_{pu}$ gelden de regels van de toegepaste mechanica waarbij ervan moet worden uitgegaan dat de rektoename gelijkmatig over de lengte tussen twee verankeringen wordt verdeeld.

Berekening van $\Delta\sigma_{pu}$ mag achterwege blijven indien wordt aangenomen:

$$\Delta\sigma_{pu} = 0,05 \sigma_{pw} \quad \text{bij de werkvoorspanning};$$

$$\Delta\sigma_{pu} = 0,05 \sigma_{pi} \quad \text{bij de aanvangsvoorspanning}.$$

8.1.3 Hoogte van de betondrukzone

In doorsneden van niet gedrongen liggers, belast op buiging zonder normaalkracht – anders dan door voorspanning – moet de hoogte van de betondrukzone x_u worden beperkt. Deze beperking geldt ook indien de betreffende doorsnede wordt belast door een normaalkracht – anders dan door voorspanning – waarvoor geldt $N'_d < 0,1 f'_b A_b$.

Voldaan moet worden aan de voorwaarde:

$$\frac{x_u}{d} \leq k_{x_{max}} = \frac{500}{500 + f} - \beta$$

waarin:

x_u is de hoogte van de betondrukzone bij dat deel van de wapening dat nodig is voor het opnemen van de voorgeschreven belastingen;

Bij de berekening van x_u moet de invloed van de normaalkracht – anders dan door voorspanning – buiten beschouwing worden gelaten. Voor de grootte van de normaalkracht door voorspanning behoeft geen grotere waarde te worden aangehouden dan de waarde die behoort bij dat deel van de voorspanwapening dat nodig is voor het opnemen van de voorgeschreven belastingen.

$$\beta = 1 - \frac{M_2}{M_1} \geq 0,2 \text{ en } \leq 0;$$

M_2 is het buigend moment na herverdeling;

M_1 is het buigend moment berekend volgens de lineaire-elasticiteitstheorie volgens 7.2.4;

d is de nuttige hoogte betrokken op het zwaartepunt van de totale buigtrekwapening.

f is de getalwaarde van de spanning in N/mm² volgens de formule:

$$f = \frac{(1 - \alpha) f_{pu} A_p + f_s A_s}{A_p + A_s}$$

$$\alpha = \frac{\sigma_{pw}}{f_{pu}}$$

Indien de krachtsverdeling is berekend volgens de plasticiteitstheorie volgens 7.2.5 respectievelijk 7.2.6 moet $k_{x_{max}}$ worden gereduceerd tot 0,35.

8.1.4 Gedrongen liggers

Liggers waarvoor geldt:

$$\frac{l_{ov}}{h} \leq 2,0$$

waarin:

l_{ov} is de afstand tussen de momentennulpunten van het veldmoment;
voor consoles geldt: $l_{ov} = 2a$;

moeten als gedrongen liggers worden beschouwd.

Hiervoor geldt in afwijking van de grondslagen volgens 8.1.1:

$$M_u = A_s f_s z$$

waarin:

A_s is de doorsnede van het betonstaal van de hoofdtrekwapening;
 z is de inwendige hefboomsarm.

In tegenstelling tot niet-gedrongen liggers, waarbij voor de helling van de drukdiagonaal een waarde tussen 30° en 60° mag worden gekozen (zie 8.2.4), is de helling bij gedrongen liggers eenvoudigheidshalve gelijk gesteld aan de waarde die volgt uit de voorgeschreven waarde van z . De helling van de drukdiagonaal in consoles blijkt dan te liggen tussen circa 40° en 60° .

Bij statisch onbepaalde gedrongen liggers is de krachtsverdeling sterk afhankelijk van de stijfheid van de steunpunten. In veel gevallen kan bij (verende) tussensteunpunten een positief moment optreden; de buigende momenten blijven dan over een veel grotere lengte positief.

Dit effect wordt in rekening gebracht door de grootte van de inwendige hefboom (z) te koppelen aan de afstand tussen de momentennulpunten (l_{0v} en l_{0s}), en wel zo dat bij starre steunpunten de z -waarden uit de literatuur zo goed mogelijk worden benaderd.

- 8.1.5 Het in 8.1.5 gestelde houdt in dat bij de controle in zowel de x - als de y -richting de volledige in de doorsnede aanwezige wapening mag worden betrokken.
- 8.1.6 De onder b genoemde wanden kunnen ongewapend worden uitgevoerd indien de normaaldrukkracht voldoende groot is. Bij een zeer geringe of bij het ontbreken van deze drukkracht mag wapening achterwege blijven als de maximale buigtrekspanning ten gevolge van windbelasting en permanente belasting in de uiterste grenstoestand niet groter is dan f_b .

In statisch bepaalde liggers moet worden aangehouden:

$$z = 0,2l + 0,4h \geq 0,6l$$

Bij consoles geldt:

$$z = 0,2l + 0,4h \geq 0,8l$$

waarin:

l is de overspanning; voor consoles geldt $l = 2a$;

a is de afstand tussen de resultante van de belasting en het punt gelegen op $0,5a_b \geq \frac{1}{4}L$ en $\geq \frac{1}{4}h$ binnen de rand van de oplegging;

a_b is de breedte van het lastvlak;

L is de totale lengte van de console;

h is de maximale hoogte van de console.

In statisch onbepaalde liggers moet worden aangehouden:

$$z = 0,3l_o + 0,3h \geq 0,75l_o$$

waarin:

voor de velden: $l_o = l_{ov}$;

voor de steunpunten: $l_o = 1,5l_{os}$;

l_{ov} is de afstand tussen de momentennulpunten van het veldmoment;

l_{os} is de afstand tussen de momentennulpunten van het steunpuntsmoment.

8.1.5 Dubbel excentrisch belaste constructiedelen

Bij dubbel excentrisch belaste constructiedelen met rechthoekige doorsnede, moet in twee fictieve en als afzonderlijk te beschouwen gevallen van normaalkracht met enkele buiging respectievelijk in x - en y -richting worden voldaan aan de voorwaarde $M_d \leq M_u$.

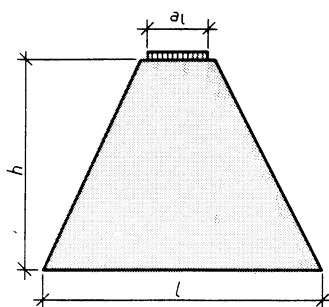
De in rekening te brengen excentriciteiten moeten worden ontleend aan 7.3.4.3.

8.1.6 Ongewapende constructies

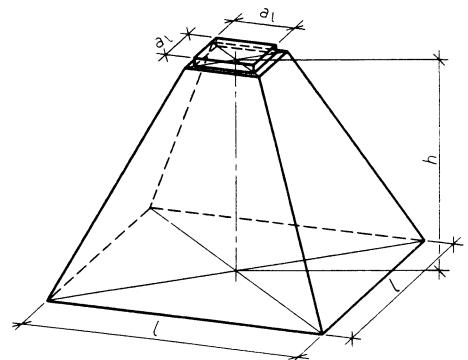
Constructies, belast op buiging of buiging met normaalkracht, mogen ongewapend worden uitgevoerd indien wordt voldaan aan de voorwaarde $M_d \leq M_u$, waarbij M_u moet worden berekend met de grondslagen volgens 8.1.1.

In afwijking van het in 8.1.1 genoemde uitgangspunt a mogen bovendien de volgende constructies ongewapend worden uitgevoerd:

- op staal gefundeerde gelijkmatig over de lengte belaste funderingssloven (zie figuur 52) en op staal gefundeerde funderingspoeren (zie figuur 53), indien de rekenwaarde van de maximale buigtrekspanning niet groter is dan $0,5f_b$ en de rekenwaarde van de maximale schuifspanning niet groter is dan $0,4f_b$;
- wanden die, naast een eventuele normaalkracht, uitsluitend door wind, evenwijdig aan of loodrecht op het vlak van de wand, worden belast en waarin de rekenwaarde van de maximale buigtrekspanning niet groter is dan f_b .

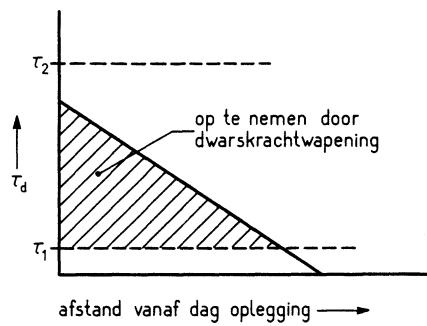


Figuur 52 – Funderingssloof



Figuur 53 – Funderingspoer

- 8.1.7 De gegeven eis houdt in dat op het tijdstip van spannen de sterkteklasse van het beton ten minste B 20 moet zijn.
In NEN 3869:1991 is een belastingsoverdrachtpoef voorgeschreven. De sterkteklasse van het toe te passen beton moet zodanig zijn dat de karakteristieke kubusdruksterkte ten minste gelijk is aan die van het bij deze proef toegepaste beton.
- 8.2.1 De toets is geldig voor alle typen liggers, dus ook voor gedrongen liggers, zoals wandliggers, poeren en consoles (zie definities in 2.3).
De rekenregels zijn zodanig geformuleerd, dat redelijke uitkomsten worden verkregen; aan de gehanteerde schuifspanningsgrootheden moet echter geen fysische betekenis worden toegekend.
Uit diverse onderzoeken is gebleken dat het effect van dwarskrachtwapening groter is dan zou volgen uit een berekening volgens een vakwerkanaalogie, of uit een aangenomen bezwijkenmechanisme. De oorzaak hiervan is dat de buigdrukzone behalve normaalspanningen ook schuifspanningen kan overbrengen.
Dit gunstige effect is in rekening gebracht door de dwarskrachtwapening τ_u te baseren op $\tau_1 + \tau_s$ in plaats van uitsluitend op τ_s .
Dit houdt in dat alleen dwarskrachtwapening nodig is indien $\tau_d > \tau_1$ en voorts dat de dwarskrachtwapening slechts een dwarskracht overeenkomend met $\tau_d - \tau_1$ behoeft over te brengen (zie figuur 54).



Figuur 54 – Invloed τ_1 op wapening

τ_2 is een toetsingswaarde omgerekend vanuit de grenstoestand waarin de betondrukdiagonalen op druk bezwijken (afschuifdrukbreuk). Bij zeer grote normaaldruckrachten ($\sigma'_{bmd} > 0,4 f'_b$) moet τ_2 worden gereduceerd.

De invloed van de helling van de drukdiagonaal op τ_2 kan worden weergegeven door de factor k_θ . Omdat deze factor bij $\alpha = 90^\circ$ (beugels loodrecht op de liggeras) slechts weinig van 1,0 afwijkt, is hierbij eenvoudigheidshalve $k_\theta = 1$ gesteld.
Voor $\theta = 45^\circ$ geldt: $k_\theta = 1 + \cot \alpha$.

8.1.7 Aanvangsdrukspanningen bij voorspannen

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

$$\sigma'_{bi} \leq f'_{bt} \geq 0,75 f'_b$$

waarin:

f'_{bt} is de rekenwaarde van de druksterkte op het tijdstip van spannen gelijk te stellen aan 0,6 maal de karakteristieke kubusdruksterkte op dat tijdstip. De karakteristieke kubusdruksterkte moet worden bepaald uit de volgens de hoofdstukken 2 en 3 van NEN 5988:1992 en de hoofdstukken 2 tot en met 4 van NEN 5989:1992 bepaalde waarden van de kubusdruksterkte op de wijze zoals aangegeven in 6.1.1.

Bij de bepaling van σ'_{bi} mag ervan worden uitgegaan dat het beton trekspanningen kan opnemen tot aan de sterkte f_{br} . In afwijking van 5.2 van NEN 6702:1991 mag voor de belastingsfactoren 1,0 worden aangehouden.

De gedeeltelijke aanvangsvoorspankracht bij nagerekt staal moet voldoen aan de voorwaarde:

$$F_{pt} \leq \frac{f'_{bt}}{f'_b} F_{pi}$$

waarin:

F_{pt} is de aanvangsvoorspankracht op het tijdstip van spannen;

F_{pi} is de toelaatbare aanvangsvoorspankracht volgens 4.1.4.5.

f'_b is 0,6 maal de minimaal vereiste karakteristieke kubusdruksterkte behorende bij de belastingsoverdrachtpoef van het verankeringsysteem volgens 6.2.3 van NEN 3869:1991;

Indien f'_{bt} kleiner dan 12 N/mm^2 is, mag slechts een gedeeltelijke voorspankracht op het beton worden overgedragen ter grootte van ($f'_{bt}/12$) maal de volledige aanvangsvoorspankracht.

8.2 Dwarskracht

8.2.1 Toetsingscriterium

Bij op dwarskracht belaste liggers en platen moet in iedere doorsnede vanaf de dag van de oplegging worden voldaan aan de voorwaarde:

$$\tau_d \leq \tau_u$$

waarin:

τ_d is de rekenwaarde van de schuifspanning volgens 8.2.2;

$$\tau_u = \tau_1 + \tau_s \geq \tau_2$$

τ_1 is de uiterst opneembare schuifspanning indien geen dwarskrachtwapening wordt toegepast, bij gewapend beton en/of voorgespannen beton volgens 8.2.3.1 tot en met 8.2.3.3 en bij ongewapend beton volgens 8.2.3.3;

τ_s is de door de dwarskrachtwapening opneembare schuifspanning volgens 8.2.4;

$$\tau_2 = 0,2 f'_b k_n k_\theta$$

$$k_n = \frac{5}{3} \left(1 - \frac{\sigma'_{bmd}}{f'_b} \right) \geq 1,0$$

$k_\theta = 1$ voor $\alpha = 90^\circ$;

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

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

Voor α en θ : zie 8.2.4.

Voor aansluitvlakken van samengestelde liggers geldt de aanvullende voorwaarde volgens 8.2.5. Schijven moeten worden getoetst volgens 8.2.6.

- 8.2.2 De gegeven formule voor τ_d is toepasbaar voor alle vormen van constructief beton. Dit is mogelijk indien bij voorgespannen beton gebruik wordt gemaakt van de evenwichtsbelastingsmethode. Het effect van de voorspanbelasting op de grootte van de dwarskracht wordt dan "automatisch" in rekening gebracht. Dit geldt voor zowel statisch bepaalde als statisch onbepaalde constructies.
- Bij voorgespannen beton zullen de naar de opleggingen van liggers omhooglopende voorspanelementen een gunstige invloed hebben in die zin, dat de optredende dwarskracht volgens de evenwichtsbelastingsmethode lager is dan bij recht doorlopende voorspanelementen. Dezelfde situatie treedt uiteraard op bij ter plaatse van naar de opleggingen omlaaglopende voorspanelementen in opwaarts belaste liggers. Tegenover genoemde gunstige invloed staat het nadelige effect van de omhooglopende trekband. Dit effect kan geacht worden voldoende in rekening te zijn gebracht doordat de toetsing betrokken wordt op de gegeven nuttige hoogte d die is gebaseerd op het zwaartepunt van de totale buigtrekwapening (d is hierbij dus variabel).
- Het is ook mogelijk de waarde van d te betrekken op uitsluitend de recht-doorlopende wapening; in dat geval mag ω_0 (zie formule onder 8.2.3.1) echter slechts worden betrokken op die recht-doorlopende wapening.
- Bij gedrongen liggers is $d = h$ gesteld. Hierdoor zal bij toevoegingen van over de hoogte van de trekzone verdeelde horizontale wapening (bijvoorbeeld bij consoles) het dwarskrachtdraagvermogen toenemen (via ω_0 in τ_1). Indien voor d de nuttige hoogte zou worden aangehouden, zou toevoeging van dergelijke wapening tot een afname van het draagvermogen kunnen leiden (ten gevolge van toename τ_d). Voor ongewapende doorsneden is 8.2.3.3 van toepassing en geldt eveneens $d = h$.

8.2.2 Rekenwaarde van de schuifspanning

De rekenwaarde van de schuifspanning in op dwarskracht belaste doorsneden moet worden bepaald uit:

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd}$$

waarin:

V_d is de rekenwaarde van de dwarskracht in de beschouwde doorsnede;

b is de breedte van de betondoorsnede; bij I-, T-, L- en [-profielen en dergelijke moet hiervoor de breedte b_w van het lijf worden aangehouden;

Bij een over de hoogte van het lijf verlopende lijfbreedte mag voor b_w de gemiddelde breedte worden aangehouden, echter met een maximum van 1,25 maal de minimale breedte. In gevallen waarin de minimale breedte zich bevindt in de drukzone moet echter de minimale breedte worden gehanteerd.

Indien bij de toetsing gebruik wordt gemaakt van τ_1 volgens 8.2.3.3, moet voor de breedte b de breedte ter plaatse van de elastische zwaartelijn worden aangehouden.

Bij de bepaling van de minimale breedte moeten sparingen in mindering worden gebracht. Ook spankanalen moeten worden aangemerkt als sparingen; bij geïnjecteerde spankanalen behoeft slechts de halve breedte in mindering te worden gebracht.

d is de nuttige hoogte van de beschouwde doorsnede, betrokken op het zwaartepunt van de totale buigtrekspanning;

Voor ongewapende doorsneden en voor gedrongen liggers volgens 8.1.4 moet worden aangehouden: $d = h$.

Bij liggers met een verlopende hoogte moet voor d in de beschouwde snede de nuttige hoogte worden aangehouden die geldt in een doorsnede die gelegen is op een afstand – gemeten langs de liggeras in de richting vanuit de oplegging – gelijk aan de nuttige hoogte in de beschouwde snede.

- 8.2.3.1 De gegeven formule voor τ_1 moet worden beschouwd als een empirische rekengrootheid, die gebaseerd is op een groot aantal proeven. De belangrijkste invloedsgrootheden, die op een praktisch hanteerbare wijze in de formule zijn verwerkt, blijken de betontreksterkte en het wapeningspercentage van de buigwapening te zijn. Hierbij is niet de sterkte maar de stijfheid (dus de hoeveelheid ongeacht de staalsoort) van de wapening bepalend. Tezamen met scheurverandering (interlocking) en deuvelwerking van de wapening bepalen deze factoren de schuifcapaciteit van een constructiedeel. De factor $1,6 - h$ is een zogenaamde "schaalfactor", die aangeeft dat de gemiddelde schuifspanning bij bezwijken voor hoge liggers kleiner is dan voor liggers met geringe hoogte.

Door gebruik te maken van de ondergrens $\tau_1 = 0,4 f_b$ kunnen bewerkelijke berekeningen voor eenvoudige constructies achterwege blijven. De uitgebreide rekenmethode kan vooral toepassing vinden in gevallen waarbij een aanzienlijke besparing met betrekking tot de dwarskrachtwapening kan worden verkregen.

Voor gedrongen constructies, zoals relatief korte liggers, wandliggers, consoles en poeren, alsmede bij liggers met geconcentreerde belastingen dicht bij een vrije eindoplegging, geldt een verhoging van de τ_1 -waarde.

De mate van gedrongenheid is tot uitdrukking gebracht in de factor k_λ . Een voorwaarde voor het toepassen van deze factor is dat zich tussen de belasting en de oplegging een drukdiagonaal kan vormen (zie ook figuur 56). Deze voorwaarde houdt in het algemeen in dat bij tussenondersteuningen niet op een verhoogde τ_1 mag worden gerekend.

Indien er bij een tussensteunpunt echter geen negatieve momenten optreden (bijv. ten gevolge van een verend steunpunt), kan wel directe afdracht plaatsvinden en mag de factor k_λ wel in rekening worden gebracht. Dit zal vooral toepassing kunnen vinden bij poeren met meer dan 2 palen (in de beschouwde richting), omdat de buigende momenten hierin niet van teken zullen wisselen. Dit kan verstoord worden door aan de poer aansluitende constructies.

Deze verstoring mag bij de dwarskrachtberekening buiten beschouwing blijven, zodat alle palen als directe opleggingen kunnen worden beschouwd.

Uiteraard moeten de negatieve momenten dan ook bij de berekening van de positieve momenten (ter bepaling van de trekband) buiten beschouwing blijven.

De formule voor λ_v is toegelicht in de figuren 55 en 56.

Voor M_{dmax} en V_{dmax} gelden uiteraard uit een zelfde belastingscombinatie volgende waarden.

Uiteraard mag de gunstige invloed van de wapening slechts in rekening worden gebracht indien voldoende verankerringslengte aanwezig is. Omdat de in hoofdstuk 9 gegeven eisen zijn gebaseerd op het hier behandelde dwarskrachtmecanisme – door middel van de vereiste verschuiving van de momentenlijn – zijn geen aanvullende eisen ten aanzien van verankering nodig.

Bij toepassing van de bedoelde regels zal blijken dat de vereiste verankerringslengte bij vrije eindopleggingen groter wordt naarmate de ligger meer gedrongen wordt.

De toetsing van de voorwaarde $\tau_d < \tau_1$ (bij $\tau_s = 0$) kan meestal beperkt worden tot de snede met de maximale dwarskracht. In die gevallen waarin, over de lengte van het liggerdeel, het wapeningspercentage sterk verandert, moet bij het bepalen van de benodigde dwarskrachtwapening rekening worden gehouden met een aan het verloop van de wapening aangepaste τ_1 -waarde.

Indien bij eindopleggingen een toevallig inklemmingsmoment in rekening moet worden gebracht geldt naast de τ_1 betrokken op de onderwapening ook een τ_1 betrokken op de bovenwapening.

In gevallen, waarbij geen wapening voor een toevallig inklemmingsmoment wordt aangebracht, moet de aansluiting zodanig worden gedetailleerd, dat het ontstaan van dergelijke momenten is uitgesloten. Toevallige inklemmingen die zodanig zijn, dat buigtrekspanningen groter dan $0,25 f_{br}$ op kunnen treden en waarbij geen wapening wordt toegepast, kunnen leiden tot een sterke reductie van het dwarskrachtdraagvermogen van de betreffende doorsneden.

8.2.3 Uiterst opneembare schuifspanning

8.2.3.1 Op buiging belaste doorsneden

De uiterst opneembare schuifspanning τ_1 in een doorsnede moet worden bepaald uit:

$$\tau_1 = 0,4 f_b k_\lambda k_h \sqrt[3]{\omega_o} \leq 0,4 f_b$$

waarin:

$k_\lambda = \frac{12}{g_\lambda} \sqrt[3]{\frac{A_o}{bd}} \leq 1$ voor consoles en voor liggerdelen met een vrije eindoplegging, waarbij tussen de belasting en de eindoplegging een drukdiagonaal kan worden gevormd;

waarin:

$$g_\lambda = 1 + \lambda_v^2 \quad \text{voor } \lambda_v \geq 0,6;$$

$$g_\lambda = 2,5 - 3 \lambda_v \leq 1,36 \quad \text{voor } \lambda_v < 0,6.$$

$k_\lambda = 1$ voor overige situaties;

λ_v is de dwarskrachtslankheid van een console of van een liggerdeel met een vrije eindoplegging waarin de beschouwde doorsnede is gelegen.

Liggerdelen met een vrije eindoplegging zijn die delen van een ligger die gelegen zijn tussen een doorsnede ter plaatse van de dag van een vrije eindoplegging en de eerstvolgende doorsnede waarin het buigend moment maximaal is.

Als liggerdeel met een vrije eindoplegging mag ook worden beschouwd een deel van een ligger dat gelegen is tussen een doorsnede ter plaatse van de dag van een tussenoplegging en de eerstvolgende doorsnede waarin het buigend moment maximaal is, onder de voorwaarde dat in dit deel van de ligger het moment niet van teken wisselt. Bij poeren waarop andere constructies aansluiten mogen bij de berekening van de poer deze aansluitende constructies buiten beschouwing worden gelaten.

$$\lambda_v = \frac{M_{dmax}}{d V_{dmax}}$$

M_{dmax} is de maximale absolute waarde van M_d in het liggerdeel;

V_{dmax} is de maximale absolute waarde van V_d in het liggerdeel;

d is de nuttige hoogte, betrokken op het zwaartepunt van de totale buigtrekwapening; voor gedrongen liggers volgens 8.1.4 geldt: $d = h$;

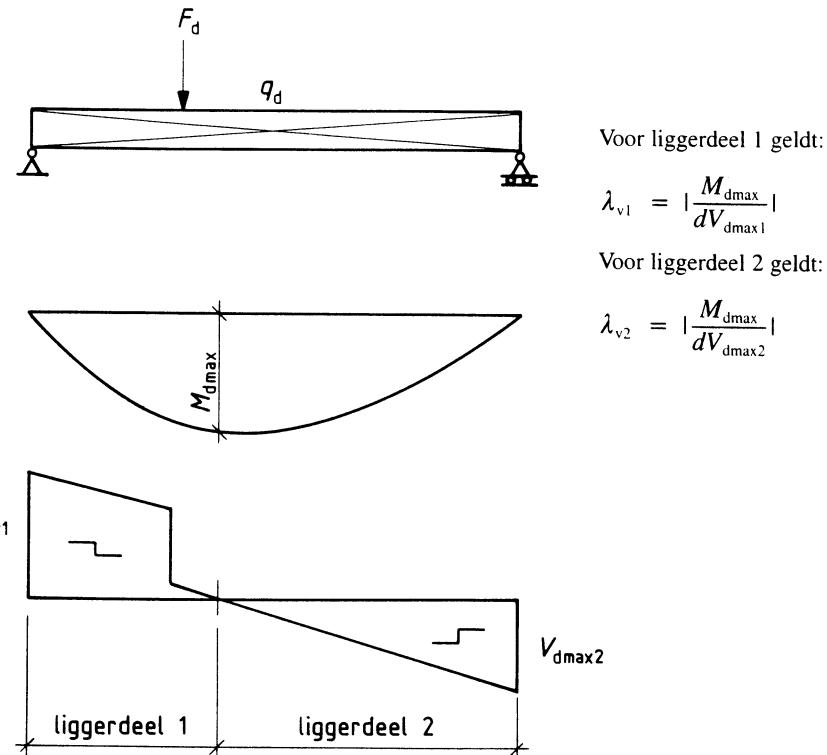
Indien d variabel is moet bij de bepaling van λ_v de gemiddelde waarde van d van het betreffende liggerdeel worden aangehouden.

A_o is de kleinste waarde van de oppervlakte van het lastvlak of de ondersteuning. Voor A_o mag geen grotere waarde dan bd worden aangehouden. Indien een lastvlak of een ondersteuning uit meerdere onderdelen bestaat, mag voor A_o de som van de oppervlakten van die onderdelen worden aangehouden.

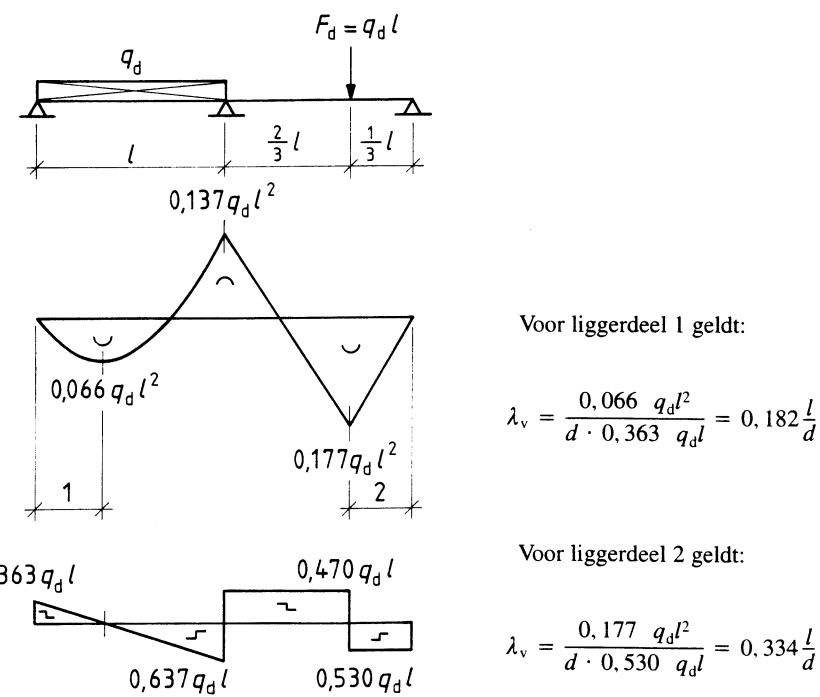
$k_h = 1,6 - h \leq 1,0$ waarin h in meters;

$\omega_o = \frac{100 (A_s + A_p)}{bd} \geq 2,0$ en $\leq 0,7 - 0,5 \lambda_v$ is het aanwezig wapeningspercentage van de buigtrekwapening in de beschouwde doorsnede;

b is de breedte als omschreven in 8.2.2.



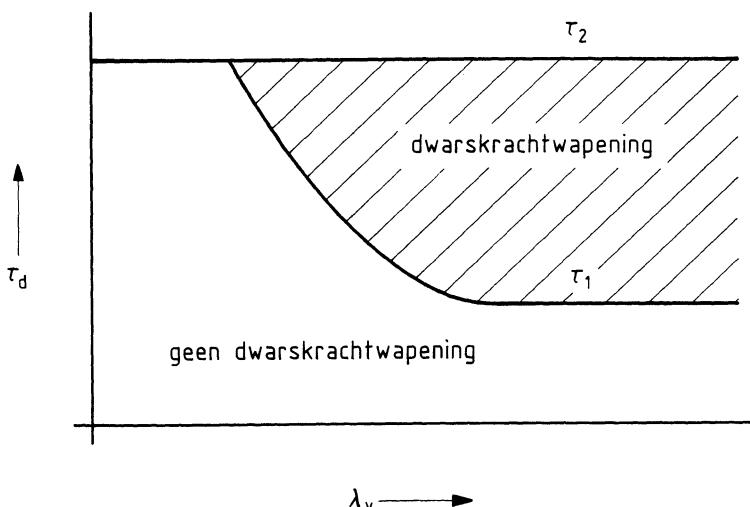
Figuur 55 – Ligger op twee steunpunten



Figuur 56 – Ligger op drie steunpunten

(blanco)

- 8.2.3.2 Een normaaldrukkracht heeft een gunstige invloed op de afschifsterkte van een constructiedeel. Het effect van een normaaldrukkracht is vergelijkbaar met het effect van buigwapening. Zeer grote normaalkrachten ($\sigma'_{bmd} > 0,4 f'_b$) kunnen de dwarskrachtsterkte nadelig beïnvloeden. Dit effect is in rekening gebracht door de factor k_n in 8.2.1. Een normaaltrekkkracht heeft een ongunstige invloed op de afschifsterkte van een constructiedeel.
- 8.2.3.3 De in 8.2.3.1 en 8.2.3.2 gegeven waarden voor τ_1 zijn gebaseerd op de zogenaamde afschifbuigbreuk. Een dergelijke break wordt ingeleid door buigscheuren. Met name bij voorgespannen beton kan het voorkomen dat deze buigscheuren niet kunnen optreden, omdat de doorsnede volledig onder druk staat. In die gevallen zal meestal een hogere dwarskracht opneembaar zijn, behorend bij de zogenaamde afschiftrekbreuk. Het bijbehorende criterium volgt uit de voorwaarde dat de maximale hoofd trekspanning juist gelijk is aan de twee-assige (trek-druk-)sterkte van beton. Om te voorkomen dat de hoofd trekspanning op verschillende niveaus moet worden uitgerekend is een vereenvoudigde formule gegeven, gebaseerd op hoofd trekspanning ter hoogte van de elastische zwaartelijn van de ongescheurde doorsnede. Het wordt niet verantwoord geacht om in situaties, waarin dwarskrachtwapening vereist ($\tau_d > \tau_1$) de τ_1 volgens de afschifbreuk als aftrekterm in rekening te brengen. Door scheurvorming kan de "betonterm" terugvallen tot het niveau, behorend bij afschifbuigbreuk.
- 8.2.4 In figuur 57 is het verband tussen de wapening en λ_v weergegeven.



Figuur 57 – Relatie dwarskrachtwapening met λ_v en τ_d

De formule voor τ_s geldt voor dwarskrachtwapening onder een hoek α die ligt tussen 45° en 90° .

De formule voor τ_s is gegeven in de vorm van een controleformule. Meestal zal echter de benodigde dwarskrachtwapening A_{sv} moeten worden bepaald bij gegeven τ_s ($= \tau_d - \tau_1$). Bij variabele τ_s zal A_{sv} over de lengte van de ligger eveneens variëren.

De formule voor de benodigde dwarskrachtwapening per eenheid van lengte gaat voor $\alpha = 90^\circ$ en $\theta = 45^\circ$ over in:

$$A_{sv} = \frac{V_d - V_1}{z f_s}$$

Uit onderzoek blijkt dat een beperkte variatie in de aan te nemen hoek θ , zoals aangegeven in de normtekst, verantwoord is. Meestal wordt uitgegaan van $\theta = 45^\circ$.

Indien θ kleiner dan 45° wordt gekozen, leidt dit tot een besparing in de benodigde dwarskrachtwapening. Hierbij moet echter bedacht worden dat de momentenlijn over een grotere lengte dan d verschoven moet worden (zie 8.1.1). Omdat dit tot meer benodigde trekwapening leidt, is het kiezen van θ kleiner dan 45° slechts zinvol indien de trekwapening is overgedimensioneerd.

Bij ophangwapening wordt gedacht aan belastingen die via consoles of in de ligger gespaarde gaten aangrijpen, alsmede aan de gevallen waarbij de belasting uit vloeren op het onderste gedeelte van balken of wandliggers aangrijpt; voorts aan belastingen ten gevolge van waterdruk, bijvoorbeeld de verbinding van een keldervloer door middel van beugels aan een ligger.

Ook achter de als consoles beschouwde tanden van liggers is ophangwapening noodzakelijk (zie verder 9.11.7).

8.2.3.2 *Op buiging en normaalkracht belaste doorsneden*

De waarde van τ_1 volgens 8.2.3.1 mag bij normaaldrukkrachten worden verhoogd met:

$$\tau_n = 0,15 \sigma'_{bmd}$$

en moet bij normaaltrekkkrachten worden verlaagd met:

$$\tau_n = 0,5 \sigma_{bmd}$$

Bij voorgespannen elementen met voorgerekt staal moet met een naar het einde van het element afnemende waarde van F_{pw} volgens 9.7.2 rekening worden gehouden.

8.2.3.3 *Doorsneden met geringe buigtrekspanningen*

Voor doorsneden in niet-gedrongen liggers, waarin bij de uiterste grenstoestand de maximale buigtrekspanning kleiner is dan $0,25 f_{br}$ mag, in afwijking van 8.2.3.1 en 8.2.3.2, de volgende waarde voor τ_1 worden aangehouden:

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

Voor S moet de grootste waarde van de betreffende doorsnede worden ingevoerd. Bij voorgespannen elementen met voorgerekt staal moet met een naar het einde van het element afnemende waarde van F_{pw} volgens 9.7.2 rekening worden gehouden.

Indien τ_q groter is dan τ_1 moet bij de berekening van $\tau_u = \tau_1 + \tau_s$ de waarden van τ_1 volgens 8.2.3.1 en 8.2.3.2 in rekening worden gebracht.

8.2.4 *Door de wapening opneembare schuifspanning*

De door de wapening opneembare schuifspanning τ_s volgt uit:

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

waarin:

V_s is de uiterst opneembare dwarskracht door de dwarskrachtwapening;
 b, d : zie 8.2.3.1;

A_{sv} is de dwarskrachtwapening per eenheid van lengte;
 α is de hoek tussen de dwarskrachtwapening en de as van het constructiedeel; α mag niet kleiner zijn dan 45° ;
 θ is de hoek tussen de drukdiagonaal en de as van het constructiedeel; voor niet-gedrongen liggers mag voor θ een waarde tussen 30° en 60° worden gekozen; voor gedrongen liggers volgt θ uit de voorgeschreven z volgens 8.1.4;
 z = $0,9 d$; voor gedrongen liggers moet z worden ontleend aan 8.1.4.

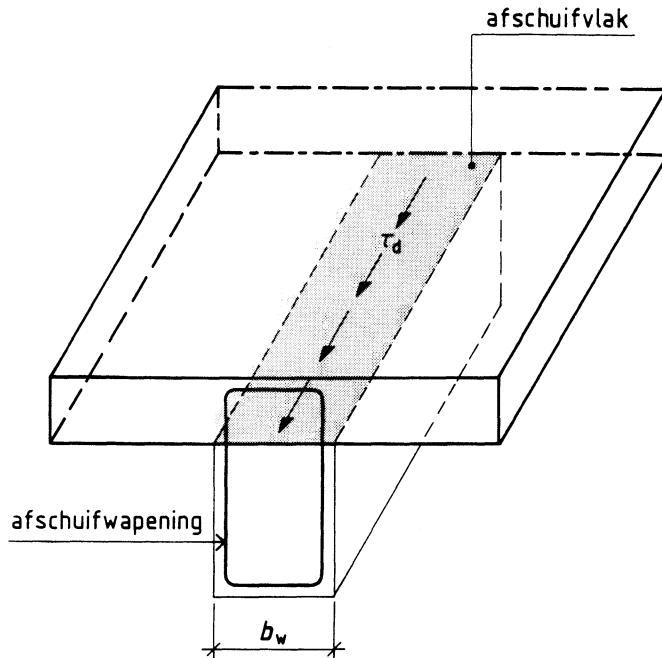
Bij de toetsing van A_{sv} mag de eventuele met de dwarskrachtwapening gecombineerde ophangwapening volgens 9.11.7 niet in rekening worden gebracht.

Indien τ_q volgens 8.2.2 > $2\tau_1$ volgens 8.2.3, moet ten minste 50 % van de totale dwarskrachtwapening uit buegels bestaan.

Bij gedrongen liggers volgens 8.1.4 gelden de volgende aanvullende bepalingen:

- In de formule voor τ_s en voor k_θ in 8.2.1 moet voor α de waarde 90° worden aangehouden.
- In liggervelden waarvoor geldt $\lambda_v \geq 0,4$ moet de berekende dwarskrachtwapening verticaal worden aangebracht. Dezelfde hoeveelheid per eenheid van lengte moet horizontaal worden aangebracht.
- In liggervelden waarvoor geldt $\lambda_v < 0,4$ moet twee maal de totale berekende dwarskrachtwapening per eenheid van lengte horizontaal worden aangebracht.
- De horizontale wapening moet gelijkmatig worden verdeeld over de hoogte van de inwendige hefboomsarm z .
- De verankering moet aan het in 9.6 gestelde voldoen.

- 8.2.5 In figuur 58 is een voorbeeld van een samengestelde ligger gegeven. De in het getekende horizontale aansluitvlak benodigde afschuifwapening behoeft niet te worden gesuperponeerd op de benodigde dwarskrachtwapening volgens 8.2.4. Bij controle van eventuele verticale aansluitvlakken van samengestelde liggers moet op de benodigde afschuifwapening de benodigde buigwapening ten gevolge van belasting op de flenzen worden gesuperponeerd. De formule voor τ_d is gebaseerd op het "shear-friction" model met een wrijvingscoëfficiënt k_s en een cohesiefactor k_b ; beide factoren zijn afhankelijk van de ruwheid van de aansluitvlakken.



Figuur 58 – Verbinding bij samengestelde ligger

De specifieke bepalingen volgens 8.2.5 gelden slechts voor de aansluitvlakken tussen onderdelen van samengestelde liggers en platen. Voor zover deze onderdelen zijn te beschouwen als schijven (bijvoorbeeld flenzen van kokerliggers) kan een berekening hiervan volgens 8.2.6 plaatsvinden.

- 8.2.6 De in 8.2.1 tot en met 8.2.5 gegeven rekenregels hebben betrekking op liggers; 8.2.6 is bedoeld voor het algemene belastingsgeval van op afschuiving en normaalkracht belaste schijven. Hierbij valt te denken aan wandvormige in hun vlak belaste constructies, zoals wanden in caissons en reservoirs, verstijvingsschotten, flenzen van op wringing belaste kokerliggers en dergelijke, waarbij sprake is van min of meer gelijkmatig verdeelde wapening over de lengte en breedte van de schijf.

Wanden en wandliggers zijn als bijzondere gevallen van een schijf te beschouwen, waarvoor specifieke regels gelden (zie ook 2.3).

Bij zwaar belaste I-, T-, L- en [-profielen met relatief dunne flenzen kan het noodzakelijk zijn te controleren of de verbinding van de flens aan de ligger voldoende sterk is om de schuifspanningen over te kunnen dragen. Deze flenzen kunnen dan worden opgevat als schijven en worden berekend volgens 8.2.6. Volgens de gegeven regel over het middelen van de spanningen mag τ_d , te berekenen uit

$$\tau_d = \frac{V_d S}{bI},$$

hierbij worden gelijkgesteld aan de gemiddelde waarde tussen twee opvolgende nulpunten van de dwarskrachtenlijn.

In figuur 59 is een flens-lijf-verbinding weergegeven.
Figuur 60 laat een algemeen schijfelement zien.

8.2.5 Aansluitvlakken van samengestelde liggers en platen

In aanvulling op 8.2.1 moet in het aansluitvlak tussen onderdelen van samengestelde liggers of platen worden voldaan aan de voorwaarde:

$$\tau_d \leq \tau_u \neq \tau_2$$

Hierin is τ_d de rekenwaarde van de optredende schuifspanning die volgt uit:

$$\tau_d = \frac{V_d S}{b_w I} \geq \frac{V_d}{b_w d}$$

waarin:

b_w is de dwarsafmeting van het beschouwde aansluitvlak.

De uiterst opneembare schuifspanning τ_u moet worden bepaald uit:

$$\tau_u = k_s \frac{A_{sv} f_s}{b_w} + k_b f_b$$

waarin:

$k_s = 0,4$ en $k_b = 0,1$ voor gladde en met staal bekiste oppervlakken;

$k_s = 0,6$ en $k_b = 0,2$ voor met hout bekiste oppervlakken;

$k_s = 0,8$ en $k_b = 0,3$ voor stortvlakken;

$k_s = 1,0$ en $k_b = 0,4$ voor opgeruwde aansluitvlakken;

A_{sv} is de afschuifwapening per eenheid van lengte loodrecht op het aansluitvlak;

f_b is de kleinste waarde van de rekenwaarde van de betontreksterkte van de samenstellende delen;

$\tau_2 = 0,2 f'_b$.

Bij de bepaling van τ_u mag de eventuele met de afschuifwapening gecombineerde wapening, die op grond van 8.1.1 nodig is voor buiging in dwarsrichting, niet in rekening worden gebracht.

8.2.6 Schijven

In op afschuiving en normaalkrachten belaste schijfsvormige constructies moet worden voldaan aan de voorwaarde:

$$\tau_d \leq \tau_u \neq \tau_2$$

Voor τ_u geldt de kleinste waarde van:

$$\tau_{ux} = \frac{A_{sx} f_s - b \sigma_{xd}}{b \cot \theta} \leq 0,3 f_b$$

$$\tau_{uy} = \frac{A_{sy} f_s - b \sigma_{yd}}{b \tan \theta} \leq 0,3 f_b$$

waarin:

τ_d is de rekenwaarde van de schuifspanning;

σ_{xd} is de rekenwaarde van de normaalspanning in x -richting (trekspanning positief, drukspanning negatief);

σ_{yd} is de rekenwaarde van de normaalspanning in y -richting (trekspanning positief, drukspanning negatief);

A_{sx} is de aanwezige wapening in x -richting per eenheid van lengte;

A_{sy} is de aanwezige wapening in y -richting per eenheid van lengte;

b is de dikte van de schijf;

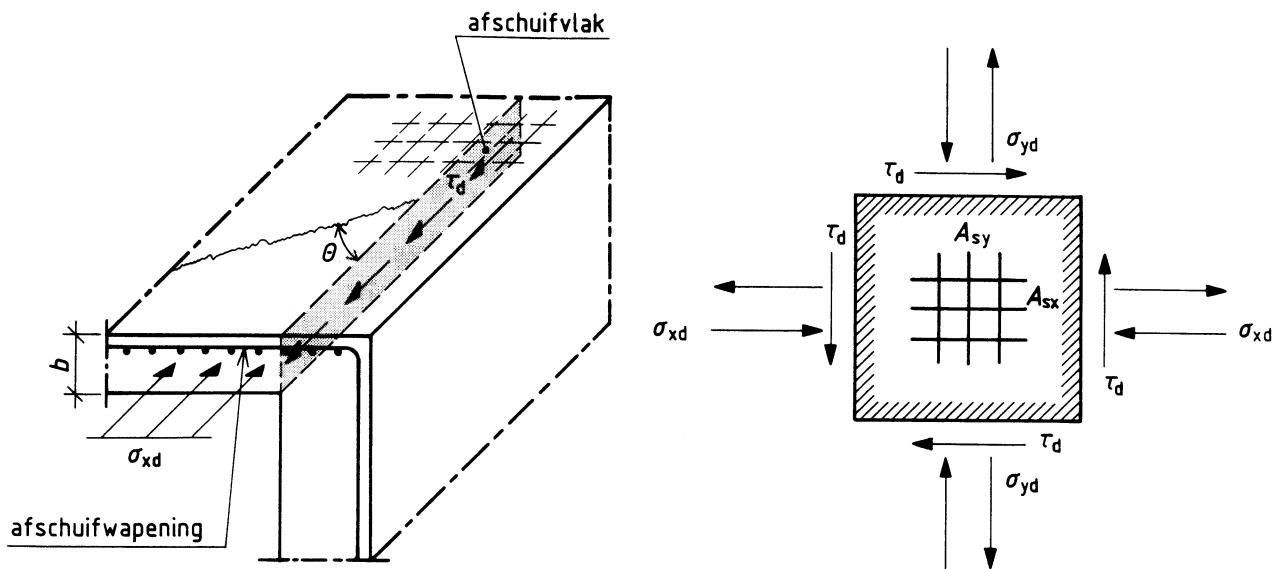
θ is de hoek van de drukdiagonaal met de x -as; deze hoek mag vrij worden gekozen tussen 30° en 60° ;

$\tau_2 = 0,2 f'_b k_n$.

Voor k_n : zie 8.2.1.

Bij het bepalen van de spanningen σ_{xd} , σ_{yd} en τ_d moet worden uitgegaan van de in 7.2.4 genoemde grondslagen van de lineaire-elasticiteitstheorie, echter met uitzondering van onderstelling c.

De schuifspanningen mogen worden gemiddeld over een afstand die ten hoogste gelijk is aan de grootste afstand waarbinnen de drie spanningscomponenten niet van teken wisselen.



Figuur 59 – Flens-lijf-verbinding van bijvoorbeeld een kokerligger

Figuur 60 – Schijfelement

8.3.1 Bij de ponsberekening is onderscheid gemaakt tussen de volgende drie gevallen:

- Lastvlakken waarbij $a_1 \leq 2 a_b$.
Hier voor gelden de formules voor ponsbreuk.
- Langgerekte lastvlakken; $a_1 > 3 a_b$.
Hier voor geldt een dwarskrachtberekening.
- Overgangsgebied waarbij $2 a_b < a_1 \leq 3 a_b$.
Hier bij is een geleidelijke overgang tussen pons en dwarskracht ingevoerd door middel van een factor k_1 in de formule voor τ_1 (zie 8.3.3).

8.3.2 Onder pons wordt verstaan het bezwijken op dwarskracht van een plaat rondom een kolom of een geconcentreerde belasting voordat de buigtrekwapening de rekenwaarde van de sterkte heeft bereikt.

Bij middenkolommen kan men zich de kracht F_d voorstellen als resultante van de betontrekspanningen, gelijkmatig verdeeld over een kegelvlak om het lastvlak heen (zie figuur 62).

De fictieve afgeknotte kegel heeft een hoogte d en een gemiddelde middellijn $d + a$.

Met de factor α_e wordt de ongelijkmatige dwarskrachtdeling rondom de last in rekening gebracht bij een excentrisch aangrijpende last.

Indien boven en onder de vloer een kolom aanwezig is, is de ponskracht het verschil tussen de twee kolomkrachten.

De vermindering van de ponskracht door belasting binnen de periferie is vooral van belang bij voorgespannen platen. De neerwaartse belasting die voorspanelementen binnen de periferie op het beton uitoefenen kan tot een aanzienlijke verlaging van de ponskracht leiden (vergelijk vermindering dwarskracht in liggers met opgebogen kabel).

Het bij de vermindering van de ponskracht in rekening te brengen oppervlak is een cirkel met een middellijn van $2d + a$ bij de eerste periferie en van $4d + a$ bij de tweede periferie.

In figuur 62 zijn de te beschouwen periferieën aangegeven.

8.3 Pons

8.3.1 Toetsingscriterium

Bij iedere puntvormige ondersteuning van of geconcentreerde last op een plaat moet bij lastvlakken waarvan de lengte niet groter is dan driemaal de breedte ($a_1 \leq 3 a_b$) in de opeenvolgende periferieën worden voldaan aan de voorwaarde:

$$\tau_d \leq \tau_u$$

waarin:

τ_d is de rekenwaarde van de schuifspanning volgens 8.3.2;

$\tau_u = \tau_1 + \tau_s \geq \tau_2$;

τ_1 is de uiterst opneembare schuifspanning indien geen ponswapening wordt toegepast volgens 8.3.3;

τ_s is door de ponswapening opneembare schuifspanning volgens 8.3.4;

$\tau_2 = 0,15 f'_b \geq 5,0 \text{ N/mm}^2$.

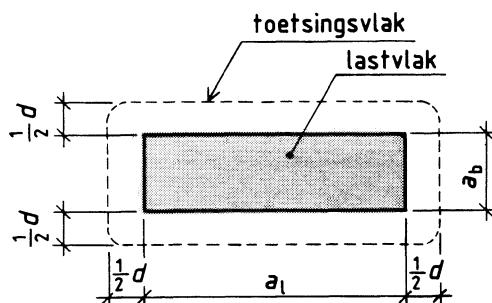
Bij langgerekte lastvlakken ($a_1 > 3 a_b$) moet een toetsing volgens 8.2 worden uitgevoerd.

Hierbij geldt, in afwijking van 8.2.2, voor de rekenwaarde van de schuifspanning:

$$\tau_d = \frac{V_{d\max}}{d}$$

waarin:

$V_{d\max}$ is de maximale waarde van de dwarskracht (per eenheid van lengte) in het toetsingsvlak gelegen op een afstand $0,5 d$ vanaf de buitenkant van het lastvlak (zie figuur 61).



Figuur 61 – Toetsingsvlak bij langgerekte lastvlakken

Voor een plaat waarbij in de nabijheid van een lastvlak sparingen voorkomen gelden de aanvullende bepalingen volgens 8.3.5.

Bij aanwezigheid van kolomkoppen en kolomplaten moet worden voldaan aan de bepalingen van 8.3.6.

8.3.2 Rekenwaarde van de schuifspanning

De rekenwaarde van de grootste schuifspanning τ_d in de eerste periferie moet worden bepaald uit:

$$\tau_d = \frac{\alpha_e F_d}{pd}$$

waarin:

F_d is de rekenwaarde van de ponskracht;

Eventuele belasting binnen de periferie mag op de ponskracht in mindering worden gebracht.

α_e is de excentriciteitsfactor = $1 + \alpha_x \frac{|e_x - e_z|}{d + a} + \alpha_y \frac{|e_y|}{d + a}$;

e_x, e_y is de excentriciteit van de ponskracht ten opzichte van het zwaartepunt van de kolomdoorsnede (lastvlak) in x- respectievelijk y-richting, gemeten evenwijdig aan de hoofdraagheidsassen van de periferie (zie ook figuur 64 en 65);

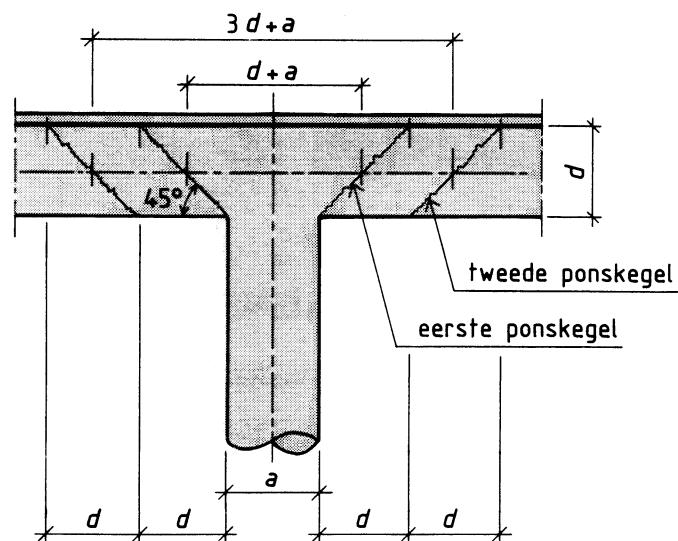
e_z is de excentriciteit van het zwaartepunt van de periferie ten opzichte van het zwaartepunt van de kolomdoorsnede (lastvlak);

$e_z = 0$ voor een middenkolom;

$e_z = \frac{0,5 (d + a)^2 - a_r^2}{p}$ voor een randkolom;

$e_z = 0,25 \sqrt{2} \frac{(d + a)^2 + 2a_r(d + a) - 2a_r^2}{p}$ voor een hoekkolom;

Een verschil in dikte kan voorkomen bij versterkte stroken.



Figuur 62 – Te beschouwen periferieën

- d is de nuttige plaatdikte;
 a is de middellijn van een cirkelvormig lastvlak;
 Een rechthoekig lastvlak met afmetingen a_l en a_b moet vervangen worden gedacht door een cirkelvormig lastvlak met middellijn:

$$a = \frac{2}{\pi} (a_l + a_b);$$
- p is de perimeter (snedeomtrek);
 voor een middenkolom: $p = \pi (d + a)$;
 voor een randkolom: $p = 0,5 \pi (d + a) + 2a_r$;
 voor een hoekkolom: $p = 0,25 \pi (d + a) + 2a_r$;
- a_r is de afstand van het zwaartepunt van het lastvlak tot de rand van de plaat;
 Voor a_r mag geen grotere waarde in rekening worden gebracht dan:
 voor een randkolom: $a_r = 0,25 \pi (d + a)$;
 voor een hoekkolom: $a_r = 0,375 \pi (d + a)$;
- α_x, α_y is de factor behorend bij een moment in x -respectievelijk y -richting die moet worden ontleend aan de tabellen 30 tot en met 34.
 De tabellen zijn opgezet voor rechthoekige midden- en randkolommen en vierkante hoekkolommen;
 voor een ronde kolom wordt α gevonden door substitutie van $a_l = a_b = 0,25 \pi a$.

Indien in twee onderling loodrechte richtingen sprake is van twee verschillende dikten d_1 en d_2 , dan mag worden aangehouden:

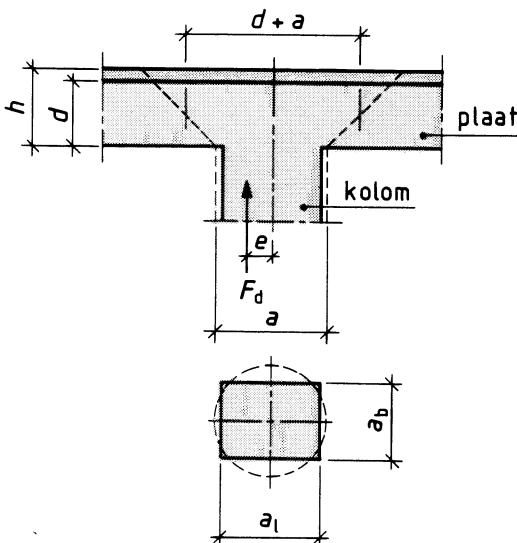
$$d = 0,5 (d_1 + d_2) \text{ indien } \frac{2}{3} \leq \frac{d_1}{d_2} \leq \frac{3}{2}.$$

Indien niet aan deze voorwaarde wordt voldaan, moet een dwarskrachtberekening volgens 8.2 worden uitgevoerd.

Indien de in de eerste periferie bepaalde τ_d groter is dan τ_1 volgens 8.3.3 moet ook in de tweede periferie de waarde van τ_d worden berekend.

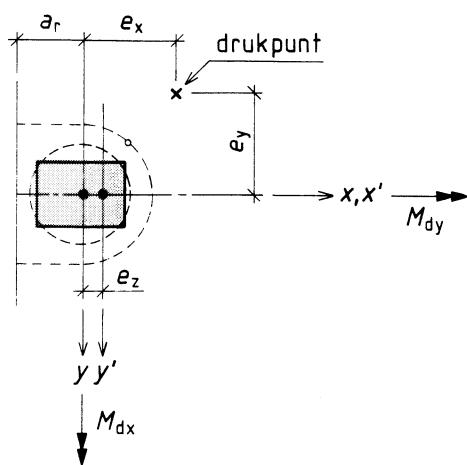
Hiertoe moet in de formules voor de perimeter p , de excentriciteitsfactor α_e , de geometrische grootheden in de tabellen 30 tot en met 34 en de excentriciteit van de periferie e_z de waarde d worden vervangen door de waarde $3d$.

De waarde a_r in de tabellen 31 tot en met 34 mag worden veranderd in $a_r + \frac{1}{2} d$.

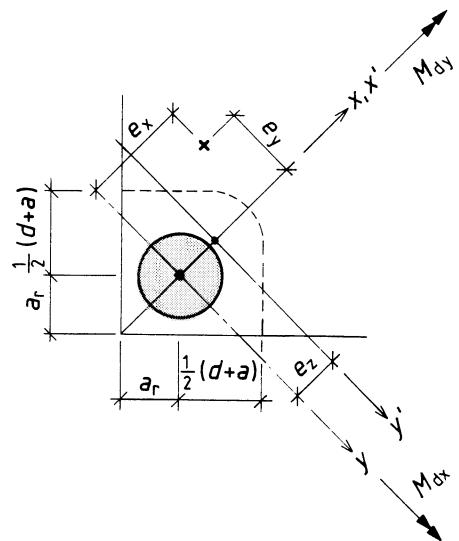


Figuur 63 – Ponskegel

De tabellen 30 tot en met 34 zijn ontleend aan CUR-rapport 84.
Daarbij is rekening gehouden met de gecorrigeerde versie van dit rapport, dat echter vanwege de geringe gevolgen voor de dimensionering niet is gepubliceerd.
In het algemeen geldt dat α_l de grootste lastafmeting is. Bij het bepalen van α_x en α_y volgens de tabellen 31 en 32 is α_l echter de kolomafmeting evenwijdig aan de vloerrand.

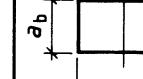
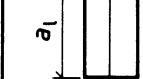


Figuur 64 – Randkolom

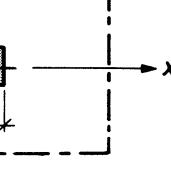


Figuur 65 – Hoekkolom

Tabel 30 – Waarden voor α voor een rechthoekige middenkolom

$\frac{a_l + d}{a_b + d}$		
	α_x	α_y
1,0	2,0	2,0
1,2	2,2	1,8
1,4	2,4	1,6
1,6	2,6	1,4
1,8	2,7	1,3
2,0	2,8	1,2

Tabel 31 – Waarden voor α_x voor een randkolom met de momentvector evenwijdig aan de rand

	$\frac{a_b + d + 2a_r}{2(a_l + d)}$						
		0,2	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0
$e_x \geq e_z$	0,4	0,6	0,5	0,4	0,4	0,3	0,3
	0,8	1,9	1,7	1,3	1,1	1,0	0,9
	1,2	3,0	2,6	2,1	1,8	1,5	1,4
	1,6	3,8	3,3	2,6	2,2	1,8	1,6
$e_x < e_z$	0,4	1,0	0,9	0,6	0,5	0,4	0,3
	0,8	3,2	2,7	2,0	1,6	1,3	1,2
	1,2	5,1	4,3	3,2	2,5	2,1	1,8
	1,6	6,1	5,3	4,0	3,2	2,6	2,3

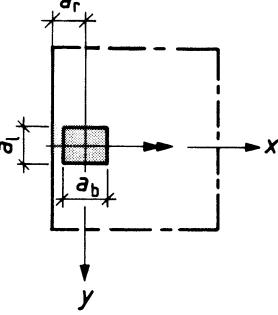
- 8.3.3 Evenals bij dwarskracht blijkt uit proeven dat τ_1 afhankelijk is van het wapeningspercentage van de buigwapening. Evenals bij dwarskracht is ook bij pons, zij het in iets mindere mate, sprake van een schaaleffect. Bij lastvlakken waarvan de lengte groter is dan 2 maal de breedte en niet groter dan 3 maal de breedte geldt een geleidelijke overgang van de τ_1 voor pons naar de τ_1 voor dwarskracht (factor k_1).

Bij ten opzichte van de kolomafmetingen dunne platen geldt eveneens een overgang van pons naar dwarskracht. De hierbij behorende factor k_2 verloopt van 1,0 bij $\frac{a}{d} = 2$ naar 0,5 bij $\frac{a}{d} = 6$.

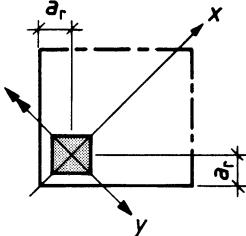
Beide factoren zijn ook van toepassing op de grenswaarde $\tau_1 = 0,8 f_b$.

Bij de bepaling van τ_n mogen trekkrachten ten gevolge van opgelegde vervormingen buiten beschouwing blijven.

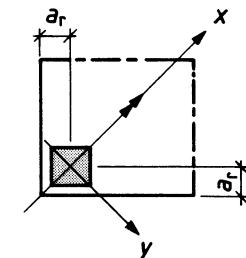
Tabel 32 – Waarden voor α_y voor een randkolom met de momentvector loodrecht op de rand

	$\frac{a_1 + d}{a_b + d + 2a_r}$	$\frac{2a_r}{d + a}$					
		0,2	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0
	0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
	0,4	0,9	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7
	0,6	1,2	1,2	1,0	1,0	0,9	0,9
	0,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,2	1,2
	1,0	1,8	1,7	1,5	1,4	1,4	1,4

Tabel 33 – Waarden voor α_x voor een hoekkolom met de momentvector loodrecht op de bissectrice

	$\frac{2a_r}{d + a}$						
		0,2	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0
$e_x \geq e_z$	5,0	3,8	2,7	2,1	1,8	1,6	
$e_x < e_z$	9,3	6,5	4,1	3,0	2,4	2,0	

Tabel 34 – Waarden voor α_y voor een hoekkolom met de momentvector evenwijdig aan de bissectrice

	$\frac{2a_r}{d + a}$						
		0,2	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0
	1,9	1,6	1,2	1,0	0,9	0,8	

8.3.3 Uiterst opneembare schuifspanning

De uiterst opneembare schuifspanning τ_1 in de eerste periferie moet worden bepaald uit:

$$\tau_1 = 0,8 f_b k_d \sqrt[3]{\omega_o} \leq 0,8 f_b$$

Indien $a_1 > 2a_b$, dan moet τ_1 worden vermenigvuldigd met de factor:

$$k_1 = \left(2 - \frac{a_1}{2a_b} \right) \leq 0,5$$

Indien $a > 2d$, dan moet τ_1 worden vermenigvuldigd met de factor:

$$k_2 = \frac{4}{2 + \frac{a}{d}} \leq 0,5$$

8.3.4

Het in rekening brengen van een "betonaandeel" naast een "wapeningsaandeel" maakt het noodzakelijk ten aanzien van het bereiken van de "vloeigrens" in de ponswapening enige voorzichtigheid in acht te nemen. Dit is in rekening gebracht door de factor 1,5.

Bij excentrische pons is nog een extra marge ingebouwd, omdat de ponswapening wordt gebaseerd op de maximale waarde van τ_d en niet verminderd mag worden in analogie met het verloop van τ_d langs de periferie.

Het voordeel hiervan is tevens dat ingewikkelde regels over de verdeling van de ponswapening achterwege kunnen blijven.

In 9.11.1.6 zijn nadere regels gegeven ten aanzien van de detaillering van ponswapening. Met betrekking tot andere vormen van ponswapening kan onder andere worden verwezen naar Stuvo-rapport 54.

Voorbeeld van de bedoelde extrapolatie:

Stel dat voor het bereiken van een bepaalde τ_s de benodigde ponswapening gelijk is aan 1000 mm^2 in de eerste periferie en 600 mm^2 in de tweede periferie.

In de derde periferie is dan 200 mm^2 nodig.

In de vierde periferie is geen wapening meer nodig.

waarin:

- d is de nuttige plaathoogte rondom de geconcentreerde last;
 k_d is de schaalfactor = $1,5 - 0,6d \leq 1,0$ waarin d in meters;
 a zie 8.3.2;
 $\omega_0 = \sqrt{\omega_{ox} \omega_{oy}} \geq 2,0$;
 ω_{ox}, ω_{oy} is het wapeningspercentage van de totale buigwapening (beton-staal en voorspanstaal) in de buigtrekzone in respectievelijk de x - en y -richting die door de beschouwde periferie wordt doorsneden. Alleen wapening die ter weerszijden van het betreffende breukvlak volledig is verankerd, mag in rekening worden gebracht.

Indien de in de eerste periferie bepaalde τ_d groter is dan τ_1 in de eerste periferie, moet ten behoeve van de toetsing van de tweede periferie de τ_1 in de tweede periferie worden bepaald.

Hierbij moet a in de formule ter bepaling van k_2 worden vervangen door $a + 2d$.

Indien zowel k_1 als k_2 van toepassing zijn, hoeft geen lagere waarde dan $\tau_1 = 0,4 f_b$ te worden aangehouden.

Indien er door de voorgeschreven belastingen normaaltrekkrachten in een op pons belaste plaat kunnen optreden, moet zowel τ_1 als de grenswaarde $0,8 f_b$ worden verlaagd met $\tau_n = \sigma_{bmd}$, waarin:

σ_{bmd} is de grootst optredende gemiddelde betontrekspanning ten gevolge van de rekenwaarde van de voorgeschreven belastingen.

8.3.4 Door de wapening opneembare schuifspanning

De door de wapening opneembare schuifspanning van τ_s volgt uit:

$$\tau_s = \frac{A_{sv} f_s \sin \alpha}{1,5 pd}$$

waarin:

- p, d : zie 8.3.2;
 α is de hoek tussen de staven van de ponswapening en het vlak van de plaat;
 A_{sv} is de totale hoeveelheid ponswapening, doorsneden door de ponskegel van de beschouwde periferie; de ponswapening moet gelijkmatig langs de periferie worden verdeeld.

Indien ook in de tweede periferie τ_d groter is dan τ_1 , moet ook τ_s ten behoeve van de toetsing van de tweede periferie worden bepaald.

De in de formule voor τ_s voorkomende grootheid p moet daarbij worden bepaald op dezelfde wijze als gegeven in 8.3.2 ten behoeve van het bepalen van τ_d in de tweede periferie.

Een toets van volgende periferieën mag achterwege blijven indien de aanwezige ponswapening ter plaatse van deze periferieën ten minste gelijk is aan de wapening die volgt uit rechtlijnige extrapolatie van de wapening ter plaatse van de eerste en tweede periferie.

Ponswapening mag slechts worden toegepast indien voldaan wordt aan de in 9.11.1.6 gestelde voorwaarden.

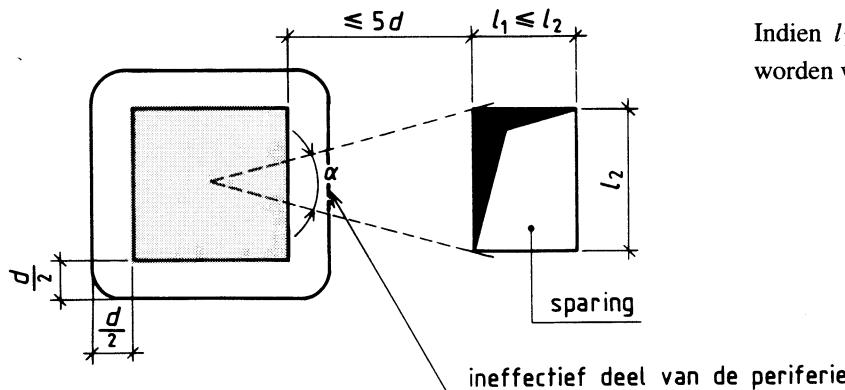
8.3.5 Sparingen

Bij sparingen in de omgeving van een geconcentreerde last moet het volgende in acht worden genomen:

- Indien de kleinste afstand tussen het lastvlak en de sparing kleiner is dan 5 maal de nuttige plaathoogte, moet het in figuur 66 aangegeven deel van de periferie als ineffectief worden beschouwd.
- Indien de openingshoek α (zie figuur 66) kleiner dan 90° is mag voor e_z de waarde nul worden aangehouden.

Indien α groter is dan 90° moet de kolom als een randkolom worden beschouwd.

- Indien ten gevolge van 2 sparingen binnen een afstand van $5d$ tot het lastvlak de totale openingshoek groter dan 180° is, moet de kolom als een hoekkolom worden beschouwd.
- Indien twee sparingen tegenover elkaar liggen en de afzonderlijke openingshoeken beide groter dan 90° zijn, moet een dwarskrachtcontrole volgens 8.2 worden uitgevoerd (belastingsafdracht in één richting).



Figuur 66 – Toetsingsdoorsnede nabij een sparing

- 8.3.6 Door wijzigingen in de normtekst zijn de figuren 68 en 69 van de eerste druk van deze norm vervallen.

8.3.6 Kolomkoppen en kolomplaten

Bij de ponscontrole moeten de volgende gevallen worden onderscheiden:

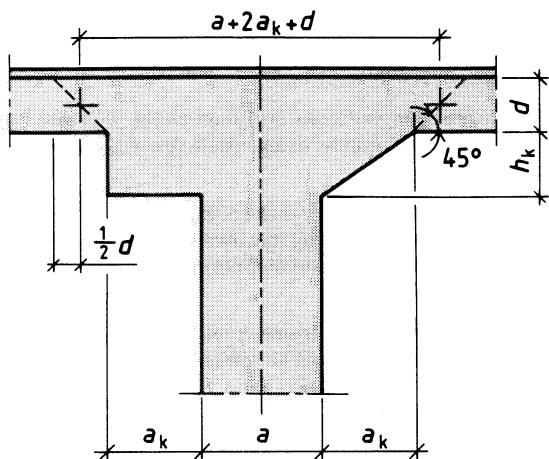
- a. Kolomkoppen en -platen met $a_k < h_k$ (figuur 67)

Hierbij behoeft een toetsing op pons slechts buiten het gebied van de kolomkop of -plaat te worden uitgevoerd. Hierbij moet aan 8.3.1 worden voldaan, met dien verstande dat a door $a + 2a_k$ moet worden vervangen. Bij de bepaling van τ_1 volgens 8.3.3 moet a eveneens door $a + 2a_k$ worden vervangen.

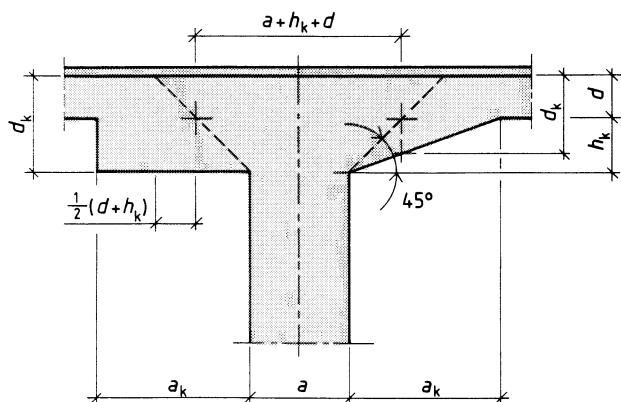
- b. Kolomkoppen en -platen met $a_k \geq h_k$ (figuur 70)

Hierbij moet naast de onder a genoemde toetsing ook een toetsing worden uitgevoerd waarbij voor de dwarsafmeting van de periferie de waarde $a + h_k + d$ wordt aangehouden.

Voor de berekening van τ_d mag voor de nuttige hoogte de afstand van de bovenwapening tot aan de onderzijde van de kolomkop of -plaat (d_k) ter plaatse van de periferie in rekening worden gebracht. Bij de bepaling van τ_1 volgens 8.3.3 moet d worden veranderd in d_k .



Figuur 67 – Kolomkop of -plaat
 $a_k < h_k$



Figuur 70 – Kolomkop of -plaat
 $a_k \geq h_k$

8.4.1.1 Indien bij een aan een randbalk aansluitende vloer de krachtsverdeling in de vloer wordt bepaald zonder rekening te houden met een inklemming in de randbalk is er sprake van compatibiliteitswringing. Wordt wel van een inklemming uitgegaan dan is sprake van evenwichtswringing en moet de randbalk op wringing worden berekend. Hierbij mag uitsluitend de doorsnede van de randbalk in rekening worden gebracht.

Bij het overschrijden van τ_1 geldt, in tegenstelling tot de situatie bij dwarskracht, dat het volledige wringend moment door wapening moet worden opgenomen (geen aftrektterm τ_1). De achtergrond hiervan is dat zich bij wringing geen drukzone vormt die voor een "betonaandeel" kan zorgen.

8.4.1.2 Wringende momenten in platen moeten volgens 7.3.2 door middel van wapeningsmomenten m_{xx}^* en m_{yy}^* in rekening worden gebracht.

De gegeven rekenregels hebben uitsluitend betrekking op "Saint-Venantse" wringing. In specifieke gevallen kan het nodig zijn met verstoringen hiervan rekening te houden. Als zodanig gelden flensbuiging, vooral van belang bij wringslappe – open – profielen en distorsie die van belang kan zijn bij wringstijve – gesloten – profielen (bijvoorbeeld de inleiding van twee verschillende oplegkrachten onder de lijven van een kokerprofiel).

8.4.1.3 Omdat bij zuivere wringing geen drukzone wordt gevormd, blijft de invloed van langswapening in de τ_1 -formule, in tegenstelling tot die voor dwarskracht, buiten beschouwing.

8.4.1.4 Omdat bij zuivere wringing geen sprake is van een drukzone is er bij het bepalen van de wringwapening, in tegenstelling met dwarskrachtwapening, geen aftrektterm τ_1 in rekening gebracht. Bij combinatie met normaaldrukkrachten is wel een aftrektterm (τ_n) van toepassing.

Wringwapening bestaat in het algemeen uit langswapening en gesloten beugels. In situaties waarbij geen normaalkracht optreedt, is de helling van de drukdiagonalen gesteld op $\theta = 45^\circ$ ($\beta = 0$), zodat $\cot \theta = 1$.

Ten gevolge van een normaaldrukkracht neemt de helling van de drukdiagonaal af; dit resulteert in een afname van de beugelwapening en een toename van de langswapening. Bij normaaltrekkkrachten is dit andersom.

De gegeven formules voor τ_s zijn het gevolg van het feit dat de toetsingscriteria in de vorm van controleregels zijn geformuleerd.

Bij het ontwerp moet de wapening A_{sb} en A_{sl} worden bepaald uitgaande van de vereiste τ_s . De bijbehorende wapening zal dan zodanig zijn, dat bij controle beide formules dezelfde τ_s opleveren.

8.4 Wringing in liggers

8.4.1 Rechthoekige en I-, T-, L- en [-vormige doorsneden

8.4.1.1 Toetsingscriterium

Indien een ligger op wringing wordt belast, waarbij de wringende momenten noodzakelijk zijn voor het evenwicht, moet in elke doorsnede worden voldaan aan de voorwaarde:

$$\tau_d \leq \tau_u$$

waarin:

τ_d is de rekenwaarde van de schuifspanning volgens 8.4.1.2;

$\tau_u = \tau_1$ indien geen wringwapening wordt toegepast;

$\tau_u = \tau_s > \tau_2$ indien wel wringwapening wordt toegepast;

τ_1 is de uiterst opneembare schuifspanning volgens 8.4.1.3;

τ_s is de uiterst opneembare schuifspanning volgens 8.4.1.4;

$\tau_2 = 0,2 f_b k_n$;

Voor k_n : zie 8.2.1.

8.4.1.2 Rekenwaarde van de schuifspanning

De rekenwaarde van de schuifspanning ten gevolge van wringing moet worden bepaald uit:

$$\tau_d = \frac{T_{di}}{W_t}$$

waarin:

T_{di} is de rekenwaarde van het wringend moment in de beschouwde doorsnede van het beschouwde onderdeel;

T_{di} moet per onderdeel worden bepaald uit:

$$T_{di} = \frac{I_{ti}}{I_t} T_d$$

waarin:

I_{ti} is het geometrische moment voor wringing van het betreffende rechthoekige deel van het profiel;
 $= 1/3 hb^3 (1 - 0,6 b/h)$;

h is de grootste dwarsafmeting van het beschouwde deel;

b is de kleinste dwarsafmeting van het beschouwde deel;

I_t is het totale geometrische moment voor wringing $= \sum_{i=1}^n I_{ti}$;

T_d is de rekenwaarde van het totale wringend moment in de beschouwde doorsnede van de ligger;

W_t is het minimale weerstandsmoment tegen wringing van het beschouwde onderdeel van de doorsnede;

$$= \frac{\frac{1}{3} b^2 h}{1 + 0,6 b/h}$$

8.4.1.3 Uiterst opneembare schuifspanning zonder wringwapening

Voor de uiterst opneembare schuifspanning τ_1 moet worden aangehouden:

- a. In doorsneden belast op zuivere wringing: $\tau_1 = 0,3 f_b$.
- b. In doorsneden belast op wringing gecombineerd met een normaaldrukkracht: $\tau_1 = 0,3 f_b + 0,15 \sigma'_{bmd}$.
- c. In doorsneden belast op wringing gecombineerd met een normaaltrekkkracht: $\tau_1 = 0,3 f_b - 0,5 \sigma'_{bmd}$.

8.4.1.4 Uiterst opneembare schuifspanning met wringwapening

De door de wapening opneembare schuifspanning τ_s is gelijk aan de kleinste waarde van:

$$\tau_s = \frac{2 A_e A_{sb} f_s \cotg \theta}{s W_t} + \tau_n \quad \text{en} \quad \tau_s = \frac{2 A_e A_{sl} f_s}{O_e W_t \cotg \theta} + \tau_n$$

waarin:

A_{sb} is de oppervlakte van de beugel per zijde;

$= 1/4 \pi \mathcal{D}_{k^2}$;

s is de beugelafstand gemeten langs de staafas;

$\tau_n = 0,15 \sigma'_{bmd}$ bij normaaldrukkrachten;

$\tau_n = 0,50 \sigma'_{bmd}$ bij normaaltrekkkrachten;

A_e is de oppervlakte van het gebied dat wordt ingesloten door de hartlijn van de betreffende gesloten beugel;

$\cotg \theta = \beta + \sqrt{\beta^2 + 1}$, waarbij $\theta < 30^\circ$;

$$\beta = 0,5 \frac{\sigma'_{bmd}}{\tau_d};$$

8.5.2.1 Bij op wringing en dwarskracht belaste liggers moet de schuifspanning ten gevolge van wringing worden gecombineerd met die ten gevolge van dwarskracht. Omdat de richting van de dwarskracht niet behoeft samen te vallen met de richting waarin de schuifspanning ten gevolge van wringing maximaal is, dient als tweede voorwaarde te worden gesteld dat de maximale wringspanning (behorend bij het minimale weerstandsmoment volgens 8.4.1.2) de τ_{1T} -waarde niet overschrijdt.

Bij de bepaling van eventueel benodigde wapening moet de wringwapening worden bepaald als bij zuivere wringing (dus geen aftrekterm τ_1) en de dwarskrachtwapening als bij dwarskracht (wel aftrekterm τ_1 , inclusief τ_n).
Beide wapeningen moeten worden aangebracht.

Bij niet-symmetrische profielen leidt een verticale belasting in het zwaartepunt tot wringende momenten die kunnen worden bepaald door de belasting te vermenigvuldigen met de afstand tot het dwarskrachtcentrum. Dit dwarskrachtcentrum wordt gevonden als de plaats van de resultante van de schuifspanningsverdeling over de doorsnede.

- σ_{bmd} is de rekenwaarde van de gemiddelde normaalspanning in het beschouwde onderdeel (druk is positief, trek is negatief);
 O_e is de omtrek van de hartlijn van de gesloten beugel;
 A_{sl} is de totale hoeveelheid gelijkmatig langs de omtrek verdeelde langswapening ten behoeve van wringing in het beschouwde onderdeel;
 W_t zie 8.4.1.2.

8.4.2 Kokervormige doorsneden

8.4.2.1 Toetsingscriterium

Indien een kokerligger op wringing wordt belast, waarbij de wringende momenten noodzakelijk zijn voor het evenwicht, moet in elke doorsnede per onderdeel worden voldaan aan de voorwaarde:

$$\tau_d \leq \tau_u$$

waarin:

- τ_d is de rekenwaarde van de schuifspanning volgens 8.4.2.2;
 $\tau_u = \tau_u$ volgens 8.2.1 voor de lijven van een kokerligger;
 $\tau_u = \tau_u$ volgens 8.2.6 voor de flenzen van een kokerligger.

8.4.2.2 Rekenwaarde van de schuifspanning

De rekenwaarde van de schuifspanning τ_d moet per onderdeel worden bepaald uit:

$$\tau_d = \frac{V_{Td}}{bh}$$

waarin:

- V_{Td} is de rekenwaarde van de dwarskracht in het beschouwde onderdeel ten gevolge van de rekenwaarde van het wringend moment T_d ;
 b is de dikte van het beschouwde onderdeel;
 h is de totale hoogte van het beschouwde onderdeel.

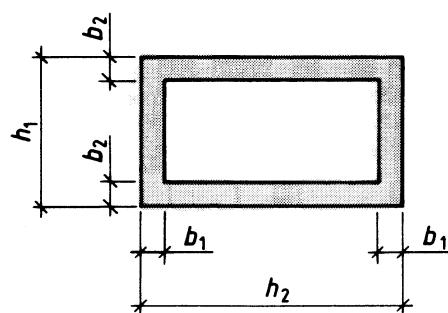
Voor een rechthoekige kokerdoorsnede volgens figuur 71 geldt:

$$V_{Td} = \frac{h_1 T_d}{2A_t} \text{ voor het onderdeel met } b=b_1 \text{ en } h=h_1;$$

$$V_{Td} = \frac{h_2 T_d}{2A_t} \text{ voor het onderdeel met } b=b_2 \text{ en } h=h_2;$$

waarin:

- A_t is het ingesloten oppervlak te bepalen uit: $A_t = (h_1 - b_2)(h_2 - b_1)$.



Figuur 71 – Rechthoekige kokerdoorsnede

8.5 Wringing en dwarskracht in liggers

8.5.1 Algemeen

Een ligger moet op een combinatie van dwarskracht en wringing worden gecontroleerd indien de wringende momenten noodzakelijk zijn voor het evenwicht. De dwarskracht en het wringend moment moeten zijn betrokken op het dwarskrachtcentrum van de beschouwde doorsnede.

8.5.2 Rechthoekige en I-, T-, L- en [-vormige doorsneden

8.5.2.1 Toetsingscriterium

In elk liggerdeel waarin geen wringwapening en/of dwarskrachtwapening is aangebracht, moet aan elk der volgende twee voorwaarden worden voldaan:

a. $\frac{\tau_{dT}}{\tau_{IT}} + \frac{\tau_{dV}}{\tau_{IV}} \leq 1$

8.6.1 Volgens de in 4.2.1 gestelde eisen moet de vervorming van vloeren en daken voldoen aan de volgende voorwaarden:

a. doorbuiging in de eindtoestand:

$$u_{\text{eind}} = u_{\text{tot}} - u_{\text{ze}} \leq 0,004 l;$$

b. bijkomende doorbuiging:

$$u_{\text{bij}} = u_{\text{tot}} - u_{\text{on}} \leq \begin{array}{l} 0,004 l \text{ bij daken} \\ 0,003 l \text{ bij vloeren} \end{array}$$

0,002 l bij vloeren die steenachtige scheidingswanden dragen.

waarin:

u_{tot} is de totale doorbuiging, te bepalen bij de in 4.2.2.1 en 4.2.2.2 voorgeschreven belastingscombinaties;

u_{on} is de onmiddellijk optredende doorbuiging ten gevolge van de permanente belasting;

u_{ze} is de aangebrachte zeeg;

l is de theoretische overspanning volgens 7.1.6.

Bij vierzijdig ondersteunde platen moet voor l de kleinste overspanning en bij puntvormig ondersteunde platen de grootste overspanning worden aangehouden.

Aanbevolen wordt in het laatste geval de bijkomende doorbuiging te beperken tot 15 mm bij tweezijdig opgelegde vloeren en tot 10 mm bij uitkragende vloeren (zie ook toelichting op 4.2.1).

De laatste eis kan vervallen indien zodanige voorzieningen worden getroffen, dat geen schade aan scheidingswanden ten gevolge van vloerdoorbuigingen kan optreden.

De in 10.5.2 van NEN 6702:1991 gestelde eis met betrekking tot trillingshinder houdt in dat de onmiddellijk optredende doorbuiging van vloeren waarvan de som van de representatieve permanente en momentane veranderlijke belasting minder bedraagt dan 5 kN/m², ten gevolge van die belasting niet meer mag bedragen dan:

- 34 mm bij vloeren waarover veel wordt gelopen (3 Hz)
- 12 mm bij vloeren waarop wordt gesprongen en gedanst (5 Hz)

8.6.2

Het doorbuigingsverloop kan worden bepaald door een tweevoudige integratie van het krommingsverloop. De integratieconstanten worden bepaald door de rand- en overgangsvoorwaarden ter plaatse van de opleggingen. Ten einde in alle gevallen aan alle randvoorwaarden te voldoen zou ook de momentenverdeling met behulp van de *M-N-κ*-diagrammen moeten worden bepaald. Het blijkt echter voldoende nauwkeurig om de momentenverdeling volgens de lineaire elasticiteitstheorie aan te houden.

Ter verdere vereenvoudiging kan het krommingsverloop gelijkvormig aan deze momentenverdeling worden gesteld, waarbij de grootste waarde van de kromming bepaald wordt met behulp van het *M-N-κ*-diagram. Vervolgens kan dit krommingsvlak als fictief belastingsvlak worden opgevat en kan met behulp hiervan de maximale doorbuiging worden berekend.

De meeste gewapend betonplaten en -liggers kunnen worden berekend met behulp van de vereenvoudigde methode volgens 8.6.3. Voorgespannen constructies kunnen uitsluitend met behulp van 8.6.2 worden berekend. Bij een hoge voorspangraad zal veelal kunnen worden volstaan met de eerste tak van het *M-N-κ*-diagram (ongescheurd).

Zoals ook in de toelichting op 4.2.2.1 en 4.2.2.2 is vermeld, wordt bij de toetsing van vervormingseisen uitgegaan van vervormingen door kruip ten gevolge van een langdurende belasting die gelijk is aan de permanente belasting en 60 % van de momentane veranderlijke belasting.

Het bepalen van de bijkomende doorbuiging is moeilijk eenduidig vast te leggen. In NEN 6702:1991 is de bijkomende vervorming gedefinieerd als het deel van de vervorming in de eindtoestand dat de constructie ondergaat na een bepaalde constructiefase en dat de niet dragende delen van de constructie moeten meemaken. De bijkomende doorbuiging is dus onder andere afhankelijk van de belastingshistorie. Een-voudigheidshalve is in de voorgeschreven rekenwijze de bijkomende vervorming gelijk gesteld aan de vervorming die optreedt na het aanbrengen van de (totale) permanente belasting. Hiermee zal in de meeste gevallen een redelijke benadering worden verkregen. In specifieke situaties kan het zinvol zijn de werkelijke belastingshistorie, indien bekend, in rekening te brengen.

In figuur 73 is een voorbeeld van een *M-κ*-diagram weergegeven.

Hierin is M_e het moment waarbij de trekwapening de vloeirek bereikt (begin vloeien).

$$b. \quad \frac{\tau_{dTmax}}{\tau_{sT}} \leq 1$$

Indien niet aan voorwaarde a. wordt voldaan, moet de aanwezige wringwapening en eventuele dwarskracht-wapening zo zijn dat wordt voldaan aan de voorwaarden:

$$\begin{aligned}\tau_{dT} &\leq \tau_{sT} \\ \tau_{dV} &\leq \tau_{1V} + \tau_{sV} \\ \tau_{dT} + \tau_{dV} &\leq \tau_2\end{aligned}$$

Indien niet aan voorwaarde b. wordt voldaan, moet de aanwezige wringwapening zo zijn dat wordt voldaan aan de voorwaarden:

$$\begin{aligned}\tau_{dTmax} &\leq \tau_{sT} \\ \tau_{dTmax} &\leq \tau_2\end{aligned}$$

waarin:

- τ_{dTmax} is τ_d volgens 8.4.1.2;
- τ_{dT} is τ_d volgens 8.5.2.2;
- τ_{dV} is τ_d volgens 8.2.2;
- τ_{1T} is τ_1 volgens 8.4.1.3;
- τ_{1V} is τ_1 volgens 8.2.3;
- τ_{sT} is τ_s volgens 8.4.1.4;
- τ_{sV} is τ_s volgens 8.2.4;
- τ_2 is τ_2 volgens 8.4.1.1.

Bij de bepaling van τ_s volgens 8.4.1.4 en 8.2.4 moet dezelfde waarde voor θ worden aangenomen.

8.5.2.2 Rekenwaarde van de optredende schuifspanningen

De rekenwaarde van de optredende schuifspanning ten gevolge van wringing (τ_{dT}) moet worden bepaald in dezelfde richting als de richting van de dwarskracht. Hierbij moet τ_{dT} worden bepaald als τ_d volgens 8.4.1.2, met dien verstande dat in afwijking van dat artikel voor W_t geldt:

$$\text{dwarskracht evenwijdig aan de langste zijde: } W_t = \frac{\frac{1}{3}b^2 h}{1 + 0,6 b/h}$$

$$\text{dwarskracht evenwijdig aan de kortste zijde: } W_t = \frac{\frac{1}{3}bh^2}{1 + 0,6 b/h}$$

Voor h en b : zie 8.4.1.2

8.5.3 Kokervormige doorsneden

Toetsing van kokervormige doorsneden moet worden uitgevoerd volgens 8.4.2 met dien verstande dat de in 8.4.2.2 genoemde V_{Td} ten gevolge van wringing moet worden vermeerderd met de waarde V_d ten gevolge van dwarskracht.

8.6 Doorbuiging

8.6.1 Toetsingscriteria

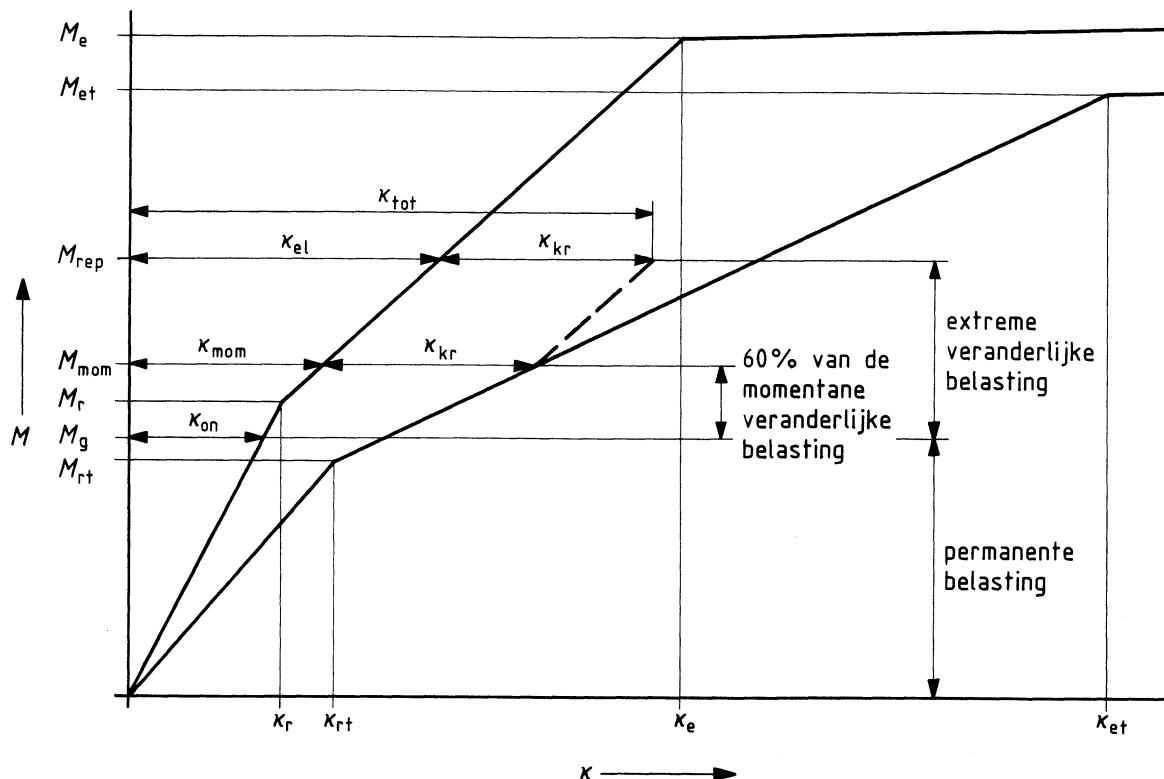
De berekening van de doorbuigingen moet worden uitgevoerd volgens 8.6.2.

Bij platen en liggers in gewapend beton met een constante massieve rechthoekige, T- of L-vormige doorsnede, belast op buiging zonder normaalkracht, mag de berekening volgens 8.6.3 worden toegepast.

8.6.2 Algemene toetsing

De doorbuigingen moeten worden berekend met behulp van $M-N-\kappa$ -diagrammen waarbij onderscheid moet worden gemaakt tussen incidentele en momentane belastingscombinaties. Hiertoe moet onderscheid worden gemaakt tussen een diagram voor kordurende en een diagram voor langdurende belasting. Het diagram voor kordurende belasting moet worden gebruikt voor de bepaling van de onmiddellijk optredende doorbuiging en het diagram voor langdurende belasting voor de doorbuiging in de eindtoestand.

Bij de bepaling van het $M-N-\kappa$ -diagram voor kordurende respectievelijk langdurende belasting moet voor het $\sigma - \varepsilon$ -diagram van het beton figuur 72a respectievelijk 72b worden aangehouden. Voor betonstaal en voorspanstaal gelden de diagrammen volgens figuur 5 respectievelijk 6, echter met dien verstande dat f_s respectievelijk f_{pu} vervangen moeten worden door f_{srep} respectievelijk f_{purep} . De in figuur 72b gegeven grootheid ϕ is de kruipcoëfficiënt volgens 6.1.5.



Figuur 73 – M-κ-diagram

De doorbuiging in de eindtoestand moet worden bepaald uit $u_{\text{eind}} = u_{\text{tot}} - u_{\text{ze}}$, waarbij u_{tot} moet worden gebaseerd op de kromming κ_{tot} . De bijkomende doorbuiging moet worden bepaald uit $\kappa_{\text{bij}} = \kappa_{\text{tot}} - \kappa_{\text{on}}$.

Bij lage wapeningspercentages kan de tweede tak van het lange-duurdiagram enigszins steiler verlopen dan die van het korte-duurdiagram. In dat geval geldt de in de normtekst genoemde bovengrens voor de kromming ten gevolge van kruip (κ_{kr}).

Bij de berekening van het weerstandsmoment mag rekening worden gehouden met de aanwezige trek- en eventuele drukwapening.

De doorbuigingen kunnen worden bepaald met de formule:

$$u = \frac{1}{48} \frac{5-k}{1+k} (\kappa_s + \kappa_v) l^2$$

waarin:

k is de verhouding tussen het gemiddelde steunpuntsmoment en het maximale veldmoment bepaald volgens de lineaire-elasticiteitstheorie;

κ_s is het gemiddelde van de maximale krommingen ter plaatse van de steunpunten;

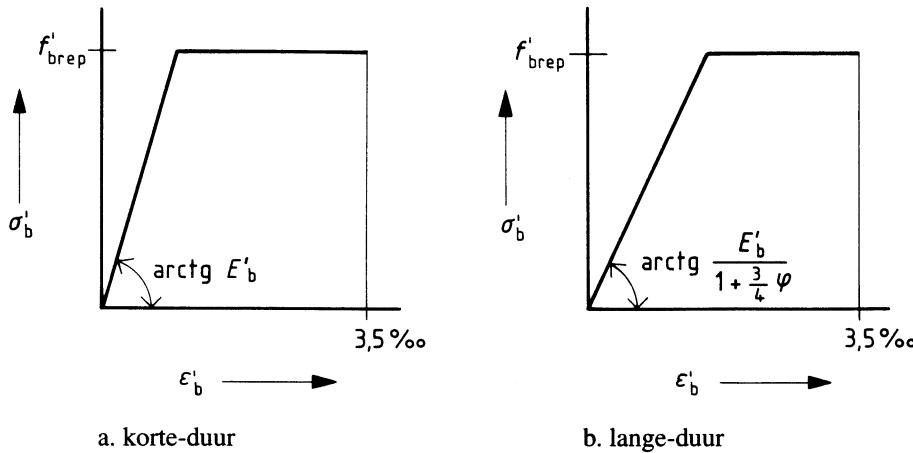
κ_v is de maximale kromming in het veld;

l is de overspanning.

8.6.3 Voor veel voorkomende constructies is in de normtekst een buigstijfheid gegeven waardoor een berekening van de doorbuiging met behulp van de lineaire-elasticiteitstheorie mogelijk is.

Bij de afleiding van de buigstijfheid is van de meest ongunstige omstandigheden uitgegaan. Zo is de kruip in een droog milieu aangehouden en is geen rekening gehouden met de gunstige invloed van eventuele drukwapening.

Ten behoeve van ontwerpdoeleinden is een en ander in de G.T.B. nader uitgewerkt.



Figuur 72 – σ - ε -diagrammen beton

Voor de bepaling van de doorbuiging ten behoeve van de toetsing aan de eis met betrekking tot trillingen moet worden uitgegaan van de krommingen (κ_{mom}) die volgens het korte-duurdiagram optreden bij de som van de permanente belasting en de momentane veranderlijke belasting.

Rekening moet worden gehouden met de bijdrage van beton onder trek op de wijze zoals gegeven in 7.2.2. (figuur 18).

Het hierbij in te voeren scheurmoment is:

bij kortdurende belastingen: $M_r = W(1,4f_{br} + \sigma'_{bm})$;

bij langdurende belastingen: $M_{rt} = W(1,2f_{br} + \sigma'_{bm})$;

Voor M_{rt} mag geen grotere waarde dan de waarde van M_r worden aangehouden.

De bijbehorende krommingen zijn:

$$\kappa_r = \frac{M_r}{E'_b I} \quad \text{en} \quad \kappa_{rt} = \frac{M_{rt}}{E'_b I} \left(1 + \frac{3}{4}\phi\right)$$

waarin:

f_{br} is de gemiddelde buigtreksterkte volgens 6.1.2;

W is het weerstandsmoment behorend bij de meest getrokken vezel;

σ'_{bm} is de gemiddelde betondrukspanning ten gevolge van de normaalkracht, inclusief de voorspankracht, bij de voorgeschreven belastingscombinatie.

Het verloop van de krommingen mag gelijk worden gekozen aan het verloop van de momenten volgens de lineaire-elasticiteitstheorie.

Voor de bepaling van de doorbuiging in de eindtoestand moet worden uitgegaan van de krommingen (κ_{tot}) die volgen uit de krommingen die volgens het korte-duurdiagram optreden bij de som van de permanente en extreme veranderlijke belasting, vermeerderd met de krommingen door kruip (κ_{kr}). De kromming door kruip is het verschil van de krommingen bij het lange- en korte-duurdiagram die optreden bij de som van de permanente belasting en 60% van de momentane veranderlijke belasting.

Voor de kromming door kruip behoeft geen grotere waarde in rekening te worden gebracht dan het verschil van de krommingen bij het lange- en korte-duurdiagram die optreden bij de som van de permanente en extreme veranderlijke belasting.

Voor de bepaling van de onmiddellijk optredende doorbuiging moet worden uitgegaan van de krommingen (κ_{on}) die volgens het korte-duurdiagram optreden bij de permanente belasting.

8.6.3 Buigstijfheid

Onder voorwaarden zoals genoemd in 8.6.1 mag de berekening van de doorbuigingen worden uitgevoerd met een, voor de gehele overspanning van een ligger of oppervlakte van een plaat geldende, equivalente buigstijfheid, waarvoor geldt:

$$(EI)_{rep} = \alpha E'_b I$$

waarin:

E'_b is de elasticiteitsmodulus volgens 6.1.3;

I is het kwadratisch oppervlaktemoment volgens 7.2.3;

α is een reductiefactor waarvoor geldt:

(blanco)

voor de totale doorbuiging:

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{3}{4}\phi} \quad \text{indien } M_{\text{rep}} \leq M_{\text{rt}}$$

$$\alpha = 0,27\sqrt{\omega_0} \prec \alpha_1 - 0,1 \frac{\Sigma M_{\text{mom}}}{\Sigma M_{\text{rep}}} \quad \text{indien } M_{\text{rep}} > M_{\text{rt}}$$

voor de onmiddellijk optredende doorbuiging:

$$\alpha = 1 \quad \text{indien } M_g \leq M_r$$

$$\alpha = \alpha_2 + \alpha_3 \omega_0 \prec \alpha_4 \quad \text{indien } M_g > M_r$$

α_1 tot en met α_4 zijn factoren volgens tabel 35.

- M_g is het maximale buigend moment ten gevolge van de permanente belasting;
- M_{rep} is het maximale buigend moment ten gevolge van de permanente en extreme veranderlijke belasting;
- ΣM_g is de momentensom van de maximale buigende momenten ten gevolge van de permanente belasting;
- ΣM_{rep} is de momentensom van de maximale buigende momenten ten gevolge van de permanente en extreme veranderlijke belasting;
- ΣM_{mom} is de momentensom van de maximale buigende momenten ten gevolge van de permanente belasting en 60% van de momentane veranderlijke belasting;
- ΣM_u is de momentensom van de uiterst opneembare buigende momenten;
- M_r en M_{rt} : zie 8.6.2;
- ϕ is de kruipcoëfficiënt volgens 6.1.5;
- ω_0 is het wapeningspercentage, te bepalen op de wijze als gegeven in 7.2.3, echter met dien verstande dat ω_0 moet worden vervangen door ω_o ;
- k_h = $1,6 - h \prec 1,0$; waarin h is de getalwaarde van de hoogte in m.

Tabel 35 – Factoren α_1 tot en met α_4

f'_{ck} (N/mm ²)	totale doorbuiging			onmiddellijk optredende doorbuiging					α_3	
	$\frac{\Sigma M_u}{\Sigma M_{\text{rep}}}$	α_1		$\frac{\Sigma M_u}{\Sigma M_g}$	α_2		α_4			
		$k_h=1,0$	$k_h=1,4$		$k_h=1,0$	$k_h=1,4$	$k_h=1,0$	$k_h=1,4$		
15	1,2	0,215	0,265	1,5	0,105	0,165	0,255	0,360	0,33	
	1,4	0,240	0,280	2,0	0,140	0,220	0,340	0,480		
	1,6	0,265	0,295	2,5	0,175	0,275	0,425	0,600		
	1,8	0,290	0,310	3,0	0,210	0,330	0,510	0,720		
25	1,2	0,230	0,280	1,5	0,120	0,180	0,270	0,380	0,30	
	1,4	0,255	0,295	2,0	0,160	0,240	0,360	0,505		
	1,6	0,280	0,310	2,5	0,200	0,300	0,450	0,630		
	1,8	0,305	0,325	3,0	0,240	0,360	0,540	0,755		
35	1,2	0,245	0,295	1,5	0,135	0,195	0,285	0,400	0,27	
	1,4	0,270	0,310	2,0	0,180	0,260	0,380	0,530		
	1,6	0,295	0,325	2,5	0,225	0,325	0,475	0,660		
	1,8	0,320	0,340	3,0	0,270	0,390	0,570	0,790		
45	1,2	0,260	0,310	1,5	0,150	0,210	0,300	0,420	0,24	
	1,4	0,285	0,325	2,0	0,200	0,280	0,400	0,560		
	1,6	0,310	0,340	2,5	0,250	0,350	0,500	0,700		
	1,8	0,335	0,355	3,0	0,300	0,420	0,600	0,840		
55	1,2	0,275	0,325	1,5	0,165	0,225	0,315	0,440	0,21	
	1,4	0,300	0,340	2,0	0,220	0,300	0,420	0,590		
	1,6	0,325	0,355	2,5	0,275	0,375	0,525	0,740		
	1,8	0,350	0,370	3,0	0,330	0,450	0,630	0,890		
65	1,2	0,290	0,340	1,5	0,180	0,240	0,330	0,460	0,18	
	1,4	0,315	0,355	2,0	0,240	0,320	0,440	0,620		
	1,6	0,340	0,370	2,5	0,300	0,400	0,550	0,780		
	1,8	0,365	0,385	3,0	0,360	0,480	0,660	0,940		

De tabelwaarden gelden voor $f'_{sk} = 500$ N/mm².

Bij $f'_{sk} = 400$ N/mm² mogen $\frac{\Sigma M_u}{\Sigma M_{\text{rep}}}$ en $\frac{\Sigma M_u}{\Sigma M_g}$ met de factor 1,25 worden vermenigvuldigd.

8.7.1 Met de gegeven criteria kan de mate van scheurvorming in zowel gewapend als voorgespannen beton, alsmede in gedeeltelijk voorgespannen beton worden getoetst. De criteria a, b en c resulteren in detailleringssregels voor betonstaalwapening (8.7.2 en 8.7.3).

In doorsneden waarin zich uitsluitend voorspanstaal bevindt, zijn die detailleringssregels dus niet van toepassing en geldt het criterium d, gebaseerd op toelaatbare trekspanningen (8.7.4).

Hiermee wordt aangesloten aan de gebruikelijke werkwijze bij voorgespannen beton. Vanwege de eenvoud is een toetsing op toelaatbare trekspanningen ook toegestaan voor doorsneden waarin naast voorspanstaal ook betonstaal is toegepast, althans voor k_a -waarden tussen 0,5 en 1,0.

Omdat hierbij een veilige benadering is gekozen, kan het echter de moeite lonen een toetsing volgens de detailleringssregels 8.7.2 of 8.7.3 uit te voeren.

Toetsing van scheurvorming ten gevolge van opgelegde vervormingen is uiteraard alleen nodig indien die scheurvorming ook daadwerkelijk valt te verwachten.

Omdat in 4 een scheurvormingstoets slechts wordt geëist in die gevallen, waarbij scheurvorming ten gevolge van opgelegde vervorming vrijwel zeker zal optreden, wordt bij de toetsingsprocedure zonder meer van scheurvorming uitgegaan.

Bij constructiedelen met een laag wapeningspercentage ten behoeve van de uiterste grenstoestand zal in de bruikbaarheidsgrenstoestand geen scheurvorming ten gevolge van belasting optreden. Toch wordt hierbij – blijkens b – een toetsing voorgeschreven waarbij dan van een onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon – met $\sigma_{sr} = 0$ (zie 8.7.3) – moet worden uitgegaan. Bij uitwerking blijkt deze toetsing te leiden tot een van de staafdiameter afhankelijke minimale wapening die scheurvorming ten gevolge van onvoorzien omstandigheden beperkt houdt.

Bij de onder c genoemde omstandigheden, waarbij moet worden gerekend op een combinatie van belastingen en opgelegde vervormingen, moet een toetsing bij zowel het onvolledig als bij het volledig ontwikkeld scheurenpatroon worden uitgevoerd.

De in toets a, b en c genoemde trekspanning σ_b moet worden bepaald in de ongescheurd veronderstelde betondoorsnede. Dit houdt in dat bij niet-gedrongen liggers uitgegaan kan worden van een weerstandsmoment volgens de lineaire-elasticiteitstheorie, maar dat bij gedrongen liggers rekening moet worden gehouden met niet-lineair over de hoogte verlopende spanningen.

De toetsing volgens f geldt voor ongewapende trekzones, zoals bijvoorbeeld de voorgetrokken drukzone van voorgespannen liggers en platen zonder of met onvoldoende scheurverdelende wapening in de betreffende zone.

8.7.2 De detailleringssregels met betrekking tot beperking van de scheurwijdte zijn slechts betrokken op de betonstaalwapening. Indien er in de doorsnede naast wapening van betonstaal ook wapening met een andere oppervlaktegesteldheid (zoals voorspanstaal) voorkomt, wordt de invloed hiervan verdisconteerd in de berekening van de spanningen in het betonstaal na eventuele scheurvorming. Het verschil in aanhechtingseigenschappen wordt daarbij in rekening gebracht door de relatieve aanhechtingsfactor ξ .

In de tabellen 36 en 37 zijn de toelaatbare waarden voor kenmiddellijn en staafafstand gegeven als functie van staalspanning en milieuklasse.

De gegeven toetsingsmethode geldt voor de hoofdtrekwapening. Bij hoge liggers dienen de flankstaven in het lijf ook zodanig gedetailleerd te worden, dat de scheurwijdte binnen toelaatbare grenzen blijft. Dit zal het geval zijn indien, uitgaande van een geschatte staalspanning in de flankstaven, wordt voldaan aan de tabellen 36 en 37.

Tabel 36 – Maximaal toelaatbare gemiddelde kenmiddellijn \varnothing_{km} in mm.

milieuklasse		σ_s N/mm ²								
zonder voorspanstaal	met voorspanstaal	100	125	150	200	250	300	350	400	
1	–	50	40	33	25	20	17	14	12	
2	1	37	30	25	19	15	13	11	9	
3, 4 en 5	2	25	20	17	13	10	8	7	6	
–	3, 4 en 5	12	10	8	6	5	4	3	3	

Alle tabelwaarden vermenigvuldigen met de factor ξ volgens tabel 39.
Voor omhulde strengen volgens NEN 3868:1991 is de kolom "zonder voorspanstaal" van toepassing.

Bij in twee richtingen dragende star ondersteunde platen moeten de momentensommen en het wapeningspercentage gelijk worden gesteld aan de maximale waarden in de richting van de kortste overspanning.

Bij puntvormig ondersteunde platen moet het wapeningspercentage worden bepaald uit:

$$\omega_o = 1/2 (\omega_{ox} + \omega_{oy})$$

waarin:

ω_{ox} en ω_{oy} zijn de volgens het voorgaande bepaalde waarden van ω_o in respectievelijk de x - en de y -richting, echter met dien verstande dat ω_{ox} en ω_{oy} moeten worden betrokken op het gemiddelde percentage over de breedte van het beschouwde plaatveld.

Bij aanwezigheid van kolomplaten geldt voor ω_{os} het wapeningspercentage betrokken op de kolomplaatdikte.

8.7 Scheurvorming

8.7.1 Toetsingscriteria

Afhankelijk van de omstandigheden moeten de volgende toetsingscriteria worden aangehouden:

- Indien de (buig-)trekspanningen σ_b in de ongescheurd veronderstelde betondoorsnede ten gevolge van de incidentele belastingscombinatie zoals omschreven in 4.3.2 groter zijn dan de gemiddelde treksterkte f_{bm} , moet worden uitgegaan van een volledig ontwikkeld scheurenpatroon.
De toetsing moet worden uitgevoerd volgens 8.7.2.
- Indien de onder a genoemde spanningen σ_b kleiner zijn dan de gemiddelde treksterkte f_{bm} , moet worden uitgegaan van een onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon.
De toetsing moet worden uitgevoerd volgens 8.7.3.
- Indien uit 4.3.3 volgt dat een toetsing van scheurvorming ten gevolge van opgelegde vervormingen is vereist, moet de toetsing worden uitgevoerd volgens 8.7.3. Indien deze opgelegde vervormingen optreden in combinatie met belastingen, moet een toetsing volgens zowel 8.7.2 als 8.7.3 worden uitgevoerd.
- Bij voorgespannen beton mag, in het geval dat de verhouding k_a tussen de hoeveelheid voorgespannen staal (A_p) en de totale hoeveelheid staal ($A_p + A_s$) in de beschouwde buigtrekzone voldoet aan de voorwaarde:

$$0,5 \leq k_a < 1$$

waarin:

$$k_a = \frac{A_p}{A_p + A_s},$$

in afwijking van 8.7.1.a, b en c een toetsing door middel van betontrekspanningen volgens 8.7.4.a worden uitgevoerd.

- Bij voorgespannen beton moet in het geval dat $k_a = 1$, in afwijking van 8.7.1.a, b en c, bij voorspanning met aanhechting de toetsing volgens 8.7.4.a en bij voorspanning zonder aanhechting de toetsing volgens 8.7.4.b worden uitgevoerd.
- In de buigtrekzone waarin geen scheurbeperkende wapening is aangebracht, moet worden voldaan aan 8.7.4.b. Scheurbeperkende wapening is wapening die volgt uit de toetsingscriteria volgens a, b of c.
Deze eis geldt niet voor ongewapend beton.

8.7.2 Volledig ontwikkeld scheurenpatroon

Voldaan moet worden aan een der volgende twee voorwaarden:

- de gemiddelde kenmiddellijn \varnothing_{km} van betonstaalstaven in de beschouwde (buig-)trekzone moet voldoen aan:

$$\varnothing_{km} \leq \frac{k_1 \xi}{\sigma_s}, \text{ in mm};$$

- de staafafstand s van betonstaalstaven in de beschouwde (buig-)trekzone moet voldoen aan:

$$s \leq 100 \left(\frac{k_2 \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right), \text{ in mm};$$

waarin:

s is de hart-op-hart-afstand van de staven;
bij balken geldt $s = b/n$, waarin b de breedte van de balk ter plaatse van de beschouwde wapening en n het aantal staven in die breedte is;

k_1, k_2 zijn factoren volgens tabel 38;

ξ is de aanhechtingsfactor volgens tabel 39;

σ_s is de getalwaarde van de grootste berekende spanning in N/mm^2 in het betonstaal van de (buig-)trekzone van de gescheurd veronderstelde doorsnede, behorend bij de voorgeschreven belastingen volgens 4.3.2.

Tabel 37 – Maximaal toelaatbare staafafstand s in mm voor $\xi = 1$

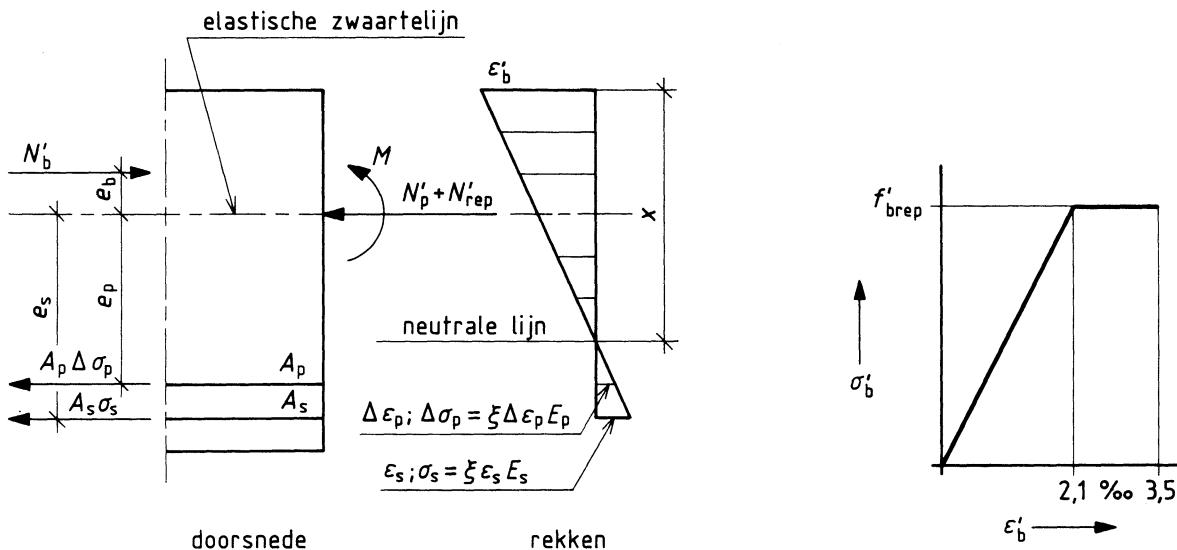
milieuklasse		σ_s N/mm ²							
zonder voorspanstaal	met voorspanstaal	100	125	150	200	250	300	350	400
1	–	870	670	540	370	270	200	155	120
2	1	620	470	370	245	170	120	85	55
3, 4 en 5	2	370	270	200	120	70	40	10	–
–	3, 4 en 5	120	70	35	–	–	–	–	–

Voor omhulde strengen volgens NEN 3868:1991 is de kolom "zonder voorspanstaal" van toepassing.

Bij de gemiddelde kenmiddellijn is uiteraard het gewogen gemiddelde bedoeld (bijvoorbeeld bij $3 \varnothing 12 + 1 \varnothing 16$ geldt $\varnothing_{km} = 13$ mm).

Eenvoudigheidshalve zijn er bij de bepaling van de staafafstand s geen eisen gesteld aan de verdeling van de staven en de variatie in middellijn. Er wordt op gewezen dat de gegeven rekenmethode slechts geldt bij een redelijk symmetrisch over de beschouwde breedte verdeelde wapening met niet te grote variaties in middellijn.

Bij voorgespannen beton volgt σ_s uit de volgende doorsnedeberekening (zie figuur 74):



Figuur 74 – Berekening σ_s bij doorsnede met voorspanning

Figuur 75 – σ - ε -diagram

De evenwichtsvergelijkingen zijn:

$$N'_p + N'_{rep} = N'_b - A_p \Delta \sigma_p - A_s \sigma_s$$

$$M_{rep} = N'_b e_b + A_p \Delta \sigma_p e_p + A_s \sigma_s e_s$$

waarin:

M_{rep} is het moment ten gevolge van de voorgeschreven belastingscombinatie volgens 4.3.2;

N'_p is de effectieve normaaldrukkracht door de voorspanning volgens 4.1.4.4.

De hoogte van de drukzone x en het rekverloop (via bijvoorbeeld ε'_b) kunnen uit de twee evenwichtsvergelijkingen worden bepaald.

Het te hanteren σ - ε -diagram voor beton is het diagram van figuur 4 waarin f'_b is vervangen door f'_{brep} ; het knikpunt in het diagram schuift daardoor op van 1,75 % naar 2,1 %. (zie figuur 75).

Een verschil in aanhechtingseigenschappen komt in de doorsnedeberekening tot uiting doordat de rektoename in het staal met de laagste ξ achterblijft ten opzichte van die in het staal met de hoogste ξ . Uitgaande van een lineair verband tussen spanning en rek is dit effect in de normtekst vertaald naar een correctie van de elasticiteitsmodulus.

Bij doorsneden met uitsluitend betonstaal in de buigtrekzone, belast op buiging zonder normaalkracht, mag σ_s worden bepaald uit:

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{rep}}}{M_u} f_s$$

waarin:

M_{rep} is het moment ten gevolge van de voorgeschreven belastingen volgens 4.3.2, bepaald volgens de lineaire elasticiteitstheorie zonder herverdeling.

Indien in de buigtrekzone typen wapening met verschillende oppervlaktegesteldheid voorkomen, moet bij de bepaling van σ_s rekening worden gehouden met het verschil in aanhechtingseigenschappen door in de berekening de elasticiteitsmodulus van elk type wapening te vermenigvuldigen met de bijbehorende aanhechtingsfactor ξ volgens tabel 39. De spanning-rekdiagrammen moeten worden ontleend aan hoofdstuk 6, echter met dien verstande dat de rekenwaarden van de sterkte moeten worden vervangen door de representatieve waarden. De helling van de eerste tak mag daarbij niet worden gewijzigd.

Bij gedrongen liggers mag bij de bepaling van σ_s worden uitgegaan van de inwendige hefboomsarm z volgens 8.1.4.

Indien de buigtrekwapening bestaat uit een combinatie van betonstaal en voorspanstaal, moet een controle via zowel het betonstaal als het voorspanstaal worden uitgevoerd. Bij de controle via het voorspanstaal moet σ_s in de voorwaarden voor \emptyset_{km} en s worden veranderd in $\Delta\sigma_p$, waarin $\Delta\sigma_p$ de getalwaarde is van de grootste berekende spanningstoename in N/mm² in het voorspanstaal van de (buig-)trekzone van de gescheurd veronderstelde doorsnede, behorend bij de voorgeschreven belastingen volgens 4.3.2.

\emptyset_{km} is de gemiddelde kenmiddellijn = $\frac{\sum \emptyset_k}{n}$, in mm;
bij staafbundels opgebouwd uit m staven met dezelfde kenmiddellijn \emptyset_{ks} moet als equivalente kenmiddellijn worden aangehouden: $\emptyset_k = \emptyset_{ks}\sqrt{m}$. Hierbij mogen alleen die staven in rekening worden gebracht, waarvan de kenmiddellijn niet kleiner is dan 2/3 maal de grootste kenmiddellijn.
 n is het aantal betonstaalstaven binnen de beschouwde (buig-)trekzone.

Tabel 38 – Waarden van k_1 en k_2 in N/mm

milieuklasse	zonder voorspanstaal		met voorspanstaal	
	k_1	k_2	k_1	k_2
1	5000	1000	3750	750
2	3750	750	2500	500
3, 4 en 5	2500	500	1250	250

Voor omhulde strengen volgens NEN 3868:1991 is de kolom "zonder voorspanstaal" van toepassing.

Tabel 39 – Aanhechtingsfactor ξ

oppervlakte- gesteldheid	aanhechting door inbetonneren	aanhechting door injectiemortel	geen aanhechting
glad	0,50	0,25	
streng	0,75	0,50	
geribd	1,00	0,75	0

Voorts gelden de volgende aanvullende bepalingen:

- c. Indien de betondekking groter is dan c_{\min} mag \emptyset_{km} , bepaald volgens voorwaarde a, worden vermenigvuldigd met:

$$k_c = \frac{c}{c_{\min}} \geq 2$$

en de staafafstand volgens voorwaarde b met:

$$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{\min}}} \geq \sqrt{2}$$

waarin:

c is de aanwezige dekking op de buitenste wapening;

c_{\min} is de voorgeschreven dekking volgens 9.2. Hierbij mag de in 9.2.b gestelde eis buiten beschouwing blijven.

- d. Indien de betonstaalwapening in de beschouwde (buig)-trekzone in meerdere lagen wordt aangebracht mogen de waarden voor s volgens voorwaarde b worden vermenigvuldigd met $\sqrt{m_1}$, waarin m_1 het gewogen aantal lagen is. Het gewogen aantal lagen is de verhouding van de totale oppervlakte van de doorsnede van het betonstaal in de beschouwde (buig)-trekzone en de oppervlakte van de doorsnede van het betonstaal in de laag die het dichtst bij de meest getrokken vezel ligt.

e. Uit de formule voor k_e volgt:

$$\begin{array}{ll} \text{voor buiging zonder trek} & k_e = 1,0; \\ \text{voor zuivere trek} & k_e = 0,5. \end{array}$$

f. De optredende verhinderde ("niet-spanningsloze") rekken ten gevolge van opgelegde vervormingen uit krimp- en/of temperatuurveranderingen in de beschouwde doorsnede zijn in ongescheurd veronderstelde toestand afhankelijk van:

- het statisch schema van de constructie waarvan de beschouwde doorsnede onderdeel is;
- de vorm en afmetingen van de doorsnede;
- de gemiddelde waarde en het verloop (gradiënt) van de opgelegde vervorming over de hoogte van de doorsnede;
- stijfheidsverhoudingen tussen de ongescheurd veronderstelde constructie en de uitwendige belemmeringen.

Het verhinderde aandeel van de specifieke verkorting van het beton in de beschouwde vezel ten gevolge van krimp- en/of temperatuurveranderingen in de ongescheurd veronderstelde constructie is:

$$\varepsilon_v = \alpha (\varepsilon_r + \varepsilon_t)$$

waarin:

α is de belemmeringsgraad, afhankelijk van de mate waarin de opgelegde rekken ten gevolge van krimp en temperatuurveranderingen worden verhinderd (1 bij volledige verhindering; 0 bij volledig onverhinderde vervormingen);

ε_r is de specifieke verkorting van het beton ten gevolge van krimp in geval van niet verhinderd gedachte vervorming van de constructie;

ε_t is idem ten gevolge van temperatuurverandering.

De waarde van s heeft betrekking op de wapening in de laag die het dichtst bij de meest getrokken vezel ligt.

- e. Bij belasting op buiging en trek moeten de waarden voor s volgens voorwaarde b worden vermenigvuldigd met:

$$k_e = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \eta > 1$$

waarin:

$$\eta = \frac{6 e_t}{h}$$

e_t is de excentriciteit van de trekkracht ten opzichte van de elastische zwaartelijn bij een homogeen en ongescheurd veronderstelde doorsnede.

- f. Indien opgelegde vervormingen volgens 4.3.3 mede moeten worden beschouwd, moeten de waarden voor \emptyset_{km} volgens voorwaarde a respectievelijk s volgens voorwaarde b worden bepaald door de berekende staalspanning σ_s te verhogen met:

$$\Delta\sigma_s = E_s \varepsilon_v$$

waarin:

ε_v is het verhinderde aandeel van de specifieke verkorting van het beton in de beschouwde vezel ten gevolge van krimp en/of temperatuurveranderingen in de ongescheurd veronderstelde constructie.

De staalspanning moet voldoen aan de voorwaarde:

$$\sigma_s + \Delta\sigma_s \leq f_s$$

- 8.7.3 De formule voor \varnothing_{km} volgt uit een aanhechtingsmodel voor onvolledige scheurontwikkeling. Om te voorkomen dat de maximaal toelaatbare middellijn kleiner wordt dan bij volledige scheurontwikkeling is een ondergrens aangegeven. Deze ondergrens heeft slechts invloed bij B 15.

In tabel 40 is de toelaatbare waarde van \varnothing_{km} gegeven als functie van de sterkteklasse van het beton, de milieuklasse en de staalspanning.

Tabel 40 – Maximaal toelaatbare gemiddelde kenmiddellijn \varnothing_{km} in mm

f'_{ck}	milieuklasse		$\sigma_{sr} + \sigma_s^2$ N/mm ²							
	zonder voorspanstaal	met voorspanstaal	150	175	200	250	300	350	400	
15	1	–	50	39	30	20	17	14	12	
	2	1	40	29	23	15	13	11	9	
	3, 4 en 5	2	27	20	15	10	8	7	6	
	–	3, 4 en 5	13	10	8	5	4	4	3	
25	1	–	50	50	50	32	22	16	12	
	2	1	50	49	38	25	17	12	9	
	3, 4 en 5	2	44	33	25	16	11	8	6	
	–	3, 4 en 5	22	16	13	8	6	4	3	
35	1	–	50	50	50	45	31	23	18	
	2	1	50	50	50	34	23	17	13	
	3, 4 en 5	2	50	46	35	22	16	11	9	
	–	3, 4 en 5	31	23	18	11	8	6	4	
45	1	–	50	50	50	50	40	29	23	
	2	1	50	50	50	43	30	22	17	
	3, 4 en 5	2	50	50	45	29	20	15	11	
	–	3, 4 en 5	40	29	23	14	10	7	6	
55	1	–	50	50	50	50	49	36	27	
	2	1	50	50	50	50	37	27	21	
	3, 4 en 5	2	50	50	50	35	24	18	14	
	–	3, 4 en 5	50	36	28	18	12	9	7	
65	1	–	50	50	50	50	50	42	33	
	2	1	50	50	50	50	43	31	24	
	3, 4 en 5	2	50	50	50	42	29	21	16	
	–	3, 4 en 5	50	42	32	21	14	11	8	

Alle tabelwaarden vermenigvuldigen met de factor ξ volgens tabel 39.
Voor omhulde strengen volgens NEN 3868:1991 is de kolom "zonder voorspanstaal" van toepassing.

De staalspanning σ_{sr} is een fictieve spanning die volgt uit de aannname dat de scheurbelasting volledig door de wapening moet worden "overgenomen".

De scheurbelasting is die combinatie van buigend moment en normaal- (trek- of druk-)kracht, die juist tot overschrijding van de treksterkte leidt.

Bij voorgespannen beton is de scheurbelasting gelijk aan het buigend moment dat bij de gegeven normaalkracht (N'_p) juist tot overschrijding van de treksterkte leidt.
De treksterkte mag daarbij worden vermenigvuldigd met de factor k_r die de invloed van eigenspanningen en micro-scheurvorming in rekening brengt.

Bij gewapend beton met rechthoekige doorsnede kan σ_{sr} bij buiging zonder trek als volgt worden benaderd:

$$\sigma_{sr} = \frac{W k_r f_{bm}}{z A_s} \approx \frac{\frac{1}{6} A_b h k_r f_{bm}}{0,9 h A_s} = \frac{A_b k_r f_{bm}}{5,4 A_s} = \frac{k_r f_{bm}}{0,054 \bar{\omega}_0}$$

Bij buiging met trek geldt aan de meest respectievelijk aan de minst getrokken zijde, (indien $\eta < 3$):

$$\sigma_{sr} = \frac{A_b k_r f_{bm}}{1,8 A_{s1}} \frac{1 + \frac{1}{3}\eta}{1 + \eta} \text{ resp. } \sigma_{sr} = \frac{A_b k_r f_{bm}}{1,8 A_{s2}} \frac{1 - \frac{1}{3}\eta}{1 + \eta}$$

waarin:

A_{s1}, A_{s2} is de hoeveelheid betonstaal aan de meest respectievelijk minst getrokken zijde van de doorsnede;

$$\eta = \frac{6e_t}{h};$$

8.7.3 Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon

De gemiddelde kenmiddellijn $\bar{\delta}_{km}$ van het betonstaal in de beschouwde (buig-)trekzone moet voldoen aan de voorwaarde:

$$\bar{\delta}_{km} \leq \frac{k_3 \xi f'_{ck}}{(\sigma_{sr} + \sigma_s)^2} < \frac{k_1 \xi}{\sigma_{sr} + \sigma_s} \text{ en } \geq 50$$

Indien de betondekking groter is dan c_{min} , mag $\bar{\delta}_{km}$ worden vermenigvuldigd met:

$$k_c = \frac{c}{c_{min}} \geq 2$$

voor c_{min} : zie 8.7.2.c.

De staalspanning moet voldoen aan de voorwaarde:

$$\sigma_{sr} + \sigma_s \leq f_s$$

waarin:

$\bar{\delta}_{km}$ is de gemiddelde kenmiddellijn in mm volgens 8.7.2;

k_1 is de factor volgens tabel 38;

k_3 is de factor volgens tabel 41;

ξ is de aanhechtingsfactor volgens tabel 39;

σ_{sr} is de getalwaarde van de spanning in N/mm² in het betonstaal in de (buig-) trekzone van de gescheurd veronderstelde doorsnede ten gevolge van de combinatie van het buigend moment en normaalkracht uit opgelegde vervormingen waarbij de grootste (buig-)trekspanning van de nog ongescheurd veronderstelde betondoorsnede juist gelijk is aan $k_r f_{bm}$. Met het verschil in aanhechtingseigenschappen tussen verschillende typen wapening moet rekening worden gehouden op de wijze zoals aangegeven in 8.7.2.

σ_s is de getalwaarde van de staalspanning volgens 8.7.2.

$k_r = 0,9 - 0,5 h < 0,5$, waarin h in m.

In gevallen waarin de toetsing plaats vindt op grond van 8.7.1.b, geldt $\sigma_{sr} = 0$.

Tabel 41 – Waarden van k_3 in N/mm

milieuklasse	zonder voorspanstaal	met voorspanstaal
1	$8 \cdot 10^4$	$6 \cdot 10^4$
2	$6 \cdot 10^4$	$4 \cdot 10^4$
3, 4 en 5	$4 \cdot 10^4$	$2 \cdot 10^4$

Voor omhulde strengen volgens NEN 3868:1991 is de kolom "zonder voorspanstaal" van toepassing.

$$e_t = \frac{M_v}{N_v};$$

M_v, N_v is het buigend moment respectievelijk de normaalkracht behorend bij de verhinderde opgelegde vervormingen in ongescheurd veronderstelde toestand (bij druk is N_v negatief).

8.7.4 De toetsingsgroothed σ_b is een functie van de milieuklasse, de gemiddelde betondrukspanning σ'_{bm} , de verhouding k_a , de aanhechtingsfactor ξ en de gemiddelde betontreksterkte f_{bm} .

De waarde σ_b is afgeleid met als uitgangspunt dat in doorsneden met verschillende waarden voor k_a, ξ en σ'_{bm} na scheurvorming vrijwel dezelfde spanningstoename in het geribde betonstaal (met $\xi = 1$) optreedt. Voor deze spanningstoename is van de waarden volgens tabel 42 uitgegaan.

Indien er uitsluitend voorspanstaal in de beschouwde buigtrekzone voorkomt, is uitgegaan van een spanningstoename in het voorspanstaal ter grootte van $\Delta\sigma_p = 275 \xi$, 175ξ en 75ξ .

Tabel 42 – Spanningstoename $\Delta\sigma_s$

milieuklasse	$\Delta\sigma_s$ N/mm^2
1	$\Delta\sigma_s \leq 275$
2	$\Delta\sigma_s \leq 175$
3, 4 en 5	$\Delta\sigma_s \leq 75$

Bij de berekening van de optredende buigtrekspanning σ_b moet de invloed van de voorspanning uiteraard worden verdisconteerd.

Uit de voorwaarden ten aanzien van de hoogtelegging van de wapening volgt dat de toetsingsmethode onder a niet mag worden toegepast, indien het betonstaal hoger ligt dan de grootste waarde van $0,1 h$ of 50 mm. Bij uitsluitend voorspanstaal mag de methode, ongeacht de hoogtelegging, wel worden toegepast.

De keuze van de verhouding k_a tussen de aanwezige hoeveelheid voorspanstaal en de totale hoeveelheid staal (betonstaal + voorspanstaal) is vrij, dat wil zeggen is onafhankelijk van de aard van de constructie en het milieu waarin deze wordt toegepast.

Indien geen betonstaalwapening wordt toegepast ($k_a = 1$) moet het voorspanstaal voor scheurbeperking zorgen. In dat geval heeft de spanningstoename betrekking op het voorspanstaal waarbij het ongunstiger aanhechtingsgedrag in rekening is gebracht door de factor ξ .

De onder b genoemde toetsing geldt voor buigtrekzones zonder (of met onvoldoende: zie 8.7.1.f) scheurbeperkende wapening. De toetsing behoeft niet te worden uitgevoerd bij ongewapend beton, maar wel bij voorspanning zonder aanhechting waarbij geen betonstaalwapening wordt gebruikt. Omdat in deze gevallen de mogelijkheid van scheurwijdebeperking door wapening ontbreekt, mogen slechts geringe trekspanningen worden toegelaten.

Omdat de mate van scheurvorming mede wordt bepaald door de mate van voorspanning, is de toelaatbare trekspanning behalve van de treksterkte ook afhankelijk gesteld van de gemiddelde drukspanning.

Er wordt op gewezen dat wanneer bij VZA wel betonstaalwapening wordt toegepast ($k_a < 1$) een toetsing volgens 8.7.2 veelal tot gunstiger uitkomsten zal leiden.

Omdat de in 8.7.4.a gegeven formule geldt voor voorspanstaal in combinatie met geribd betonstaal, zal bij toepassing van glad betonstaal een controle volgens 8.7.2 moeten worden uitgevoerd.

Omdat de in 8.7.4.a gegeven formule voor σ_b een veilige benadering is, kan ook een toets door middel van een doorsnedeberekening worden uitgevoerd.

8.7.4 Toetsing door middel van betontrekspanningen

De volgende twee toetsingen worden onderscheiden:

- Voor voorgespannen beton met $k_a \geq 0,5$, waarbij in de beschouwde buigtrekzone de afstand van het zwaartepunt van het betonstaal tot de meest getrokken rand niet meer bedraagt dan de grootste waarde van $0,1 h$ of 50 mm, uitgezonderd voor voorgespannen beton zonder aanhechting waarbij in de beschouwde buigtrekzone geen betonstaalwapening voorkomt.

De toetsing bestaat uit de controle van de voorwaarde:

$$\sigma_b \leq k_e k_4 (1,5 + \sigma'_{bm} - \Delta\sigma'_{bm}) (1,5 - 0,5 k_a) (1 - k_a (1 - \sqrt{\xi})) < k_5 f_{bm}$$

- Voor buigtrekzones als bedoeld in 8.7.1.f bestaat de toetsing uit controle van de voorwaarde:

$$\sigma_b \leq k_6 f_{bm} + k_7 (\sigma'_{bm} - \Delta\sigma'_{bm})$$

waarin:

σ_b is de grootste optredende (buig-)trekspanning in het beton in de ongescheurd veronderstelde doorsnede, behorend bij de voorgeschreven belastingscombinatie volgens 4.3.2 en de opgelegde vervormingen volgens 4.3.3;

k_e = 1 indien de afstand van het zwaartepunt van het voorspanstaal in de beschouwde buigtrekzone tot de meest getrokken rand niet meer bedraagt dan de grootste waarde van $0,1 h$ of 50 mm;

k_e = $0,9 - 0,2 k_a + 0,25 e_p/h_o \geq 1$ indien de afstand van het zwaartepunt van het voorspanstaal in de beschouwde buigtrekzone tot de meest getrokken rand groter is dan de grootste waarde van $0,1 h$ of 50 mm ;

k_4 tot en met k_7 zijn factoren volgens tabel 43;

k_a zie 8.7.1;

ξ is de aanhechtingsfactor voor voorspanstaal volgens tabel 39;

e_p is de afstand tussen het zwaartepunt van het voorspanstaal in de beschouwde buigtrekzone en de zwaartelijn van de ongescheurd veronderstelde doorsnede;

h_o is de afstand van de meest getrokken rand tot aan de zwaartelijn van de ongescheurd veronderstelde doorsnede.

Tabel 43 – Waarden van k_4 , k_5 , k_6 en k_7

milieuklasse	k_4	k_5	k_6	k_7
1	1,2	0,9	0,6	0,4
2	0,9	0,6	0,3	0,3
3, 4 en 5	0,6	0,3	0	0,2

- 9.1.2 Volgens NEN 6702:1991 is op vloeren altijd een geconcentreerde belasting voorgeschreven die op elke willekeurige plaats kan optreden. Hierbij zullen dwarsribben in veel gevallen achterwege kunnen blijven.
Deze bepalingen gelden ook voor T- en TT-platen. Er wordt op gewezen dat het bij dunne spiegels nodig kan zijn een kleine grootste korrelafmeting voor te schrijven ($D \leq 0,4 h_0$).

9 Detaillering

9.1 Minimale afmetingen

9.1.1 Massieve vloeren

Voldaan moet worden aan de volgende bepalingen:

- De plaatdikte h van massieve vloeren moet ten minste 80 mm bedragen.
- Bij vooraf vervaardigde vloeren mag bij een overspanning $l < 1,2$ m de plaatdikte worden verminderd tot: $h = 20 + 0,05 l \leq 50$ mm met h en l in mm.
- De plaatdikte moet ten minste gelijk zijn aan $2,5 D$.
- Eventuele constructieve druklagen mogen bij het bepalen van de minimale dikte worden meegerekend. Een druklaag mag als constructief worden aangemerkt, indien de dikte ten minste 40 mm bedraagt.

9.1.2 Ribbenvloeren en kassettenvloeren

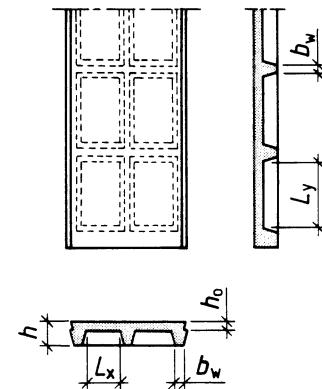
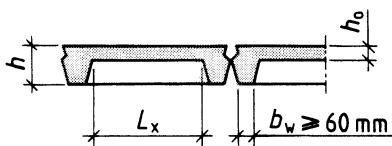
Voldaan moet worden aan de volgende bepalingen:

- De minimale spiegeldikte h_o moet bij in het werk gestorte vloeren ten minste $1/10$ en bij vooraf vervaardigde vloeren ten minste $1/15$ van de kleinste afstand tussen de ribben (L) bedragen met een minimum van 50 mm (zie figuur 76).
- De minimale ribbreedte b_w moet ten minste 60 mm bedragen (zie figuur 76).
- De spiegeldikte moet tenminste gelijk zijn aan $2,5 D$.
- Met betrekking tot druklagen geldt het gestelde in 9.1.1.

Tenzij anders vermeld mogen vloeren met ribben waarvan de hoogte h niet groter is dan 400 mm en de onderlinge afstand L_x en L_y niet groter dan 1200 mm is, als platen worden aangemerkt.

$$h_o \geq \frac{1}{10} L_x \leq 50 \text{ mm (in het werk gestort)}$$

$$h_o \geq \frac{1}{15} L_x \leq 50 \text{ mm (vooraf vervaardigd)}$$



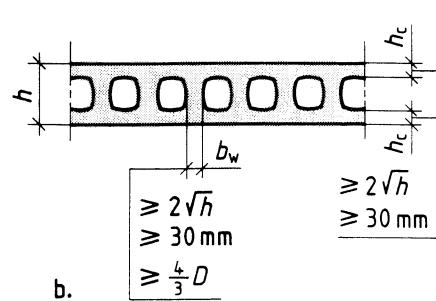
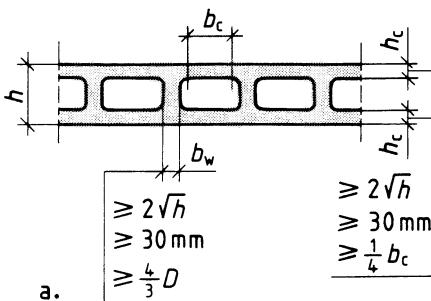
Figuur 76 – Ribben- en kassettenvloeren

9.1.3 Kanaalvloeren

De dikte van het beton rondom de kanalen moet ten minste gelijk zijn aan $2\sqrt{h}$ met een minimum van 30 mm, waarin h de plaatdikte in mm is, en mag tevens niet kleiner zijn dan $4D/3$ (figuur 77 a en b).

De dikte van het beton onder en boven de kanalen moet bovendien ten minste gelijk zijn aan $1/4 b_c$, waarin b_c de breedte is van dat gedeelte van de onder- of bovenflens dat een constante dikte heeft (figuur 77 b).

De vereiste minimale betondekking moet ook aan de binnenkant van de kanalen in acht worden genomen. Met betrekking tot druklagen geldt het gestelde in 9.1.1.



Figuur 77 – Kanaalvloeren

- 9.1.6 Deze beperking houdt verband met de grotere invloed van onvolkomenheden in de uitvoering (grindnesten, ontmenging) bij kleinere kolomafmetingen.
- 9.2 De betondekking heeft als doel de krachten uit de wapening op het beton over te brengen, de wapening te beschermen tegen roestvorming en de brandveiligheid van de constructie te bevorderen.
- De grootte van de benodigde betondekking is onder meer afhankelijk van:
- a. de dichtheid van het beton;
 - b. de kwaliteit van de uitvoering;
 - c. het milieu waaraan het beton is blootgesteld;
 - d. de belangrijkheid van het onderdeel ten aanzien van de veiligheid van de constructie.
- Uit onderzoek is gebleken dat de betondekking in een vochtig milieu ten minste 25 mm moet bedragen om voldoende bescherming tegen corrosie te bieden.
- Er moet rekening mee worden gehouden dat ook binnenshuis een vochtig milieu kan voorkomen, bijvoorbeeld bij niet-geïsoleerde vloeren boven kruipruimten.
- Bij een hoge dichtheid van het beton en een uniforme kwaliteit van de betondekking bestaat voldoende zekerheid dat de wapening gedurende de levensduur van de constructie is beschermd tegen corrosie, indien niet voor bijzondere aantasting behoeft te worden gevreesd.
- De betondekking mag niet willekeurig groot worden gemaakt, aangezien dit het gevaar van scheurvorming in de ongewapende betonschil vergroot.
- De betondekkingen zijn bij voorspanstaal groter gekozen dan bij betonstaal, omdat voorspanstaal in het algemeen gevoeliger voor corrosie is dan betonstaal en vooral ook omdat de gevolgen van corrosie ernstiger zijn.
- Bij nabewerkte betonoppervlakken dient afhankelijk van de wijze van nabewerking te worden onderzocht of een vergroting van de betondekking met 5 mm wel voldoende is.
- Onder oncontroleerbare oppervlakken worden oppervlakken verstaan die direct na het ontkisten niet geïnspecteerd kunnen worden.
- Bij het bepalen van de betondekking dient rekening te worden gehouden met de aanwezigheid van vellingkanten, waterholen e.d. Op dergelijke plaatsen mag de betondekking niet kleiner zijn dan de voorgeschreven waarde.
- Bij constructies met hoge wapeningsconcentraties kan het noodzakelijk zijn de dekking te vergroten om ontmenging van de betonspecie te voorkomen.
- Indien bij constructiedelen mechanische beschadiging kan worden verwacht, verdient het aanbeveling de betondekking te vergroten.
- Uit het oogpunt van krachtsoverdracht dient bij constructiedelen met een zeer gering aantal staven te worden overwogen ook bij een kenmiddellijn \varnothing_k kleiner dan 25 mm een betondekking toe te passen van ten minste 1,5 \varnothing_k (bijvoorbeeld bij de dekking van de onderwapening ten opzichte van de zijkanten van de rib bij ribbenvloeren).
- Het toepassen van blijvende plaatstalen bekisting als wapening kan uit een oogpunt van betondekking alleen worden toegelaten, indien de beschermende laag op de plaatstalen bekisting blijvende waarborgen biedt tegen corrosie. In verband met brandveiligheid kunnen aanvullende maatregelen noodzakelijk zijn.
- Bij in het zicht komende kopse einden van elementen met doorgezaagde wapening zonder dekking (zie punt g) kan het gewenst zijn esthetische maatregelen te treffen.
- Voor de hoofdwapening in een wandlijger gelden de dekkingen zoals voorgeschreven voor een balk.
- e.1 Toepassing van de in NEN 5960:1988 genoemde methoden 1 en 2(A en B) leidt tot resultaten die niet ongunstiger zijn dan de met methode 3 verkregen resultaten. De te kiezen methode is afhankelijk van de beschikbaarheid van gegevens.

9.1.4 Wanden

Voldaan moet worden aan de volgende bepalingen:

- a. De dikte h van dragende wanden moet over het gehele wandoppervlak ten minste 100 mm bedragen. Bij vooraf vervaardigde wanden mag de dikte worden verminderd tot 70 mm voor binnenwanden en 80 mm voor buitenwanden.
- b. Bij wanden gestort tegen blijvende bekisting, moet de minimale wanddikte worden vermeerderd met 5 mm per blijvend bekist oppervlak.
- c. Horizontale sleuven of inkassingen mogen slechts dan worden aangebracht als uit berekening blijkt, dat de sterkte en de stabiliteit van de wand voldoende zijn.
- d. Bij toepassing van een dubbel wapeningsnet mag de wanddikte h niet kleiner zijn dan 120 mm bij in het werk gestorte wanden en 100 mm bij vooraf vervaardigde wanden.
- e. Bij toepassing van vooraf vervaardigde gewapend betonnen schillen geldt als minimale dikte van de totale wand: 100 mm vermeerderd met de dikte van de vooraf vervaardigde schil aan weerskanten.
- f. De wanddikte moet ten minste gelijk zijn aan $2,5 D$.

9.1.5 Balken

Voldaan moet worden aan de volgende bepalingen:

- a. De breedte b van in het werk gestorte balken moet over de gehele lengte en hoogte ten minste 100 mm bedragen.
- b. Bij vooraf vervaardigde balken mag de minimale breedte worden verminderd tot 70 mm voor binnen toe te passen balken en 80 mm voor buiten toe te passen balken.
- c. Bij balken gestort tegen blijvende bekisting moet de minimale breedte worden vermeerderd met 5 mm per blijvend bekist oppervlak.
- d. Bij toepassing van een dubbel wapeningsnet mag de balkbreedte b niet kleiner zijn dan 120 mm bij in het werk gestorte balken en 100 mm bij vooraf vervaardigde balken.
- e. Bij toepassing van vooraf vervaardigde gewapend betonnen schillen geldt als minimale breedte van de totale balk: 100 mm vermeerderd met de dikte van de vooraf vervaardigde schil aan weerskanten.
- f. De balkbreedte moet ten minste gelijk zijn aan $2,5 D$.

9.1.6 Kolommen

De kleinste dwarsafmeting moet ten minste 200 mm bedragen.

Bij vooraf vervaardigde, horizontaal gestorte kolommen mag de kleinste dwarsafmeting worden verminderd tot 150 mm.

9.2 Betondekking

De nominale betondekking moet voldoen aan de volgende bepalingen:

- a. De betondekking op de buitenste staaf moet ten minste de in tabel 44 aangegeven waarde hebben. De van toepassing zijnde milieuklasse moet worden ontleend aan 4.3 van NEN 5950:1995.
- b. Onverlet de in deze tabel aangegeven waarden moet de betondekking op de hoofdwapening ten minste gelijk zijn aan de kenmiddellijn \varnothing_k voor staven met \varnothing_k kleiner dan of gelijk aan 25 mm en $1,5 \varnothing_k$ voor staven met \varnothing_k groter dan 25 mm.
- c. Bij bundels van wapeningsstaven of voorspanelementen moet voor het bepalen van \varnothing_k iedere bundel vervangen worden gedacht door een denkbeeldige staaf, waarvan het oppervlak van de doorsnede gelijk is aan dat van de te vervangen bundel.
- d. Bij voorspanstaal moet de in tabel 44 voorgeschreven betondekking worden vermeerderd met 5 mm; bij aanwezigheid van een omhulling moet die betondekking worden gerekend op de omhulling.
- e. Voor vooraf vervaardigde elementen mag voor de milieuklassen 1 en 2 de in tabel 44 voorgeschreven betondekking met 5 mm worden verlaagd, indien aan de volgende voorwaarden wordt voldaan:
 1. de water-cementfactor of de water-bindmiddelfactor, bepaald volgens respectievelijk 7.4 van NEN 5960:1988 en 5.6.2.2 van NEN 5950:1995, kleiner is dan of gelijk is aan 0,50 bij milieuklasse 1 of 0,45 bij milieuklasse 2;
 2. 2/3 maal de grootste korrelafmeting D niet groter is dan de betondekking.Deze verlaging mag echter niet leiden tot een betondekking kleiner dan 25 mm voor balken en kleiner dan 30 mm voor kolommen.
- f. Afwerklagen mogen niet als betondekking worden meegerekend.
- g. De betondekking op het einde van doorgezaagde wapening van voorgerekt staal in vooraf vervaardigde elementen mag nihil zijn.

9.3.1

Behalve aan de brandwerendheid met betrekking tot bezwijken worden in NEN 6069:1991 eisen gesteld aan wanden en vloeren die een scheidende functie hebben. In NEN 6071:1991 wordt naast een berekeningsmethode voor de brandwerendheid met betrekking tot de scheidende functie een vereenvoudigde toetsingsmethode gegeven. Hierbij kan gebruik worden gemaakt van 3.1 van Bijlage A (informatief) van NEN 6071:1991, waaruit de volgende tekst:

"In gevallen waarbij wanden of vloeren een scheidende functie hebben, mag worden aangenomen dat aan de eis van thermische isolatie met betrekking tot de temperatuur genoemd in NEN 6069:1991 wordt voldaan indien de plaatdikte voldoet aan het hierna volgende:

- bij massieve platen en wanden is de dikte gelijk aan of groter dan de minimumdikte zoals vermeld in onderstaande tabel;
- bij kanaalplaten is de "effectieve" plaatdikte gelijk aan of groter dan de minimumdikte zoals vermeld in onderstaande tabel.

Onder "effectieve" plaatdikte wordt verstaan het netto-betonoppervlak van de plaatdoorsnede, gedeeld door de breedte van de plaat.

De dikte van afwerklagen en betegelingen van steenachtig materiaal op de bovenzijde van vloerplaten, mag op de minimumplaatdikte als vermeld in onderstaande tabel in mindering zijn gebracht.

Bij bouwdelen met tevens een dragende functie geldt onderstaande tabel slechts indien de brandwerendheid met betrekking tot bezwijken gelijk is aan of groter is dan de brandwerendheid met betrekking tot de scheidende functie."

Minimumdikte van wanden en vloerplaten als functie van de brandwerendheid met betrekking tot de scheidende functie

brandwerendheid in min	30	60	90	120
minimumplaatdikte in mm	60	90	100	120

Verder worden in NEN 6071:1991 aanwijzingen gegeven voor voegconstructies tussen vooraf vervaardigde elementen met betrekking tot branddoorslag.

Aangenomen mag worden dat bij eenzijdige verhitting volgens de standaardbrand-kromme gedurende 120 min, geen branddoorslag optreedt indien één van de in 12.4 van NEN 6071:1991 gegeven oplossingen is gekozen.

9.3.2.1

De algemene voorwaarden in 6.1 van NEN 6071:1991 luiden als volgt:

a. Spatten van beton

De breedte b van balken en de dikte h van platen en wanden, in mm, moeten in getalwaarde gelijk zijn aan of groter zijn dan de getalwaarde van:

$$(80 + 3,3 \sigma'_b)$$

waarin:

σ'_b is de getalwaarde van de rekenwaarde van de drukspanning in het beton bij kamertemperatuur, in N/mm², ten gevolge van de rekenwaarde van de belasting volgens hoofdstuk 7.

Opmerking

Een vochtgehalte groter dan 7 % (V/V) is eveneens ongunstig met betrekking tot de kans op spatten. Geacht mag worden dat in gebouwen het evenwichtsvochtgehalte normaliter aanwezig is en gelijk is aan 7 % (V/V).

b. Beugelwapening in balken en kolommen

Voor een brandwerendheid met betrekking tot bezwijken hoger dan 60 min dient een beugelwapening te zijn aangebracht met een maximale hart-op-hartafstand van 150 mm over een afstand van 0,15 l vanaf de uiteinden. Hierin is l de systeemlengte van de balk of kolom.

c. Kanaalplaatvloeren

In afwijking van het gestelde in 9.1.3 van NEN 6720:1991 moet bij een recht-hoekige kanaalvorm de betondikte, als aangegeven in figuur 15, onder en boven de kanalen ten minste 50 mm bedragen.

d. Rek bij maximale belasting van betonstaal

Bij in één richting dragende platen in gewapend beton, met twee velden welke aan de einden vrij zijn opgelegd, mag niet op steunpuntsmomenten zijn gerekend tenzij aan één van beide volgende voorwaarden is voldaan:

- het wapeningspercentage boven de steunpunten bedraagt ten minste 0,5%;
- de karakteristieke waarde van de rek bij maximale belasting van het betonstaal, als bedoeld in 6.2.4 van NEN 6720:1991, bedraagt in afwijking van het aldaar gestelde ten minste 5%.

Tabel 44 – Betondekking in mm

constructie-deel	betondekking mm			toeslagen mm		
	milieuklasse 1	milieuklasse 2	milieuklasse 3, 4 en 5	nabewerkt oppervlak	oncontro-leerbaar oppervlak	$f'_{ck} < 25 \text{ N/mm}^2$
plaat wand	15	25	30	+5	+5	+5
balk poer console	25	30	35	+5	+5	+5
kolom	30	35	40	+5	+5	+5

9.3 Brandwerendheid met betrekking tot bezwijken

9.3.1 Bepalingsmethoden

De brandwerendheid met betrekking tot bezwijken van constructiedelen moet rekenkundig worden bepaald volgens hoofdstuk 5 van NEN 6071:1991 dan wel experimenteel volgens hoofdstuk 3 van NEN 6069:1991.

9.3.2 Bepaling van de brandwerendheid met behulp van tabellen

9.3.2.1 Algemeen

Indien wordt voldaan aan de algemene voorwaarden in 6.1 van NEN 6071:1991 en aan de aanvullende bepalingen in 9.3.2.2, mag de brandwerendheid met betrekking tot bezwijken worden bepaald met behulp van de tabellen volgens 9.3.2.3.

9.3.2.2 Aanvullende bepalingen met betrekking tot de detaillering

a. Beugelwapening in balken en kolommen

Voor een brandwerendheid hoger dan 60 min moeten beugels worden aangebracht met een hart-op-hartafstand van ten hoogste 150 mm over een afstand van 0,15 l vanaf de uiteinden.

Bij balken en kolommen, voorgespannen met voorgerekt staal, moet bedoelde afstand bovendien ten minste 1,5 maal de overdrachtslengte volgens 9.7.3 bedragen, tenzij over die afstand de wapeningsafstand a van het voorspanstaal ten minste 75 mm bedraagt.

b. Balkdoorsnede

De oppervlakte van de betondoorsnede A_b van een vierzijdig verhitte balk moet ten minste $2 b_{\min}^2$ bedragen, waarbij b_{\min} de minimumbalkbreedte voor de betreffende brandwerendheid is als aangegeven in tabel 46.

Sparingen in het lijf van een balk mogen buiten beschouwing worden gelaten indien de oppervlakte van de trekzone in de overblijvende betondoorsnede ten minste $2 b_{\min}^2$ bedraagt.

c. Kolommen

Kolommen moeten aan de onder- en bovenzijde buigstijf met de rest van de constructie zijn verbonden. De kolomslankheid mag ten hoogste 25 en de kolomlengte ten hoogste 4,5 m bedragen.

d. Wanden

De wandslankheid (l/h) mag ten hoogste 25 bedragen.

Bij wanden van ongewapend beton mag bovendien de onderlinge afstand ten hoogste 8 m bedragen.

e. Kanaalplaatvloeren

Bij een rechthoekige kanaalvorm moet de betondikte onder en boven de kanalen ten minste 50 mm bedragen.

- 9.3.2.3 De wapeningsafstand is een maat voor de temperatuurontwikkeling in de wapening en moet dus worden betrokken op de wapening die in de krachtsverdeling een rol speelt (zwaartepunt trekband).

- f. De brandwerendheid met betrekking tot de scheidende functie van de door een balk gedragen vloer moet ten minste gelijk zijn aan de brandwerendheid met betrekking tot bezwijken van de balk zelf.

Als een kolom onderdeel uitmaakt van een wand met een brandwerendheid ten minste gelijk aan die van de kolom, dan geldt dat de kolom mag worden beschouwd als een éénzijdig verhitte kolom, mits het gedeelte van de kolomdoorsnede dat in de wand is opgenomen voldoende groot is om de volledige kolombelasting te kunnen dragen.

9.3.2.3 Tabellen

De voor een bepaalde brandwerendheid benodigde minimumwaarde van de wapeningsafstand a , alsmede de bijbehorende minimumwaarde van de doorsnede-afmeting, worden gegeven in de tabellen 45 tot en met 48. De wapeningsafstand a is de afstand van het zwaartepunt van een wapeningsstaaf, wapeningsbundel of voorspanelement tot het dichtstbijzijnde direct-verhitte oppervlak.

Indien uit de eisen voor de betondekking volgens 9.2 grotere waarden volgen dan die welke zouden kunnen worden afgeleid uit de eisen voor de minimum wapeningsafstand, moeten die grotere waarden worden aangehouden.

Bij de toepassing van de tabellen dient het volgende in acht te worden genomen:

a. Voorspanstaal zonder aanhechting

In geval van voorspanstaal zonder aanhechting moeten de minimumwapeningsafstanden gegeven in de tabellen voor voorspanstaal met 5 mm worden verhoogd.

b. Bouwdelen met gedeeltelijk voorspanstaal

Bij bouwdelen met voorspanstaal en betonstaal mogen voor het betonstaal ook de minimumwapeningsafstanden als gegeven voor "uitsluitend betonstaal" worden aangehouden.

c. Betonstaal boven tussensteunpunten

De voor doorgaande lijnvormig ondersteunde platen en balken gegeven wapeningsafstanden a en minimumbalkbreedten gelden voor een brandwerendheid van meer dan 60 min slechts indien ten minste de helft van de betonstaalwapening die boven een tussensteunpunt nodig is doorloopt tot een afstand van $0,3 l$ vanaf het tussensteunpunt. Deze afstand mag worden verminderd tot $0,15 l$ indien $l \leq 4$ m en $l/h \leq 20$. Hierin is l de getalwaarde van de grootte van de overspanning.

d. Ribben- en kassetenvloeren

De ribben van ribben- en kassetenvloeren moeten als balken worden beschouwd.

e. Puntvormig ondersteunde platen

Bij puntvormig ondersteunde platen moet de plaatdikte voor een brandwerendheid van 30 min en 60 min ten minste 150 mm en voor een brandwerendheid van meer dan 60 min ten minste 200 mm bedragen.

f. Minimumafmetingen en wapeningsafstanden van balken

Tabel 46 heeft betrekking op balken met een rechthoekige of trapeziumvormige lijfdoorsnede, waarvan de onderzijde en beide zijvlakken aan brand (kunnen) worden blootgesteld.

Bij een trapeziumvormige doorsnede heeft de minimum balkbreedte b betrekking op de balkbreedte ter hoogte van het zwaartepunt van de wapening.

Tabel 46 mag ook worden toegepast voor vierzijdig verhitte balken mits de wapeningsafstand a ook wordt aangehouden voor de bovenwapening.

g. De waarde voor de minimum afmeting van kolommen volgens tabel 47 heeft betrekking op de kleinste afmeting van de kolomdoorsnede.

h. Bij het bepalen van σ'_{bm} bij tabel 48 moet worden uitgegaan van de rekenwaarden van de belastingen volgens 6.2.2 van NEN 6702:1991, voorzover betrekking hebbend op het belastingsgeval brand.

Tabel 45 – Minimumwaarden voor de wapeningsafstand in platen in mm

draagrichting, wapening en randvoorraarden	wapeningsafstand			
	brandwerendheid in minuten			
	30	60	90	120
<i>niet doorgaand, lijnvormig ondersteund</i>				
– in één richting, of in twee richtingen $l_y/l_x \geq 2$ dragend:				
* uitsluitend betonstaal	10	20	30	40
* geheel of gedeeltelijk voorspanstaal	20	30	40	50
– in twee richtingen $l_y/l_x \leq 1,5$ dragend:				
* uitsluitend betonstaal	10	10	20	30
* geheel of gedeeltelijk voorspanstaal	20	20	30	40
<i>doorgaand, lijnvormig ondersteund</i>				
– uitsluitend betonstaal	10	10	20	30
– geheel of gedeeltelijk voorspanstaal	20	20	30	40
<i>puntvormig ondersteund</i>				
– uitsluitend betonstaal	10	20	30	40
– geheel of gedeeltelijk voorspanstaal	20	30	40	50

(blanco)

Tabel 46 – Minimumwaarden voor de wapeningsafstand en de breedte voor driezijdig verhitte balken in mm

randvoorwaarden en wapening	balkbreedte	wapeningsafstand			
		brandwerendheid in minuten			
		30	60	90	120
op twee steunpunten vrij opgelegde balken met uitsluitend betonstaal	80	30			
	120	20	45		
	160	15	40	60	
	200	10	35	55	70
	300		25	45	60
	400			35	50
	500				45
op meer dan twee steunpunten opgelegde balken met uitsluitend betonstaal	80	20			
	120	15	30		
	160	15	25	40	
	200	10	20	30	50
	300		10	25	40
	400			15	35
	500				25
op twee of meer steunpunten opgelegde balken met geheel of gedeeltelijk voorspanstaal	80	40			
	120	30	55		
	160	25	50	70	
	200	20	45	60	80
	300		35	55	70
	400			45	65
	500				55

Tabel 47 – Minimumwaarden voor de wapeningsafstand en de minimumafmeting van kolommen in mm

wapening	wapeningsafstand				minimale afmeting			
	brandwerendheid in minuten							
	30	60	90	120	30	60	90	120
kolommen met uitsluitend betonstaal								
– vierzijdig verhit	25	35	45	45	150	200	300	400
– eenzijdig verhit	10	25	35	40	100	120	140	160
kolommen met geheel of gedeeltelijk voorspanstaal								
– vierzijdig verhit	35	45	55	55	150	200	300	400
– eenzijdig verhit	20	35	45	50	100	120	140	160

Tabel 48 – Minimumwaarden voor de wapeningsafstand en de dikte van massieve dragende wanden in mm

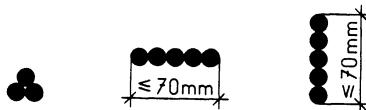
wapening	$\frac{\sigma'_{bm}}{f'_b}$	wapeningsafstand				minimale afmeting			
		brandwerendheid in minuten							
		30	60	90	120	30	60	90	120
met betonstaal gewapende wanden	≤ 0,2	10	15	25	35	120	120	140	160
	> 0,2	15	25	35	45	120	140	170	220
	≤ 0,4								
ongewapende wanden	≤ 0,4					120	140	170	220

- 9.4.1 Uit de genoemde voorwaarden volgt dat slechts de in figuur 78 geschetste vormen toelaatbaar zijn.



Figuur 78 – Gebundelde staven van betonstaal

- 9.4.2 In figuur 79 zijn de toelaatbare vormen van bundeling weergegeven.



Figuur 79 – Gebundelde voorspanelementen

- 9.5.1 De ombuiging zoals aangegeven in figuur 80 geldt voor alle voorkomende hoeken, dus ook voor verankeringen met ombuigingen onder een hoek van 90° en ook voor ombuigingen in beugels en voor opgebogen staven.

Ten einde splijten van het beton te voorkomen, moeten eisen worden gesteld aan de minimaal vereiste buigstraal als functie van de staalspanning in de bocht. Voor de bepaling hiervan wordt verwezen naar de eisen voor verankering (zie 9.6.3). Door deze eisen toe te passen op beide staafdelen (aan weerszijden van de ombuiging), kan de vereiste buigstraal worden bepaald.

Berekening voor B25 geeft aan dat kan worden volstaan met de minimumbuigstraal $r = 2,5 \varnothing_k$, indien $\sigma_{sd} < 0,5 f_s$. Indien $\sigma_{sd} = f_s$, moet ten minste 50 % van de vereiste (ongereduceerde) verankeringslengte (l_1) voor de bocht aanwezig zijn.

Indien dit gedeelte kleiner is, is een grotere buigstraal nodig; de maximumwaarde is $r = 10 \varnothing_k$ (bij $l_1 = 0$).

- 9.5.3 Bij de in dit artikel genoemde buigstralen is ervan uitgegaan dat in voorspanraden of - strengen, die nog juist voldoen aan de in NEN 3868:1991 gestelde eis met betrekking tot de weerstand tegen meerassige spanningen, niet meer dan 5% van de werkelijke axiale breukkracht verloren gaat. Voor kleinere buigstralen zal daarom bij een dergelijk marginaal produkt niet meer met de aanwezigheid van de volledige karakteristieke breukkracht mogen worden gerekend.

Omgekeerd zal voor een niet marginaal produkt ook bij kleinere buigstralen nog van de aanwezigheid van de volledige karakteristieke breukkracht mogen worden uitgegaan.

Door in een proefopstelling het te gebruiken voorspanstaal te beladen tot 95 % van de vooraf bepaalde werkelijke breukkracht zou kunnen worden vastgesteld onder invloed van welke buigstraal de proefstukken breken.

Er wordt op gewezen dat bij ombuigingen in voorspanstaal krommingsdrukken op het beton optreden. Om de hierdoor opgewekte betontrekspanningen op te kunnen nemen kan het nodig zijn wapening aan te brengen.

9.4 Bundeling van betonstaal en voorspanelementen

9.4.1 Betonstaal

Staven van betonstaal mogen zijn gebundeld, mits is voldaan aan de volgende voorwaarden:

- Het aantal staven in een bundel bedraagt ten hoogste drie.
- De gebundelde staven moeten over de volle lengte van de kortste staaf tegen elkaar aan liggen.

9.4.2 Voorspanelementen

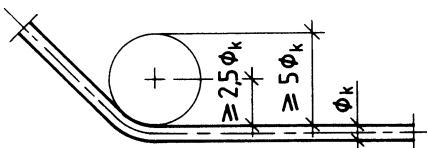
Voorspanstaal mag zijn gebundeld, mits is voldaan aan de volgende voorwaarden:

- Het gebundelde voorspanstaal bevindt zich buiten het verankeringsgebied zoals dit volgt uit 9.7.
- Het aantal gebundelde voorspandraden, -strengen of -staven bedraagt ten hoogste drie of de gebundelde elementen zijn gelegen in één willekeurig vlak met een breedte van ten hoogste 70 mm.
- Omholde strengen mogen zijn gebundeld mits het aantal strengen in een bundel ten hoogste twee bedraagt.
- Voorspanelementen met een omhullingsbuis mogen zijn gebundeld, mits het aantal buizen in een bundel ten hoogste drie bedraagt en de bundeling niet plaatsvindt in het vlak van de kromming van de buizen.

9.5 Ombuigingen van betonstaal en voorspanstaal

9.5.1 Betonstaal

Bij ombuigingen in staven van betonstaal moet de buigstraal ten minste $2,5 \varnothing_k$ bedragen (zie fig. 80). Indien bij een ombuiging van een staaf met een kenmiddellijn groter dan of gelijk aan 16 mm de hoek van ombuiging groter dan 45° is, moet worden voldaan aan de in 9.6.3 gestelde voorwaarden voor de verankering van op trek belaste omgebogen staven.



Figuur 80 – Ombuigingen van betonstaal

9.5.2 Beugels

Bij beugels moet de buigstraal van de ombuigingen ten minste $2,5 \varnothing_k$ bedragen en moeten de beugeleinden elkaar overlappen over een lengte van ten minste $15 \varnothing_k$.

Bij T-balken mogen in plaats van gesloten beugels voor \varnothing_k kleiner dan of gelijk aan 16 mm ook de open beugelvormen worden toegepast die zijn aangegeven in de figuren 81 en 82. Hierbij moet worden voldaan aan de volgende bepalingen:

- de beëindiging van de beugel moet geschieden met een ombuiging over ten minste 90° ;
- in de bocht van deze ombuiging moet een langsstaaf aanwezig zijn;
- de "open zijde" van de beugel moet worden gesloten door wapening loodrecht op de balkas;
- de omgebogen gedeelten moeten ten minste 150 mm lang zijn.

9.5.3 Voorspanstaal

Voorspanelementen mogen worden geacht de volledige karakteristieke breukkracht te kunnen opnemen als de buigstraal van het zadel, dat de kabel in zijn buigpunt ondersteunt, ten minste gelijk is aan de volgende waarden:

- enkele draad of streng: $15 \varnothing_k$;
- enkele draad of streng, in een gladde omhulling: $20 \varnothing_k$;
- enkele draad of streng, in een geribde omhulling: $40 \varnothing_k$;
- voorspanelement bestaande uit meerdere draden of strengen: de waarden volgens a, b of c vermenigvuldigd met N/n

waarin:

N is het aantal draden of strengen in het voorspanelement;

n is het aantal draden of strengen dat de totale radiale kracht overbrengt naar de ondersteuning.

9.6.1 In elke doorsnede dient een zodanige verankерingslengte aanwezig te zijn dat de in die doorsnede aanwezige trek- of drukkracht op het beton kan worden overgebracht. Bij op buiging belaste liggers dient daarbij rekening te worden gehouden met de in 8.1 voorgeschreven verschuiving van de momentenlijn (zie 9.6.2). Bij lijnvormige ondersteuningen behoeft de verschuiving niet voorbij de dag van de oplegging te worden doorgezet. Bij eindopleggingen is de doorsnede ter plaatse van de dag van de oplegging dan maatgevend voor de verankeringsslengte. Bij puntvormige ondersteuningen (kolommen, funderingspalen) geldt als grens voor de verschuiving het hart van de oplegging; bij puntvormige eindopleggingen moet de verankeringsslengte dus vanaf dit punt worden gerekend. Dit geldt ook voor plaatselijk belaste korte consoles.

9.6.2 De waarden zijn gegeven voor $\frac{c}{\bar{\phi}_k} = 1$ en $\frac{c}{\bar{\phi}_k} = 4$.

Voor tussenliggende waarden kan rechtlijnig worden geïnterpolateerd.

Voor $\frac{c}{\bar{\phi}_k} > 4$ gelden de waarden bij $\frac{c}{\bar{\phi}_k} = 4$.

In tabel 49 is de basisverankeringsslengte volgens de formule in 9.6.2 weergegeven.

Tabel 49 – Basisverankeringsslengte l_{vo}

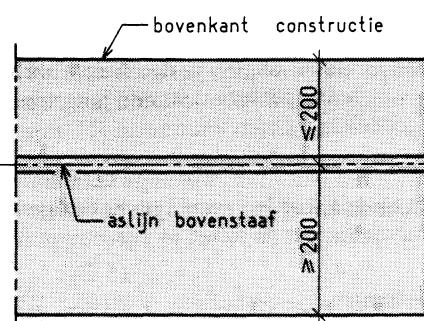
sterkte-klasse	geribd staal				glad staal	
	FeB 500		FeB 400		FeB 220	
	$\frac{c}{\bar{\phi}_k} = 1$	$\frac{c}{\bar{\phi}_k} = 4$	$\frac{c}{\bar{\phi}_k} = 1$	$\frac{c}{\bar{\phi}_k} = 4$	$\frac{c}{\bar{\phi}_k} = 1$	$\frac{c}{\bar{\phi}_k} = 4$
B15	52 $\bar{\phi}_k$	35 $\bar{\phi}_k$	42 $\bar{\phi}_k$	28 $\bar{\phi}_k$	46 $\bar{\phi}_k$	31 $\bar{\phi}_k$
B25	40 $\bar{\phi}_k$	27 $\bar{\phi}_k$	32 $\bar{\phi}_k$	22 $\bar{\phi}_k$	36 $\bar{\phi}_k$	24 $\bar{\phi}_k$
B35	34 $\bar{\phi}_k$	23 $\bar{\phi}_k$	27 $\bar{\phi}_k$	18 $\bar{\phi}_k$	30 $\bar{\phi}_k$	20 $\bar{\phi}_k$
B45	30 $\bar{\phi}_k$	20 $\bar{\phi}_k$	24 $\bar{\phi}_k$	16 $\bar{\phi}_k$	27 $\bar{\phi}_k$	18 $\bar{\phi}_k$
B55	27 $\bar{\phi}_k$	18 $\bar{\phi}_k$	22 $\bar{\phi}_k$	15 $\bar{\phi}_k$	24 $\bar{\phi}_k$	16 $\bar{\phi}_k$
B65	25 $\bar{\phi}_k$	17 $\bar{\phi}_k$	20 $\bar{\phi}_k$	13 $\bar{\phi}_k$	22 $\bar{\phi}_k$	15 $\bar{\phi}_k$

Voor bovenstaven geldt een vermenigvuldigingsfactor van 1,25.

Bij staafbundels gelden de regels voor de verankeringsslengte per staaf.

In figuur 83 is het begrip bovenstaven verduidelijkt.

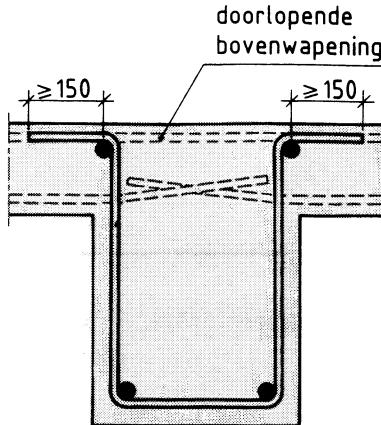
De gegeven formule voor l_{vo} heeft een experimentele achtergrond. De invloed van de sterkteklasse van het beton wordt in belangrijke mate bepaald door de betontreksterkte, die ongeveer recht evenredig is met de in de noemer vermelde $\sqrt{f_b'}$.



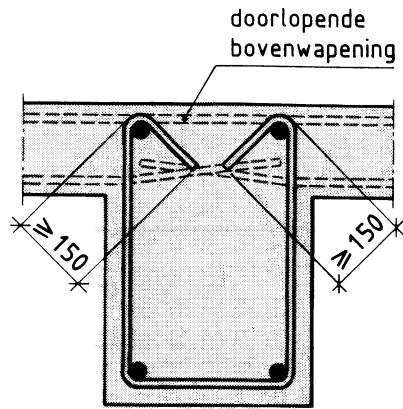
Figuur 83 – Bovenstaaf

- a. Volgens de normtekst moet de minimale verankeringsslengte $1/5 l_v$ of 70 mm bedragen vanaf de doorsnede waarin de trekspanning in de staaf nihil is. Vooral bij snel toenemende momenten kan uit controle van achterliggende doorsneden volgen dat de betreffende staven verder moeten doorlopen dan uit toepassing van de genoemde ondergrens volgt. Dit zal vooral het geval zijn bij minder slanke liggers en grote staafmiddellijnen.

Toepassing van de gegeven reductieregel op een op buiging belaste, tweezijdig vrij opgelegde, ligger leidt tot het volgende (zie figuur 84):



Figuur 81 – T-balk met naar buiten omgebogen beugels



Figuur 82 – T-balk met naar binnen omgebogen beugels

9.6 Verankeringslengte van betonstaal

9.6.1 Algemeen

Achter elke doorsnede waarin zich op trek of druk belast betonstaal bevindt, moet de verankeringslengte volgens 9.6.2 respectievelijk 9.6.3 aanwezig zijn. Bij op buiging belaste liggers en platen moet daarbij rekening worden gehouden met de in 8.1 voorgeschreven verschuiving van de momentenlijn.

9.6.2 Verankering van rechte staven

Voor de verankeringslengte l_v van op trek belaste staven moet ten minste de waarde uit tabel 50 worden aangehouden.

Tabel 50 – Verankeringslengte l_v in relatie tot de basisverankeringslengte l_{vo}

	kenmiddellijn	
	$\varnothing_k \leq 25$	$\varnothing_k > 25$
enkele staven	1,0 l_{vo}	1,25 l_{vo}
bundels van 2 staven	1,2 l_{vo}	1,5 l_{vo}
bundels van 3 staven	1,3 l_{vo}	1,6 l_{vo}

Bij bovenstaven moeten alle waarden met de factor 1,25 worden vermenigvuldigd. Bovenstaven zijn staven waarvan de ligging horizontaal of nagenoeg horizontaal is en waarvan de aslijn meer dan 200 mm boven de onderzijde en tevens minder dan 200 mm beneden de bovenkant van het te storten constructiedeel ligt.

In de tabel is:

l_{vo} is de basisverankeringslengte die moet worden bepaald uit:

$$l_{vo} = \alpha_1 \varnothing_k \frac{f_s}{\sqrt{f'_b}}$$

waarin:

$$\alpha_1 = 0,40 \left(1 - 0,1 \frac{c}{\varnothing_k} \right) \leq 0,24 \text{ voor geribd staal};$$

$$\alpha_1 = 0,80 \left(1 - 0,1 \frac{c}{\varnothing_k} \right) \leq 0,48 \text{ voor glad staal};$$

\varnothing_k is de kenmiddellijn van de staaf in mm; bij bundels de kenmiddellijn van de enkele staaf;

f_s en f'_b zijn de getalwaarden van f_s en f'_b in N/mm²;

c is de aanwezige dekking op de staaf.

In afwijking hiervan gelden de volgende bepalingen:

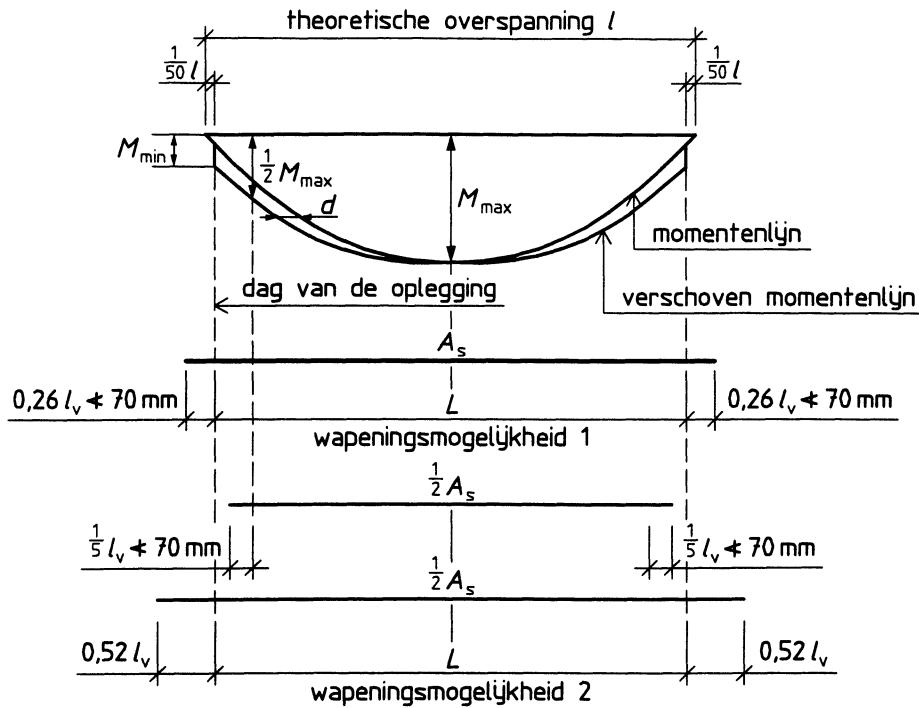
- In doorsneden waarin de spanning in het betonstaal ten gevolge van de rekenwaarde van de belastingen lager is dan de rekenwaarde van de treksterkte mag de verankeringslengte l_v worden gereduceerd tot

$$l_{vr} = \frac{\sigma_{sd}}{f_s} l_v \leq \frac{l_v}{5} \text{ en } \leq 70 \text{ mm}$$

waarin:

l_{vr} is de gereduceerde verankeringslengte;

σ_{sd} is de spanning in het betonstaal ten gevolge van de rekenwaarde van de belastingen in de doorsnede, van waaraf de staaf verankerd wordt, met inachtneming van de verschuiving van de momentenlijn volgens 8.1.



Aangenomen:

$$d = \frac{1}{20} l$$

$$L = 0.96 l$$

zodat geldt:

$$M_{\min} = 0.26 M_{\max}$$

Figuur 84 – Gereduceerde verankeringsslengte

Uit het voorbeeld blijkt dat vermindering van wapening – behoudens bij slanke liggers – geen voordeel zal opleveren.

De spanningen σ_{sd} mogen bij buiging in evenredigheid met de buigende momenten worden bepaald.

- 9.6.3 In verband met splitgevaar is een beperking gesteld aan het gedeelte van de verankeringsslengte achter de ombuiging. Vooral bij gedrongen constructies kan dit leiden tot de noodzaak de afmetingen ter plaatse van de oplegging te vergroten. Dit kan worden voorkomen door overdimensionering van de wapening waardoor de verankeringsslengte wordt gereduceerd tot l_{vr} . Hierdoor neemt ook de staalspanning in de bocht af en wordt een grotere l_2/l_{vr} -verhouding toelaatbaar. Een andere, minder praktische, methode is het vergroten van de ombuigingsstraal ($r > 5 \bar{\phi}_k$) zoals gegeven in de formule. Hierbij kan het nodig zijn extra wapening in de vorm van haarspelden toe te voegen. De betreffende detailering is gegeven in 9.11.6.

Figuur 86 geeft het verband aan tussen de spanning σ_p in het voorspanstaal en de afstand l_p tot het uiteinde van het voorspanstaal. De stippellijn geeft de verankeringsslengte voor niet-gespannen staal; ten gevolge van het voorspannen ontstaat een sneller oplopende staalspanning over de overdrachtslengte. Vanaf l_o loopt de lijn evenwijdig aan de als hulplijn te beschouwen stippellijn.

De afstand tussen de evenwijdige lijnen bedraagt:

$$\frac{\sigma_{pi}}{f_{pu}} l_{vo} - l_o$$

Voor l_{po} geldt:

$$l_{po} = l_o + \left(1 - \frac{\sigma_{pi}}{f_{pu}} \right) l_{vo}$$

- b. Bij op druk belaste staven mag de verankерingslengte l_v respectievelijk l_{vr} met 0,7 worden vermenigvuldigd. In de verankерingslengte mogen geen ombuigingen voorkomen.
- c. Bij op trek belaste staven van gepuntlaste wapeningsnetten waarvan de verhouding van de kenmiddellijn van de dwarsstaven tot de kenmiddellijn van de op trek belaste staven niet kleiner is dan 0,8 en waar ten minste één dwarsstaaf op ten hoogste 25 mm van het einde van de trek belaste staven aanwezig is, mag de verankeringsslengte worden gereduceerd tot ten hoogste 0,7 maal l_v respectievelijk 0,7 maal l_{vr} .

9.6.3 Verankering van op trek belaste omgebogen staven

Indien bij een ombuiging van een staaf met een kenmiddellijn groter dan of gelijk aan 16 mm de hoek van ombuiging β groter is dan 45° (zie figuur 85), moet worden voldaan aan de voorwaarde:

$$l_2 \leq \frac{f'_b}{150} \frac{r}{\emptyset_k} l_v$$

waarin:

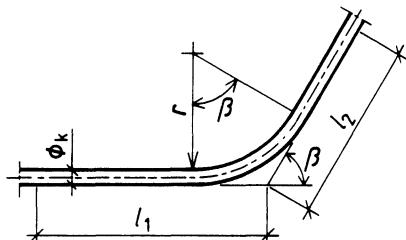
l_v is de niet-gereduceerde verankeringsslengte volgens 9.6.2;

l_2 is het omgebogen gedeelte van de verankeringsslengte;

r is de buigstraal van de ombuiging, waarvoor geen kleinere waarde dan 5 \emptyset_k behoeft te worden ingevoerd;

f'_b is de getalwaarde van f'_b in N/mm^2 ;

De totale verankeringsslengte l_{vr} moet gelijk zijn aan de som van l_1 en l_2 , waarin l_1 het voor de ombuiging gelegen gedeelte van de verankeringsslengte is (zie figuur 85).



Figuur 85 – Verankering bij ombuigingen

9.7 Verankeringsslengte en overdrachtslengte van voorspanstaal

9.7.1 Algemeen

Achter elke doorsnede waarin zich voorspanstaal bevindt en waarbij de kracht in het voorspanstaal via aanhechting op het beton wordt overgedragen moet een zodanige verankeringsslengte aanwezig zijn, dat de buigende momenten ten gevolge van de voorgeschreven belastingscombinaties kunnen worden opgenomen. Hierbij moet het staalspanningsverloop volgens 9.7.2 worden aangehouden.

9.7.2 Staalspanningsverloop

De staalspanning neemt lineair toe van 0 tot σ_{pi} over de lengte l_o en van σ_{pi} tot f_{pu} over de lengte $l_{po} - l_o$ waarvoor geldt (zie figuur 86):

$$l_{po} - l_o = \frac{f_{pu} - \sigma_{pi}}{f_{pu}} l_{vo}$$

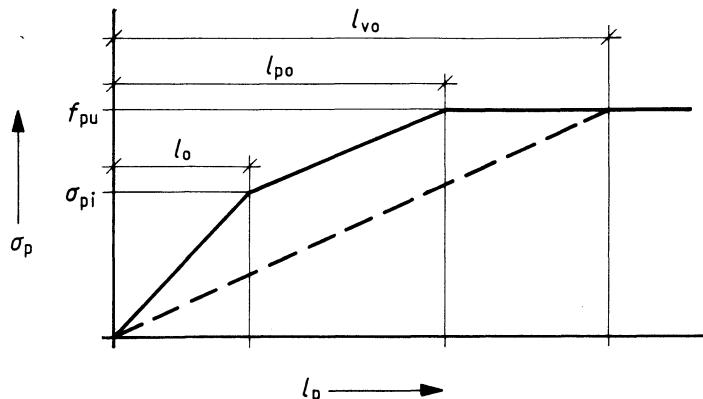
waarin:

l_{po} is de lengte tot aan het punt waarbij σ_p de waarde f_{pu} bereikt;

l_o is de overdrachtslengte volgens 9.7.3;

l_{vo} is de basisverankeringsslengte volgens 9.7.3;

σ_{pi} is de aanvangsspanning in het voorspanstaal.



Figuur 86 – Staalspanningsverloop voor bepaling uiterst opneembare momenten en dwarskrachten

9.7.3 De gegeven formule geldt voor situaties waarbij de voorspankracht geleidelijk op het beton wordt overgebracht. Hiertoe kan ook worden gerekend het geval, dat het voorspanstaal en het beton gelijktijdig worden doorgezaagd.

Bij het doorknippen van voorspanstaal kunnen grotere waarden voor l_0 gelden.

De waarden voor α zijn bekend voor geprofileerde draden en voor strengen.

Voor andere typen voorspanelementen moet de waarde van α oordeelkundig worden vastgesteld.

De overdrachtslengte kan op basis van het gelijkwaardigheidsbeginsel ook proefondervindelijk worden bepaald.

De gegeven formule voor l_{v0} heeft een experimentele achtergrond. De invloed van de sterkteklasse van het beton wordt in belangrijke mate bepaald door de betontreksterkte, die ongeveer recht evenredig is met de in de noemer vermelde $\sqrt{f_b'}$.

9.8.1 Het verlengen van betonstaal kan geschieden door:

- a. overlappendlassen, waarbij de kracht in de staven wordt overgebracht door middel van het omhullende beton;
- b. elektrisch en/of autogeen uitgevoerde smelt- en druklassen, waarbij de kracht in de staven rechtstreeks wordt overgebracht;
- c. mechanische koppelingen (NPR 2053:1985), waarbij de kracht in de staven wordt overgebracht door middel van een verbinding bestaande uit (een) metalen hulpsuk(ken).

9.7.3 Overdrachtslengte

De overdrachtslengte moet worden bepaald uit:

$$l_o = 0,5 \frac{\sigma_{pi}}{f_p} \sqrt{\frac{f'_b}{f'_{bt}}} l_{vo}$$

waarin:

σ_{pi} is de aanvangsspanning in het voorspanstaal;

f'_{bt} is de rekenwaarde van de druksterkte van het beton op het tijdstip dat de voorspankracht op het beton wordt overgebracht, gelijk te stellen aan 0,6 maal de karakteristieke kubusdruksterkte bepaald op de wijze zoals aangegeven in 8.1.7;

l_{vo} is de basisverankeringslengte die moet worden bepaald uit:

$$l_{vo} = \alpha_1 \varnothing_k \frac{f_p}{\sqrt{f'_b}} \beta$$

waarin:

$\alpha_1 = 0,7$ voor geprofileerd draad;

$\alpha_1 = 0,5$ voor 3- en 7-draadsstrengen;

\varnothing_k is de kenmiddellijn van de draad of de streng;

$\beta = 1,0$ voor niet-bovenstaven en 1,25 voor bovenstaven.

f_p en f'_b zijn de getalwaarden van f_p en f'_b in N/mm².

9.7.4 Verankering van ongespannen voorspanstaal

De verankeringslengte van ongespannen voorspanstaal is gelijk aan de basisverankeringslengte l_{vo} volgens 9.7.3 vermenigvuldigd met een factor zoals gegeven in tabel 50 voor betonstaal.

Rekening mag worden gehouden met een reductie van de verankeringslengte volgens 9.6.2 onder a; hierbij moet f_s worden vervangen door f_p .

9.8 Verlengen van betonstaal door overlappingslassen

9.8.1 Laslengte

Voor de laslengte l_l – dat is de lengte waarover de staven langs elkaar moeten reiken – gelden de volgende bepalingen:

- Onverlet het onder c en d gestelde geldt voor de laslengte l_l de verankeringslengte l_v , respectievelijk l_{vr} volgens 9.6.2.
- Indien de afstand tussen twee staven die samen een overlappingslas vormen groter is dan 50 mm, moet de laslengte worden vermeerderd met de afstand tussen de staven.
- De laslengte l_l mag bij staven en bij gepuntlaste wapeningsnetten, die niet voldoen aan het gestelde onder d, niet kleiner zijn dan 300 mm.
- De laslengte l_l mag bij gepuntlaste wapeningsnetten, waarbij in de laslengte van beide netten ten minste één aangelaste verdeelstaaf op een afstand van ten hoogste 25 mm van het einde van de hoofdwapeningsstaven aanwezig is, niet kleiner zijn dan 250 mm.
- Indien de kenmiddellijnen van de staven verschillend zijn, mag voor het bepalen van de laslengte de kenmiddellijn van de dunste staaf worden aangehouden.
- Behoudens het gestelde in 9.8.3 en behoudens bij gepuntlaste wapeningsnetten, moeten overlappingslassen van op trek belaste staven verspringend worden aangebracht.

9.8.2 Laslengte van de verdeelwapening

In afwijking van het onder 9.8.1 gestelde geldt dat de laslengte van verdeelstaven ten minste 25 \varnothing_k moet bedragen met een minimum van 200 mm.

Indien de verdeelwapening dienst moet doen voor het opnemen van een buigend moment ten gevolge van last-spreiding, moet de laslengte voldoen aan de in 9.8.1 gestelde eisen.

9.8.3 Beugels bij overlappingslassen

Indien bij balken en kolommen op één plaats meer dan 50 % van de staven met $\varnothing_k > 16$ mm door middel van overlappingslassen wordt verlengd, mag in het eerste en laatste 1/3 deel van de overlappingslas de beugelfasten ten hoogste 5 \varnothing_k bedragen.

9.9.2.1 Minimumwapening kan nodig zijn uit oogpunt van scheurbeperking en ten behoeve van het voorkomen van brosse breuk, die tot instorting zou kunnen leiden. Het eerste geval is verwerkt in de toetsing op scheurvorming volgens 8.7.1.b. In bepaalde constructiedelen, zoals voorgespannen vloeren met niet-aangehecht voorspanstaal, zal brosse breuk wel tot plotselinge toename van de vervorming maar niet tot instorting leiden. Aan minimumwapening ten behoeve van het voorkomen van brosse breuk behoeven in dat geval geen eisen te worden gesteld. In de overige gevallen geldt als uitgangspunt dat de scheurbelasting – dat is die combinatie van buigend moment en normaalkracht die bij de gegeven excentriciteit nodig is om de beschouwde doorsnede te laten scheuren – door de wapening moet kunnen worden gedragen .

Dit leidt tot de in de normtekst gegeven voorwaarde, dat de doorsnede moet worden gewapend op M_r en $N_r = M_r/e$.

Bij alleen buiging geldt ($\eta \rightarrow \infty$): $M_d = M_r = 1,4 f_{bm} W$ en $N_d = 0$. Hierbij gaat de scheurbelasting dus over in het scheurmoment.

Bij alleen trek is de scheurbelasting gelijk aan de scheurkracht en geldt ($\eta = 0$): $M_d = 0$ en $N_d = N_r = 1,4 f_{bm} A_b$.

Hierbij wordt uitgegaan van de karakteristieke bovengrens van de treksterkte $1,4 f_{bm}$. Het gevolg van dit uitgangspunt is dat het minimumwapeningspercentage toeneemt bij toenemende betontreksterkte. De voor scheurvorming benodigde belasting neemt dan ook toe, zodat in feite een toenemende belastingsfactor wordt geïntroduceerd. Om dit minder logische gevolg te ondervangen is nooit meer wapening nodig dan 1,25 maal het berekende percentage. Hierdoor wordt een geleidelijke verhoging van de belastingsfactor in verband met brosse breuk ingevoerd.

Er wordt op gewezen dat de toetsing op scheurvorming volgens 8.7.1.b vooral bij grotere staafdiameters tot meer wapening kan leiden dan volgend uit 9.9.2.1.

Uitwerking van de gegeven voorwaarde voor op buiging belaste rechthoekige doorsneden van gewapend beton met een geschatte hefboom $z = 0,83 h$ leidt, uitgaande van $M_u = M_r$, tot:

$$0,01 \bar{\omega}_{omin} b h f_s \cdot 0,83 h = 1/6 b h^2 \cdot 1,4 f_{bm} \rightarrow \bar{\omega}_{omin} f_s = 28 f_{bm}$$

Voor FeB 500 ($f_s = 435 \text{ N/mm}^2$) wordt het minimumwapeningspercentage dus:

B 15: 0,12%	B 45: 0,21%
B 25: 0,15%	B 55: 0,24%
B 35: 0,18%	B 65: 0,27%

Omdat wordt uitgegaan van f_s is tussen M_u en M_r nog een marge, gelijk aan de materiaalfactor, aanwezig.

Bij voorgespannen beton bestaat de scheurbelasting behalve uit een buigend moment ook uit een normaaldrukkracht. De minimumwapening wordt dan mede bepaald door de excentriciteit $e (= M_d / N_d)$.

Uitgaande van een werkvoorspanning $\sigma_{pw} = 0,8 f_p$ en een staalspanningstoename van $0,3 f_p$ geldt voor FeP 1860 en B55 voor de situatie dat M_d juist gelijk is aan M_u : $e/h = 0,8$ en $\bar{\omega}_{opmin} = 0,12 \%$.

Er wordt op gewezen dat bij voorgespannen beton moet worden uitgegaan van de evenwichtsbelastingsmethode (zonder deze methode geldt een grotere M_u en M_r).

Bij buiging en trek met kleine excentriciteiten kan de wapening aan beide zijden onder trek komen. Bij een hart-op-hart-afstand van $0,83 h$ geldt dan voor rechthoekige doorsneden voor de meest (+) respectievelijk minst (-) getrokken wapening:

$$\bar{\omega}_{omin} f_s = 70 \frac{1 \pm 0,4\eta}{1 + \eta} f_{bm}$$

waarin:

$$\eta = 6 e/h.$$

Voor $\eta \geq 2,5$ is dus slechts aan één zijde wapening nodig.

Voor een verdere uitwerking wordt verwezen naar de GTB-tabellen.

De in de normtekst gegeven methode kan ook worden gebruikt voor niet-homogene doorsneden, zoals bijv. bekistingsplaatvloeren met voorgespannen schillen. De gemiddelde drukspanning mag hierbij worden bepaald door ervan uit te gaan dat de voorspankracht op de totale doorsnede werkt. Dit uitgangspunt geldt alleen bij de bepaling van de minimumwapening.

Bij voorgespannen beton volgt de grootte van e uit de formule:

$$e = \frac{\sigma_{pu}}{\sigma_{pw}} z_p - e_p$$

waarin:

σ_{pu} is de spanning in het voerspanstaal in de uiterste grenstoestand (σ_{pu} volgt uit de doorsnedeberekening en zal bij lage wapeningspercentages ongeveer gelijk zijn aan $0,95 f_{pu}$; zie ook figuur 6);

9.9 Minimale wapening

9.9.1 Minimale kenmiddellijn

De kenmiddellijn van de wapening van betonstaal moet voldoen aan de in tabel 51 gegeven waarden. Voor beugels in kolommen geldt naast het in de tabel gestelde dat de kenmiddellijn niet kleiner mag zijn dan een kwart van de kenmiddellijn van de dikste langsstaf.

Tabel 51 – Minimale kenmiddellijn van het betonstaal

constructiedelen	staafbestemming	minimale kenmiddellijn betonstaal mm		
		$f_{srep} < 400 \text{ N/mm}^2$	$f_{srep} \geq 400 \text{ N/mm}^2$	$f_{srep} \geq 500 \text{ N/mm}^2$; gepuntlaste wapeningsnetten en bijlegstaven
platen	hoofdwapening	8	6	5
	verdeelwapening	6	5	5
wanden	hoofdwapening en verdeelwapening	8	6	5
balken	hoofdwapening	10	8	6
	flankstaven	8	5	5
	beugels	6	5	5
kolommen	langsstaven	12	10	8
	beugels	6	5	5

Bij vooraf vervaardigde elementen mag de kenmiddellijn van wapening in platen en wanden worden verminderd tot 6 mm bij $f_{srep} = 220 \text{ N/mm}^2$ en tot 4 mm bij $f_{srep} = 400 \text{ N/mm}^2$ en 500 N/mm^2 .

9.9.2 Hoofdwapening

9.9.2.1 Minimumwapening

Tenzij bezwijken ten gevolge van brosse breuk uitgesloten is, moet de hoeveelheid betonstaal en/of voorspanstaal voor de hoofdwapening in de maatgevende op buiging en/of normaalkracht belaste doorsneden zo zijn, dat de scheurbelasting kan worden opgenomen. Hiertoe moet een toetsing van de wapening volgens 8.1.1 worden uitgevoerd, waarbij voor de rekenwaarde van het buigend moment en de normaalkracht geldt:

$$M_d = M_r = 1,4 f_{bm} W \frac{\eta}{\eta \pm 1}$$

$$N_d = \frac{M_r}{e} = 1,4 f_{bm} A_b \frac{1}{\eta \pm 1}$$

waarin:

f_{bm} is de gemiddelde treksterkte volgens 6.1.2;

W is het weerstandsmoment behorend bij de meest getrokken vezel;

A_b is de oppervlakte van de betondoorsnede;

$\eta = eA_b/W$;

e is de excentriciteit van de normaalkracht.

Bij druk en buiging respectievelijk trek en buiging geldt voor de noemer: $\eta - 1$ respectievelijk $\eta + 1$.

De toe te passen hoeveelheid wapening hoeft in geen enkel geval groter te zijn dan 1,25 maal de bij de optredende belastingen benodigde wapening volgens 8.1.1.

σ_{pw} is de werkspanning in het voorspanstaal;
 z_p is de inwendige hefboomsarm (afstand tussen het voorspanstaal en de betondrukresultante);
 e_p is de afstand tussen het voorspanstaal en de elastische zwaartelijn van de doorsnede.

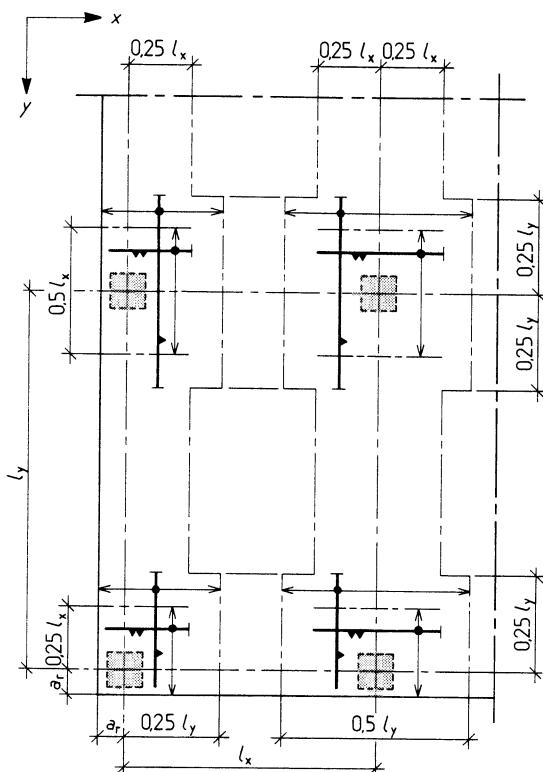
Bij druk en buiging kan bij $\eta \leq 1$ de berekening van de minimumwapening uiteraard achterwege blijven; de drukkracht bevindt zich dan immers op of binnen de kernomtrek, zodat de gehele doorsnede onder druk staat.

- 9.9.2.2 c. Vanwege het ontbreken van aanhechting bij VZA is boven de kolommen hechttende wapening voorgeschreven. Deze wapening is nodig uit oogpunt van scheurbeperking en in verband met pons.
- 9.9.3.1 Volledigheidshalve zij vermeld dat bij geconcentreerde belastingen dwarsmomenten kunnen ontstaan, waarvoor constructieve wapening in dwarsrichting nodig is. Deze wapening, die dan beschouwd dient te worden als hoofdwapening, dient te voldoen aan de minimumeisen voor hoofdwapening.
- 9.9.3.2 Het ontbreken van verdeelwapening in vooraf vervaardigde elementen, zoals gedefinieerd in 2.6, legt beperkingen op aan de spreidingsbreedte van geconcentreerde lasten en lijnlasten.
Voor de hierbij te hanteren rekenmethode kan worden verwezen naar de betreffende kwaliteitsverklaringen.

9.9.2.2 Aanvullende bepalingen

Met betrekking tot de minimumwapening volgens 9.9.2.1 gelden de volgende aanvullende bepalingen:

- Indien bij rechthoekige aan drie of vier zijden ondersteunde platen het maatgevende veldmoment in de ene richting gelijk is aan of kleiner is dan 0,2 maal het maatgevende veldmoment in de andere richting, mag de wapening ten behoeve van het kleinste moment worden beschouwd als verdeelwapening.
- Ter plaatse van het toevallig inklemmingsmoment volgens 7.3.3 mag met de volgens 8.1 benodigde wapening worden volstaan.
- Bij puntvormig ondersteunde platen voorzien van voorspanelementen zonder aanhechting moet boven de kolommen, zowel in de x - als y -richting, een minimumwapening van betonstaal aanwezig zijn, die volgt uit het – op de plaatdikte (exclusief de kolomplaat) betrokken – wapeningspercentage volgens 9.9.2.1. Deze wapening moet ten minste worden doorgezet tot een afstand $0,25 l_x$ respectievelijk $0,25 l_y$ vanaf het hart van de kolom (zie figuur 87).



Figuur 87 – Betonstaal boven kolommen

9.9.3 Verdeelwapening

9.9.3.1 Minimumwapening

De hoeveelheid verdeelwapening, uitgedrukt in procenten van de voor de sterkte vereiste hoofdwapening, moet ten minste bedragen:

$$20 \frac{f_{sh}}{f_{sv}}$$

waarin:

f_{sh} is de rekenwaarde van de treksterkte van de hoofdwapening;
 f_{sv} is de rekenwaarde van de treksterkte van de verdeelwapening.

9.9.3.2 Aanvullende bepalingen

Met betrekking tot de minimumwapening volgens 9.9.3.1 gelden de volgende aanvullende bepalingen:

- Vooraf vervaardigde elementen:

Van de in 9.9.3.1 vereiste minimumwapening van de verdeelwapening mag bij vloerelementen met een breedte $b < 2,4$ m als volgt worden afgeweken:

- in elementen met een breedte b kleiner dan of gelijk aan 1,2 m behoeft geen verdeelwapening te worden aangebracht;
- in elementen met een breedte b groter dan 1,2 m moet de hoeveelheid verdeelwapening worden bepaald door rechtlijnige interpolatie tussen nul bij $b = 1,2$ m en de eis volgens 9.9.3.1 bij $b = 2,4$ m, met een minimum van Ø5-250.

(blanco)

b. Niet-vooraf vervaardigde ribben- en kassettenvloeren:

De verdeelwapening in de spiegel van ribbenvloeren moet ten minste gelijk worden genomen aan de vereiste verdeelwapening volgens 9.9.3.1 waarbij als hoofdwapening de wapening in de ribben moet worden aangemerkt. Loodrecht op de verdeelwapening moet ten minste boven in elke ribbe één staaf met $\varnothing_k = 5$ mm aanwezig zijn.

In de spiegel van kassettenvloeren moet loodrecht op de richting van de ribben een wapening worden aangebracht, die ten minste gelijk is aan $\varnothing 5-250$.

c. In één richting voorgespannen platen:

In platen waarin de blijvende gemiddelde betondrukspanning ten gevolge van de voorspanning ten minste $1,00 \text{ N/mm}^2$ bedraagt, mag in doorsneden waar de hart-op-hartafstand tussen twee voorspanelementen niet groter is dan de kleinste van de waarden $6h$ en 1000 mm in afwijking van 9.9.3.1 worden volstaan met een verdeelwapening met een wapeningspercentage van ten minste 0,05 %. De wapening mag liggen op de voorspanelementen (zie figuur 88).

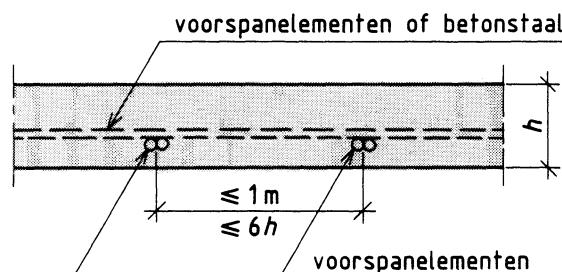
Voor grotere hart-op-hartafstanden tussen twee voorspanelementen moet voor het daartussen gelegen plaatdeel de wapening door berekening worden vastgesteld. Voorts gelden de bepalingen van 9.10 en 9.11.

d. Voorgespannen platen, plaatranden:

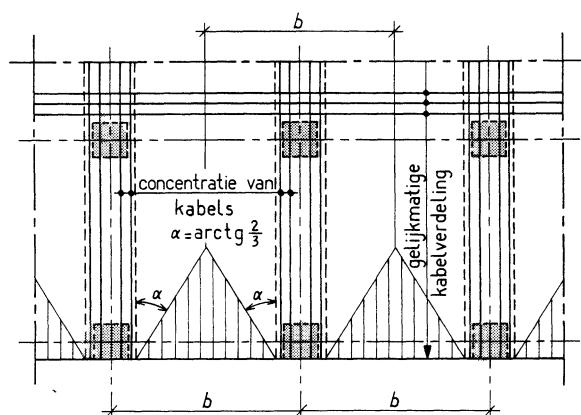
Bij puntvormig ondersteunde voorgespannen platen met een kabelverdeling volgens figuur 89 moet in het in de figuur gearceerde gebied loodrecht op de vrije rand, een verdeelwapening aanwezig zijn met een wapeningspercentage van ten minste 0,05 %.

De staven moeten de vereiste verankерingslengte volgens 9.6 hebben. De staafafstand mag ten hoogste 400 mm hart-op-hart bedragen.

Deze wapening mag liggen op de voorspanelementen.

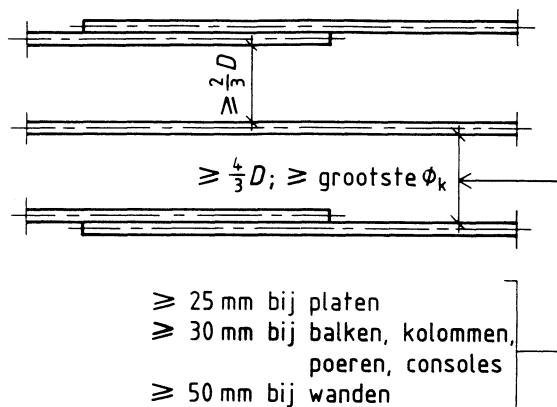


Figuur 88 – Verdeelwapening bij voorspanning

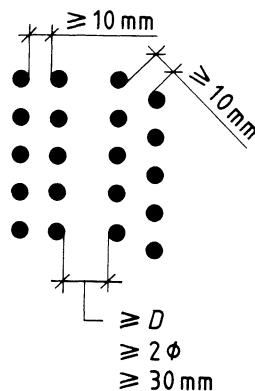


Figuur 89 – Wapening langs vrije rand

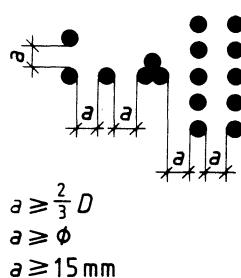
9.10 In de figuren 90 tot en met 93 is de vereiste vrije ruimte weergegeven.



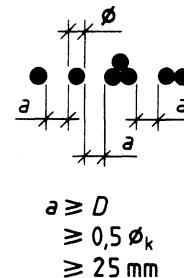
Figuur 90 – Vrije ruimte betonstaal



Figuur 91 – Vrije ruimte voorspanelementen van voorgerekt staal in het verankeringssgebied



Figuur 92 – Vrije ruimte voorspanelementen van voorgerekt staal buiten het verankeringssgebied



Figuur 93 – Vrije ruimte voorspanelementen van nagerekt staal buiten het verankeringssgebied

- 9.10.4 Maatregelen tegen knikken kunnen bijvoorbeeld zijn het aanbrengen van een metalen plaatje tussen de elkaar kruisende spankanaalen, of het toepassen van relatief dikwandige omhullingen.
- 9.11.1.2 In verband met de eis van de verschoven momentenlijn (zie 8.1.1) zal een vermindering tot 25% slechts bij zeer slanke platen mogelijk zijn (zie ook 9.6.2). Overigens geldt dat bij gebruikmaking van tabel 18 minstens de helft van de hoofdspanning in platen moet doorlopen tot voorbij de dag van de oplegging (zie 7.5.1.4).
- 9.11.1.3 De bedoeling van het tweede net is scheurvorming ten gevolge van krimp- en/of temperatuurinvloeden te beperken.
Het tweede net behoeft niet te worden aangebracht indien de krimp- en splijtspanningen hiertoe geen aanleiding geven, zoals bijvoorbeeld aan de bovenzijde van vrijstaande funderingsplaten van kolommen.

9.10 Minimumstaafafstanden

9.10.1 Betonstaal

De vrije ruimte tussen de hoofdwapeningsstaven moet ten minste gelijk zijn aan de grootste waarde van:

- 4/3 van de grootste korrelafmeting D ;
- de grootste kenmiddellijn van de hoofdwapeningsstaven;
- 25 mm bij vloeren, 30 mm bij balken, kolommen, poeren en consoles en 50 mm bij wanden.

Bij overlappingslassen mag de tussenruimte worden verminderd tot 2/3 van de grootste korrelafmeting D .

9.10.2 Voorgerekt voorspanstaal

Buiten het verankерingsgebied moet de vrije ruimte tussen evenwijdige enkele of gebundelde voorspanelementen ten minste gelijk zijn aan de grootste waarde van:

- 2/3 van de grootste korrelafmeting D ;
- de grootste kenmiddellijn van de voorspanelementen;
- 15 mm.

In het verankeringsgebied mogen spanelementen worden aangebracht in groepen bestaande uit ten hoogste 2 lagen of rijen, met in elke laag of rij ten hoogste 5 voorspanelementen. De vrije ruimte tussen 2 voorspanelementen in de groep moet ten minste 10 mm bedragen.

In het verankeringsgebied moet de vrije ruimte tussen groepen onderling ten minste gelijk zijn aan de grootste waarde van:

- de grootste korrelafmeting D ;
- 2 maal de grootste kenmiddellijn \varnothing_k van het voorspanstaal;
- 30 mm.

9.10.3 Nagerekt voorspanstaal

De vrije ruimte tussen evenwijdige voorspanelementen c.q. omhulde strengen moet buiten het verankeringsgebied ten minste gelijk zijn aan de grootste waarde van:

- de grootste korrelafmeting D ;
- de helft van de uitwendige middellijn van de voorspanelementen;
- 25 mm.

9.10.4 Kruisende voorspanelementen

Elkaar kruisende voorspanelementen mogen elkaar raken, mits er geen knik in het raakpunt ontstaat.

9.11 Detaillering van de wapening

9.11.1 Platen

9.11.1.1 Maximumstaafafstand bij betonstaal

In doorsneden ter plaatse van de maximale veld- en steunpuntsmomenten en de toevallige inklemmingsmomenten mag de hart-op-hartafstand van staven of bundels van staven ten hoogste tweemaal de plaatdikte h zijn met een maximum van 250 mm.

In de overige doorsneden en bij verdeelwapening mag de hart-op-hartafstand ten hoogste 4 maal de plaatdikte h zijn, met een maximum van 500 mm.

9.11.1.2 Vermindering hoofdwapening

Van de hoofdwapeningsstaven voor de maximumveldmomenten moet ten minste 25 % van de doorsnede van de totale hoofdwapening over de gehele lengte aanwezig zijn en ten minste 70 mm voorbij de dag van de oplegging doorlopen.

9.11.1.3 Wapening in dikke platen

In vloerplaten met een dikte h en kolomplaten met een dikte h_1 (zie figuur 28) groter dan 250 mm moet, met inachtneming van 9.9.2 en 9.9.3, over het gehele oppervlak tot in de opleggingen een onder- en bovennet aanwezig zijn, met staafafstanden van ten hoogste 250 mm hart-op-hart.

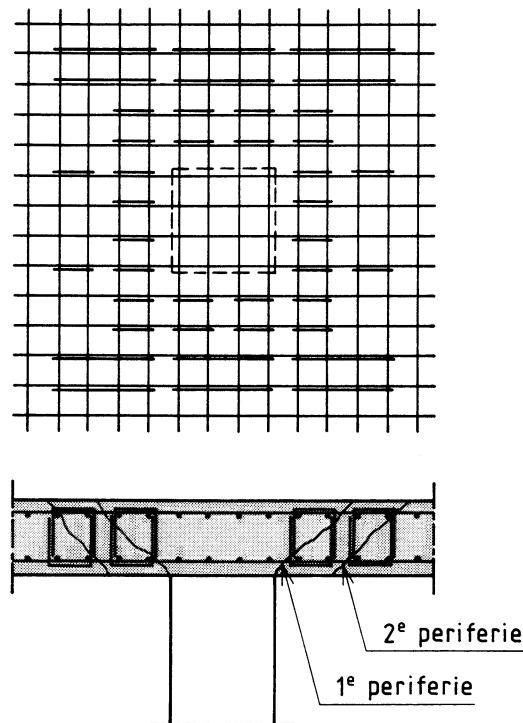
9.11.1.4 Wapening bij kolommen in puntvormig ondersteunde platen

De benodigde boven- en onderwapening bij rand- en hoekkolommen moet worden aangebracht over de breedte van de volgens 7.5.3.4 bepaalde wapeningsbanen s_y respectievelijk s_x , tot op een afstand van ten minste 0,2 l_x respectievelijk 0,2 l_y uit het hart van de kolom.

De helft van de bovenwapening moet bovendien over de verankeringslengte l_v voorbij de momentennulpunten worden doergezet (zie figuren 94 en 95).

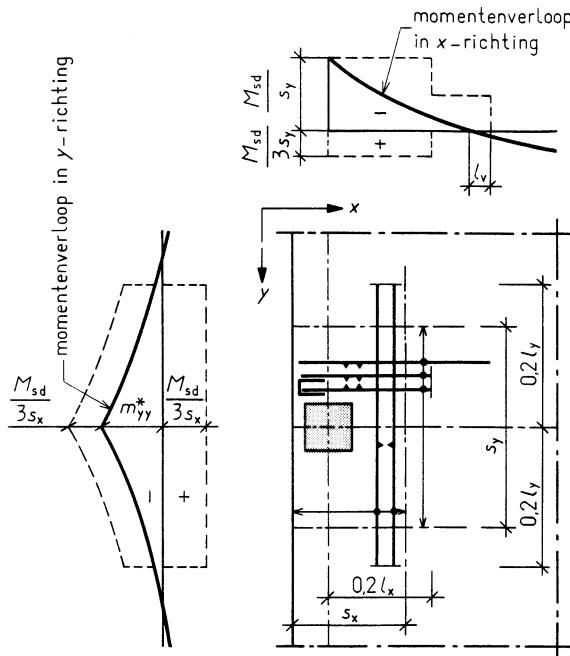
- 9.11.1.6 Om ervan verzekerd te kunnen zijn dat bij het ontstaan van ponsscheuren voldoende ponswapening wordt doorsneden is een maximum gesteld aan de staafafstand. In verband met de benodigde verankерingslengte is ook een maximale kenmiddellijn voorgeschreven.

In figuur 96 is als voorbeeld de wijze van wapenen door middel van haarspelden gegeven. In de 1e periferie is de hart-op-hart-afstand in beide richtingen gelijk; in de tweede periferie is dezelfde afstand s alleen toegepast in één richting. De afname van de benodigde hoeveelheid wapening als omschreven in 8.3.4 wordt gevonden door vergroting van de hart-op-hart-afstand in de andere richting.

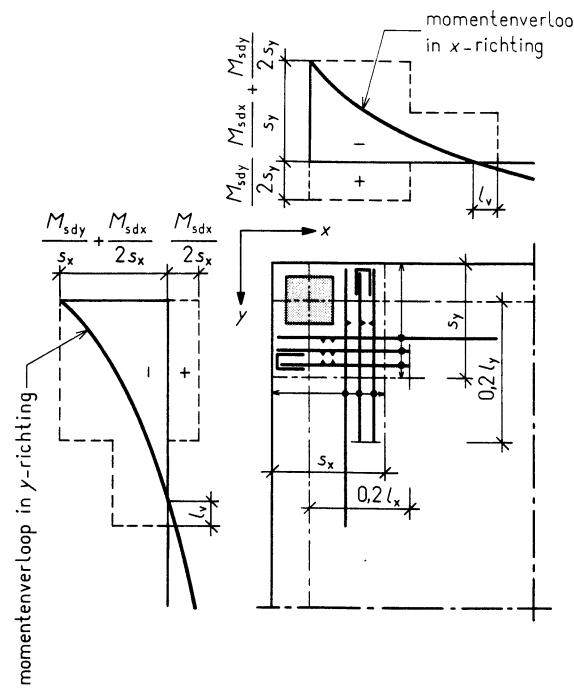


Figuur 96 – Ponswapening

De normtekst is slechts bedoeld voor ponswapening in de vorm van betonstaal. Deuvelstrippen en andere in de handel zijnde ponsvoorzieningen mogen worden toegepast indien hiermee een gelijkwaardige veiligheid kan worden bereikt.



Figuur 94 – Randkolom



Figuur 95 – Hoekkolom

9.11.1.5 Wapening in ribben- en kassettenvloeren

De hoofdwapening mag worden geconcentreerd in de ribben en moet gelijkmatig over alle ribben worden verdeeld. Als de hoofdwapening uit één staaf per ribbe bestaat, moeten alle staven doorlopen tot voorbij de dag van de opleggingen. Hierbij mag worden afgeweken van de in 9.11.1.1 voorgeschreven staafafstanden. In afwijking van 9.11.4.4 mogen beugels in de ribben achterwege worden gelaten indien deze niet op grond van de berekening nodig zijn.

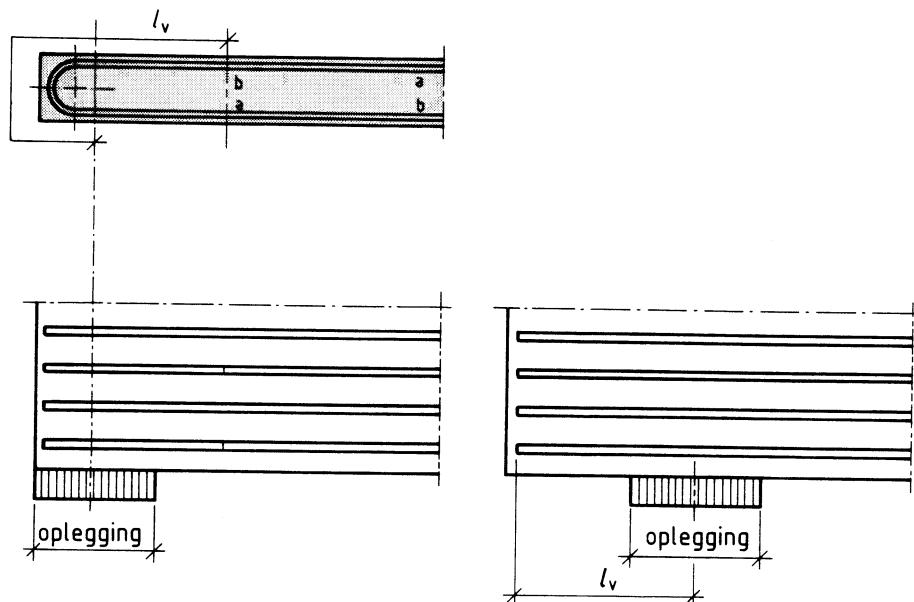
9.11.1.6 Ponswapening

Bij gebruik van beton met een karakteristieke kubusdruksterkte lager dan 25 N/mm^2 mag ponswapening niet in rekening worden gebracht.

Bij toepassing van ponswapening volgens 8.3.4 moet aan de volgende bepalingen worden voldaan:

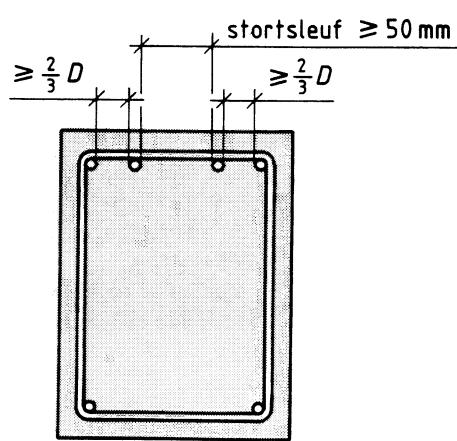
- Ponswapening moet worden aangebracht in de vorm van haarspelden en/of opgebogen wapening volgens de figuren 97 en 98.
- Bij gebruik van haarspelden moeten de haarspelden om de hoofdwapening worden aangebracht en moet in iedere ombuiging een langsstaaf met een kenmiddellijn ten minste gelijk aan die van de haarspeld aanwezig zijn.
- De kenmiddellijn van de staven welke dienst doen als ponswapening en die een hoek maken met de horizontaal groter dan 45° , moet kleiner zijn dan $0,06(h - 2c)$.
- De hart-op-hartafstand van de ponswapeningsstaven in de 1e periferie mag in beide richtingen bij haarspelden ten hoogste $0,5(h - 2c)$ zijn en bij opgebogen staven ten hoogste $(h - 2c)$. In de volgende periferieën geldt deze beperking slechts in één richting.
- Bij toepassing van haarspelden moeten de rechte einden van de haarspelden elkaar over de volle lengte overlappen; er mag slechts één van beide elkaar overlappende staafgedelen als wapeningsdoorsnede in rekening worden gebracht.

- 9.11.3 Bij wandliggers – en meer algemeen bij gedrongen liggers – zal door de vereiste verschuiving van de momentenlijn de verankeringslengte niet kunnen worden gereduceerd en zal de hoofdtrekwapening over de gehele lengte aanwezig moeten zijn. Tenzij het mogelijk is de opleggingen op enige afstand van de randen te situeren zal veelal een horizontale ombuiging van de staven nodig zijn om voldoende verankeringslengte te verkrijgen (zie figuur 99).
Deze ombuigingen kunnen worden voorkomen door overdimensionering van de trekband waardoor de verankeringslengte kan worden gereduceerd.
Indien een verticale ombuiging met een grote ombuigingsstraal wordt gekozen (zie 9.6.3) kan het nodig zijn extra voorzieningen in de vorm van haarspelden aan te brengen (zie 9.11.6).
In figuur 100 is uitsluitend de hoofdtrekwapening aangegeven. In veel gevallen zal in wandliggers ook wapening uit andere hoofde (inleiding oplegkrachten of andere geconcentreerde belastingen, ophangwapening en dergelijke) nodig zijn.
Voor een aantal specifieke aspecten met betrekking tot (ongewapende) wanden en wandliggers in laagbouwwoningen kan worden verwezen naar het desbetreffende CUR-rapport.



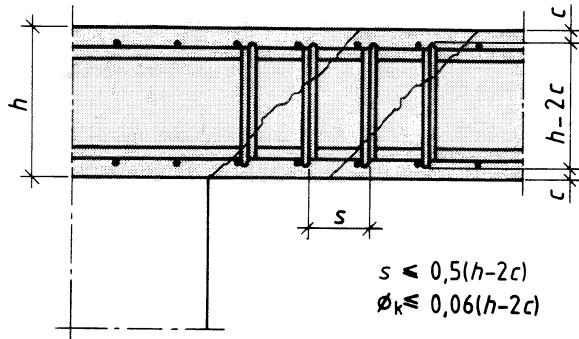
Figuur 99 – Verankering van de wapening in wandliggers

- 9.11.4.1 In figuur 101 is de in de normtekst bedoelde stortsleuf weergegeven.

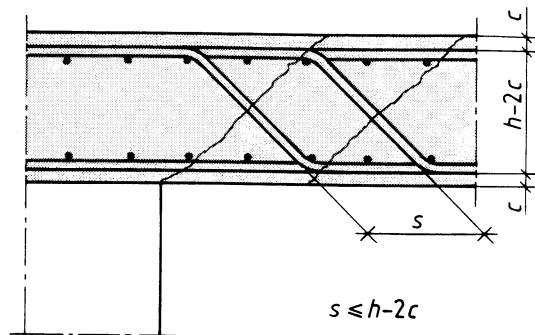


Figuur 101 – Stortsleuf in balken

- 9.11.4.2 Bij hoge liggers moeten de flankstaven in staat zijn de scheurwijdte voldoende te beperken (zie ook toelichting op 8.7.2).



Figuur 97 – Haarspelden



Figuur 98 – Opgebogen wapening

9.11.2 Wand(en)

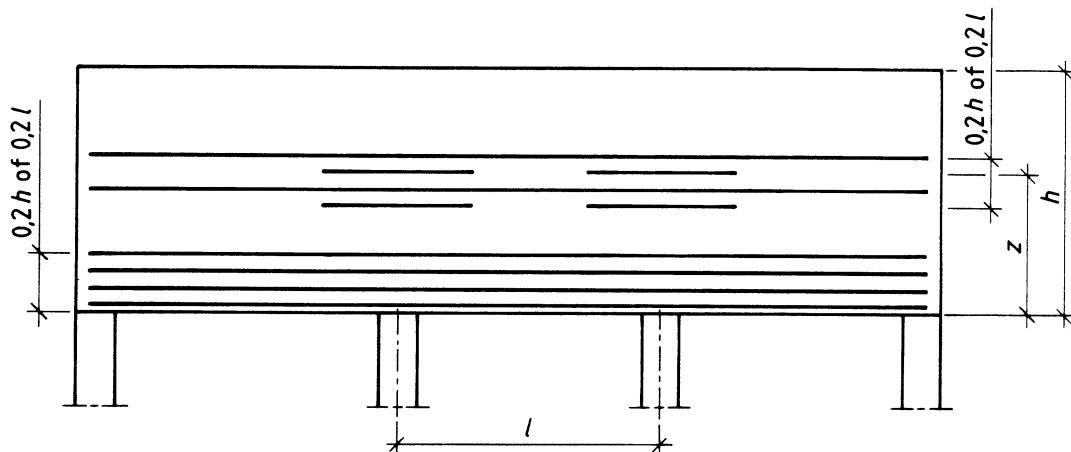
In gewapende wanden mag de hart-op-hartafstand van de wapeningsstaven ten hoogste 250 mm zijn.

9.11.3 Wandliggers

De wapening in wandliggers moet voldoen aan de volgende bepalingen:

- De hoofdtrekwapening moet worden verdeeld over een strook met een hoogte van de kleinste waarde van $0,2l$ of $0,2h$ (zie figuur 100). Indien het wapeningspercentage van de hoofdtrekwapening betrokken op de wanddoorsnede met een hoogte z , bepaald volgens 8.1.4, niet groter is dan 0,15 %, mag de veldwapening worden geconcentreerd in de onderzijde van de ligger en de wapening bij het steunpunt op een hoogte z vanaf de onderzijde van de ligger.
- De hoofdtrekwapening bij het steunpunt moet voor de helft aanwezig zijn over de gehele lengte van de wandligger.

Indien belastingen, anders dan het eigen gewicht, op een afstand minder dan de inwendige hefboomsarm z vanaf de onderkant van de wandligger aangrijpen, moeten deze belastingen door verticale ophangwapening kunnen worden opgenomen (zie ook 9.11.7).



Figuur 100 – Hoofdtrekwapening in wandliggers

9.11.4 Balken, poeren en consoles

9.11.4.1 Hoofdwapening

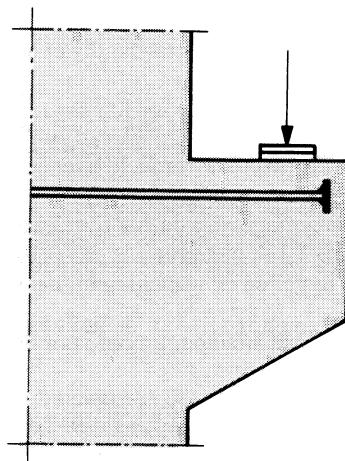
Hoofdwapening in balken moet voldoen aan de volgende bepalingen:

- In doorsneden ter plaatse van de maximum veld- en steunpuntsmomenten mag de afstand van de hoofdwapeningsstaven of staafbundels ten hoogste 150 mm hart-op-hart zijn. In de overige doorsneden mag de afstand van de hoofdwapeningsstaven ten hoogste 300 mm hart-op-hart bedragen.
- Indien boven in de balk een doorgaande stortsleuf wordt gemaakt van ten minste 50 mm mag in afwijking van 9.10.1 de vrije ruimte tussen de direct naastliggende staven worden verminderd tot 2/3 van de grootste korrelafmeting D .
- Bij vermindering van de hoofdwapening moet worden voldaan aan het gestelde in 9.11.1.2.

9.11.4.2 Flankstaven

De verticale afstand van de horizontale flankstaven in de zijvlakken van balken of in de zijvlakken van de ribben van T-, L- en I-balken mag ten hoogste 300 mm hart-op-hart zijn.

- 9.11.4.4 In sommige constructiedelen, zoals lateien, ribben van ribbenvloeren en de middenzone van TT-platen, kan het verantwoord zijn beugels achterwege te laten. In dit verband wordt verwezen naar de betreffende kwaliteitsverklaringen en produktnormen (zie ook 9.11.1.5).
- 9.11.5.2 Langsstaven in de zijvlakken van een kolom die niet in de berekening zijn opgenomen, worden niet als hoofdwapeningsstaven beschouwd.
Bij kruisingen van balken en kolommen kunnen beugels worden vervangen door haarspelden.
- 9.11.6 Het bedoelde probleem treedt vooral op bij gedrongen liggers. Zie voor verdere achtergronden de toelichting op 9.6.3 en 9.11.3.
Bij korte consoles kan de hoofdtrekwapening ook worden verankerd door middel van een aangelaste staalplaat, waarbij de las de volledige kracht uit de wapeningsstaaf moet kunnen opnemen (figuur 103).



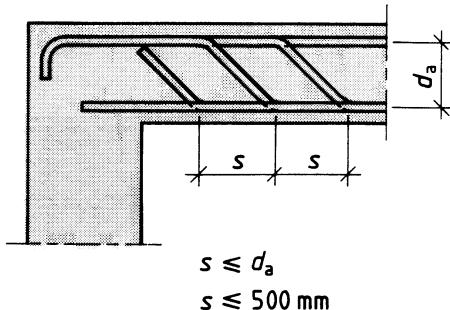
Figuur 103 – Verankering door staalplaat

In poeren en als gedrongen ligger te beschouwen consoles moet per zijvlak een gelijkmatig over de hoogte verdeelde flankwapening worden aangebracht, waarvan de totale doorsnede gelijk is aan ten minste 10 % van de doorsnede van dat gedeelte van de voor de sterkte benodigde hoofdtrekwapening dat gelegen is binnen een breedte, gemeten vanaf het betreffende zijvlak, gelijk aan de hoogte van de poer. De verticale afstand van de flankstaven mag ten hoogste 300 mm hart-op-hart zijn.

9.11.4.3 *Opgebogen staven in balken*

Indien voor het opnemen van de dwarskracht opgebogen staven worden toegepast, moet de onderlinge afstand van deze staven steeds zodanig zijn, dat de afstand s kleiner is dan of gelijk aan d_a , met een maximum van 500 mm (zie figuur 102).

De hoek tussen opgebogen staven en de balkas mag niet kleiner dan 45° zijn.



Figuur 102 – Afstand van opgebogen staven

9.11.4.4 *Beugels in balken*

In balken moeten over de gehele lengte beugels worden aangebracht op een hart-op-hartafstand van ten hoogste 300 mm.

Bovendien mag deze afstand in die gedeelten van balken waar de dwarskracht en/of het wringend moment geheel of gedeeltelijk door de wapening moet worden opgenomen ten hoogste 2/3 van de balkhoogte zijn. In de breedterichting van balken mag de hart-op-hartafstand van deze wapening niet groter dan 500 mm zijn. Vloerstroken waarvan de dikte groter dan 1,5 maal de vloerdikte is moeten hierbij als balken worden beschouwd.

9.11.4.5 *Dwarskrachtwapening in poeren*

In de breedterichting van poeren mag de hart-op-hart-afstand van de dwarskrachtwapening niet groter dan 750 mm zijn. Dit geldt voor zowel de horizontale als de verticale dwarskrachtwapening, die op grond van 8.2.4 is vereist.

9.11.5 *Kolommen*

9.11.5.1 *Langsstaven*

De gezamenlijke doorsnede van de hoofdwapening mag ten hoogste 4 % van de bruto betondoorsnede A_b bedragen.

Indien geen overlappendlassen voorkomen, mag dit percentage worden verhoogd tot 8 %.

In alle hoeken moeten langsstaven worden aangebracht. De hart-op-hartafstand van de langsstaven mag ten hoogste 300 mm zijn.

Bij toepassing van wapeningskorven vervaardigd uit gepuntlaste wapeningsnetten, mag de afstand van de aangelaste langstaaf tot de binnenhoek van de beugel ten hoogste 30 mm bedragen.

9.11.5.2 *Beugels*

Over de gehele lengte moeten beugels of haarspelden worden aangebracht, op een hart-op-hartafstand van ten hoogste 20 maal de kenmiddellijn van de dunste hoofdwapeningsstaaf en ten hoogste 400 mm.

9.11.6 *Eindoplegging met omgebogen staven*

Indien bij eindopleggingen met een overstek in de verankeringslengte een ombuiging met een straal r groter dan $5 \varnothing_k$ voorkomt, moet in het geval dat de lengte van het overstek kleiner is dan de afstand tussen het middelpunt van de ombuiging en het einde van het constructiedeel, een horizontale wapening in de vorm van haarspelden worden aangebracht met een doorsnede gelijk aan (zie figuur 104):

$$A_{sb} = \frac{1}{3} A_s$$

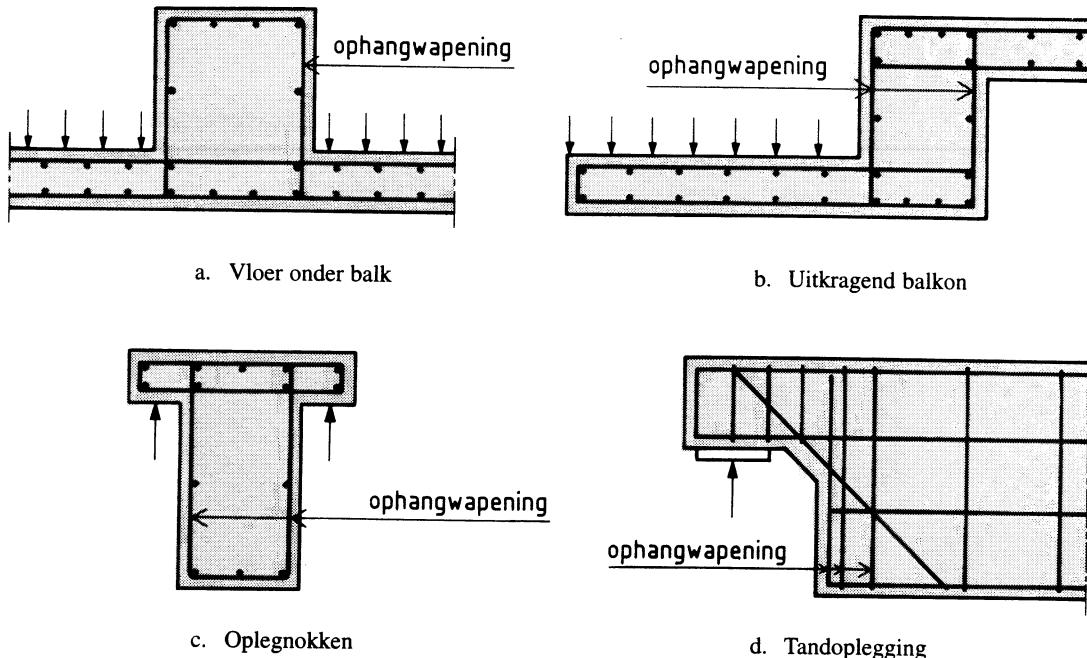
waarin:

A_{sb} is de doorsnede van de haarspelden;

A_s is de doorsnede van de hoofdtrekwapening.

De verankeringslengte van de haarspelden moet worden gerekend vanaf het punt waar de hoofdtrekwapening overgaat in de ombuiging.

9.11.7.1 In figuur 105 zijn als voorbeeld enkele situaties weergegeven, waarbij ophangwapening nodig is.



Figuur 105 – Ophangwapening

Onder ophangwapening wordt naast het bedoelde in 9.11.7.1 (figuur a, b en c) ook verstaan een concentratie van dwarskrachtwapening die nodig is indien in een constructiedeel een verstoring optreedt in de vorm van een grote sparing of een plotselinge overgang in constructiehoogte, zoals bij een tandoplegging (figuur d). De benodigde ophangwapening volgt uit de vakwerkanaalogie.

9.11.7.2 De ophangwapening mag bestaan uit verticale staven en/of schuine staven (onder een hoek α).

Bij de berekening van de horizontale hoofdtrekband in de tanden is de in 8.1.1 beschreven verschuiving van de momentenlijn gelijk aan $d_i \cdot \cotg \theta_i$ ($i = 1,2$). Indien bij gegeven wapening de hoek θ uit het momentenevenwicht om het drukpunt wordt berekend, is die waarde van θ maatgevend waarbij de opneembare oplegreactie minimaal is.

9.11.8 Voor achtergronden van de bepalingen wordt verwezen naar CUR-rapport 147.

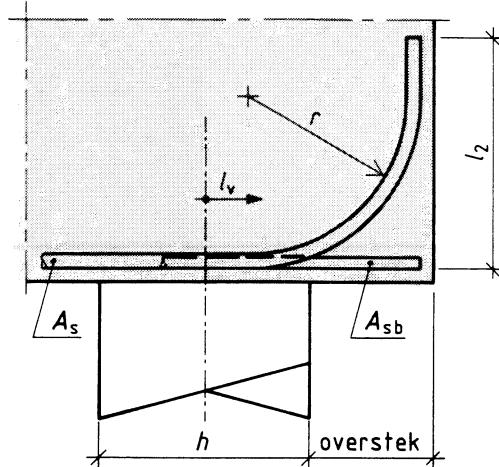
De formule is geldig voor een- en tweezijdige aansluitingen voor zowel tegengesteld als gelijk draaiende momenten en is zodanig geformuleerd dat het totale op de knoop werkende moment uit de balken een bepaalde grens niet overschrijdt.

De vervormingscapaciteit van de verbindingen is gering als bezwijken wordt ingeleid door bezwijken van het knooppunt.

Toepassing van haarspelden ofwel schuine staven geeft een aanmerkelijke verhoging van de vervormingscapaciteit en beperkt de scheurwijdte in het knooppunt.

Het effect van de schuine staven kan ook worden verkregen met een gelijkwaardige wapening in twee richtingen (50 % onder 45° komt overeen met 33 % in horizontale en verticale richting).

In de figuren 107 en 108 zijn een tweetal wapeningsvoorbeelden voor balk-kolomverbindingen gegeven.



Figuur 104 – Eindoplegging met omgebogen staven

9.11.7 Ophangwapening

9.11.7.1 Algemeen

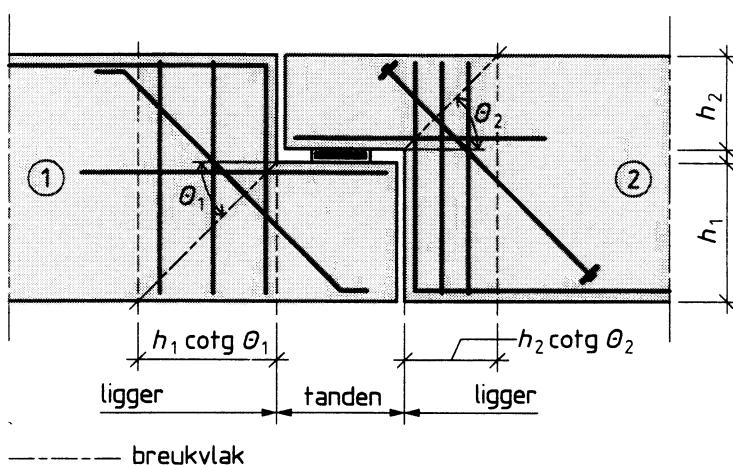
Constructiedelen die loodrecht op hun as op trek worden belast, moeten worden voorzien van een ophangwapening die in staat moet zijn de volledige belasting over de gehele hoogte van het constructiedeel over te brengen.

9.11.7.2 Tandoplegging

Bij constructiedelen voorzien van een tandoplegging moet in een gebied direct achter de tand de volledige dwarskracht kunnen worden opgenomen door middel van ophangwapening (zie figuur 106). De breedte van dit gebied bedraagt $h_i \cotg \theta_i$ ($i = 1,2$) waarin θ de hoek tussen het aangenomen of het volgens 7.2.5 berekende maatgevende breukvlak en de as van het constructiedeel is. Voor θ mag een waarde tussen 30° en 60° worden gekozen.

Ophangwapening mag bestaan uit betonstaal- en/of voorspanstaven die aan weerszijden van het breukvlak volledig zijn verankerd. De hoek α tussen deze staven en de as van het constructiedeel mag niet kleiner dan 45° zijn. De opneembare rekenwaarde van de dwarskracht wordt bepaald door de som van de verticale componenten van de krachten in de staven.

De tand zelf moet als een console volgens 8.1.4 en 8.2 worden gedimensioneerd.



Figuur 106 – Tandoplegging

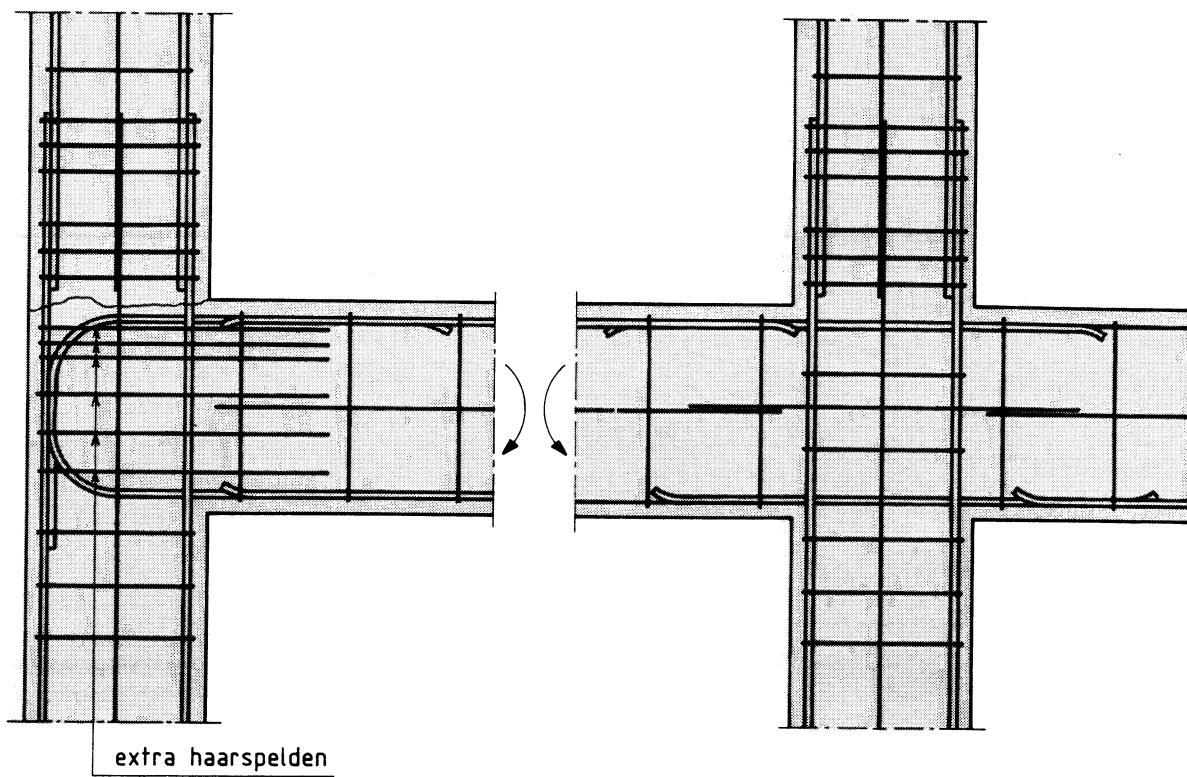
9.11.8 Balk-kolomverbindingen

Bij een buigstijve aansluiting van een balk aan een kolom moet aan de volgende bepalingen worden voldaan:

- Het maximumpercentage buigtrekwapening ω_o in de balk ter plaatse van de verbinding moet voldoen aan de voorwaarde:

$$\omega_o - \omega_{ol} \leq 40 \frac{f'_b}{f_s} \frac{h_k}{h_b}$$

waarin:

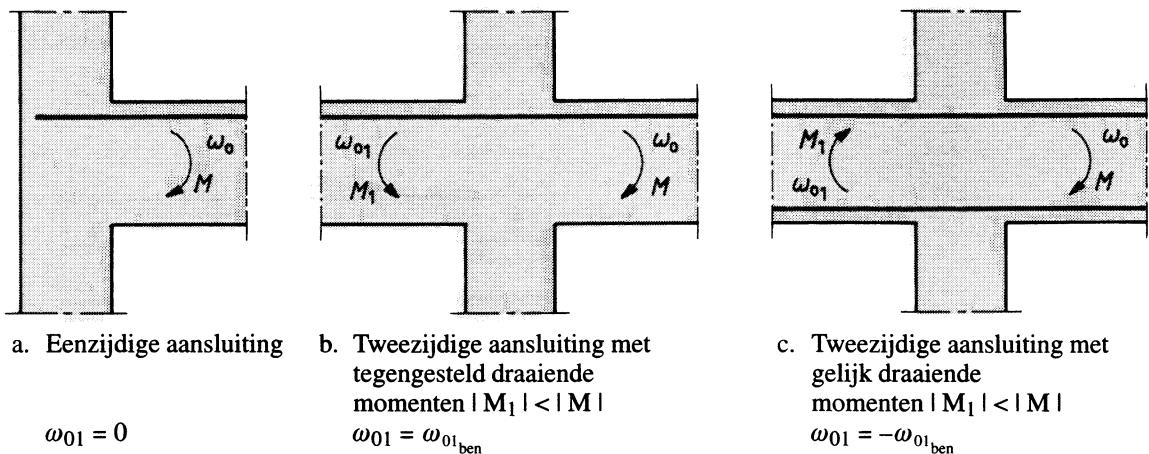


Figuur 107 – Eenzijdige balkaansluiting

Figuur 108 – Tweezijdige balkaansluiting

- 9.12.1 De gegeven eisen worden gesteld om een zeker minimaal incasseringsvermogen te verkrijgen tegen bijzondere, niet in de berekening opgenomen, invloeden zoals fundatiezakkingen, explosies en dergelijke. De bedoelde samenhang is belangrijker naarmate het gebouw hoger is.
Uiteraard moet wapening die volgt uit de berekeningen ook worden toegepast indien de gebouwhoogte lager is dan de genoemde grenzen.
Bij andere bouwwerken dan woningen of woongebouwen zal de vereiste wapening door middel van berekening moeten worden bepaald.

- ω_0 is het toelaatbare percentage buigtrekwapening in de balk met het grootste moment ter plaatse van de verbinding;
- ω_{01} is het volgens 8.1 benodigde percentage buigtrekwapening in de balk met het kleinste moment ter plaatse van de verbinding; indien de momenten in de balken gelijkdraaiend zijn moet ω_{01} met negatief teken worden ingevoerd (figuur 109);
- h_k is de kolomhoogte;
- h_b is de balkhoogte.
- b. Over de hoogte van de balk moeten in de kolom beugels of haarspelden worden aangebracht met een onderlinge afstand van ten hoogste 300 mm, met een kenmiddellijn die ten minste gelijk is aan de kenmiddellijn van de beugels in de kolom.
Indien het wapeningspercentage in de balk bij de verbinding hoger is dan 50 % van het maximumwapeningspercentage ω_0 volgens a, moet de gezamenlijke doorsnede van deze haarspelden of beugels ten minste gelijk zijn aan 50 % van het verschil van de doorsneden van de hoofdtrekwapening van de balk ter weerszijden van de verbinding.
- c. Indien het wapeningspercentage in de balk bij de verbinding hoger is dan 50 % van het maximum volgens a, moet bij een enkelvoudige hoekverbinding met een moment, dat trek aan de inwendige zijde van de hoek veroorzaakt, bovendien bij de inwendige hoek een schuine wapening worden aangebracht met een doorsnede die ten minste gelijk is aan 50 % van de doorsnede van de hoofdtrekwapening ter plaatse van de verbinding.
In plaats van deze schuine wapening mag ook de hoofdtrekwapening in de balk en de kolom worden verhoogd met 1/3 van de benodigde wapening.



Figuur 109 – Balk-kolomverbindingen

9.12 Wapening ten behoeve van de samenhang

9.12.1 *Algemeen*

Betonconstructies moeten een zodanige samenhang bezitten, dat:

- de belastingen via onderlinge verbindingen van constructiedelen naar de fundering kunnen worden afgevoerd;
- ten gevolge van bijzondere belastingen geen voortschrijdende instorting kan optreden.

De hiertoe benodigde voorzieningen moeten door berekening worden bepaald.

Bij woningen en woongebouwen mag worden volstaan met de bepalingen volgens 9.12.2 tot en met 9.12.4.

9.12.2 *Koppelwapening in wanden*

Ter hoogte van elke verdiepingsvloer moet in dragende wanden van woningen en woongebouwen een doorgaande horizontale wapening aanwezig zijn.

De oppervlakte van de doorsnede A_s (in mm^2) van deze wapening moet, ongeacht de toegepaste staalsoort, ten minste bedragen:

$$A_s = \frac{100}{3} (l_1 + l_2) \leq 225 \text{ mm}^2$$

waarin:

l_1, l_2 is de theoretische overspanning van de vloeren te weerszijden van de wand, in m.

Indien bij in het werk gestorte vloeren doorgaande verdeelwapening aanwezig is, mag deze in mindering worden gebracht op de vereiste staaldoorsnede.

Bij woningen en woongebouwen waarvan de vloer van een verblijfsruimte niet hoger gelegen is dan 6,5 m boven het niveau van het aansluitende maaiveld, mag deze wapening worden weggelaten.

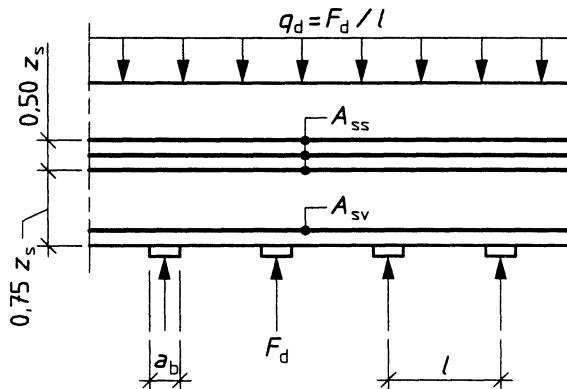
- 9.12.4 Bij vooraf vervaardigde vloerplaten kan de benodigde koppelwapening in de voeg tussen twee vloerplaten worden aangebracht.
De benodigde verankeringsslengte l_v moet dan bepaald worden volgens 9.6.2 voor de sterkteklaasse van de voegmortel.
- 9.13.1 Algemene dimensioneringsregels voor splijtwapening bij opleggingen zijn niet te geven.
Maatregelen bij een oplegging kunnen bijvoorbeeld zijn:
- het toepassen van een wapeningsnet;
 - het toepassen van een staal plaat, waarop de hoofdwapening is gelast;
 - het dichter bij elkaar plaatsen van de beugels.

Het artikel is ook van toepassing op voorspanverankeringen. De rekenwaarde van de geconcentreerde last is dan $F_d = 1,2 F_p$ (zie 4.1.4.1)

Door een doelmatige verdeling van de verankeringen kunnen de trekspanningen in de dwarsrichting worden beperkt.

Daar de combinatie van splijt-, krimp- en temperatuurspanning veelal dezelfde orde van grootte heeft als de treksterkte van het beton, moet bij het bepalen van de splijtwapening rekeningen gehouden met de mogelijkheid van scheurvorming, waarbij de scheurwijdte binnen aanvaardbare grenzen moet blijven. De scheurwijdte kan worden beperkt door toepassing van betonstaal, bij voorkeur geribd betonstaal, met kleine kenmiddellijn en kleine staafafstand. Er kan van worden uitgegaan, dat scheurvorming aanvaardbaar is, indien de staalspanning wordt beperkt tot de gegeven waarden.

Als voorbeeld voor het berekenen van de benodigde splijtwapening kan de in figuur 110 gegeven situatie dienen.



Figuur 110 – Geconcentreerde lasten

Volgens 8.1.4 geldt voor de inwendige hefboomsarm z :
 $z_v = 0,75 l_{ov} = 0,43 l$;
 $z_s = 0,75 \cdot 1,5 l_{os} = 0,48 l$.

Voor de momenten geldt:
 $M_v = 1/24 F_d l (1 - a_b/l)(1 + a_b/l)$;
 $M_s = 1/24 F_d l (1 - a_b/l)(2 - a_b/l)$.

Voor bijv. $a_b/l = 0,2$ is de benodigde splijtwapening:
 $A_{sv} = 0,093 F_d/f_s$ (kopsplijtwapening);
 $A_{ss} = 0,125 F_d/f_s$ (primaire splijtwapening).

Naast de splijtwapening in lengterichting kan ook in de richting loodrecht hierop splijtwapening nodig zijn.

9.12.3 *Randwapening in wanden*

Ter plaatse van de verticale beëindiging van dragende wanden in woningen en woongebouwen moet een doorlopende verticale randwapening aanwezig zijn, met een oppervlakte van de doorsnede A_s (in mm^2) van:

$$A_s = 2,5 h < 450 \text{ mm}^2, \text{ bij glad staal};$$

$$A_s = 1,7 h < 300 \text{ mm}^2, \text{ bij geribd staal};$$

waarin:

h is de wanddikte, in mm.

Langs wandonderbrekingen moet een wapening aanwezig zijn met een doorsnede die ten minste gelijk is aan de helft van de genoemde waarden.

Randwapening mag worden weggelaten indien geen verdiepingsvloer, met uitzondering van een vloer waarop geen verblijfsruimten zijn gesitueerd, meer dan 12,5 m boven het niveau van het op het gebouw aansluitende maaiveld ligt.

9.12.4 *Koppelwapening in vloeren*

Bij vloeren in woningen en woongebouwen – uitgezonderd bij begane-grondvloeren – moet ter plaatse van een tussenoplegging op een wand of balk, in de richting loodrecht op de oplegging, een wapening aanwezig zijn met een oppervlakte van de doorsnede A_s (in mm^2/m):

$$A_s = \frac{h}{7} l \quad \text{bij glad staal};$$

$$A_s = \frac{h}{10} l \quad \text{bij geribd staal};$$

waarin:

h is de vloerdikte, in mm;

l is de gemiddelde theoretische overspanning van de vloer, in m.

Deze wapening moet over de oplegging heen lopen en vanaf de dag van de oplegging de verankeringslengte l_v , bepaald volgens 9.6.1, in de vloer hebben.

Bij woningen en woongebouwen waarvan de vloer van de hoogst gelegen verblijfsruimte niet hoger gelegen is dan 6,5 m boven het niveau van het aansluitende maaiveld, mag deze wapening worden weggelaten.

9.13 *Splijtwapening*

9.13.1 *Splijtwapening bij geconcentreerde lasten*

Indien de rekenwaarde van de druk in het aangrijpingsvlak van een geconcentreerde last groter is dan $0,7 f_b$, moeten voorzieningen worden getroffen om de uit de last voortvloeiende splijttrekkrachten, loodrecht op de richting van de geconcentreerde last, op te nemen. De benodigde splijtwapening moet uit een berekening worden bepaald, waarbij de constructie wordt geschematiseerd tot een gedrongen ligger volgens 8.1.4. Voor de rekenwaarde van de treksterkte van het betonstaal moet daarbij worden aangehouden:

$$f_s = \frac{3000}{\varnothing_k} \geq 360 \text{ N/mm}^2 \text{ voor geribd staal}$$

$$f_s = \frac{1500}{\varnothing_k} \geq 180 \text{ N/mm}^2 \text{ voor glad staal}$$

waarin \varnothing_k de kenmiddellijn van de staven in mm is.

De wapening ten behoeve van de primaire splijtspanningen moet worden aangebracht in een gebied dat gelegen is tussen een afstand $0,75 z$ en $1,25 z$ vanaf de verankering. Hierin is z de inwendige hefboomsarm ter plaatse van de steunpunten volgens 8.1.4.

Indien de splijttrekkrachten door voorspanning kunnen worden opgenomen, mag splijtwapening achterwege blijven.

9.13.2 De spreiding van de voorspankracht over de doorsnede veroorzaakt primaire splijtspanningen. Bij voorgerekt staal zullen deze spanningen minder zijn dan bij nagerekt staal omdat de spanningen over een grotere lengte gespreid worden. De primaire splijtspanningen dienen gesuperponeerd te worden op de ringtrekspanning.

Ten gevolge van het excentrisch op de doorsnede aangrijpen van een voorspankracht, treden kopsplijtkrachten op.

Vooral bij kanaalvloeren of I-vormige liggers zullen de trekspanningen hoger zijn in verband met de beperkte dikte van het lijf. Voor kanaalvloeren zijn rekenregels opgenomen in "FIP Recommendations for the design and Manufacture of Prestressed Hollow Core Slabs"; augustus 1987.

Ook in de kwaliteitsverklaringen van systeemvloeren zijn rekenregels opgenomen.

De gegeven regels voor de dekking zijn in het algemeen aan de veilige kant. Bij vooraf vervaardigde elementen is het verantwoord iets kleinere dekkingen aan te houden omdat de voorspanning wordt aangebracht wanneer de betonsterkte nog niet volledig is ontwikkeld. Eventuele scheurvorming in dit stadium zal tot afkeuring van het product leiden.

Indien geen scheurvorming optreedt is de veiligheid ten aanzien van splijtvorming voldoende gegarandeerd, omdat de betonsterkte, en daarmee ook de splijt treksterkte, nog aanzienlijk toeneemt. Voorwaarde hierbij is dat het ontspannen plaatsvindt bij een sterke die niet groter is dan circa 70 % van de sterke na 28 dagen.

9.13.2 Slijtwapening bij voorgerekt staal

Bij voorgerekt staal mogen slijtspanningen veroorzaakt door:

- de spreiding van de voorspankracht over de doorsnede (primaire slijtspanning);
- excentrisch op de doorsnede aangrijpende voorspankracht (kopslijtspanning);
- aanhechting van het voorspanstaal (ringtrekspanning);

berekend volgens de lineaire-elasticiteitstheorie of met behulp van de methode met het vervangingsprisma, niet groter zijn dan tweemaal de rekenwaarde van de treksterkte van het beton op het tijdstip waarop de voorspanning op het beton wordt overgebracht.

Bij overschrijding van deze waarde moeten de volledige slijtkrachten door wapening worden opgenomen. Voor het berekenen van de slijtspanningen in het beton moet ervan worden uitgegaan dat de spanning in het voorspanstaal lineair toeneemt van 0 tot σ_{pi} over een lengte van 0,5 maal de overdrachtslengte l_0 volgens 9.7.3.

Slijtwapening voor het opnemen van ringtrekspanningen behoeft niet te worden aangebracht indien de dekking op de voorspanraden of -strengen ten minste gelijk is aan:

- $3 \varnothing_k$ indien de minimale hart-op-hartafstand groter is dan of gelijk is aan $3 \varnothing_k$;
- $4 \varnothing_k$ indien de minimale hart-op-hartafstand kleiner is dan $3 \varnothing_k$.

Bij vooraf vervaardigde elementen mogen de waarden voor de dekking met \varnothing_k worden verminderd, onder de voorwaarde dat het ontspannen plaatsvindt bij een sterkte die niet groter is dan ca. 70% van de sterkte na 28 dagen en de elementen na het ontspannen op scheurvorming worden gecontroleerd.

9.14 Opleggingen

9.14.1 Algemeen

Opleggingen moeten voldoen aan de voorwaarden met betrekking tot de oplegdruk volgens 9.14.2 en de opleglengte volgens 9.14.3.

9.14.2 Oplegdrukken

De oplegdruk ten gevolge van de rekenwaarde van de belastingen mag niet groter zijn dan f'_{bo} volgens 9.14.3. Bij eindopleggingen moet daarbij worden uitgegaan van een parabolische drukverdeling; bij tussenoplegging mag een gelijkmatige oplegdruk worden aangenomen. Voor de opleglengte mag geen grotere waarde in rekening worden gebracht dan de hoogte van het constructiedeel ter plaatse van de oplegging.

Bij betonvlakken die plaatselijk centrisch worden belast door een belasting loodrecht op het beschouwde vlak mag de rekenwaarde van de druksterkte worden verhoogd tot:

$$f'_{bo} = f'_{b} \sqrt{\frac{l b}{a_l a_b}}$$

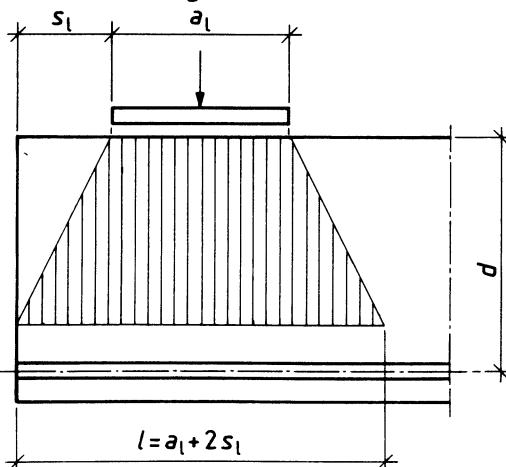
waarin: (zie figuur 111)

- a_l is de lengte van het lastvlak;
 a_b is de breedte van het lastvlak;

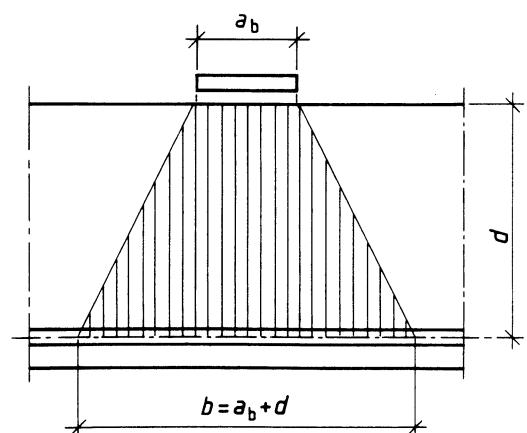
l en b zijn de kleinste waarden van:

$$\begin{aligned} l &= a_l + 2 s_l & b &= a_b + 2 s_b \\ l &= a_l + d & b &= a_b + d \\ l &= 5 a_l & b &= 5 a_b \\ l &= 5 b < a_l & b &= 5 l < a_b \end{aligned}$$

s_l en s_b zijn de afstanden van het lastvlak tot de rand van de constructie in respectievelijk lengte- en breedterichting.



a. Langs plaatrand of -hoek



b. Op voldoende afstand van de rand

Figuur 111 – Geconcentreerde belasting

- 9.14.3 De voorgeschreven opleglengte a is opgebouwd uit de volgende onderdelen:
- een waarde a_1 afhankelijk van:
 - de dagmaat L volgens tabel 52;
 - de rekenwaarde van de oplegreactie F_d ; de hierbij in rekening te brengen bovenbelasting kan beperkt blijven tot de direct op het constructiedeel rustende belasting (bij bijvoorbeeld een inkassing behoeft dus niet de gehele wandbelasting te worden ingevoerd);
 - een toeslag a_2 in verband met een mogelijk afboeren van de rand van de constructie van de ondersteuning in de grenstoestand met betrekking tot de bruikbaarheid. Afboeren of plaatselijk verbrijzelen kan worden voorkomen door het aanbrengen van een tussenlaag, zoals bijvoorbeeld rubber, haarvilt, glijdfolie en dergelijke. Vooral bij toepassing in hoogbouw moet rekening worden gehouden met de samendrukbaarheid van deze materialen.
Voor het bepalen van de afmetingen van de tussenlaag moet rekening worden gehouden met de rekenwaarde voor de sterkte van het daarvoor toe te passen materiaal en tevens met de rekenwaarde voor de druksterkte van de materialen van de aansluitende constructiedelen.

In het bijzonder bij grote overspanningen zal bij het bepalen van het oplegdetail rekening moeten worden gehouden met de invloed van mogelijke temperatuur- en krimpvervormingen en daarmee verband houdende horizontale krachten. De opleglengte moet uiteraard ook een zodanige grootte hebben dat voldaan kan worden aan de bepalingen van de verankeringslengte volgens 9.6, 9.7 en 9.11.6.

De verhoogde oplegdruk bij plaatselijke belasting is gebaseerd op proefresultaten; zie Cement 1969, nr. 7 en Cement 1971, nr. 7.

9.14.3 Opleglengte van vrije einden van constructiedelen

De opleglengte a van vrije einden van constructiedelen, uitgezonderd wandliggers, die niet één geheel vormen met de ondersteuningen moet voldoen aan de voorwaarde (zie figuur 112):

$$a \geq a_1 + a_2 + c$$

waarin:

$$a_1 = \frac{F_d}{\frac{2}{3} f'_b a_b} < a_1 \text{ volgens tabel 52};$$

F_d is de rekenwaarde van de oplegreactie van het constructiedeel met inachtneming van de op het vrije einde van het constructiedeel rustende bovenbelasting;

f'_b is de rekenwaarde van de druksterkte van het beton van de ondersteuning of, indien deze kleiner is, de rekenwaarde van de druksterkte van het beton van het constructiedeel;

a_b is de oplegbreedte;

$$a_2 = \frac{F_{rep}}{\frac{1}{2} f'_b a_b}$$

F_{rep} is de representatieve waarde van de oplegreactie van het desbetreffende constructiedeel.

Indien de oplegging is voorzien van een tussenlaag, die belastingspreiding bevordert en vervorming van het opgelegde constructiedeel toestaat zonder dat hierbij grote horizontale krachten optreden en die de hoekverdraaiing van de oplegging toestaat zodanig, dat de draagweg altijd via de tussenlaag verloopt, mag $a_2 = 0$ worden gesteld.

Indien uit de berekening volgt dat a_2 groter dan 25 mm is, moet een tussenlaag worden aangebracht. De opleglengte is hierbij gelijk aan $a_1 + a_r + c$, waarin voor a_r geen grotere waarde dan 25 mm in rekening mag worden gebracht (zie figuur 113).

a_r is de afstand van de rand van de tussenlaag tot de dag van de oplegging.

Een vellingkant v mag in rekening worden gebracht volgens de figuren 114 en 115.

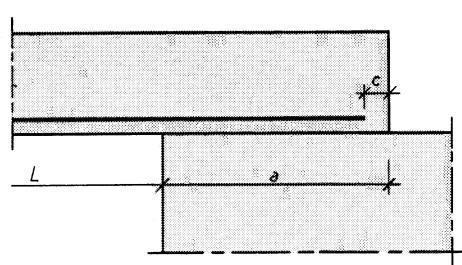
c is de toegepaste betondekking op de kop van de onderwapening aan het einde van het op te leggen constructiedeel, waarbij voor platen geen grotere waarde dan 15 mm in rekening behoeft te worden gebracht.

Bij een oplegging op metselwerk moet worden voldaan aan 11.3 van NEN 6790:1991.

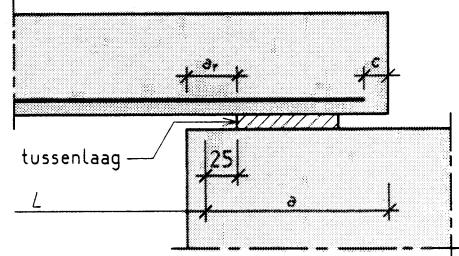
Tabel 52 – Waarde van a_1 bij vrije einden van constructiedelen, in mm

constructiedeel	belasting	a_1
balk kolom	belasting loodrecht op de as	$50 + 0,004 L$
vloerplaat wand	belasting loodrecht op het vlak	$40 + 0,004 L$
dakplaat	belasting loodrecht op het vlak	$30 + 0,004 L$

L = dagmaat in mm

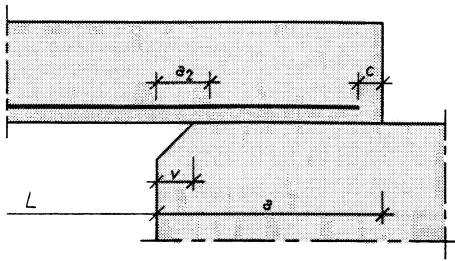


Figuur 112 – Oplegging zonder tussenlaag

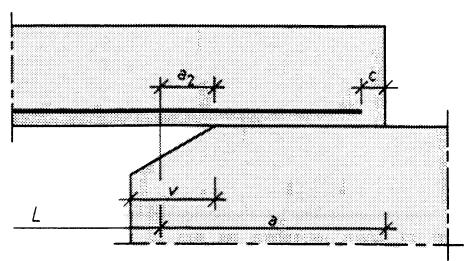


Figuur 113 – Oplegging met tussenlaag

- 9.14.5 De tussenlaag ter plaatse van de oplegging dient zodanig te zijn dat deze de belasting-spreiding bevordert en vervorming van de wandlijger toestaat zonder dat hierbij grote horizontale krachten optreden. Voor de toe te passen materialen betreffende de tussenlaag en het bepalen van de afmetingen daarvan, zie de toelichting bij 9.14.3.
- 9.15.1 De gegeven bepalingen zijn het resultaat van voornamelijk experimenteel onderzoek van Commissie B-7 van de Stichting Bouwresearch. De proefstukken werden in het algemeen beproefd op een combinatie van buiging en dwarskracht. De proefresultaten geven geen aanwijzing, dat de dwarskracht een ongunstige invloed zou hebben op de sterkte van de verbinding. Er zijn echter geen proeven uitgevoerd, waarbij de gehele verbinding hoofdzakelijk op dwarskracht of op trek wordt belast. Voor deze gevallen zijn de gegeven beschouwingen dan ook niet van toepassing.
- Indien de lussen mede worden gebruikt om de doorkoppeling van elementen te verzorgen, kunnen de hier gegeven regels dus niet zonder meer worden toegepast. Deze bepalingen zijn niet van toepassing op lusvormige uitstekende wapening, die uitsluitend is bedoeld om in samenwerking met ter plaatse gestort beton de oplegging te realiseren, waarbij het plaatende vrij opgelegd wordt beschouwd.
- De in 9.15.1 gestelde eisen houden verband met de grootheden, die werden beschouwd en gevarieerd in het experimentele onderzoek. Uit vergelijkend onderzoek bleek, dat de lusverbinding aanmerkelijk sterker was dan een verbinding met uitsluitend rechte overlapping van de hoofdwapening en een verbinding waarbij ronde haken voor de krachtoverdracht moesten dienen. De gegeven rekenwijze moet dan ook strikt worden beperkt tot de lussen, die – behoudens de betondekking – over de volle hoogte van het element aanwezig zijn. De onder e gestelde bepaling is streng gesteld, omdat een overlapping, die gelijk is aan de binnenmiddellijn, als een absoluut minimum moet worden beschouwd.



Figuur 114 – Oplegging met $v \leq a_2$



Figuur 115 – Oplegging met $v > a_2$

9.14.4 *Opleglengte van constructiedelen bij een tussenondersteuning*

De opleglengte a van constructiedelen, uitgezonderd wandliggers, die doorlopen over een tussenondersteuning en daarmee niet één geheel vormen, moet voldoen aan de voorwaarde:

$$a \geq a_1$$

waarin:

$$a_1 = \frac{F_d}{f'_b a_b} \nless a_1 \text{ volgens tabel 52.}$$

Voor F_d , f'_b en a_b : zie 9.14.3.

Bij bepaling van a_1 volgens tabel 52 moet voor L de grootste dagmaat van de aansluitende velden worden ingevoerd.

9.14.5 *Opleglengte van wandliggers*

De opleglengte a van wandliggers die niet één geheel vormen met de ondersteuningen moet voldoen aan de voorwaarde:

$$a \geq a_1 + c \nless 100 \text{ mm en } \nless b$$

waarin:

$$a_1 = \frac{F_d}{f'_b a_b}$$

Voor F_d , f'_b en a_b : zie 9.14.3.

b is de wanddikte;

c is de toegepaste betondekking op de kop van de onderwapening aan het einde van de wandlijger.

Ter plaatse van de oplegging moet een tussenlaag worden aangebracht, die zorg draagt voor belastingspreiding en die vervorming van de wandlijger toestaat zonder dat hierbij horizontaalkrachten optreden die tot afbreken kunnen leiden.

9.15 *Lusverbindingen*

9.15.1 *Detaillering van de wapening*

De wapening in lusverbindingen moet voldoen aan de volgende bepalingen:

- de staven, waarvan de lussen worden gebogen, moeten van geprofileerd betonstaal zijn;
- de lus moet worden gebogen als één halve cirkel of als twee kwartcirkels met een recht tussenstuk, waarbij de ombuigingsstraal ten minste 5 maal de kenmiddellijn van de lusstaaf moet bedragen;
- de tussenruimte tussen twee lussen, die te zamen een lussenpaar vormen, mag niet groter zijn dan 5 maal de kenmiddellijn van de lusstaven en niet groter dan 1/3 van de overlapping. Dit is de som van de rechte overlapping en de binnenmiddellijn d van de lussen (zie figuur 116);
- voor de maximale hart-op-hartafstand s van twee lussenparen gelden dezelfde bepalingen als voor de maximale afstand van doorgaande hoofdwapeningsstaven;
- de lengte van de overlapping moet ten minste gelijk zijn aan de binnenmiddellijn d van de lussen of 10 maal de kenmiddellijn van de lusstaven;
- de afstand van het hart van de buitenste lus tot de plaatrand moet ten minste 50 mm bedragen;
- binnen de lussen moet dwarswapening worden aangebracht in het gedeelte dat bij buiging als trekzone fungeert, en moet ter plaatse van de plaatranden in de vorm van haarspelden worden uitgevoerd.

- 9.15.2 Het bezwijken van een lusverbinding wordt steeds ingeleid door schuine scheuren ter plaatse van en tussen de buitenste lussenparen. De oorzaak hiervan is, dat de kracht in de buitenste lus slechts naar één zijde kan worden afgedragen. Ook tussen de binnenlussen kunnen schuine scheuren optreden. Door het toepassen van dwarswapening binnen de lussen blijken in grotere mate scheuren loodrecht op het vlak van de lussen op te treden. De sterkte van de verbinding neemt hierdoor toe.
De haarspelden ter plaatse van de pлаatranden dienen voor de verankering.

Bij buitenlussen die zo dicht bij de pлаatrand liggen dat de waarde van α kleiner dan 1 wordt, dient dus meer dwarswapening te worden gelegd dan bij overeenkomstige, meer naar het midden van de verbinding gelegen lussen het geval is.

- 9.15.3 De benodigde luswapening volgt uit de berekening op moment en eventuele dwarskracht.

- 9.16.1 De eisen zijn onder andere ontleend aan SBR-rapport 29. Indien het anker tevens wordt belast op een buigend moment, zijn de hier gegeven regels niet zonder meer van toepassing.

Het artikel geldt slechts voor ingestorte ankers. Voor achteraf aangebrachte ankers zoals spreidankers en lijmankers, alsmede voor ankers in schroefhulzen moeten de toelaatbare krachten en het vervormingsgedrag in afhankelijkheid van de onderlinge afstand en randafstanden proefondervindelijk zijn vastgesteld.

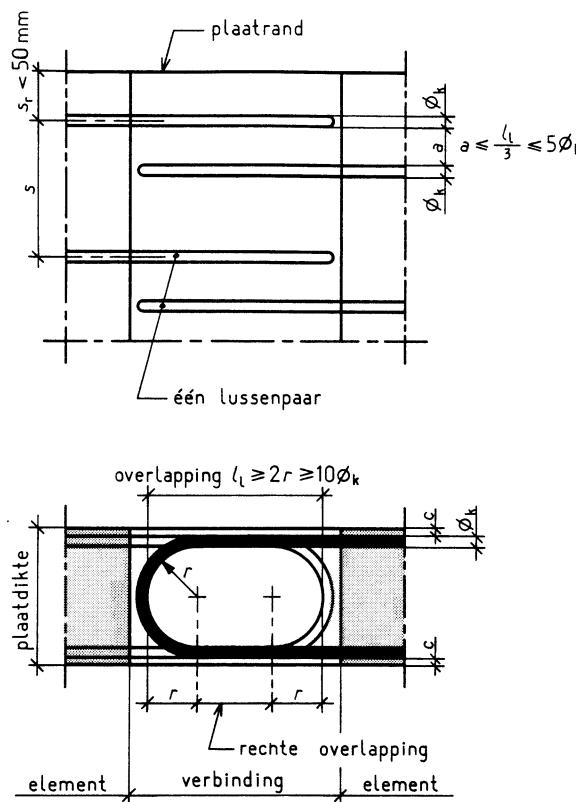
Omdat spreidankers en lijmankers ten tijde van het verschijnen van deze norm nog niet voorzien zijn van een kwaliteitsverklaring, dient men uit te gaan van de door een erkende keuringsinstelling bepaalde waarden.

Tevens dient men rekening te houden met de conclusies van de SBR-rapporten 153 en 186 en de CUR-aanbeveling 25.

Nadere informatie is opgenomen in het Stuvo rapport nr. 85.

Het artikel geldt ook niet voor bevestigingsmiddelen van (gevel)elementen. Aanbevolen wordt hiervoor de volgende richtlijn aan te houden:

De toe te passen materialen voor bevestiging van vooraf vervaardigde elementen onderling dan wel aan een ondersteunende constructie moeten duurzaam zijn voor ten minste de overeengekomen levensduur van de constructie. In geval van chemische en/of fysische onverdraagzaamheid van materialen zullen (in de contactvlakken) voorzieningen moeten worden aangebracht, die aantasting voorkomen. De materialen moeten worden beschermd tegen chemische en fysische aantasting en tegen brand.



Figuur 116 – Lusverbinding

9.15.2 Dwarswapening

De oppervlakte A_{sd} van de totale doorsnede van de dwarswapening moet worden bepaald uit:

$$A_{sd} \geq A_s \left[\frac{f_s}{f_b} \frac{1}{\alpha (40 + 1,6 \frac{l_1}{\phi_k})} - 4 \right]$$

waarin:

A_s is de oppervlakte van de doorsnede van één lusstaaf ($1/4 \pi \phi_k^2$);

f_s is de rekenwaarde van de treksterkte van het staal van de lussen;

f_b is de rekenwaarde van de treksterkte van het beton in de lusverbinding;

$\alpha = 0,5 + 0,05 \frac{s_r}{\phi_k} \geq 1$

s_r is de afstand van het hart van de buitenste lus tot de plaatrand;

ϕ_k is de kenmiddellijn van de lusstaven;

l_1 is de som van de rechte overlapping en de binnenmiddellijn d van de lussen (zie figuur 116), verminderd met 20 mm.

9.15.3 Luswapening

Het aantal lussenparen n in verband met de dwarskracht moet ten minste voldoen aan:

$$n = \frac{V_d}{f_s A_s}$$

waarin:

V_d is de rekenwaarde van de dwarskracht;

Voor f_s en A_s : zie 9.15.2.

9.16 Ingestorte ankers

9.16.1 Geldigheid

De bepalingen hebben betrekking op in beton ingestorte ankers, al dan niet door middel van een mechanische koppeling (ankerbus), belast op afschuif- en trekkrachten.

Een verbinding moet uit ten minste twee ankers bestaan. Bij bezwijken van één anker moet bij een belastingsfactor van $\gamma_f = 1,1$ worden aangetoond dat geen uiterste grenstoestand wordt overschreden.

9.16.4 De grootte van N_{spl} hangt af van de afstand ten opzichte van de vrije rand(en) en/of ten opzichte van andere ankers.

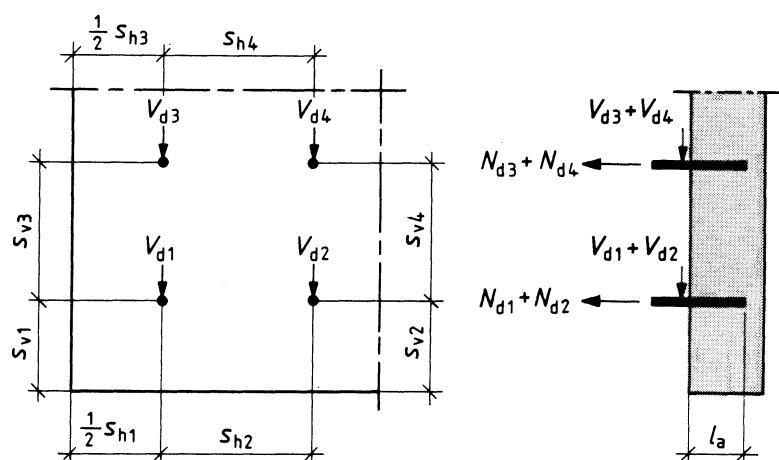
De gegeven formule is niet getoetst aan proeven waarbij N_d/V_d groter dan 1 is, zodat bij grote waarden van N_d/V_d voorzichtigheid is geboden. Het lijkt aanvaardbaar de gegeven formule toe te passen indien N_d/V_d kleiner dan of gelijk aan 2 is.

Bij grotere verhoudingen kan het bezwijken van het beton worden bepaald met de zogenaamde kegelformule. Nadere informatie kan worden ontleend aan CUR-Aanbeveling 25.

De onderlinge beïnvloeding van naast en/of onder elkaar geplaatste ankers is niet onderzocht. Als voorlopige richtlijn kan dienen, dat voor a_h en a_v bij verder van de rand gelegen ankers de afstanden mogen worden aangehouden tot deernaast of eronder gelegen ankers (zie figuur 117).

De wenselijkheid om wapening aan te brengen zal afnemen naarmate N_{di} kleiner dan $0,5 N_{spl}$ is. Of de ophangwapening dan geheel kan worden weggelaten, hangt mede af van de gevallen, die bezwijken zal veroorzaken.

In het geval dat N_{di} groter is dan N_{spl} kan scheurvorming optreden of kan zelfs een gedeelte van het beton losraken van de rest van de constructie.



Figuur 117 – Ankerplaatsing

De vervorming van de ankers loodrecht op hun as in de bruikbaarheidsgrenstoestand kan worden geschat met de formule:

$$\delta = \frac{V_{rep}}{k \varnothing_k f'_b}$$

waarin:

V_{rep} is de representatieve waarde van de afschuifkracht;

$k = 40$ voor een uit een bekist vlak stekend anker;

$k = 20$ voor een uit een stortvlak stekend anker;

δ is de vervorming ter plaatse van en evenwijdig aan het betonvlak;

\varnothing_k is de kenmiddellijn van het anker respectievelijk de uitwendige middellijn van de mechanische koppeling (ankerbus).

De vervorming van het anker wordt in hoofdzaak bepaald door het verbrijzelen van het beton onder het anker door overschrijding van de druksterkte.

De beproefingsresultaten vertonen ten aanzien van de vervorming een sterke spreiding. De formule moet daarom slechts worden gezien als een globale indicatie.

Aangezien de kwaliteit van een stortvlak minder is dan van een bekist vlak, geldt bij een stortvlak een lagere waarde voor k .

Omdat vervormingen groter dan $0,1 \varnothing_k$ onevenredig toenemen, wordt aanbevolen de vervorming te beperken tot $0,1 \varnothing_k$.

9.16.2 Sterkte van de ankers

De oppervlakte A_s van de spanningsdoorsnede van het anker, moet voldoen aan de voorwaarde:

$$A_s \geq \frac{\sqrt{(N_d^2 + 2V_d^2)}}{f_s}$$

Indien verankering plaats heeft door middel van een mechanische koppeling, moet deze ten minste dezelfde sterkte bezitten als het uit het beton stekende anker.

De oppervlakte A_s van het aan de achterzijde van de mechanische koppeling aanwezige anker mag worden berekend uit:

$$A_s \geq \frac{N_{di}}{f_s}$$

waarin:

N_{di} is de ideële trekkracht, te bepalen uit: $N_{di} = \sqrt{(N_d^2 + V_d^2)}$;

waarin:

N_d is de rekenwaarde van de normaalkracht;

V_d is de rekenwaarde van de afschuifkracht;

f_s is de rekenwaarde van de treksterkte van het anker; hiervoor mag geen grotere waarde dan de rekenwaarde van de vloe- of 0,2 %-rekgrens worden aangehouden.

9.16.3 Verankering

- De verankering moet worden berekend op de ideële trekkracht N_{di} volgens 9.16.2.
- Bij verankering op aanhechting moet de vereiste verankерingslengte worden berekend volgens 9.6, waarbij de verankeringslengte l_v mag worden gereduceerd tot l_{vr} volgens:

$$l_{vr} \geq \frac{\sqrt{(N_d^2 + 0,5V_d^2)}}{A_s f_s} l_v \leq 70 \text{ mm en } \leq 6 \varnothing_k$$

Bij de berekening van l_v moet voor \varnothing_k de ankermiddellijn met inbegrip van eventuele draad worden ingevoerd.

9.16.4 Splijten van het beton

De splijtkracht van het beton N_{spl} moet worden bepaald uit:

$$N_{spl} = \frac{1,8 f_b}{\frac{1}{s_h^2} + \frac{1}{s_v^2} + \frac{1}{l_a^2}}$$

waarin (zie figuur 118):

s_h is de kleinste waarde van de afstand tussen 2 ankers loodrecht op de richting van V_d of 2 maal de afstand tot de vrije rand;

s_v is de kleinste waarde van de afstand tussen 2 ankers in de richting van V_d of de afstand tot de vrije rand;

l_a is de lengte van het anker.

Voor de totale splijtkracht van groepen naast of boven elkaar geplaatste ankers behoeft geen kleinere waarde te worden aangehouden dan de kleinste waarde van de splijtkracht die volgt uit een berekening van elk als afzonderlijk te beschouwen anker, waarbij niet op de aanwezigheid van de andere ankers behoeft te worden gerekend.

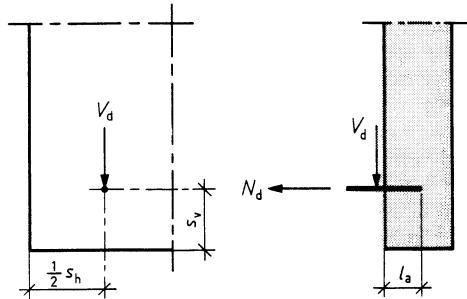
Om bezwijken ten gevolge van het splijten van het beton te voorkomen, moet worden voldaan aan de volgende bepalingen:

- Indien N_{di} kleiner is dan $0,5 N_{spl}$ is geen extra wapening nodig.
- Indien N_{di} niet kleiner is dan $0,5 N_{spl}$ en niet groter is dan N_{spl} moet onder het anker een ophangwapening worden aangebracht, die de kracht V_d moet kunnen opnemen. De dekking c moet zo klein mogelijk zijn (zie figuur 119).
- Indien N_{di} groter is dan N_{spl} moet naast de in b omschreven ophangwapening voldoende wapening aanwezig zijn om bij scheurvorming de samenhang van de constructie te waarborgen (zie figuur 120).

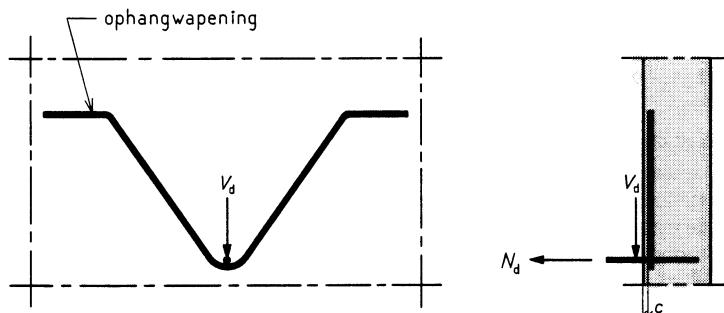
waarin:

N_{di} is de ideële trekkracht volgens 9.16.2.

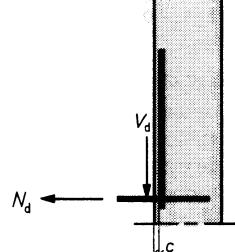
- 9.17.1 Ter beoordeling van de praktische uitvoerbaarheid van een mortelvoegverbinding wordt geadviseerd een proefopstelling te maken. Van geval tot geval kan dan worden nagegaan hoe de verwerkbaarheid van de specie moet zijn om de voeg goed te kunnen maken. De verwerkbaarheid is afhankelijk van de hoeveelheid water, de soort en de klasse van het cement.
Ook is een proefopstelling van belang voor de beoordeling van de waterdichtheid van de voeg. Het verdient aanbeveling, tijdens het werk na te gaan of de omstandigheden zich niet wijzigen.
Mortelvoegen zijn uitvoerig behandeld in SBR-rapport 34 en dienen bij voorkeur te worden gemaakt door middel van aangieten of ondersabelen.
Bij schuin afgewerkte voegen met een hoek kleiner dan 60° bestaat het gevaar, dat de schuine gedeelten al bij lage belastingen afspringen.
Het artikel heeft geen betrekking op kunstharsmortelvoegen.
- 9.17.2 Omdat de voegdikte sterk afhankelijk kan zijn van de wijze van uitvoering zijn hieraan geen eisen gesteld.
Het verdient aanbeveling de korrelafmetingen van het toeslagmateriaal voor de voegmortel aan te passen aan de voegdikte.
De voegdikte kan in bepaalde gevallen grote invloed uitoefenen op de sterkte van de verbinding. Omdat de maatafwijkingen van dezelfde orde van grootte kunnen zijn als de voegdikten, moet hiermee rekening worden gehouden.
Bij (gedeeltelijk) opgesloten voegen moeten de constructiedelen, die de opluiting van de voeg vormen, de daarvoor benodigde sterkte en stijfheid bezitten.



Figuur 118 – Grootheden voor splijtformule



Figuur 119 – Ophangwapening

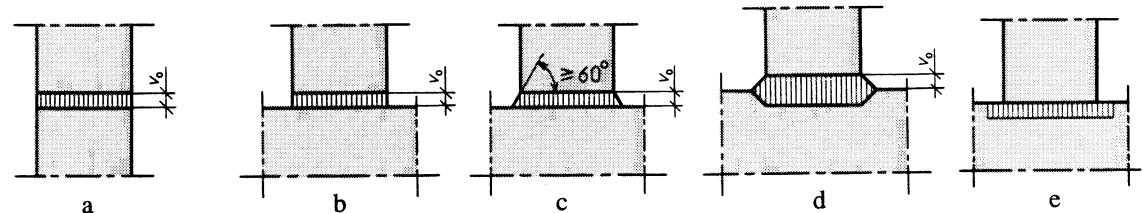


Figuur 120 – Ophangwapening en wapeningsnet

9.17 Mortelvoegen

9.17.1 Geldigheid

De bepalingen hebben betrekking op centrisch en excentrisch gedrukte mortelvoegen (figuur 121) tussen twee kolommen of wanden (zie figuur 121 a), dan wel tussen een kolom of wand en een plaat. Deze laatste voegen kunnen recht of schuin zijn afgewerkt (zie figuur 121 b en 121 c), dan wel gedeeltelijk opgesloten (zie figuur 121 d) of geheel opgesloten (zie figuur 121 e).



Figuur 121 – Typen mortelvoegen

9.17.2 Voegdikte

Bij niet-opgesloten voegen (zie figuur 121 a tot en met c) moet voor de voegdikte v de nominale maat v_0 , vermeerderd met 20 mm, in rekening worden gebracht.

Voor zijdelings gedeeltelijk opgesloten voegen (zie figuur 121 d) moet voor de voegdikte v de nominale maat van het niet-opgesloten gedeelte v_0 , vermeerderd met 20 mm, in rekening worden gebracht.

Voor zijdelings geheel opgesloten voegen (zie figuur 121 e) mag $v = 20$ mm worden gesteld.

Afwerklagen mogen niet worden beschouwd als opluitingen.

9.17.3 De formule voor f'_v kan worden toegepast zowel voor de berekening van centrisch als excentrisch belaste voegen. In het geval van excentrische belasting heeft de formule betrekking op de maximale drukspanning optredend langs één van de randen van de voegdoorsnede.

Bij de berekening moet worden uitgegaan van de onderstelling, dat ter plaatse van de voeg geen trekspanningen kunnen worden opgenomen.

Met k_1 wordt de onvolledige voegvulling in rekening gebracht; het is een reductiefactor die de verhouding aangeeft tussen het werkelijk gevulde en het volledige voegoppervlak. Vooral door luchttinsluitingen kunnen belangrijk reducties optreden (zie SBR-rapporten 34 en B7-4).

Bij andere wijzen van uitvoering van de voeg moet k_1 oordeelkundig worden vastgesteld.

De waarde k_5 is een reductiefactor, waarmee het verschil tussen de sterkte in het werk en die van de kubussen in rekening wordt gebracht.

De waarde k_2 is experimenteel bepaald en geeft de verhouding tussen de sterkten van de mortelvoegverbindingen en eenzelfde ongewapende monolietverbinding.

De waarden voor f'_v die met de hier genoemde waarden voor k_1 en k_5 worden berekend, zijn voldoende voor een groot aantal in de praktijk voorkomende constructies. Indien gewenst kunnen waarden van k_1 en k_5 worden ontleend aan een proefondervindelijke bepaling.

Indien de voeg wordt gemaakt door middel van aangieten of ondersabelen kan:

- de waarde k_1 worden vastgesteld op grond van een proefondersabeling of -ontgieten;
- de waarde $k_5 = 1$ worden gesteld, mits de karakteristieke druksterkte van het voegmateriaal wordt bepaald aan de hand van boorkernen (middellijn ≈ hoogte) of van uitgezaagde kubussen. De uit deze karakteristieke waarde af te leiden rekenwaarde voor de druksterkte voor het voegmateriaal f'_m kan worden ingevoerd in de formule voor k_3 .

Voor k_1 kan een hogere of lagere waarde dan 0,7 worden gevonden.

Luchtbellen die enigszins solitair voorkomen en regelmatig over het oppervlak zijn verdeeld met afmetingen kleiner dan $0,01 b$ respectievelijk $0,01 x$ met een maximum van 5 mm, mogen worden verwaarloosd.

Luchtbellen van $0,01 b$ respectievelijk $0,01 x$ tot $0,1 b$ respectievelijk $0,1 x$ moeten bij het bepalen van k_1 in rekening worden gebracht.

Luchtbellen groter dan $0,1 b$ respectievelijk $0,1 x$ mogen niet worden toegestaan.

De waarde k_5 mag gelijk aan 1 worden gesteld, aangezien de proefstukken afkomstig zijn uit de voeg op het werk. In gevallen waarin een groot elastisch en plastic verformingsvermogen wordt gevraagd is het aan te bevelen om in de einden van de elementen grenzend aan de voeg een deugdelijke splijtwapening aan te brengen, bijvoorbeeld in de vorm van extra beugels in een kolom.

9.17.3 Sterkte van de mortelvoegverbinding

De rekenwaarde van de sterkte van de mortelvoegverbinding f'_{v} moet worden bepaald uit:

$$f'_{v} = k_1 k_2 f'_{b}$$

waarin:

k_1 = 0,9 bij aangieten;

k_1 = 0,7 bij ondersabelen;

k_1 = 0,3 bij plaatsing van het element in een speciebed;

$$k_2 = k_3 \frac{5(1 - k_3) + k_4^2}{5(1 - k_3) + k_3 k_4^2};$$

$$k_3 = k_5 \frac{f'_m}{f'_b} \geq 1;$$

k_4 is de kleinste van de waarden $\frac{b}{v}$ en $\frac{x_u}{v}$;

b is de breedte van het gedrukte voegoppervlak;

x_u is de lengte van het gedrukte voegoppervlak, te berekenen op basis van het σ - ϵ -diagram van figuur 4 (zie figuur 122);

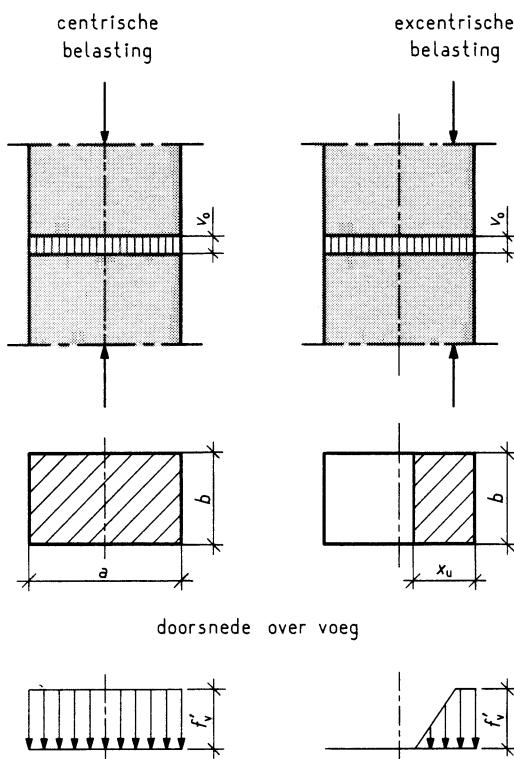
v is de voegdikte volgens 9.17.2;

k_5 = 0,5;

f'_m is de rekenwaarde van de druksterkte van de voegmortel die gelijk moeten worden gesteld aan 0,6 maal de karakteristieke druksterkte, bepaald op de wijze zoals vermeld in 6.1.1;

f'_b is de laagste rekenwaarde voor de druksterkte van de beide aansluitende delen. Voor de ondersteuningen bij de voegtypen als aangegeven in figuur 121 b tot en met e, is een verhoogde rekenwaarde voor de druksterkte van toepassing (f'_{bo}), overeenkomstig 9.14.2.

In geval van excentrische druk moet voor de bepaling van de verhoogde rekenwaarde voor de druksterkte het oppervlak bx_u als plaatselijk centrisch belast worden beschouwd. Hierbij moet voor de bepaling van a_l de waarde van x_u worden aangehouden (zie figuur 122).



Figuur 122 – Berekening mortelvoegen

- 10.4 In het kader van een goede kwaliteitszorg is met name van belang dat de verantwoordelijkheden en bevoegdheden van alle participanten goed zijn vastgelegd en dat de onderlinge informatievoorziening op een adequate wijze is geregeld.

Naast de regeling van de verantwoordelijkheden van de hoofdconstructeur zal ook aandacht moeten worden besteed aan verantwoordelijkheden en bevoegdheden van de directie, kwaliteitsmanagers, ontwerpers, architecten en adviseurs, personen met uitvoerende en controlerende taken, onderaannemers, leveranciers en toezichthouders.

Een van de belangrijkste aandachtspunten met betrekking tot de informatievoorziening is een goede coördinatie tussen ontwerp en uitvoering.

Veel aandacht verdienen ook de gegevens-verschaffing ten behoeve van het ontwerp, het bestek, het documentbeheer, de informatie over produkten en de benodigde uitvoeringsinstructies.

10 Administratieve en uitvoeringstechnische bepalingen

10.1 **Algemeen**

Voldaan moet worden aan de in 10.2 van NEN 6700:1991 gestelde eisen ten aanzien van het ontwerp. In aanvulling hierop gelden de bepalingen volgens 10.2 tot en met 10.6.

10.2 **Betontechnologie**

Met betrekking tot betontechnologische aspecten moet zijn voldaan aan NEN 5950:1995.

10.3 **Uitvoering**

Bij de uitvoering van betonconstructies moet worden voldaan aan NEN 6722: 1989.

10.4 **Verantwoordelijkheid**

Tekeningen en berekeningen en andere bescheiden die nodig zijn voor de uitvoering van betonconstructies moeten zijn voorzien van naam, adres en handtekening van de verantwoordelijke constructeur. Indien twee of meer constructeurs bij een betonconstructie zijn betrokken, moet vooraf een taakverdeling worden vastgelegd, waarbij de verantwoordelijkheden moeten worden geregeld. Daarbij moet één van de betrokkenen worden aangewezen als hoofdconstructeur, dat wil zeggen als degene die verantwoordelijk is voor alle constructies van het betreffende bouwwerk.

10.5 **Bestek**

Betonconstructies moeten ten behoeve van de uitvoering worden beschreven in het bestek en/of werkomschrijvingen en worden weergegeven op tekeningen die een volledig beeld geven van de te maken constructies.

Op de tekeningen en/of in het bestek en werkomschrijvingen moeten ten minste en voor zover van toepassing de volgende gegevens worden verstrekt:

- de volledige maatvoering;
- de plaats en de hoeveelheid van de wapening;
- de soort en de leveringstoestand van het betonstaal en/of voorspanstaal;
- de oppervlakte-beoordelingsklasse;
- de betondekking;
- de in te storten onderdelen;
- alle sparingen en sleuven, ook tijdelijke;
- de sterkteklaas van het beton;
- de milieuklaas;
- de maximaal toelaatbare maatafwijkingen;
- de cementsoort;
- de soort(en) toeslagmateriaal;
- de volgorde van het storten en de stortsnellheid van de betonspecie;
- aanwijzingen voor eventuele stortnaden;
- het tijdstip en volgorde van ontkisten en voorspannen;
- de vereiste minimale gemiddelde kubusdruksterkte ten behoeve van het ontkisten en het voorspannen;
- de wijze van nabehandelen;
- de maximale temperatuur die het constructiedeel mag bereiken;
- de maximale korreldiameter van het toeslagmateriaal.

10.6 **Toezicht**

Het toezicht bij de uitvoering van betonconstructies moet plaatsvinden door of namens of in overleg met de in 10.4 bedoelde hoofdconstructeur.