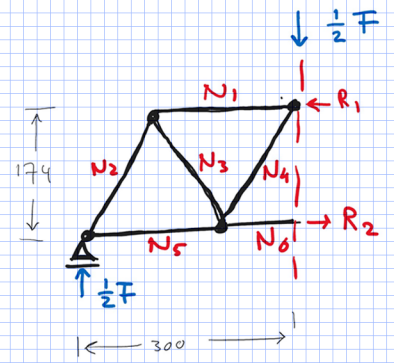
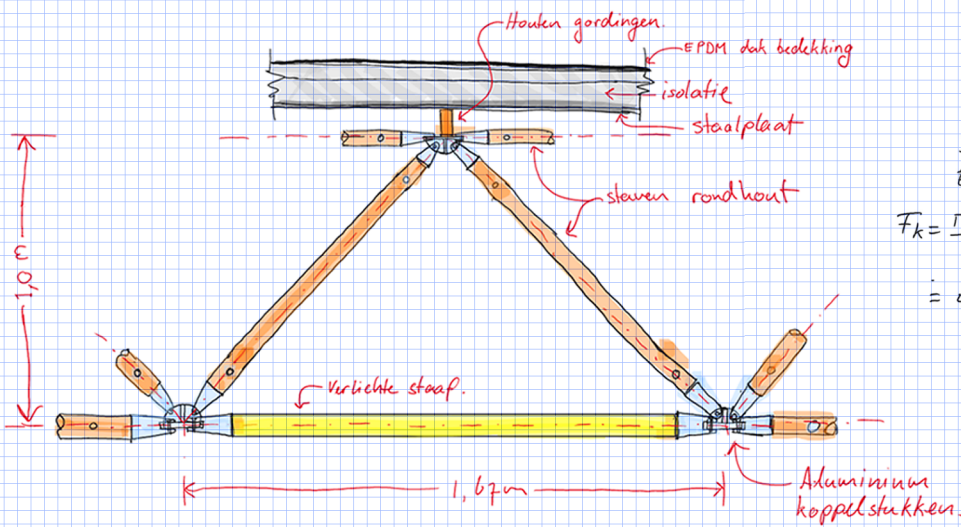


# Vademecum

voor draagconstructies van gebouwen

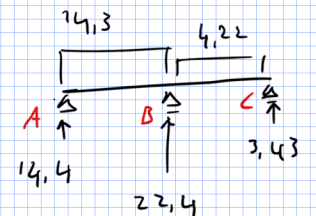
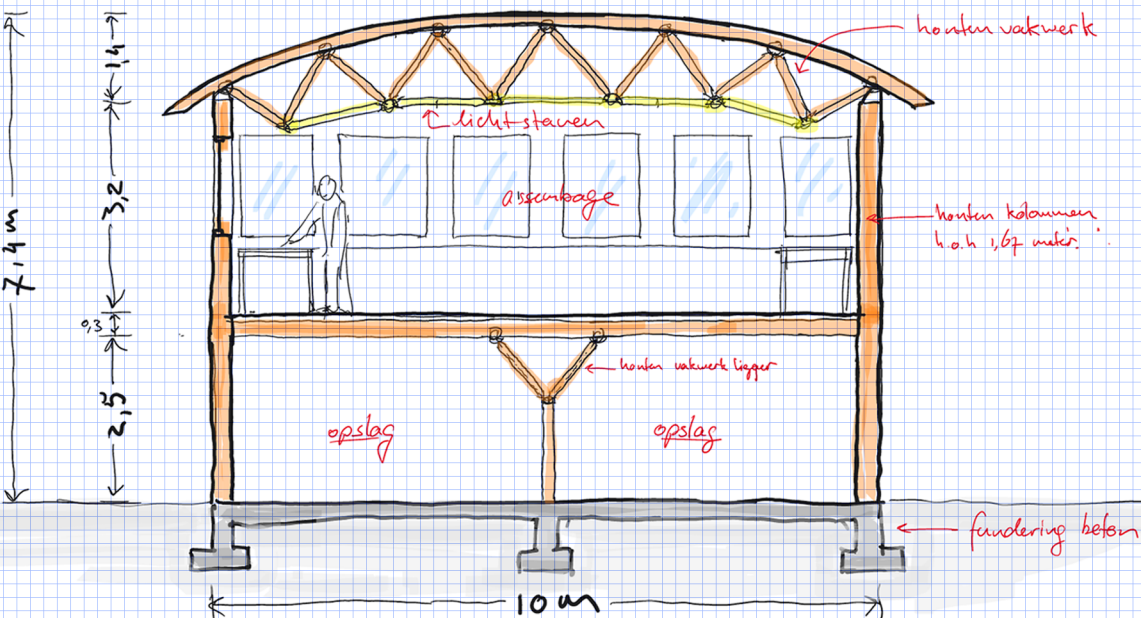
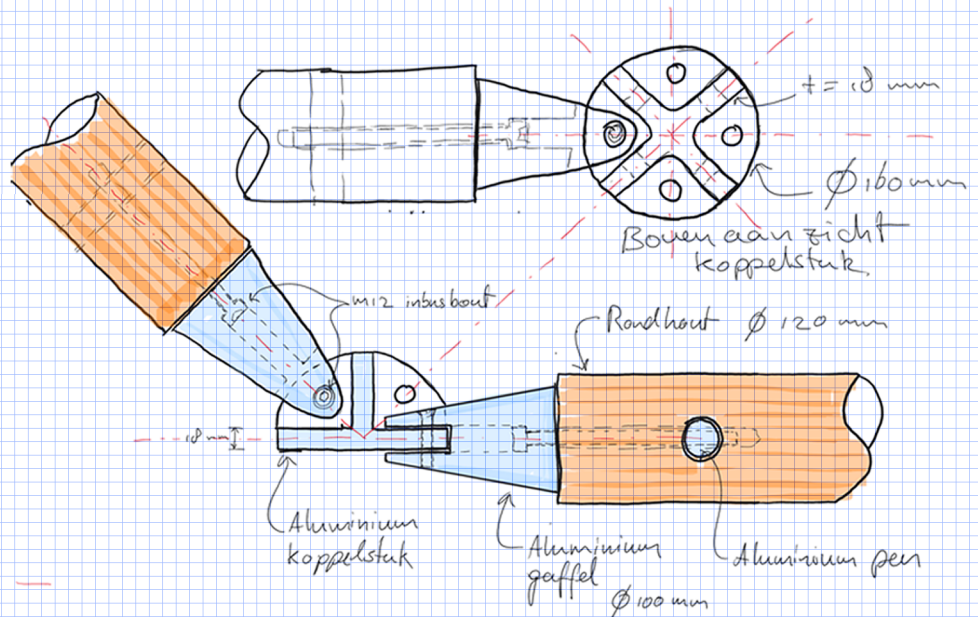
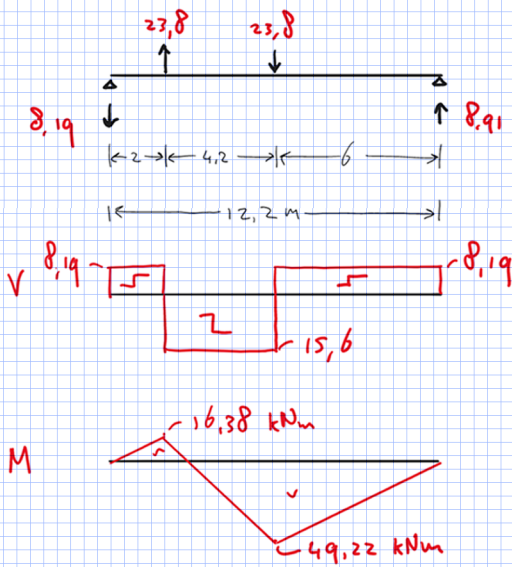
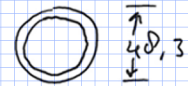
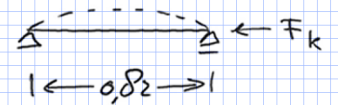


$$I = 101 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_k = \frac{\pi^2 EI}{l^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210\,000 \cdot 101 \cdot 10^3}{2248^2}$$

$$= 41,4 \cdot 10^3 \text{ N}$$



Ontwerp  
Mechanica  
Eurocodes  
Berekeningen

Deze pagina is leeg gelaten.

# Vademecum voor draagconstructies van gebouwen

© Chair of Structural Design and Mechanics, Delft

Versie: 11 april 2022

Auteurs: Jan Arends  
Ate Snijder  
Basia van Vliet  
Stijn Brancart

Redacteurs: Pim Buskermolen  
Julia Schönwälder  
Dirk Rinze Visser  
Silke Prinsse

# Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Voorwoord</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Inleiding</b>	<b>6</b>
2.1	Materialisatie	7
2.2	Sterkte, stijfheid en stabiliteit	8
2.3	Een controleberekening uitvoeren	9
<b>3</b>	<b>Ontwerp</b>	<b>10</b>
3.1	Staal	11
3.2	Hout	21
3.3	Beton	29
<b>4</b>	<b>Mechanica</b>	<b>37</b>
4.1	Symbolen	38
4.2	Doorsnedegrootheden	39
4.3	Vergeet-me-nietjes (standaardgevallen)	41
4.4	Basisknikgevallen	42
<b>5</b>	<b>Belastingen</b>	<b>43</b>
5.1	Belastingscombinaties en grenstoestanden	44
5.2	Permanente belastingen	49
5.3	Veranderlijke belastingen I, gebouwen	52
5.4	Veranderlijke belastingen II, wind	53
5.5	Veranderlijke balastingen III, regenwater en sneeuw	61
5.6	Veranderlijke belastingen IV, buitengewone belastingen	62
5.7	Bruikbaarheidscriteria	63
<b>6</b>	<b>Materiaaleigenschappen</b>	<b>65</b>
6.1	Staal	66
6.2	Hout	71
6.3	Beton	78
6.4	Betonstaal	83
<b>7</b>	<b>Voorbeeldberekeningen</b>	<b>84</b>
7.1	Globale dimensionering ligger	85
7.2	Globale dimensionering kolom	94
7.3	Globale dimensionering uitkragende liggers	102
7.4	Globale dimensionering vakwerkliggers	125
<b>8</b>	<b>Bijlagen</b>	<b>136</b>
8.1	Eurocodes	137



# 1 Voorwoord

Het document bestaat uit vier componenten: Ontwerp, Mechanica, Eurocodes en Voorbeeldberekeningen.

- Ontwerp
  - Vuistregels voor dimensioneren
  - Gangbare draagconstructies
  - Gangbare verbindingen
- Mechanica
  - Formules standaardgevallen
  - Formules doorsnedegrootheden
- Eurocodes
  - Belastingen en belastingcombinaties
  - Grenstoestanden
  - Materiaaleigenschappen
- Voorbeeldberekeningen
  - Ligger
  - Uitkragende ligger
  - Kolom
  - Vakwerk

Dit vademecum is samengesteld voor studenten Bouwkunde aan de TU Delft en dient als hulpmiddel bij ontwerpprojecten en vakoefeningen. De informatie is bedoeld voor onderwijsdoeleinden en niet voor een uiteindelijke constructieve toetsing van werkelijke constructies. Voor een dergelijke 'echte wereld' toepassing wordt in elk hoofdstuk verwezen naar de bron. In grote lijnen zijn dat:

**Het Bouwbesluit.** Online beschikbaar via: [www.rijksoverheid.bouwbesluit.com](http://www.rijksoverheid.bouwbesluit.com). Om een bouwvergunning te verkrijgen moet een ontwerp voor een bouwwerk voldoen aan het Bouwbesluit. Verbouwingen vallen ook onder het bouwbesluit. Het Bouwbesluit beschrijft alle bouwkundige prestatie-eisen waaraan bouwwerken wettelijk minimaal moeten voldoen.

**De Eurocodes.** Online beschikbaar voor studenten van de TU Delft via [www.tudelft.nl/library](http://www.tudelft.nl/library) in databases -> NEN-Connect. Voor de eisen aan het constructief ontwerp verwijst het Bouwbesluit onder meer naar de Eurocodes. In Nederland worden de Eurocodes uitgegeven door het NEN (Nederlands Normalisatie-instituut). Met deze normenreeks (NEN-EN 1990 t/m. NEN-EN 1999 en de bij elk deel daarvan behorende nationale bijlage) kan worden aangetoond dat een bouwwerk op het gebied van constructieve veiligheid voldoet aan de prestatie-eisen van het Bouwbesluit. Voor een overzicht van de huidige Eurocodes zie bijlage A.

In dit vademecum zijn grote delen van de 'Quick Reference Guide' van de faculteit CiTG overgenomen. De auteurs zijn hun collega's van CiTG hiervoor zeer dankbaar.

## 2 Inleiding

Dit vademecum bevat basisgegevens voor het ontwerpen en dimensioneren van onderdelen van een Draagconstructie. Een draagconstructie dient om alle krachten die op een gebouw werken op een veilige manier af te voeren naar de fundering. Bij het dimensioneren van de onderdelen van een draagconstructie worden de afmetingen zo goed mogelijk ingeschat met behulp van vuistregels of kentallen. Vervolgens controleren we met eenvoudige berekeningen of deze elementen voldoen aan de norm.

Er zijn in principe twee mogelijkheden voor een draagconstructie: schijvenbouw en skeletbouw. Bij schijvenbouw worden de vloeren en het dak gedragen door buitenmuren en binnenwanden, bij skeletbouw door kolommen en liggers. Skeletbouw maakt een gebouw meer flexibel. Een stramienmaat van 6 tot 10 meter geeft een economisch gunstige opbouw van de draagconstructie voor een verdiepingsgebouw. Grotere overspanningen zijn overigens ook goed mogelijk, maar geven wel een grotere constructiehoogte van de vloeren met de balken.

De onderdelen van een draagconstructie worden als geprefabriceerde elementen of als 'grondstoffen' op de bouwplaats aangevoerd. Geprefabriceerde elementen zijn bijvoorbeeld stalen balken en prefab betonnen balken, maar ook vloer- en gevelelementen. Maximale afmetingen hiervan worden begrensd door de transportmogelijkheden. De maximale afmetingen van te transporteren objecten zijn ongeveer 2,50 meter bij 3,40 meter bij 14 meter. Grotere afmetingen of zeer zware prefab constructies vereisen speciaal, dus duur transport.

Niet zelden zijn er grote kolomvrije ruimtes nodig, waarbij grote overspanningen onontbeerlijk zijn. Behalve aan uitzonderlijk transport van grote prefab constructie-elementen, kunnen we dan ook denken aan het op de bouwplaats aan elkaar monteren van kleinere delen. Bij betonconstructie kunnen we denken aan in het werk gestort beton. De elementen daarvan, zoals de wapening en de betonspecie worden als 'grondstoffen' aangevoerd. Constructief gezien, is het verstandig om grote kolomvrije ruimten boven in het gebouw te ontwerpen, het liefst direct onder het dak. Daardoor kunnen de afmetingen van de draagconstructiedelen beperkt blijven. Er behoeven geen zware balken te worden toegepast om kolommen te ondersteunen. Nadeel is dat bij grote vergaderzalen er veel mensen naar boven moeten, wat ruime verkeersruimten en voldoende liften noodzakelijk maakt. We zullen hier dus een compromis moeten vinden.

In hoofdstuk 6.4.2 Voorbeeldberekeningen worden enkele algemene onderdelen voor het dimensioneren van een draagconstructie besproken. Daarbij wordt uitgegaan van een eenvoudig kantoorgebouw met een skeletconstructie. De te dimensioneren en te controleren ligger en kolom zijn genomen uit genoemd kantoorgebouw. Bij de uitkragende ligger wordt hierop voortgeborduurd. De vakwerkberekeningen maken geen deel uit van deze schematisering en zijn op zichzelf staande voorbeelden.

## 2.1 Materialisatie

Voor de draagconstructie staan ons verschillende materialen ter beschikking. De meest gebruikelijke zijn baksteen, beton, staal en hout. Baksteen wordt vooral gebruikt voor wanden en staal voor kolommen en liggers. Geprofileerde staalplaten worden veel gebruikt voor daken en gevels en staalplaatbetonvloeren. Beton en hout kunnen voor alle draagconstructie-elementen worden toegepast. Enkele minder gebruikte bouwmaterialen voor draagconstructies zijn natuursteen, aluminium, vezel versterkte kunststoffen en glas. Vooral met de laatste twee materialen wordt de laatste tijd veel geëxperimenteerd.

Elk materiaal heeft zijn gunstige eigenschappen maar ook zijn beperkingen. Hout is een licht materiaal maar is meer dan staal en beton beperkt in zijn draagkracht. Het materiaal is onderhevig aan kruip en er zijn bovendien heel moeilijk momentvaste verbindingen mee te realiseren. Met beton en staal kunnen veel grotere afmetingen worden gerealiseerd en is ook de draagkracht groter. Met staal kunnen relatief gemakkelijk moment-

vaste verbindingen worden gemaakt, waardoor ook grotere uitkragingen mogelijk zijn. Beton is een relatief zwaar constructiemateriaal en heeft als vervelende eigenschap dat het, evenals hout, kruipt, waardoor grote vervormingen kunnen ontstaan.

Hout wordt als zeer duurzaam gezien, duurzaam in de betekenis van weinig energie voor vervaardiging en gemakkelijk vervangbaar. Bij staal is dat minder. Wel is staal goed recyclebaar maar de fabricage kost veel energie, terwijl ook de winning van het ijzererts steeds meer energie zal gaan kosten. Desondanks kwam bij een onderzoek naar de duurzame bouw van een middelgroot kantoor een staalskelet met houten kanaalplaatvloeren als meest duurzame draagconstructie naar voren. Duurzaamheid hangt ook sterk af van het gebruik van de materialen. Bij bijvoorbeeld betonkern-activering kan ook een betonconstructie heel duurzaam zijn, eventueel in combinatie met gerecycled beton als grondstof voor de nieuwe betonconstructie.

## 2.2 Sterkte, stijfheid en stabiliteit

Elke draagconstructie moet aan drie eisen voldoen: sterkte, stijfheid en stabiliteit. Dat betekent dat ze onder een bepaalde belasting (zie hoofdstuk 5 voor het bepalen van belastingen en belastingcombinaties) niet mag bezwijken, niet overdreven mag vervormen en niet mag omvallen. Alle belastingen, zowel verticaal als horizontaal, moeten daarbij via de draagconstructie naar de fundering geleid kunnen worden. Verticale belastingen zijn voornamelijk afkomstig van het gewicht van de gebruikte materialen en het gebruik. De belangrijkste horizontale belasting voor Nederland is wind. Ook aardbevingskrachten worden steeds minder zeldzaam, die komen hier niet aan bod.

### 2.2.1 Sterkte en stijfheid

Het dimensioneren van constructie-elementen gebeurt in grote mate op basis van de eisen voor sterkte en stijfheid. De zwaarst belaste constructie-elementen zullen doorgaans maatgevend zijn en bepalen de afmetingen van de volledige draagconstructie. Zowel sterkte als stijfheid kunnen daarbij maatgevend zijn. Kolommen en wanden die hoofdzakelijk op druk worden belast, zullen eerst op sterkte falen. Bij vloerplaten zal dan weer vaak de stijfheid bepalend zijn. Uiteraard is het belangrijk altijd beide na te kijken. Hoofdstuk 3 toont enkele schattingsregels om tijdens het voorontwerp constructie-elementen te dimensioneren. Hoofdstuk 6.4.2 toont aan de hand van voorbeeldberekeningen hoe je met eenvoudige formules constructie-elementen op sterkte en stijfheid kan controleren en dimensioneren. Als ontwerper heb je heel wat instrumenten in handen om de sterkte en stijfheid van een draagconstructie te verhogen. Je kiest de materialen, maar ook de afmetingen van de profielen. Een grotere doorsnede verlaagt bijvoorbeeld de normaalspanning in een kolom of trekstaaf. Een grotere profielhoogte zorgt dan weer voor een hoger oppervlaktemoment en dus een lagere buigspanning in bijvoorbeeld een ligger. Maar ook de overspanningslengte, de hart-op-hart afstand en het gewicht van een constructie spelen een belangrijke rol.

### 2.2.2 Stabiliteit

Een draagconstructie kan zowel lokaal als globaal instabiel zijn. De meest voorkomende lokale instabiliteit is knik. Knik ontstaat wanneer elementen die worden onderworpen aan een hoge drukkracht plots uit het vlak gaan buigen. De verplaatsingen die daardoor ontstaan zijn vaak erg groot en hebben doorgaans gevolgen voor de stabiliteit van het volledige gebouw. Knik is voornamelijk een aandachtspunt in kolommen, drukstaven, dragende wanden en andere draagconstructie-elementen die voornamelijk op druk worden belast. Hoofdstuk 4 toont enkele veel voorkomende knikgevallen. Naast het nakijken van individuele elementen, is het ook belangrijk de horizontale stabiliteit van de volledige draagconstructie in orde te brengen. Horizontale belastingen zoals de windbelasting moeten, net als de verticale belasting, via de draagconstructie naar de fundering worden afgeleid.

De constructie moet daarbij standzeker zijn. Algemeen maken we onderscheid tussen een geschoorde en ongeschoorde constructie. Een ongeschoorde constructie ontleent zijn stabiliteit aan de primaire constructie door moment- of buigvaste verbindingen (portalen). Bij een geschoorde constructie worden stabiliteitselementen zoals stabiliteitskruisen of schijven toegevoegd om de horizontale stabiliteit te verzekeren.

Bij schijvenbouw zorgen de schijven doorgaans voor voldoende standzekerheid. Bij skeletbouw daarentegen moeten maatregelen worden genomen om de standzekerheid te verzekeren. Bij gebouwen met slechts enkele verdiepingen kunnen momentvaste verbindingen tussen de funderingsconstructie, de kolommen en de liggers worden toegepast. Bij toepassing van prefab betonnen kolommen kiest men gewoonlijk voor ingeklemde kolommen, momentvast verbonden met de fundering. Bij staalconstructies kiest men eerder voor momentvaste verbindingen tussen kolommen en liggers. Een voorbeeld daarvan zijn portalen. Wanneer de gebouwhoogte toeneemt, nemen ook de momenten in de verbindingen van een ongeschoorde constructie sterk toe. De constructie-elementen zullen dan erg zwaar uitgevoerd moeten worden om al te grote vervormingen te voorkomen. Daarom kiest men bij hogere gebouwen meestal voor geschoorde constructies. Schijven, schoren en stabiliteitskruisen zorgen dan voor de standzekerheid. Ook lift- en leidingschachten of wanden van trappenhuizen worden vaak als stabiliteitskernen gebruikt. Een stabiel gebouw met een geschoorde constructie moet aan de volgende regels voldoen:

1. Vloeren en daken moeten (in het horizontale vlak) in principe als stijve of vormvaste constructies worden uitgevoerd.
2. Er zijn per verdiepingvloer en het dak minimaal drie verticale stabiliteitsvlakken nodig (schijven of diagonalen).
3. Deze drie stabiliteitsvlakken mogen niet allemaal evenwijdig aan elkaar lopen en ook mogen de snijassen ervan niet samenvallen. (In de plattegrond gezien mogen de projectielijnen van de stabiliteitswanden niet door één punt gaan: rotatie-instabiliteit.)

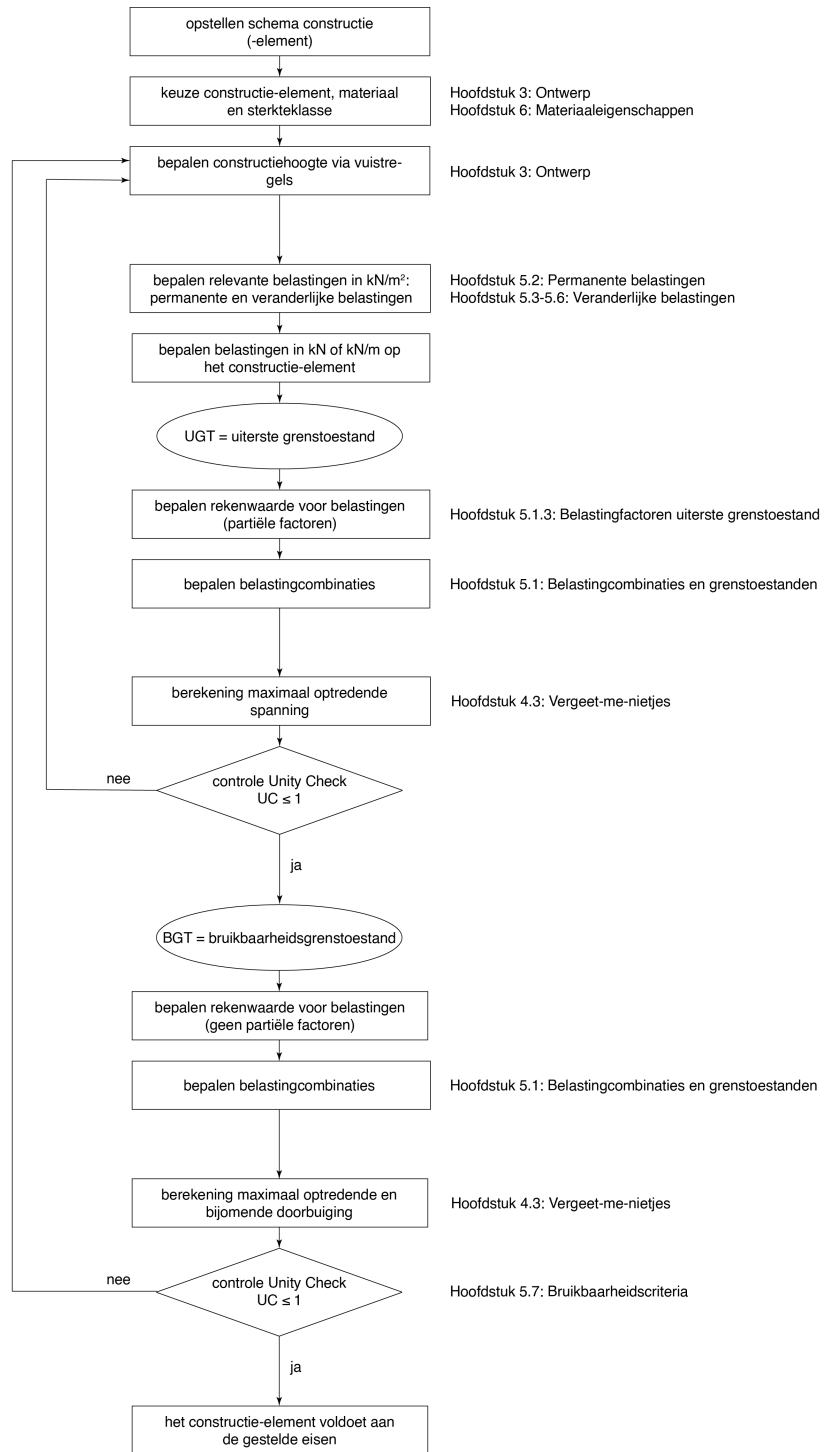
Hoe verder de snijassen uit elkaar liggen, hoe stijver de constructie is en des te kleiner de krachten in de stabiliteitselementen zijn. Bedenk ook dat stabiliteitselementen alleen krachten kunnen opnemen in hun vlak en niet loodrecht op het vlak! In de praktijk worden meestal minimaal vier stabiliteitswanden toegepast, zodat horizontale krachten in alle richtingen beter opgenomen kunnen worden. Als vuistregel geldt dat in een geschoorde constructie de totale lengte van de stabiliteitselementen in een bepaalde richting minimaal 1/5 bedraagt van de lengte van het gebouw in diezelfde richting.

### 2.3 Een controleberekening uitvoeren

Aan de hand van een controleberekening ga je na of een constructie-element de belasting die erop zal plaatsvinden kan dragen. Dit stroomschema toont de verschillende stappen die je daarvoor moet ondernemen. De gegevens die je daarvoor nodig hebt, zoals materiaaleigenschappen en vuistregels, kan je terugvinden in de verschillende hoofdstukken van dit vademecum.

**Constructie-element aanpassen:**

- een hoger of groter profiel kiezen als de waarden te hoog zijn
- een lager of kleiner profiel kiezen als de waarden erg laag zijn
- het schema aanpassen, bijvoorbeeld door de overspanning te verkleinen of een scharnier door een buigvaste verbinding te vervangen
- het aanpassen van de draagconstructie, bijvoorbeeld het aanbrengen van extra stabiliteitsverbanden
- het kiezen van een ander constructie-element



## 3 Ontwerp

Dit hoofdstuk is geordend per constructiemateriaal:

- Staal
- Hout
- Beton

Per constructiemateriaal worden drie onderdelen gepresenteerd:

- Schattingsregels
- Voorbeelden van constructies
- Voorbeelden van verbindingen

De schattingsregels zijn overgenomen uit Jellema deel 7 - Bouwmethodiek. Ze kunnen worden gebruikt in het vroege ontwerpstadium om veelvoorkomende overspanningsconstructies te dimensioneren. De hierdoor verkregen afmetingen van de constructie zijn uiteraard slechts indicatief. Uiteindelijk moeten constructieberekeningen worden uitgevoerd om te toetsen of de constructiedelen daadwerkelijk voldoende sterk en stijf zijn.



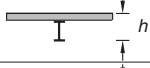

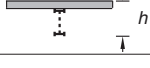

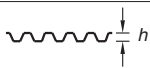

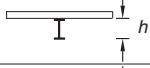

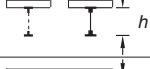

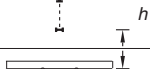





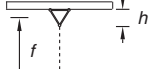

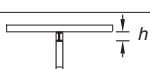





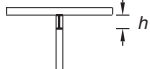





De voorbeelden van gangbare constructies zijn gepresenteerd met ook weer hun eigen schattingsregels. Deze voorbeelden kunnen als uitgangspunt dienen bij de opzet van een ontwerp van een constructie.

De voorbeelden van gangbare verbindingen tussen constructiedelen zijn gepresenteerd, waarbij steeds is aangegeven om welk type verbinding het gaat: (rol)scharnier of moment-vast. Ook hier dient de informatie als eerste aanzet bij het ontwerp van een verbinding.

De voorbeelden van constructies en verbindingen zijn overgenomen uit de 'Quick Reference Guide' van de faculteit CiTG.

### 3.1 Staal

#### 3.1.1 Schattingsregels staalconstructies

benaming	doorsnede	$h$	opmerking	gangbaar overspanningsgebied	
<b>VLOERCONSTRUCTIES</b>				$\ell = 5$	10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75
staalplaat-betonvloeren		$\frac{1}{20} - \frac{1}{25} \ell$			
(staalplaat-) betonvloeren met I-balken		$\frac{1}{20} - \frac{1}{25} \ell$			
(staalplaat-) betonvloeren met vakwerkligger		$\approx \frac{1}{15} \ell$			
<b>DAKCONSTRUCTIES</b>				$\ell = 5$	10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75
geprofileerde staalplaat		$\frac{1}{50} - \frac{1}{60} \ell$	dikte plaat 0,75 à 1,25 mm		
warmgewalste met I-balken		$\frac{1}{30} - \frac{1}{35} \ell$			
raat- en plaatliggers		$\frac{1}{20} - \frac{1}{30} \ell$			
vakwerkliggers		$\frac{1}{10} - \frac{1}{15} \ell$			tot 60 m en meer
ruimtelijke vakwerkliggers		$\frac{1}{12} - \frac{1}{16} \ell$			tot 60 m en meer
vollewandbogen		$\frac{1}{60} - \frac{1}{80} \ell$	$f > \approx \frac{1}{8} \ell$		tot 80 m en meer
vakwerkbogen		$\frac{1}{30} - \frac{1}{40} \ell$	$f > \approx \frac{1}{8} \ell$		tot 100 m en meer
kniespanen		$\frac{1}{30} s$			
driehoekspanen		$\frac{1}{20} - \frac{1}{25} s$			
hoge bogen		$\approx \frac{1}{30} s$			
koepeldaken			netwerk van staven		tot 100 m en meer
kabelconstructies			zeeg $f \approx \frac{1}{20} \ell$		tot 100 m en meer
ruimtevakwerken		$\sim \frac{1}{25} \ell$			

### 3.1.2 Schattingsregels kolommen en wanden

#### Kolommen

Schattingsregels voor kolommen zijn minder nauwkeurig dan voor vloeren en liggers. De belasting is namelijk in hoge mate afhankelijk van de hart-op-hart afstand van de kolommen en de hoeveelheid gedragen verdiepingen. Ook de kniklengte van de kolom is erg bepalend voor de vereiste doorsnede van de kolom.

De onderstaande schattingsregels voor stalen kolommen gelden voor:

- Kolommen van kokers, HEA profielen of zwaarder
- Een kolommen grid van maximaal 8 bij 8 meter.
- De verdiepingshoogtes zoals in de tabel aangegeven.
- Een geschoorde constructie (dat betekent dat de standzekerheid van het gebouw wordt gewaarborgd door de wanden of windverbanden en niet door momentvaste verbindingen).

#### Staalkolom

Aantal verdiepingen	Verdiepingshoogte	Kolom afmeting * [mm]
$v = 1$	$L \leq 8\text{m}$	$L / 25$
$1 < v \leq 3$	$L \leq 4\text{m}$	$L / 20$
$3 < v \leq 5$	$L \leq 4\text{m}$	$L / 16$
$5 < v \leq 8$	$L \leq 4\text{m}$	$L / 13$
$8 < v \leq 12$	$L \leq 4\text{ m}$	$L / 11$

\* De kolomafmeting die gevonden wordt geldt voor de richting waarin de kolom zal uit knikken. Dit is gewoonlijk de zwakke richting, tenzij knikverkorters zijn toegepast.

\*  $v$  is het aantal verdiepingen dat door de kolom gedragen wordt.

\*  $L$  is de lengte van de kolom (gelijk aan verdiepingshoogte).

#### Wanden

Wanden van staal zijn meestal geconstrueerd als een serie stalen kolommen met stijl en regelwerk ertussen en een lichte bekleding. De afmeting van de wand kan dus met de schattingsregels voor kolommen worden bepaald. Ook hier geldt dat andere dan de constructieve eisen maatgevend kunnen zijn. Denk hierbij aan brandvertraging en akoestische en thermische isolatie.

#### Stabiliteitsvlakken (windverbanden)

Staalconstructies worden meestal standzeker gemaakt door middel van een geschoord raamwerk, ook wel windverband genoemd.

#### Stabiliteitswand

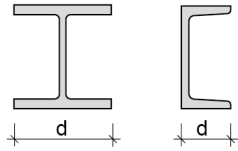
Een windverband in een staalconstructie heeft een lengte (horizontale afstand tussen de stijlen) van de gebouwhoogte gedeeld door 6.



## 3.1.3 Staalconstructies

## stalen kolommen

standaardprofielen



één bouwlaag:

$$h_{\text{bouwlaag}} = 2 - 8\text{m}$$

$$d = h_{\text{bl}}/20 - h_{\text{bl}}/25$$

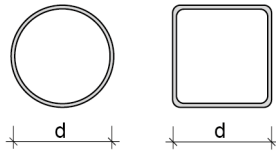
meerdere bouwlagen:

$$h_{\text{bl}} = 2 - 4\text{m}$$

$$d = h_{\text{bl}}/7 - h_{\text{bl}}/18$$

gewalste en gelaste U- en H-profielen

kokerprofielen



één bouwlaag:

$$h_{\text{bl}} = 2 - 8\text{m}$$

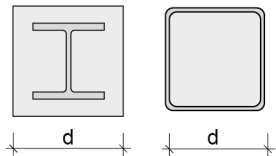
$$d = h_{\text{bl}}/20 - h_{\text{bl}}/35$$

meerdere bouwlagen:

$$h_{\text{bl}} = 2 - 4\text{m}$$

$$d = h_{\text{bl}}/7 - h_{\text{bl}}/28$$

kokerprofielen

staal-  
betonkolommen

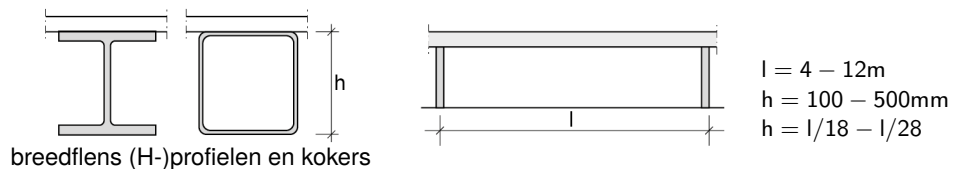
$$h_{\text{bl}} = 2 - 4\text{m}$$

$$d = h_{\text{bl}}/6 - h_{\text{bl}}/15$$

ingestorte en volgestorte profielen, bevatten altijd extra wapening

## hoofdliggers van verdiepingsvloeren

H-profielen en kokers



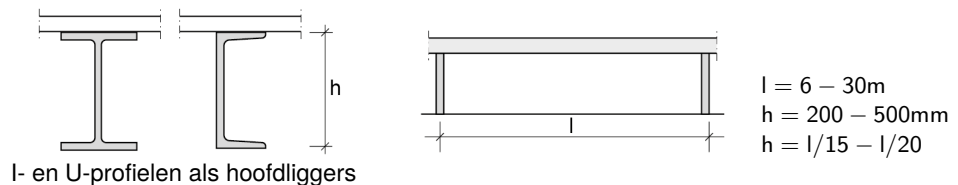
breedflens (H-)profielen en kokers

$$l = 4 - 12\text{m}$$

$$h = 100 - 500\text{mm}$$

$$h = l/18 - l/28$$

I- en U-profielen



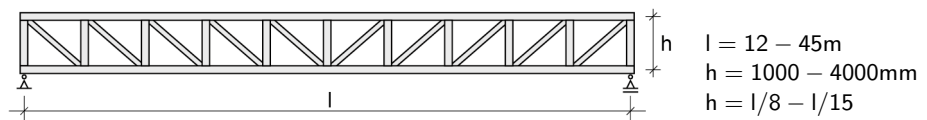
I- en U-profielen als hoofdliggers

$$l = 6 - 30\text{m}$$

$$h = 200 - 500\text{mm}$$

$$h = l/15 - l/20$$

vakwerkliggers

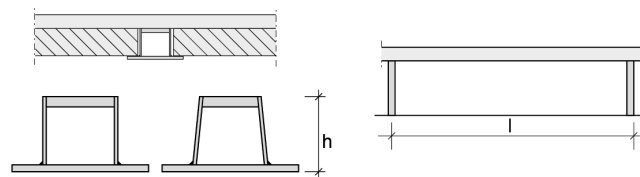


$$l = 12 - 45\text{m}$$

$$h = 1000 - 4000\text{mm}$$

$$h = l/8 - l/15$$

staal-betonvloeren



$$l = 7 - 15\text{m}$$

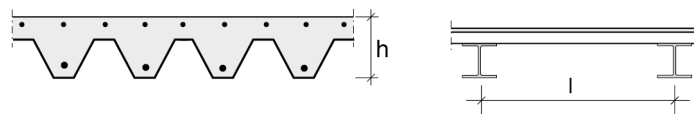
$$h = 300 - 1000\text{mm}$$

$$h = l/20 - l/25$$

hoedliggers met opgestorte druklaag, met of zonder deuvels

**vloeren**

staalplaatbetonvloer



$$l = 2 - 4\text{m}$$

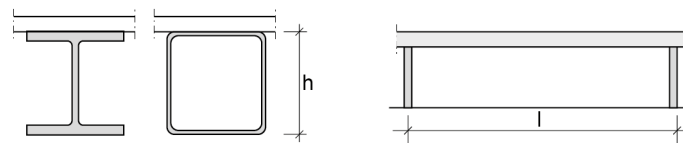
$$h = 100 - 150\text{mm}$$

$$h = l/25 - l/30$$

staalplaatbetonvloer met extra wapening

**hoofdliggers dakconstructies**

H-profielen en kokers



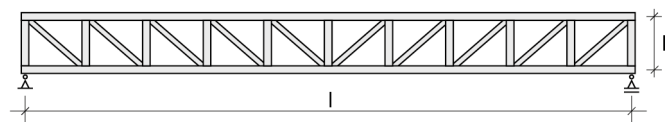
$$l = 6 - 14\text{m}$$

$$h = 100 - 500\text{mm}$$

$$h = l/20 - l/30$$

breedflens (H)-profielen en kokers

vakwerkligger I



$$l = 12 - 75\text{m}$$

$$h = l/10 - l/18$$

vakwerkligger van warmgewalste profielen (met zeeg)

vakwerkligger II



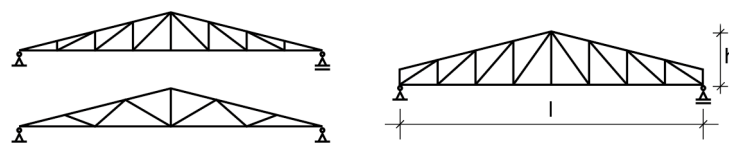
$$l = 5 - 28\text{m}$$

$$h = 300 - 1000\text{mm}$$

$$h = l/15 - l/25$$

vakwerkligger van koudgevormde profielen

driehoekdakligger



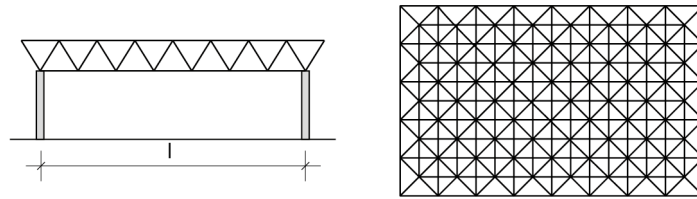
$$l = 8 - 20\text{m}$$

$$h = 300 - 1000\text{mm}$$

$$h = l/5 - l/10$$

vakwerkligger van warmgewalste profielen

ruimtevakwerk



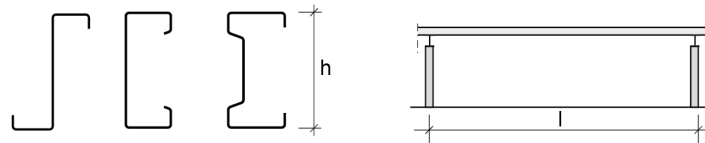
vakwerklijger van koudgevormde profielen

$$l = 30 - 150\text{m}$$

$$h = l/15 - l/30$$

**gordingen dakconstructies**

koudgewalst profiel

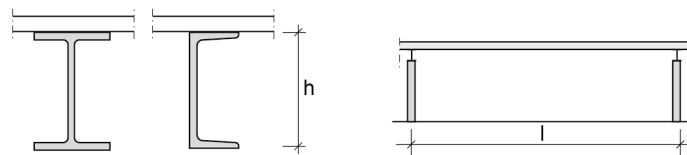


$$l = 3 - 12\text{m}$$

$$h = 120 - 300\text{mm}$$

$$h = l/25 - l/35$$

warmgewalst profiel



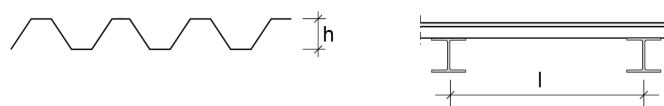
$$l = 6 - 40\text{m}$$

$$h = 200 - 1000\text{mm}$$

$$h = l/18 - l/26$$

**dakplaten dakconstructies**

koudgewalste plaat



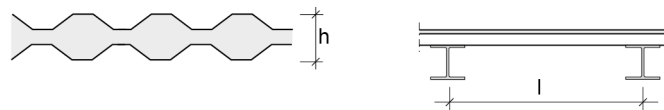
$$l = 2 - 6\text{m}$$

$$h = 25 - 120\text{mm}$$

$$h = l/40 - l/70$$

koudgewalste geprofileerde verzinkte plaat

koudgewalst profiel



$$l = 2 - 30\text{m}$$



$$h = 75\text{mm}$$

$$h = l/25 - l/30$$

sandwichpanelen met koudgewalste stalen platen

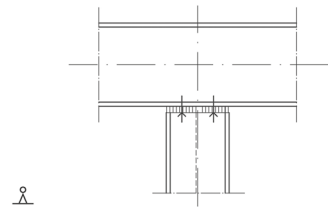
### 3.1.4 Verbindingsdetails (matrix)

Deze matrix geeft een beeld van verschillende verbindingdetails van stalen constructies. De details zijn ten opzichte van elkaar gerangschikt op basis van de stijfheid van de verbinding. De matrix geeft dus alleen maar een indicatie van de stijfheid van de verbinding. Men zal altijd moeten nagaan of de verbinding zich gedraagt zoals bij de berekening van de constructie aangenomen.

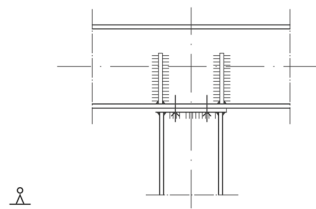
	scharnierende verbinding 	stijve verbinding 
middenkolom-ligger		
eindkolom-ligger		
doorg. kolom-ligger		
kolomvoet		
ligger-ligger		
ligger-wand		

### 3.1.5 Verbindingsdetails

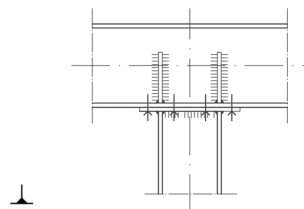
#### middenkolom-ligger



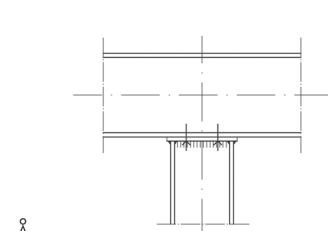
opgelaste kopplaat met vier bouten



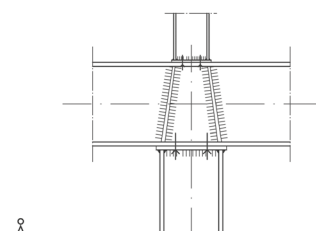
opgelaste plaat met vier bouten, met ingelaste verstijvingen van het liggerlijf



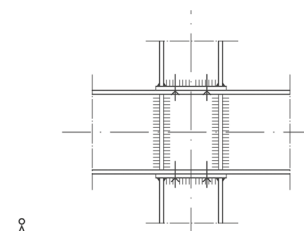
grote opgelaste plaat met acht bouten, met ingelaste verstijvingen



opgelaste kopplaat met vier bouten



opgelaste kopplaat met ingelaste verstijvingen van het liggerlijf



gelaste plaat, gebout, met ingelaste verstijvingen

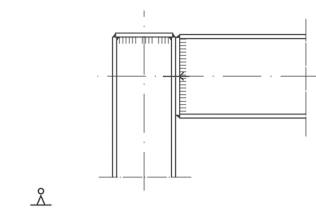


eenvoudige verbinding met opgelaste plaat, tijdens de montage is de ligger vastgebout (parkeergarage nabij openbare bibliotheek Delft)

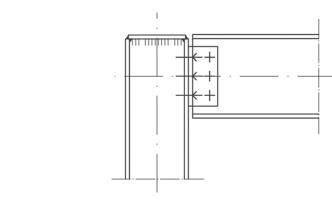


opgelaste kopplaat met vier bouten buiten het profiel geplaatst

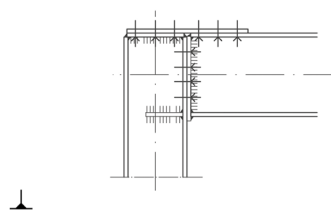
#### eindkolom-ligger



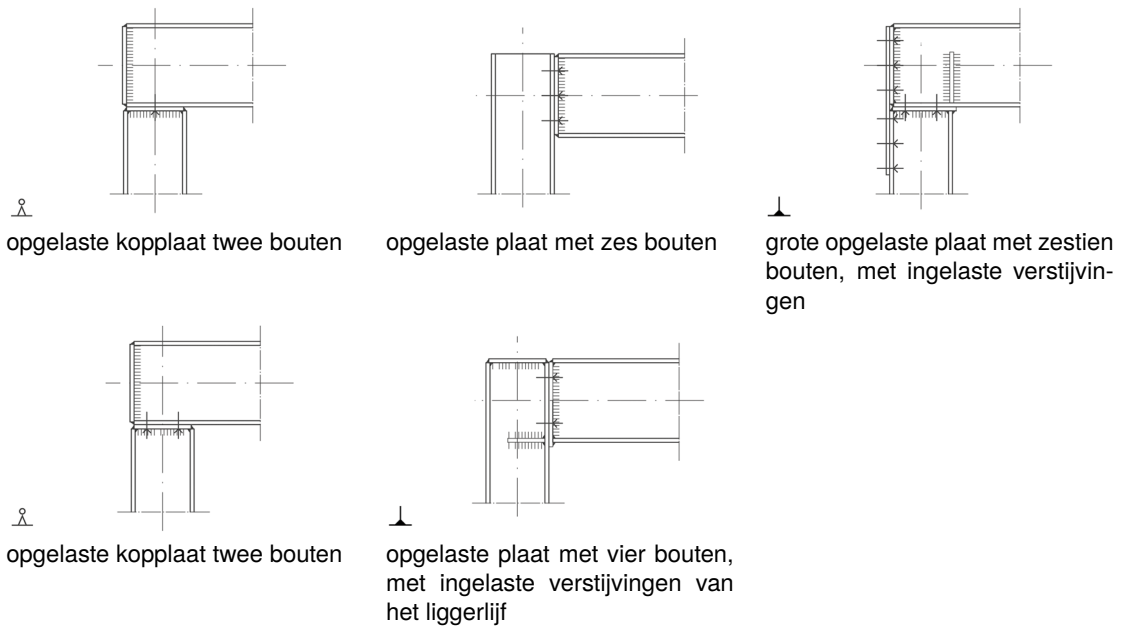
opgelaste kopplaat twee bouten



twee hoekprofielen met negen bouten



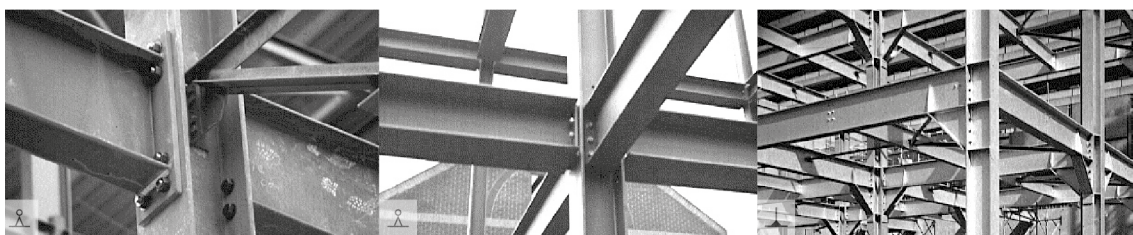
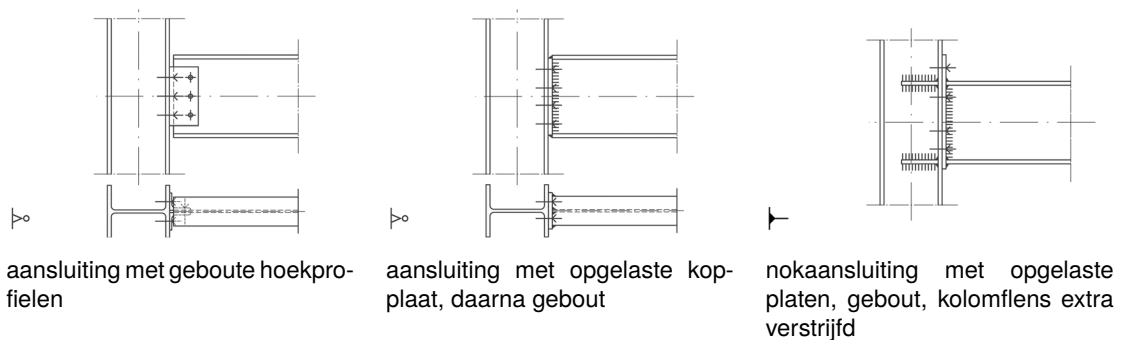
grote opgelaste plaat, bovenplaat voor trekspanning met ingelaste verstijvingen



Raatligger balk-kolomverbindingen worden ontworpen zoals bij conventionele balken. Let op dwarskrachten en de schuifspanningen in het liggerlijf.

Balk-kolom verbinding gebruikmakend van hoekprofielen die gebout zijn aan het lijf van de ligger en het lijf of de flens van de kolom.

**doorg. kolom-ligger**

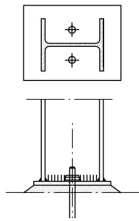


Balk-kolom verbinding met kopplaten. De kopplaat is in de werkplaats op de kop van de balk gelast en wordt bij de montage vastgebout aan de kolom.

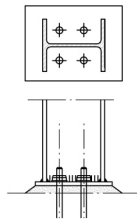
Balk kolom verbinding met geboute kopplaten. De balken zijn doorverbonden op het lijf van de kolom.

Een verstijfde balk kolom verbinding. Zo ontstaat een stijf staalskelet. Bij soortgelijke constructies kun je een plastische berekening uitvoeren.

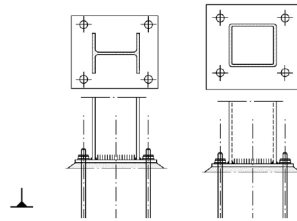
**kolomvoet**



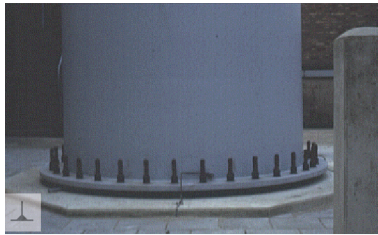
kolomvoet, opgelaste plaat met dubbele bout



kolomvoet, opgelaste plaat met vier bouten



kolomvoet, bouten buiten het profiel, levert een stijvere verbinding



kolomvoet opgelaste plaat met enkele rij bouten

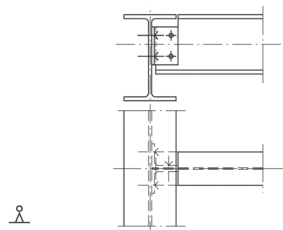


overeenkomstig met tekening

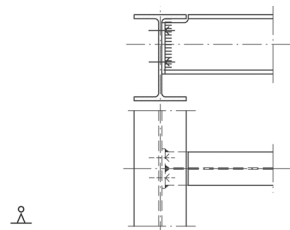


overeenkomstig met tekening

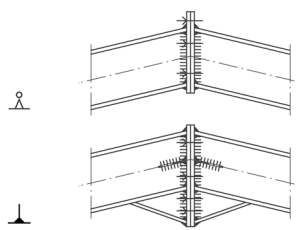
**ligger-ligger**



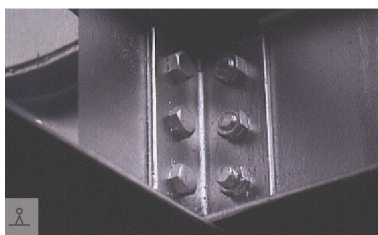
aansluiting met geboute hoeksta-  
len



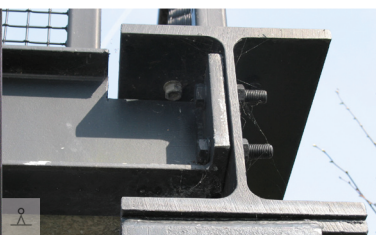
aansluiting met opgelaste plaat  
daarna gebout



nokaansluiting met opgelaste  
platen, daarna gebout, onder  
extra verstijfd



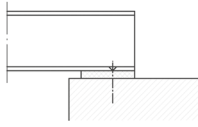
aansluiting met geboute hoeksta-  
len



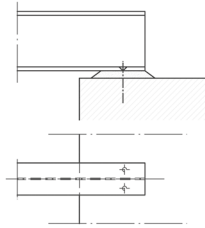
overeenkomstig met tekening



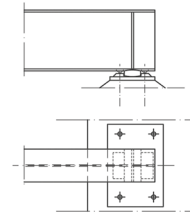
Nokverbinding van een portaal.  
De verstijving verhoogt de mo-  
ment weerstand en dus de stijf-  
heid

**ligger-wand**

oplegging op elastomeer, bout  
fungeert om afschuiven te voor-  
komen



aansluiting op wand met dubbele  
bout


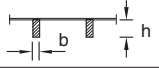
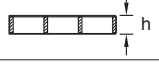

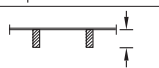
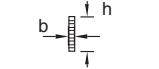


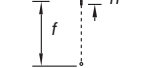
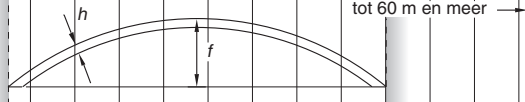

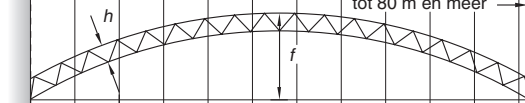
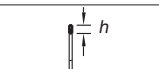
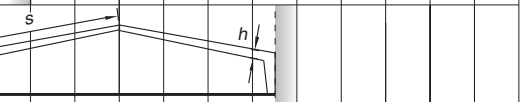
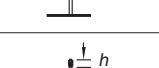
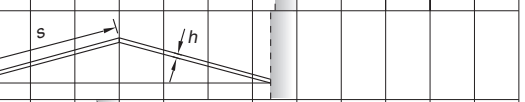
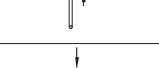

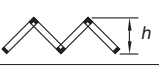

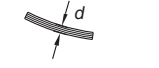
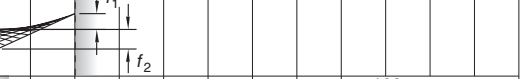
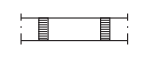
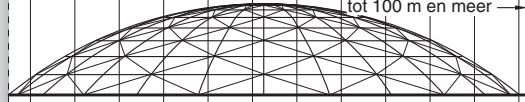


oplegging met stalen as



### 3.2 Hout

#### 3.2.1 Schattingsregels houtconstructies

benaming	doorsnede	h	opmerking	gangbaar overspanningsgebied
<b>VLOERCONSTRUCTIES</b>				$\ell = 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20 \quad 25 \quad 30 \quad 35 \quad 40 \quad 45 \quad 50 \quad 55 \quad 60 \quad 65 \quad 70 \quad 75$
planken en triplexplaten		$\frac{1}{25} - \frac{1}{30} \ell$		$< \sim 0,8 \text{ m}$
balken, gezaagd		$\frac{1}{15} - \frac{1}{20} \ell$	$b \approx \frac{1}{3} \text{ à } \frac{1}{4} \ell$	
ribpanelen		$\frac{1}{20} - \frac{1}{25} \ell$		
<b>DAKCONSTRUCTIES</b>				$\ell = 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20 \quad 25 \quad 30 \quad 35 \quad 40 \quad 45 \quad 50 \quad 55 \quad 60 \quad 65 \quad 70 \quad 75$
planken en triplexplaten		$\frac{1}{30} - \frac{1}{35} \ell$	platte daken	$< \sim 1,0 \text{ m}$
		$\frac{1}{40} - \frac{1}{50} \ell$	hellende daken	$< \sim 1,5 \text{ m}$
balken, gezaagd		$\frac{1}{20} - \frac{1}{30} \ell$		
gelamineerde liggers		$\frac{1}{17} - \frac{1}{20} \ell$	$b \approx \frac{1}{6} - \frac{1}{8} h$	
doos- of kokerliggers		$\frac{1}{12} - \frac{1}{15} \ell$	$b \approx \frac{1}{6} - \frac{1}{8} h$	
vakwerkliggers		$\frac{1}{12} - \frac{1}{16} \ell$		
vollewandbogen		$\frac{1}{40} - \frac{1}{50} \ell$	$f > \approx \frac{1}{8} \ell$ $b \approx \frac{1}{6} h$	 tot 60 m en meer
vakwerkbogen		$\frac{1}{20} - \frac{1}{25} \ell$	$f > \approx \frac{1}{8} \ell$	 tot 80 m en meer
kniespanten		$\frac{1}{15} - \frac{1}{20} s$	$b \approx \frac{1}{6} h$	
driehoekspanten		$\frac{1}{15} - \frac{1}{20} s$	$f \approx \frac{1}{4} \ell$ $b \approx \frac{1}{6} h$	
hoge bogen		$\approx \frac{1}{20} s$	$b \approx \frac{1}{6} h$	
vouwdaken		$\frac{1}{12} - \frac{1}{16} \ell$		
zadeldak		$f \approx \frac{1}{40} \text{ opp.}$	$d \approx 80 - 100 \text{ mm}$	
koepeldaken			netwerk van staven	 tot 100 m en meer

### 3.2.2 Schattingsregels kolommen en wanden

#### Kolommen

Schattingsregels voor kolommen zijn minder nauwkeurig dan voor vloeren en liggers. De belasting is namelijk in hoge mate afhankelijk van de hart-op-hart afstand van de kolommen en de hoeveelheid gedragen verdiepingen. Ook de kniklengte van de kolom is erg bepalend voor de vereiste doorsnede van de kolom.

De onderstaande schattingsregels voor houten kolommen gelden voor:

- Kolommen van hout C18 of meer.
- Een kolommen grid van maximaal 6 bij 6 meter.
- Een verdiepingshoogte van niet meer dan 5 meter.
- Een geschoorde constructie (dat wil zeggen dat de standzekerheid van het gebouw wordt gewaarborgd door de wanden of windverbanden en niet door momentvaste verbindingen).

#### Houtkolom

Aantal verdiepingen	Kolom afmeting* [mm]
1	L / 20

\* De kolomafmeting die gevonden wordt geldt voor de richting waarin de kolom zal uit knikken. Dit is gewoonlijk de zwakke richting, tenzij knikverkorters zijn toegepast.

\* L is de lengte van de kolom (gelijk aan verdiepingshoogte).

#### Wanden

Voor dragende wanden geldt hetzelfde als voor kolommen behalve dat ze ook een scheidende functie hebben die vaak bepalend is voor de dikte. Denk aan akoestische isolatie en brandwerendheidseisen in woningbouw. Onderstaande schattingsregels gelden voor de verticale stijlen van houtskeletbouw (hsb) wanden in gebouwen van niet meer dan 1 verdieping.

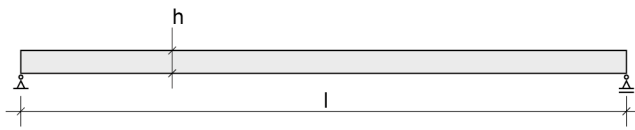
#### hsb wanden

type	dsn. afmetingen [mm x mm]	h.o.h. afstand [mm]
Binnenmuur	140 x 38	600
buitenmuur	89 x 38	600

\* De stijlen worden doorgaans aan weerszijden bekleed met 9mm OSB- of multiplexplaten.

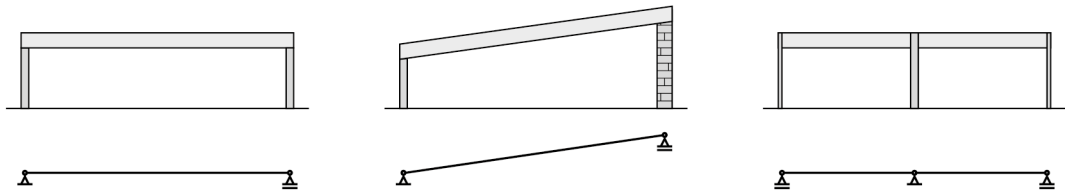
3.2.3 Houtconstructies

rechte ligger (eventueel met toog)

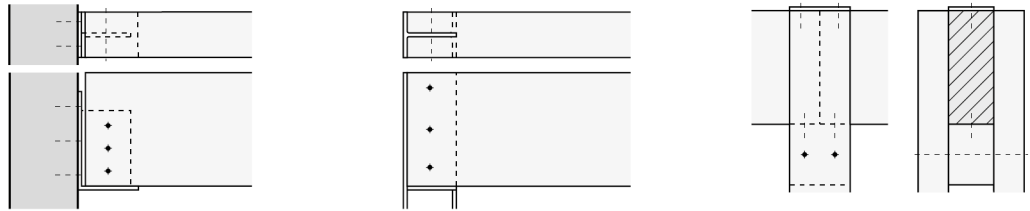


gezaagde balken  
 $l=2-6m$   
 $h=l/15-l/20$   
 gelamineerd hout  
 $l=6-30m$   
 $h.o.h.<5m$   $h=l/17$   
 $h.o.h.=5-8m$   $h=l/16$

verschijnings-  
vormen



details

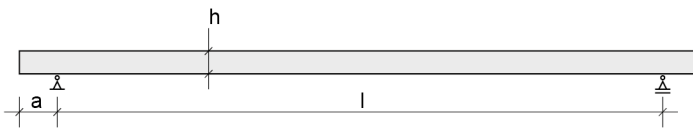


oplegging op betonnen wand

oplegging op stalen kolom

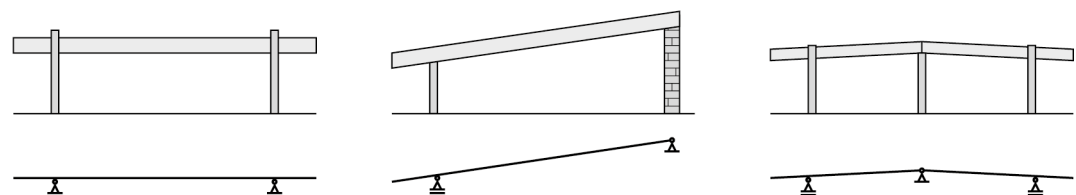
oplegging van liggers op een dubbel houten kolom (op een blok)

rechte ligger (eventueel met overstek)

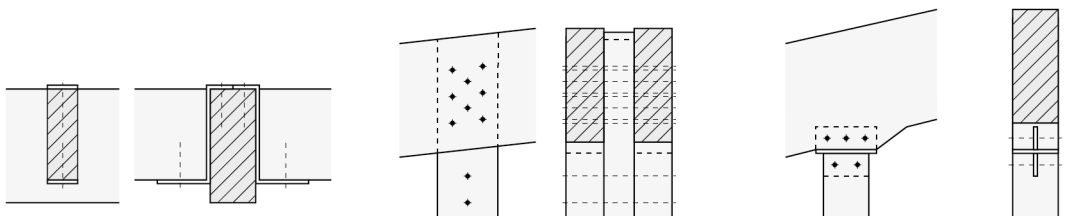


gelamineerd hout  
 $l=6-30m$   
 $h.o.h.=3,6 - 5,4$   
 $a=0,25 \cdot l$   $h=l/16 - l/21$   
 $h.o.h.=3-5m$   
 $a=0,4 \cdot l$   $h=l/18 - l/24$

verschijnings-  
vormen



details



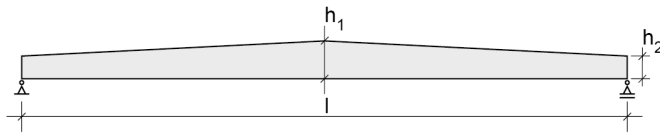
oplegging gordingen op hoofdlijger, Z stalen

dubbele ligger op een dubbele houten kolom, gebout

ligger op houten kolom, ingefreesde stalen plaat en oplegplaat, gebout

**zadeldak ligger met hellende bovenrand (gelamineerd)**

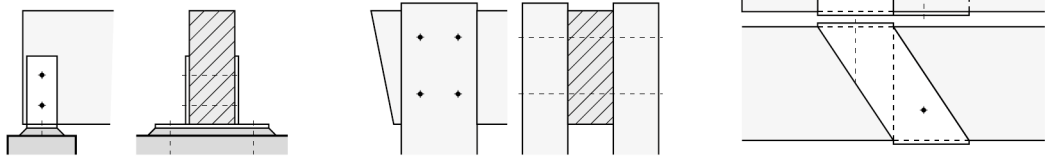
gelamineerd hout  
 $l=6-30m$   
 $h_1=l/14-l/18$      $h_2=l/18-l/22$



verschijnings-  
vormen



details



ligger op wand, gelaste stalen op-  
legging

verbinding ligger-dubbele kolom,  
gebout

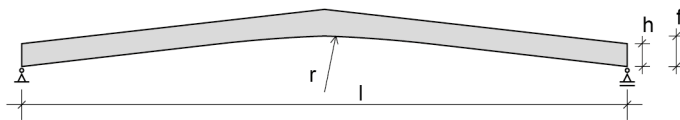
ligger-ligger verbinding door-  
gaande ligger, stalen schoen  
(gerberligger)

toelichting

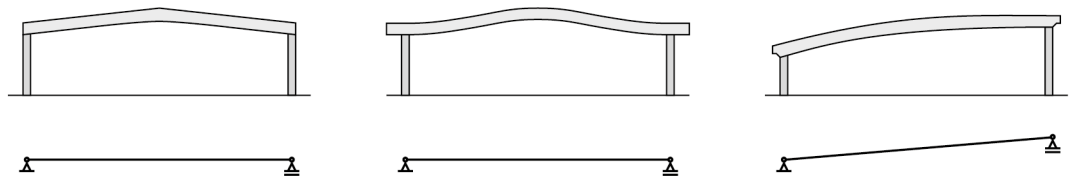
de bovenranden moeten zijdelings worden gesteund

**zadeldak ligger met hellende of gebogen boven- en onderrand (gelamineerd)**

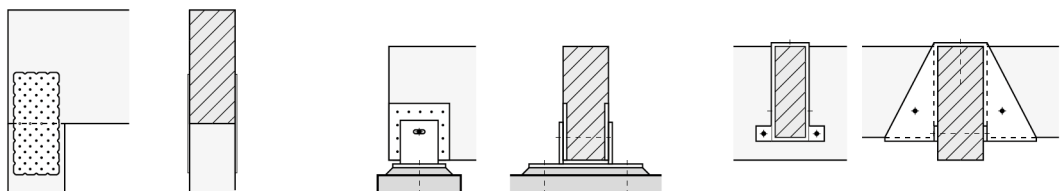
gelamineerd hout  
 $l=7-40m$   
 h.o.h.=5-7m     $h=l/14-l/18$   
 $f=l/5-l/10$   
 $r \geq 6m$



verschijnings-  
vormen



details



ligger-kolom verbinding, gena-  
gelde platen

oplegging op wand, zuiver schar-  
nier, met slobgat, geschroefde  
stalen plaat

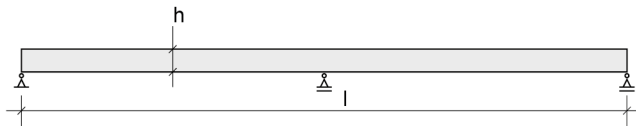
gording-hoofdligger verbinding  
middels stalen schoen. belasting  
afdracht bovenop hoofdligger

toelichting

De bovenranden moeten zijdelings worden gesteund

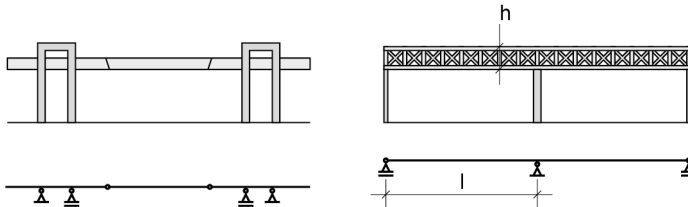
LET OP: Door de gebogen vorm van de ligger ontstaan er trekspanningen loodrecht op de houtvezels: Kans op scheur

**ligger op meerdere steunpunten**



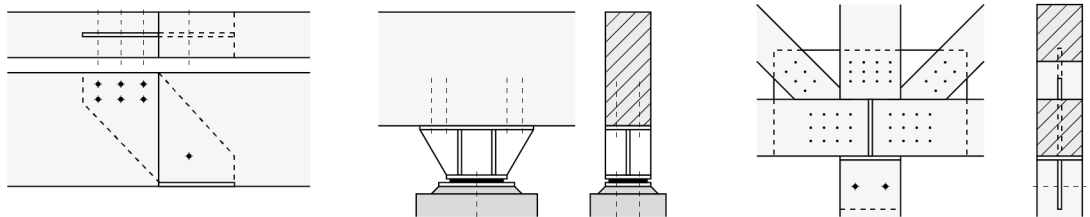
gelamineerd hout  
 $l=6-30m$   
 $h.o.h.<5m$   $h=l/34$   
 $h.o.h.=5-8m$   $h=l/30$

verschijnings-  
vormen



vakwerkliggers gelamineerd hout  
 $l=10-80m$   
 $h.o.h.=2-5m$   $h=l/16-l/18$

details



ligger-ligger verbinding, ingefreesde stalen plaat

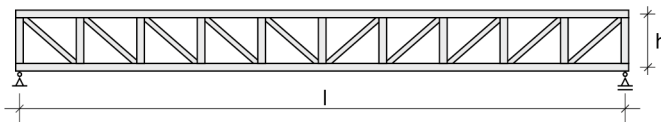
oplegging voor zware lasten, gelast

verbinding in vakwerk (en kolom) m.b.v. koppelplaat, ingefreesd, stiften

toelichting

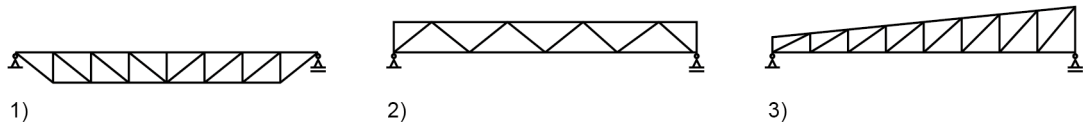
De bovenranden moeten zijdelings worden gesteund

**rechte vakwerkligger**

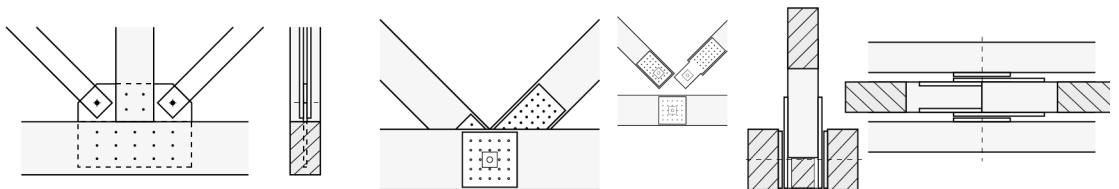


gezaagd hout  
 $l=5-25m$   
 $h.o.h.=2,5-6m$   $h=l/10-l/14$   
 gelamineerd hout  
 $l=20-80m$   
 $h.o.h.=2,5-6m$   $h=l/10-l/15$

verschijnings-  
vormen



details



verbinding trekstaven (stalen strip), onderrand en drukstaaf (koppelplaat)

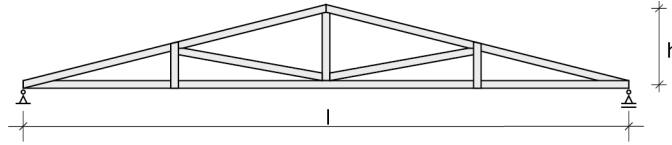
verbinding onderrand en diagonalen, geschroevde stalen platen, stalen as

verbinding onderrand en diagonalen, geschroevde stalen platen, stalen as

toelichting

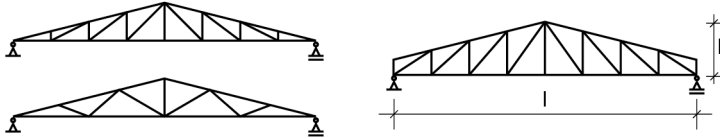
De (gedrukte) bovenranden moeten zijdelings worden gesteund bij alle vakwerken. Bij vakwerken van het type 1 moet ook de onderrand zijdelings worden gesteund omdat de trekband weg kan klappen.

**driehoekig- en trapeziumvormig vakwerk**



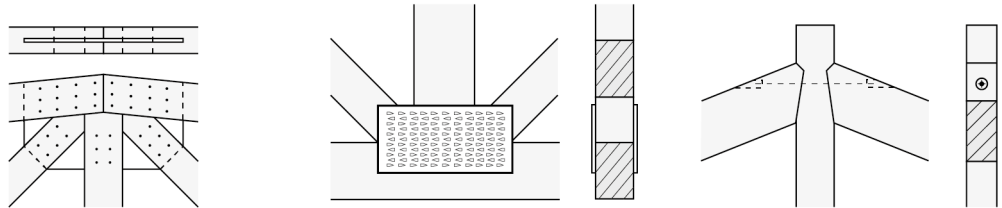
gelamineerd hout  
 $l=7,5 - 30m$   
 $h.o.h.=4-10m$      $h=l/10$

verschijnings-  
vormen



zadeldak gelamineerd hout  
 $l=7,5 - 35m$   
 $h.o.h.=4-10m$      $h=l/12$

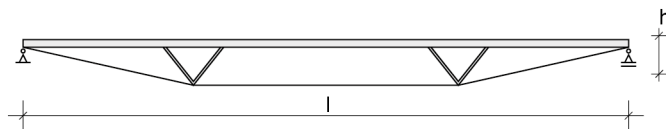
details



toelichting

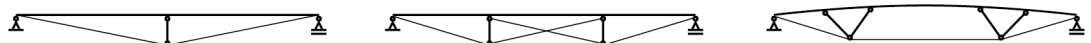
De bovenranden moeten zijdelings worden gesteund

**onderspannen ligger**

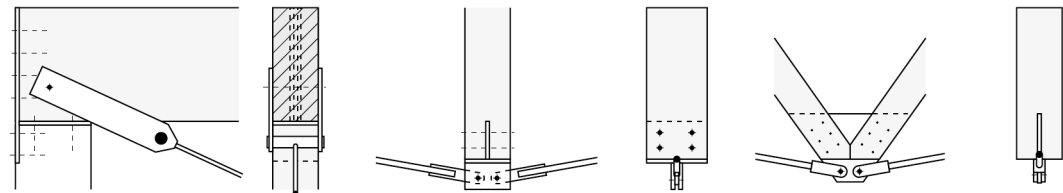


gelamineerd hout  
 $l=8-80m$   
 $h=l/15-1/20$

verschijnings-  
vormen



details



details trekband bij de oplegging

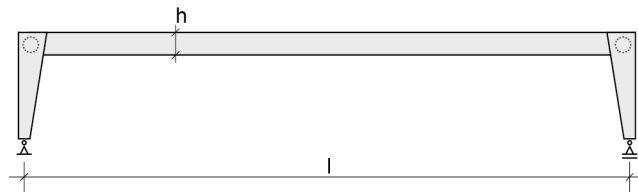
aansluiting trekstaven en druk-  
staaf, ingefreesde gelaste platen

aansluiting trekstaven diagona-  
len, koppelplaat, stiften

toelichting

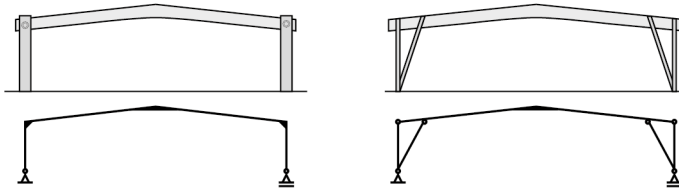
De bovenranden moeten zijdelings worden gesteund.  
 Ook moet de onderrand zijdelings worden gesteund, of in de bovenrand worden ingeklemd  
 omdat de trekband anders weg kan klappen

**portaalspant**

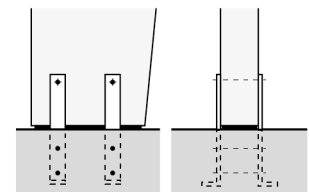
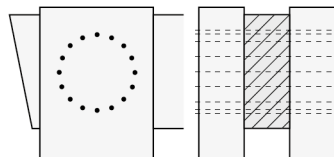
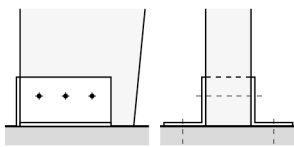


gelamineerd hout  
 $l=10-40\text{m}$   
 $h.o.h.=4-8\text{m}$      $h=l/15-l/23$

verschijnings-  
 vormen



details



kolom-vloer oplegging, hoekprofielen met opgelaste achterplaat, gebout

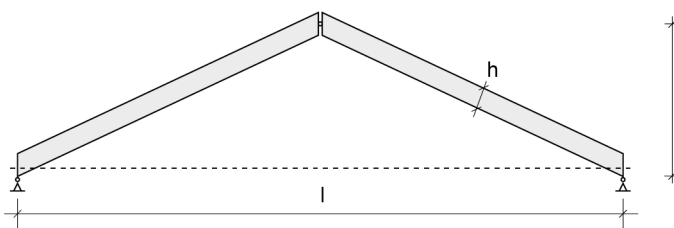
momentvaste verbinding ligger kolom, stiften

kolom-vloer oplegging, ingestorte beugels, gebout

toelichting

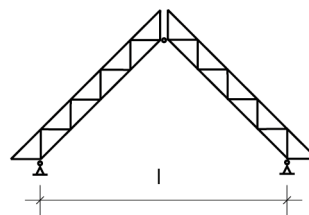
Deze vloerverbinding is enkel geschikt voor kleine spatkrachten

**drie scharnieren spant (rechte ligger)**



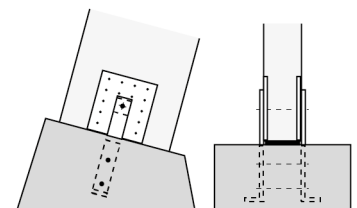
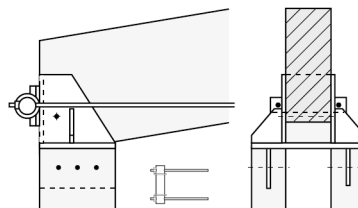
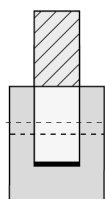
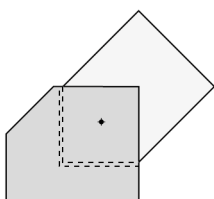
gelamineerd hout, zonder trekband  
 $l=15-50\text{ m}$      $f=l/3$   
 $h.o.h.=5-8\text{ m}$      $h=l/30-l/50$   
 gelamineerd hout, met trekband  
 $l=15-50\text{ m}$      $f=l/6$   
 $h.o.h.=5-8\text{ m}$      $h=l/30-l/50$

verschijnings-  
 vormen



vakwerk gelamineerd hout  
 $l=15-50\text{ m}$   
 $h.o.h.=5-8\text{ m}$      $h=l/30-l/50$

details



eenvoudige vloeroplegging, betonnen voet met elastomeer

aansluiting dubbele trekband, oplegging op dubbele kolom

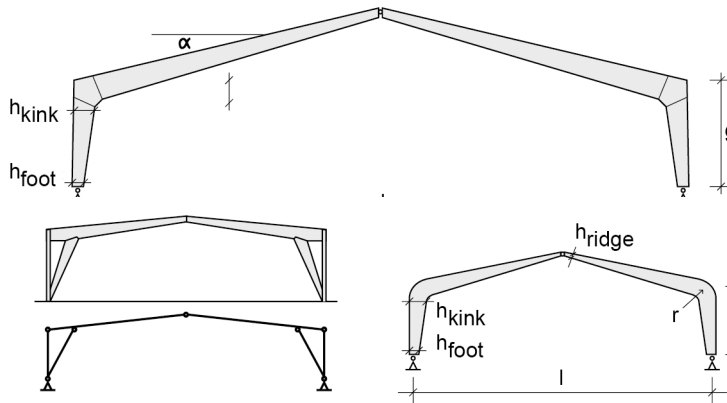
kolom-vloer oplegging op betonnen voet, ingestorte beugels, geschroefde plaat

toelichting

Deze verbinding is enkel geschikt voor kleine spatkrachten

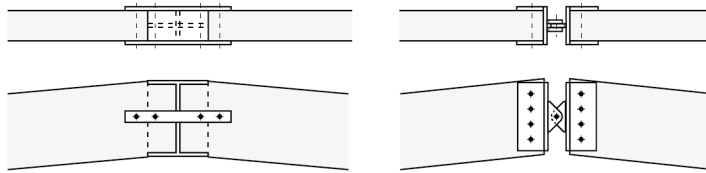
**drie scharnieren spant (gebogen/geknikt spantbeen)**

verschijnings-  
vormen



spant met geknikte hoeken  
 $l=15-50\text{ m}$   $\alpha \approx 20^\circ$   
 $h.o.h.=4-5\text{ m}$   $h_{knik}=(l+g)/28$   
 $h_{voet}=0,4 \cdot h_{knik}$   
 $h.o.h.=5-9\text{ m}$   $h_{knik}=(l+g)/24$   
 $h_{voet}=0,4 \cdot h_{knik}$

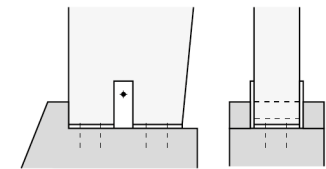
details



nokverbinding met trek zekering, ingefreesd I-profiel

nokverbinding, gebout

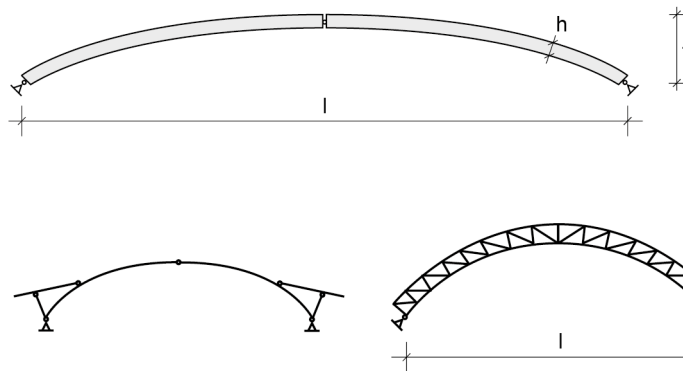
spant met gebogen hoeken  
 $l=15-50\text{ m}$   $r=3,5-5\text{ m}$   $\alpha \approx 20^\circ$   
 $h.o.h.=4-5\text{ m}$   $h_{knik}=(l+g)/31$   
 $h_{nok}=0,5 \cdot h_{knik}$   $h_{voet}=0,67 \cdot h_{knik}$   
 $h.o.h.=5-9\text{ m}$   $h_{knik}=(l+g)/26$   
 $h_{nok}=0,5 \cdot h_{knik}$   $h_{voet}=0,67 \cdot h_{knik}$



oplegging kolom op betonnen voet, gelaste stalen plaat

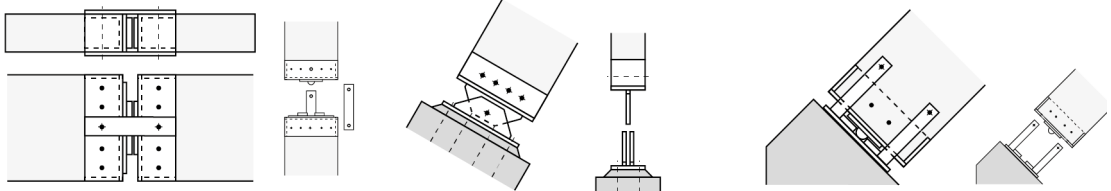
**boogspant (massieve en vakwerk ligger)**

verschijnings-  
vormen



gelamineerd hout  
 $l=20-100\text{ m}$   
 $f=l/5-l/7$   
 $h.o.h.<5\text{ m}$   $h=l/45$   
 $h.o.h.=5-9\text{ m}$   $h=l/40$

details



nokverbinding, stalen schoenen (met pin)

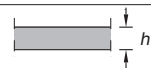
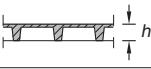
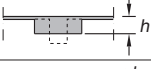
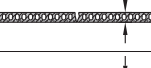
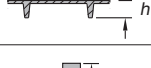
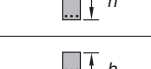

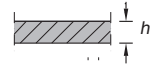


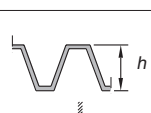
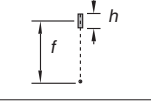
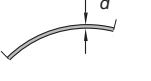
oplegging boogspant, gelaste stalen delen

oplegging boogspant



### 3.3 Beton

#### 3.3.1 Schattingsregels overspanningsconstructies

benaming	doorsnede	$h$	opmerking	gangbaar overspanningsgebied		$\ell =$													
<b>VLOERCONSTRUCTIES</b>				$\ell =$ 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75															
vlakkeplaatvloeren		$\frac{1}{25} - \frac{1}{30} \ell$																	
ribben - en cassettevloeren		$\frac{1}{20} - \frac{1}{25} \ell$																	
balkenvloeren		$\frac{1}{10} - \frac{1}{20} \ell$																	
kanaalplaatvloeren		$\frac{1}{35} - \frac{1}{40} \ell$	$b = 1200 \text{ mm}$																
TT - plaatvloeren		$\approx \frac{1}{25} \ell$	$b = 2400 \text{ mm}$																
gewapende balken ter plaatse gestort		$\frac{1}{10} - \frac{1}{12} \ell$	$b \approx \frac{1}{2} h$	wapening															
voorgespannen - balken ter plaatse gestort		$\frac{1}{15} - \frac{1}{20} \ell$	$b \approx \frac{1}{2} h$	voorspanning															
<b>DAKCONSTRUCTIES</b>				$\ell =$ 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75															
cellenbeton dakplaten		$\approx \frac{1}{30} \ell$	$b = 600 \text{ mm}$																
voorgespannen rechthoekige balken		$\approx \frac{1}{20} \ell$	$b \approx \frac{1}{3} h$																
voorgespannen I - balken		$\frac{1}{15} - \frac{1}{20} \ell$	$b \approx \frac{2}{7} h$																
vouwdaken		$\frac{1}{8} - \frac{1}{15} \ell$																	
boogspanten		$\frac{1}{30} - \frac{1}{40} \ell$	$f \approx \frac{1}{6} \ell$ $b \approx \frac{1}{3} h$	tot 50 m en meer															
koepelschalen		$f \approx \frac{1}{4} \text{ à } \frac{1}{8} \ell$	$d \geq 80 \text{ mm}$	tot 60 m en meer															

### 3.3.2 Schattingsregels kolommen en wanden

#### Kolommen

Schattingsregels voor kolommen zijn minder nauwkeurig dan voor vloeren en liggers. De belasting is namelijk in hoge mate afhankelijk van de hart-op-hart afstand van de kolommen en de hoeveelheid gedragen verdiepingen. Ook de kniklengte van de kolom is erg bepalend voor de vereiste doorsnede van de kolom. Onderstaande schattingsregels.

De onderstaande schattingsregels voor betonnen kolommen gelden voor:

- Kolommen van gewapend beton.
- Een kolommen grid van 8 bij 8 meter.
- Een verdiepingshoogte van niet meer dan 5 meter.
- Een geschoorde constructie (dat wil zeggen dat de standzekerheid van het gebouw wordt gewaarborgt door de wanden of windverbanden en niet door momentvaste verbindingen).

#### betonkolom

Aantal verdiepingen	Kolom afmeting [mm]
1	300 x 300
6	700 x 700
11	1000 x 1000
16	1200 x 1200

#### Wanden

Voor dragende betonwanden geldt hetzelfde als voor betonkolommen behalve dat ze ook een scheidende functie hebben die vaak bepalend is voor de dikte. Denk aan akoestische isolatie en brandwerendheidseisen in woningbouw. Bij voorkeur worden betonwanden niet dunner uitgevoerd dan een minimale dikte van 190 mm.

#### betonwand

Specificatie	Wanddikte [mm]
--------------	----------------

verdiepingshoogte < 4 m H / 17,5

gebouwhoogte > 60 m H / 100

\* H = Hoogte van het gehele gebouw

#### Stabiliteitswanden (schijven)

Voor rechthoekig wanden (zonder flenzen aan de uiteindes) gelden de waardes in onderstaande tabel. Hierbij is aangenomen dat de wanden elke 8 meter worden geplaatst.

#### beton stabiliteitswand

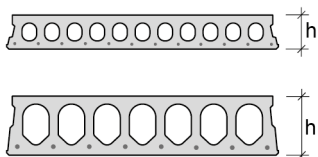
Wandlengte	Wanddikte [mm]
------------	----------------

Wandlengte > H / 6 H / 100

Wandlengte < H / 6 H / 75

\* H = Hoogte van het gehele gebouw

### 3.3.3 Kanaalplaatvloer



Kanaalplaatvloeren zijn fabrieksmatig vervaardigde vrijdragende woning-scheidende plaatvloeren voor gestapelde woningbouw en de utiliteits-

bouw. Deze holle vloerplaten zijn eenzijdig voorgespannen en worden volledig geprefabriceerd. Hiermee wordt een aanzienlijke gewichtsreductie behaald t.o.v. de massieve vloer. Dit kan oplopen tot circa 50%. Door deze gewichtsbesparing kan het totaalgewicht van de draagconstructie aanzienlijk worden verminderd. Uitgangspunten voor de toepassing van deze vloer zijn:

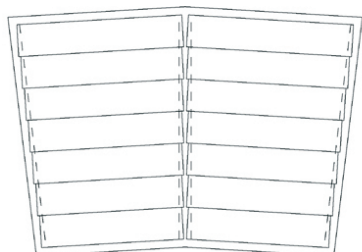
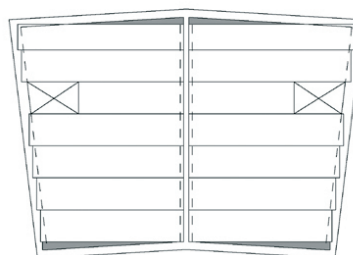
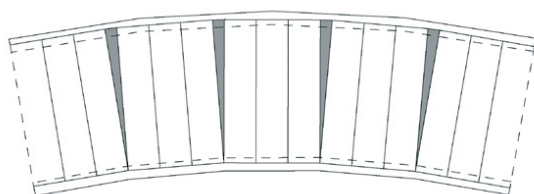
- Geen sparingen.
- Geen geconcentreerde lasten.
- Vrije opleggingen (geen inklemming)
- Standaard brandwerendheid.
- Een bijkomende doorbuiging van maximaal 0.003 lt.

[www.vbi.nl](http://www.vbi.nl)  
[www.dycore.nl](http://www.dycore.nl)

[www.heembetonvloersystemen.nl](http://www.heembetonvloersystemen.nl)

#### toepassingen

In tegenstelling tot wat men zou verwachten bieden kanaalplaten ook mogelijkheden voor vrije plattegrond vormen. Niet alleen de in de woningbouw en kantoorbouw bekende rechthoekige plattegrond zijn mogelijk. Zowel rondvormen als afschuinende vlakken zijn mogelijk. Daarbij is het van belang om te realiseren dat kanaalplaten onder een hoek zijn af te zagen. Onderstaand enkele legplannen van kanaalplaten voor vloeren met afwijkende vormen. De tussenruimtes (grijze arcering in onderstaande tekeningen) worden bekist, gewapend en aangestort.



### uitvoeringsaspecten

Kleine sparingen kunnen fabrieksmatig worden opgenomen. De vloerplaten kunnen ook met ingestorte centraaldozen worden geleerd.

Bij de toepassing van deze platen zal men er rekening mee moeten houden dat de voorspanning een zekere "opbuiging" veroorzaakt, m.n. bij grote overspanningen. Voor de grootte van de toeg kan bij het ontwerp worden aangehouden:

- 1/1000 L bij een lichte voorspanning.
- 3/1000 L bij een zware voorspanning.

Afhankelijk van de stijfheid van de vloerplaat, het oplegdetail en de mate van vlakheid van de onderliggende constructie kunnen de vloerplaten op

verschillende manieren worden opgelegd:

- "Koud" opgelegd.
- In de specie.
- Op vilt.
- Op een elastomeren oplegstrip.

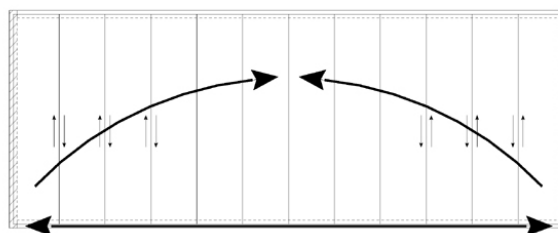
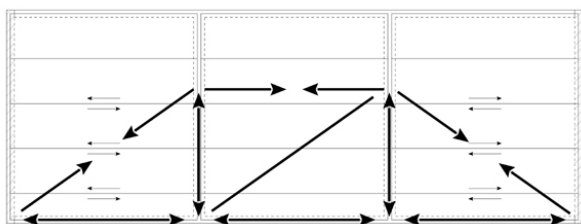
Voor veranderlijke belastingen tot 3 kN/m<sup>2</sup> en overspanningen tot 6,5 m zijn voor lagere gebouwen alle oplegvarianten mogelijk. In alle overige gevallen wordt het gebruik van een elastomeren oplegstrip aanbevolen. De gebruikelijke opleglengte in de woningbouw is 100 mm, in de utiliteitsbouw wordt 150 mm aangehouden (zie ook voorschriften van de leveranciers).

De schijfwerking van de vloeren kan op meerdere manieren worden gere-

aliseerd, olopend van een lichte tot een zware belasting:

- Voegvulling van de langsnaaden met toevoeging van wapening.
- koppelingen van de vloerplaten onderling en koppeling aan de draagconstructie d.m.v. sparingen en stek-einden.
- Toepassing van een druklaag met trekband en een koppeling aan de constructie.
- Een combinatie van voorgaande voorzieningen met een ingestorte ringbalk waarin de trekband wapening is opgenomen.

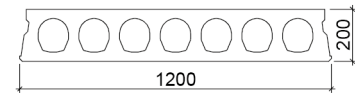
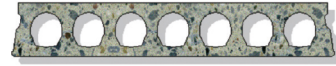
De horizontale belastingen vanuit de vloer worden d.m.v. "betonnen" deuzels overgebracht op de stabiliserende elementen van de draagconstructie van het gebouw.



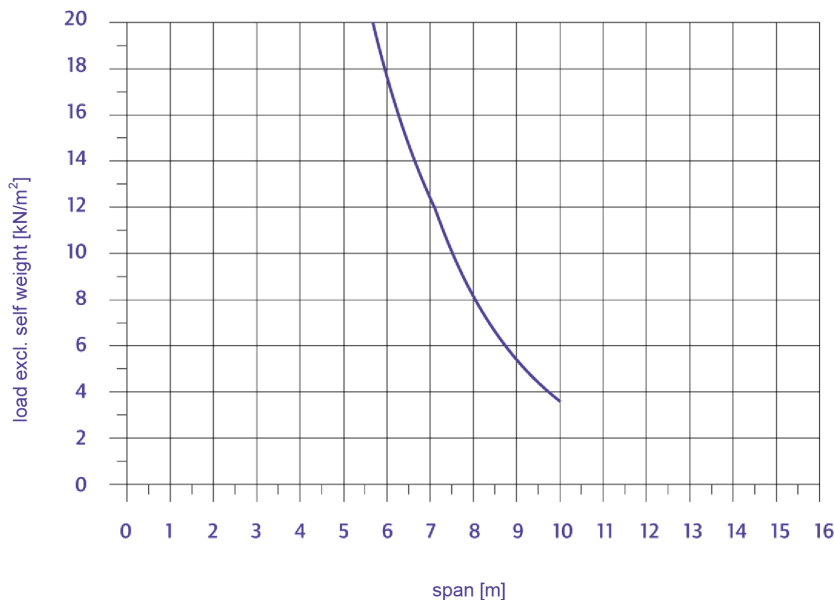
schijfwerking in kanaalplaatvloer.

### product specificaties VBI isolatieplaatvloer A200

gewicht inclusief voegvulling	303 kg/m <sup>2</sup>
brandwerendheid	60-90 minuten
maximum plaatlengte	
- utiliteitsbouw	10,00 m
- verdiepingsvloer woningbouw	7,60 m
- dakvloer woningbouw	9,00 m
pasplaatbreedte	
- woningbouw	300 + n x 100 mm (AL200)
- utiliteitsbouw	300 + n x 150 mm
voegvulling	7,3 l/m
sterkteklasse	C45/55
betonddoorsnede	144623 mm <sup>2</sup>
zwaartepunt betonddoorsnede	99,3 mm
traagheidsmoment	680,0 E+06 mm <sup>4</sup>
betonpuingranulaat	20% op aanvraag



### overspanningen



### aansluitdetails (alle typen kanaalplaten)

De opleglengte  $a$  moet, indien er vanuit wordt gegaan dat in vloerbelastingsklasse II altijd een SBR centreerstrip (o.g.) wordt toegepast, voldoen aan de voorwaarde:

$$a = 40 + 0,004 L \text{ (vloeren)}$$

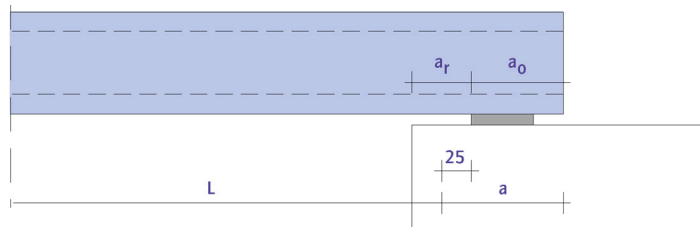
$$a = 30 + 0,004 L \text{ (daken)}$$

$L$  = dagmaat in mm.

$$a = a_r + a_o$$

$a_o$  = zie figuur

$a_r$  = afstand van rand tussenlaag tot rand oplegging, voor  $a_r$  mag geen grotere waarde dan 25 mm in rekening worden gebracht. Voorkeursmaat: beton/metselwerk: 25 mm



#### SBR Centreerstrips

Centreerstrips hebben afhankelijk van de toepassing de volgende functie:

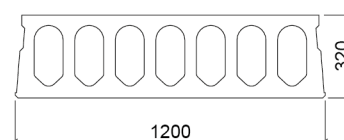
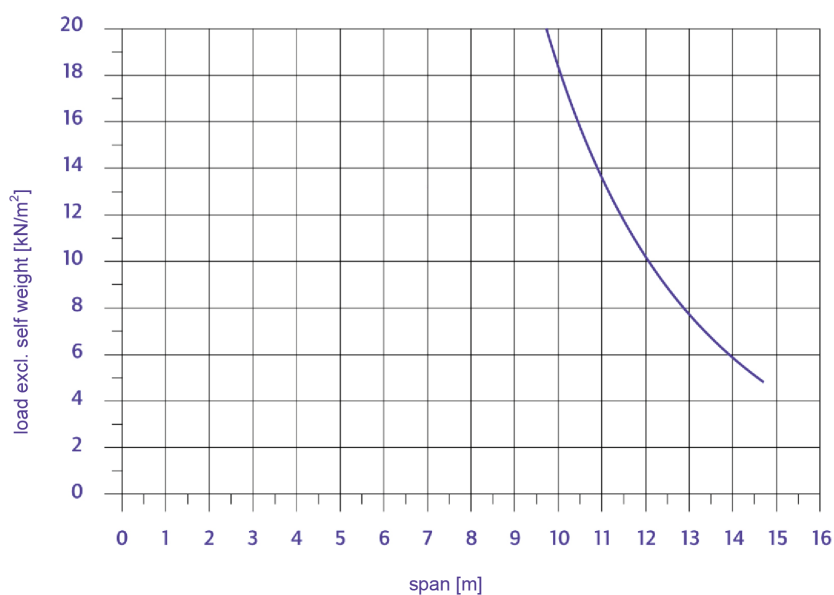
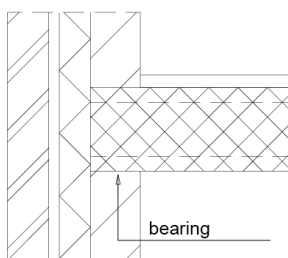
- centreren van de belasting;
- voorkomen van 'afboeren' van de onderliggende constructie;
- voorkomen of beperken van inklemningsmomenten.

Centreerstrips worden toegepast in de volgende situaties:

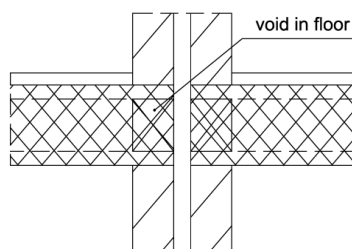
- indien de vloer is ingeklemd;
- bij opleggingen op beton en metselwerk in vloerbelastingsklasse II;
- bij opleggingen op staalconstructies waar de belasting gecentreerd dient te worden.

**productspecificaties VBI isolatieplaatvloer A320**

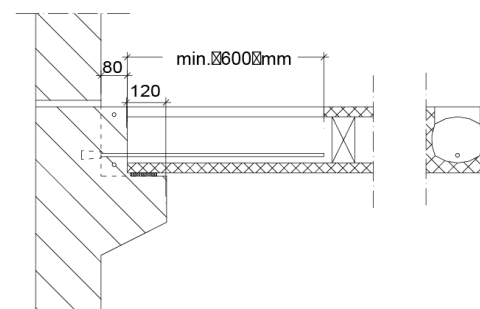
gewicht inclusief voegvulling	443 kg/m <sup>2</sup>
brandwerendheid	90-120 minuten
maximum plaatlengte	14,70 m
pasplaatbreedte	300 + n x 150 mm
voegvulling	11,9 l/m
sterkteklasse	C45/55
betondoorsnede	209918 mm <sup>2</sup>
zwaartepunt betondoorsnede	153,8 mm
traagheidsmoment	2568,1 E+06 mm <sup>4</sup>
oppervlakte bovenzijde	normaal of ruw
betonpuingranulaat	20% op aanvraag

**overspanningen****aansluitdetails (alle typen kanaalplaten)**

oplegging op spouwmuur



bij woningscheidendewanden de kanalen ter plaatse van alle vloeropeningen zoals leiding doorvoeren, trap-gaten e.d., afdichten met mortel, mineralewol of kunststofschuim.

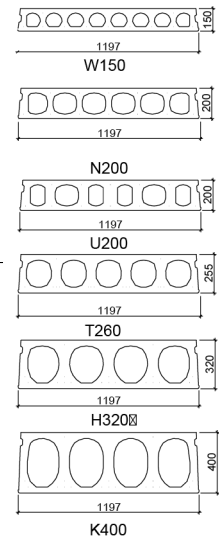


oplegging op console

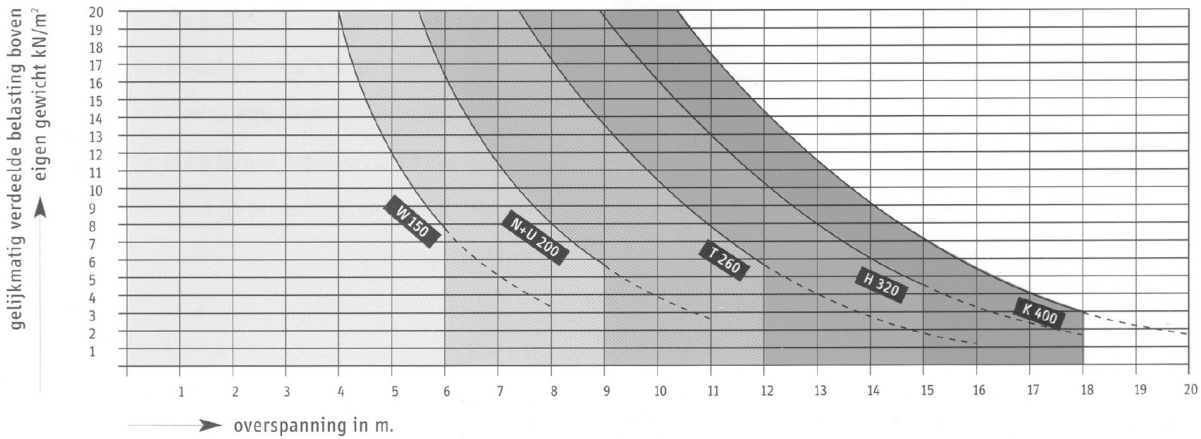
**product specificaties Dycore kanaalplaatvloeren**

brandwerendheid 60-90 minuten  
 volumieke massa 2400 kg/m<sup>3</sup> m  
 voorspanstaal FeP 1860

type	hoogte	gewicht G	voegen -	doorsnede		$M_{br}$	pasplaten	
	h			A	$I_{zz}$ x 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]		min. breedte	max. lengte
	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[l/m]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>4</sup> ]	[kNm]	[m]	[m]
W	150	2,4	4,4	0,11	297	83	6	5,0
N	200	2,7	5,7	0,13	643	119	9	7,2
U	200	3,1	5,7	0,15	666	164	9	7,2
T	255	3,7	7,2	0,17	1364	290	12	9,3
H	320	4,3	8,7	0,20	2517	436	15	11,5
K	400	5,0	10,9	0,23	4625	593	18	14,4

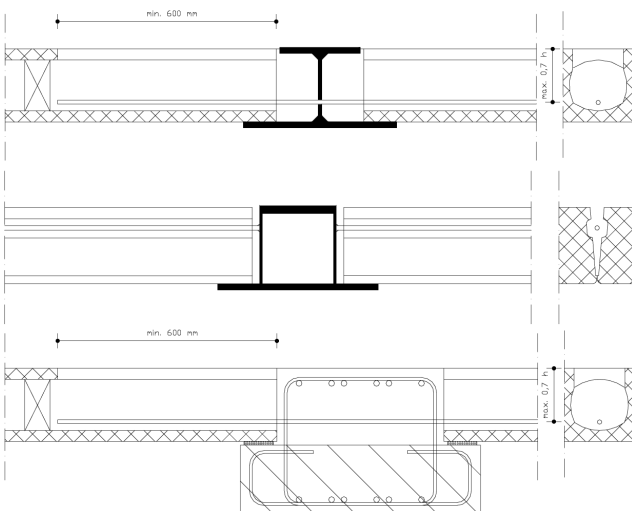


**overspanningen**



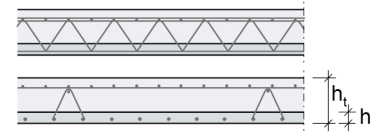
de grafiek is een indicatie van de toelaatbare gelijkmatig verdeelde belasting in kN/m<sup>2</sup> boven het eigen gewicht voor platen op twee steunpunten bij verschillende overspanningen

**aansluitdetails (alle typen kanaalplaten)**



### 3.3.4 bekistingsplaatvloer

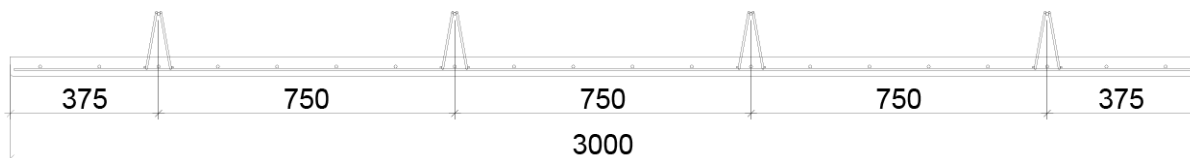
De bekistingplaatvloer is een systeemvloer van geprefabriceerde betonnen bekistingelementen waarop een constructief meewerkende betonlaag wordt gestort. Hij is geschikt als een vrij dragende vloer in de woning- en utiliteitsbouw. De bekistingplaten hebben gebruikelijk een dikte van 50 tot 90 mm, een maximale plaatlengte van 8500 mm en een onderwapening aangevuld met tralieliggers. De dimensionering van de tralieliggers wordt door de vloerbelasting bepaald en per project berekend. De hoofdwapening en de tralieliggers liggen evenwijdig aan de overspanningrichting van de vloer. Leidingen kunnen worden ingestort en de constructieve druklaag kan van zowel een boven- als onderwapening worden voorzien. De constructieve druklaag is minimaal van een betonsoort B25. Sparingen kunnen fabrieksmatig worden aangebracht en begane grondvloeren kunnen aan de onderzijde worden voorzien van isolatiemateriaal. De onderstepping dient overeen te komen met een vooraf door de producent goedgekeurd legplan. Het geheel is een samenwerkende betonvloer, die een redelijke mate van ontwerp vrijheid heeft.



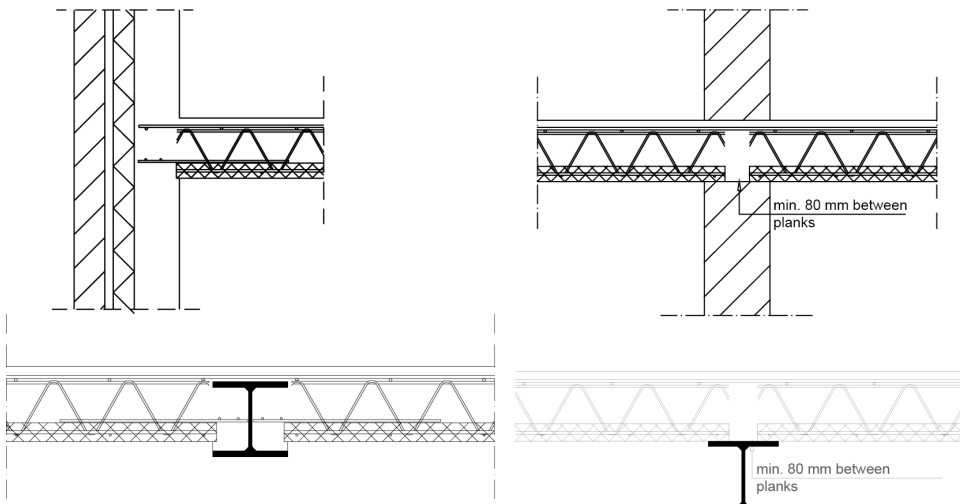
[www.heembetonvloersystemen.nl](http://www.heembetonvloersystemen.nl)  
[www.dycore.nl](http://www.dycore.nl)

#### productspecificaties Dycore bekistingsplaatvloer

elementlengte tot ca.	0,25 - 10 m
standaardbreedte	2697 / 2997 mm (effectieve breedte 2700 / 3000 mm)
breedte pas-elementen	250 - 2920 mm
voorspanstaal	FeP 1860 conform NEN 3868
dikte / massa	50 mm / 1,2 kN/m <sup>2</sup> 60 mm / 1,44 kN/m <sup>2</sup> 70 mm / 1,68 kN/m <sup>2</sup> 80 mm / 1,92 kN/m <sup>2</sup>



#### aansluitdetails

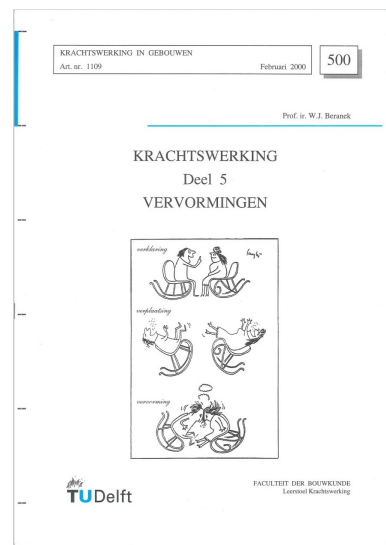
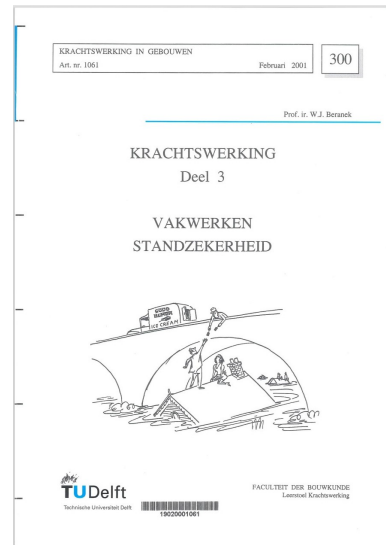
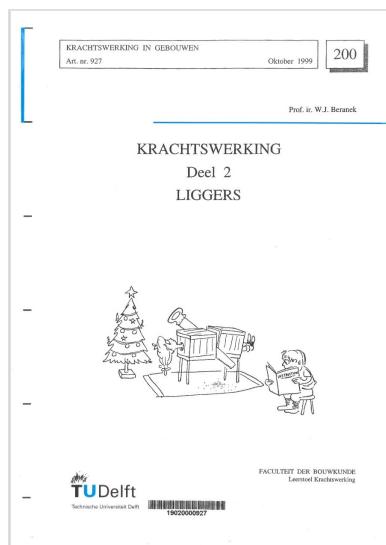
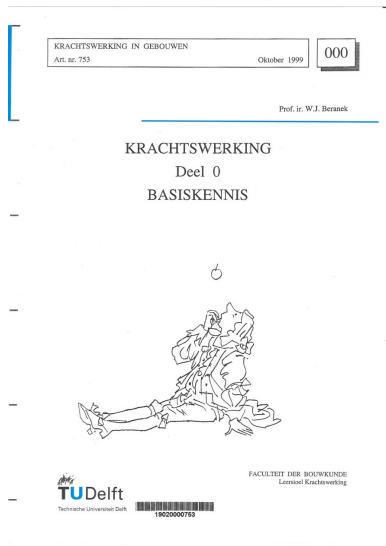




## 4 Mechanica

In dit hoofdstuk worden de meestgebruikte formules gepresenteerd. Om te begrijpen wat de formules betekenen kunnen de dictaten Krachtswerking van Beranek geraadpleegd worden. Deze zijn gratis online beschikbaar: BK-wiki. De volgende onderdelen zijn in dit hoofdstuk te vinden:

- Symbolen zoals gebruikt in de Eurocodes.
- Formules voor het bepalen van doorsnedegrootheden.
- Formules voor het bepalen van krachten in, en vervorming van balken in een aantal standaardgevallen.
- Formules voor het bepalen van de knikkraft van kolommen in een aantal standaardgevallen.



## 4.1 Symbolen

### 4.1.1 Symbolen, grootheden en eenheden

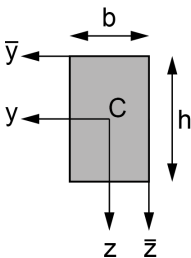
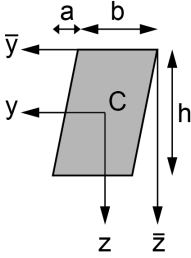
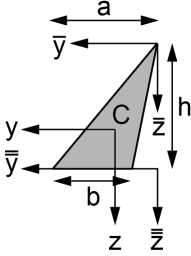
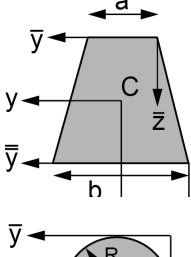
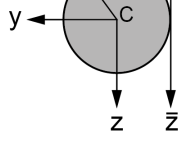
grootheid symbool	naam	SI-eenheid symbool	grootheid symbool	naam	SI-eenheid Symbool
$q_y$	verdeelde belasting in de y-richting	N/m	$\epsilon$	rek	-
$q_z$	verdeelde belasting in de z-richting	N/m	$\epsilon_t$	rek behorende bij treksterkte $f_t$	-
$s$	schuifstroom	N/m	$\epsilon_u$	breukrek	-
$t$	wanddikte	m	$\epsilon_y$	vloeirek, rek aan het begin van het vloeitraject	-
$t_f$	flensdikte	m	$\kappa$	kromming	$m^{-1}$
$t_w$	lijfdikte	m	$\gamma$	belastingfactor	-
$y_C; z_C$	y- en z-coördinaat van het zwaartepunt	m	$\gamma$	hoekverandering ten gevolge van afschuiving, schuifrek	rad
$y_{NC}; z_{NC}$	y- en z-coördinaat van het normaalkrachten centrum	m	$\gamma_g$	belastingfactor met betrekking tot de permanente belasting	-
$I$	kwadratisch oppervlaktemoment	$m^4$	$\gamma_d$	belastingfactor met betrekking tot de veranderlijke belasting	-
$i$	traagheidsstraal	m	$\theta$	hoek, hoekverandering door rotatie	rad
$W$	weerstandsmoment	$m^3$	$\sigma$	normaalspanning	$N/m^2$
$\alpha$	lineaire uitzettingscoëfficiënt	$K^{-1}$	$\tau$	schuifspanning	$N/m^2$

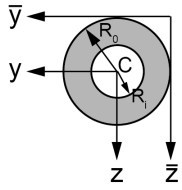
## 4.2 Doorsnedegrootheden

### 4.2.1 Definitie doorsnedegrootheden

oppervlakte	statische moment	traagheidsmoment	polair traagheidsmoment	verschuivingsregel van Steiner
$A = \int_A dA$	$S_y = \int_A y \cdot dA$	$I_{yy} = \int_A y^2 \cdot dA$	$I_p = \int_A r^2 \cdot dA = I_{yy} + I_{zz}$	$I_{\bar{y}\bar{y}} = I_{yy(\text{eigen})} + \bar{y}_C^2 \cdot A$
	$S_z = \int_A z \cdot dA$	$I_{yz} = I_{zy} = \int_A y \cdot z \cdot dA$		$I_{\bar{y}\bar{z}} = I_{zy(\text{eigen})} + \bar{y}_C \cdot \bar{z}_C \cdot A$
		$I_{zz} = \int_A z^2 \cdot dA$		$I_{\bar{z}\bar{z}} = I_{zz(\text{eigen})} + \bar{z}_C^2 \cdot A$

### 4.2.2 Doorsnedegrootheden

vorm	oppervlakte, coördinaat zwaartepunt C	traagheidsmoment eigen	andere
	<p>rechthoek</p> <p><math>A = bh</math></p> <p><math>\bar{y}_C = \frac{1}{2}b</math></p> <p><math>\bar{z}_C = \frac{1}{2}h</math></p>	<p><math>I_{yy} = \frac{1}{12}b^3h</math></p> <p><math>I_{zz} = \frac{1}{12}bh^3</math></p> <p><math>I_{yz} = 0</math></p>	<p><math>I_{\bar{y}\bar{y}} = \frac{1}{3}b^3h</math></p> <p><math>I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{3}bh^3</math></p> <p><math>I_{\bar{y}\bar{z}} = \frac{1}{4}b^2h^2</math></p>
	<p>parallelogram</p> <p><math>A = bh</math></p> <p><math>\bar{y}_C = \frac{1}{2}(a + b)</math></p> <p><math>\bar{z}_C = \frac{1}{2}h</math></p>	<p><math>I_{yy} = \frac{1}{12}(a^2 + b^2)bh</math></p> <p><math>I_{zz} = \frac{1}{12}bh^3</math></p> <p><math>I_{yz} = \frac{1}{12}abh^2</math></p>	<p><math>I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{3}bh^3</math></p>
	<p>driehoek</p> <p><math>A = \frac{1}{2}bh</math></p> <p><math>\bar{y}_C = \frac{1}{3}(2a - b)</math></p> <p><math>\bar{z}_C = \frac{2}{3}h</math></p>	<p><math>I_{yy} = \frac{1}{36}(a^2 - ab + b^2)bh</math></p> <p><math>I_{zz} = \frac{1}{36}bh^3</math></p> <p><math>I_{yz} = \frac{1}{72}(2a - b)abh^2</math></p>	<p><math>I_{zz} = \frac{1}{4}bh^3</math></p> <p><math>I_{\bar{y}\bar{z}} = \frac{1}{8}(2a - b)bh^2</math></p> <p><math>I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{12}bh^3</math></p>
	<p>trapezium</p> <p><math>A = \frac{1}{2}(a + b)h</math></p> <p><math>\bar{z}_C = \frac{1}{3} \frac{a+2b}{a+b}h</math></p>	<p><math>I_{zz} = \frac{1}{36} \frac{a^2+4ab+b^2}{a+b}h^3</math></p>	<p><math>I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{12}(a + 3b)h^3</math></p> <p><math>I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{17}(3a + b)h^3</math></p>
	<p>cirkel</p> <p><math>A = \pi R^2</math></p>	<p><math>I_{yy} = I_{zz} = \frac{1}{4}\pi R^4</math></p> <p><math>I_{yz} = 0</math></p> <p><math>I_p = \frac{1}{2}\pi R^4</math></p>	<p><math>I_{\bar{y}\bar{y}} = I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{5}{4}\pi R^4</math></p> <p><math>I_{\bar{y}\bar{z}} = \pi R^4</math></p>



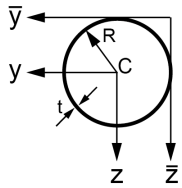
dikwandige ring

$$A = \pi(R_0^2 - R_i^2)$$

$$I_{yy} = I_{zz} = \frac{1}{4}\pi(R_0^4 - R_i^4)$$

$$I_{yz} = 0$$

$$I_p = \frac{1}{2}\pi(R_0^4 - R_i^4)$$



dunwandige ring

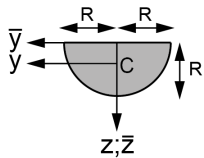
$$A = 2\pi R t$$

$$I_{yy} = I_{zz} = \pi R^3 t$$

$$I_{\bar{y}\bar{y}} = I_{\bar{z}\bar{z}} = 3\pi R^3 t$$

$$I_{yz} = 0$$

$$I_p = 2\pi R^3 t$$



halve cirkel

$$A = \frac{1}{2}\pi R^2$$

$$I_{yy} = \frac{1}{8}\pi R^4$$

$$I_{\bar{y}\bar{y}} = I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{8}\pi R^4$$

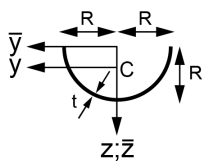
$$\bar{y}_C = 0$$

$$I_{zz} = \left(\frac{\pi}{8} - \frac{8}{9\pi}\right)R^4$$

$$I_{\bar{y}\bar{z}} = 0$$

$$\bar{z}_C = \frac{4}{3\pi}R$$

$$I_{yz} = 0$$



halve dunwandige ring

$$A = \pi R t$$

$$I_{yy} = \frac{1}{2}\pi R^3 t$$

$$I_{\bar{y}\bar{y}} = I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{2}\pi R^3 t$$

$$\bar{y}_C = 0$$

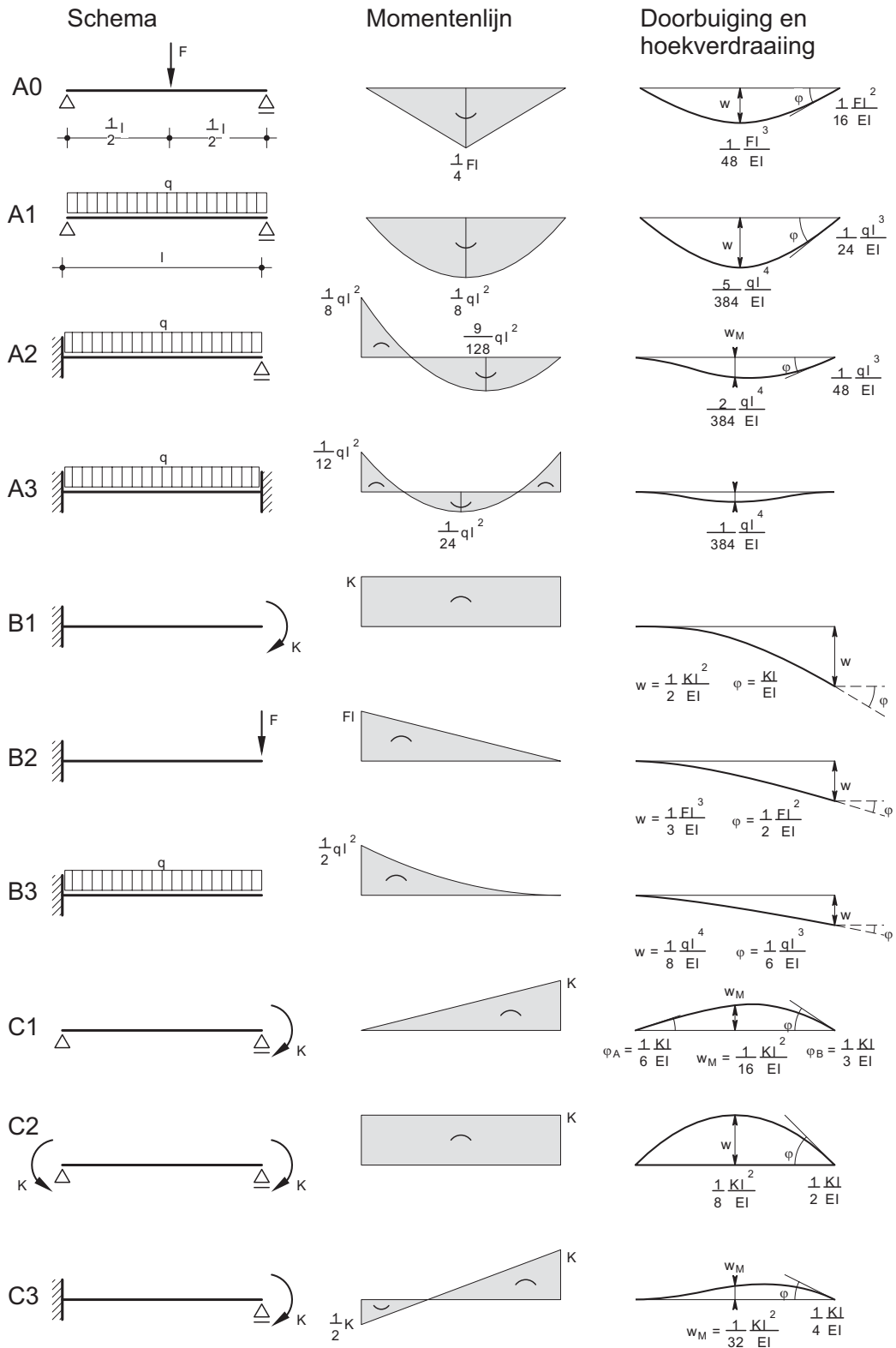
$$I_{zz} = \left(\frac{\pi}{2} - \frac{4}{\pi}\right)R^3 t$$

$$I_{\bar{y}\bar{z}} = 0$$

$$\bar{z}_C = \frac{2}{\pi}R$$

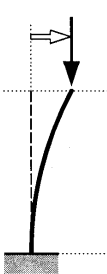
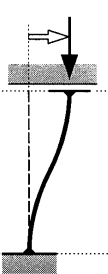
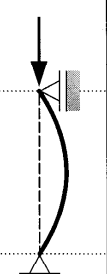
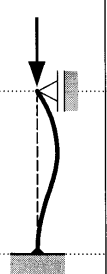
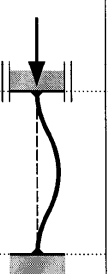
$$I_{yz} = 0$$

4.3 Vergeet-me-nietjes (standaardgevallen)



## 4.4 Basisknikgevallen

De knikformule van Euler en de bepaling van de te rekenen kniklengte wordt uitgelegd in het dictaat van Beranek deel 5: Vervormingen. Onderstaand overzicht van de basisknikgevallen is overgenomen uit het dictaat Stabiliteit van het Evenwicht van C. Hartsuijker en J.W. Welleman.

ongeschoord		geschoord		
①	②	③	④	⑤
				
$\ell_k = 2\ell$	$\ell_k = \ell$	$\ell_k = \ell$	$\ell_k \approx 0,7\ell$	$\ell_k = 0,5\ell$
$F_k = \frac{\pi^2 EI}{4\ell^2}$	$F_k = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2}$	$F_k = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2}$	$F_k \approx \frac{2\pi^2 EI}{\ell^2}$	$F_k = \frac{4\pi^2 EI}{\ell^2}$

## 5 Belastingen

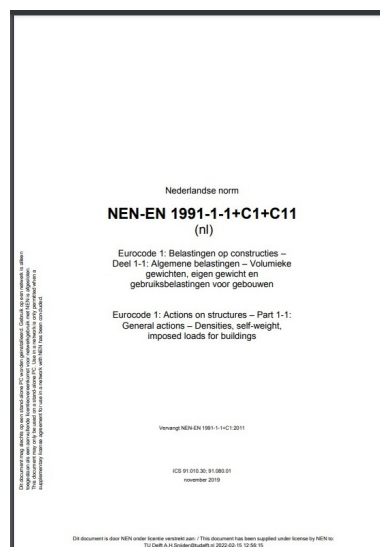
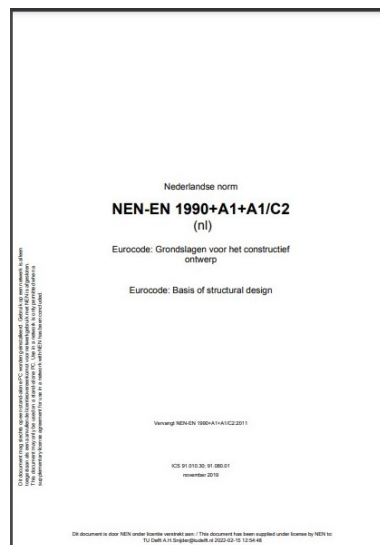
Dit hoofdstuk gaat in op de verschillende belastingen en belastingcombinaties die op een constructie geplaatst kunnen worden. Een goede inschatting van de belastingen op en in een gebouw is namelijk cruciaal om tot een veilig, maar ook efficiënt draagconstructief ontwerp te komen. Dit hoofdstuk verzamelt een reeks tabellen en grafieken die je nodig hebt om die belastingen te bepalen

Voordat je kunt beginnen met ontwerpen moet je eerst een duidelijke voorstelling hebben van het te bouwen object. Of anders gezegd, wat de functies worden van het bouwwerk. Daaruit vloeit het gebruik voort (dit vormen de randvoorwaarden) en daarmee ook de belastingen die op je constructie komen.

1. voorstelling hebben van object
2. functies van object
3. gebruik (randvoorwaarden)
4. belastingen

Allereerst worden de belastingen, grenstoestanden en belastingcombinaties behandeld. Daarna komen de permanente en veranderlijke belastingen aan bod.

Let op, de informatie in dit hoofdstuk is een eenvoudige vertaling van de normen NEN-EN 1990 en NEN-EN 1991 met bijbehorende nationale bijlagen en is enkel geschikt voor ontwerp doeleinden, dus niet voor de toetsing van de constructieve veiligheid.



## 5.1 Belastingscombinaties en grenstoestanden

Elke constructie moet voldoen aan de twee hoofdgrenstoestanden die direct te maken hebben met de betrouwbaarheid (sterkte) en bruikbaarheid (stijfheid). De uiterste grenstoestand (UGT) wordt benut bij de toetsing van de constructieve veiligheid. De bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) wordt benut bij de toetsing van de eisen voor de bruikbaarheid.

Belastingscombinaties bestaan uit de combinaties van de rekenwaarden van de permanente en veranderlijke belastingen. Daarbij worden zowel de representatieve als de momentane waarden van de belastingen gecombineerd voor de UGT of de BGT. Zelf zul je de maatgevende belastingcombinatie van de draagconstructie of het constructie-element moeten bepalen. Bedenk hierbij om welk constructie-element het gaat, bijv. een vloerligger, een kolom of een stabiliteitsconstructie.

Bouwconstructies en onderdelen van bouwconstructies, en hun ondersteuning of bevestigingen moeten met voldoende betrouwbaarheid bestand zijn tegen de ongunstigste combinaties van belastingen die gelijktijdig kunnen optreden, met dien verstande dat:

- de extreme waarde van een veranderlijke belasting niet gecombineerd hoeft te zijn met extreme waarden van andere veranderlijke belastingen of met bijzondere belastingen

- een bijzondere belasting niet gecombineerd hoeft te zijn met extreme waarden van veranderlijke belastingen of met andere bijzondere belastingen

- in een aantal gevallen uitgesloten is dat op verschillende delen van de constructie de extreme en momentane of nulwaarde van hetzelfde belastingsgeval gelijktijdig voorkomt (o.a. de wind- en sneeuwbelasting).

### 5.1.1 Uiterste grenstoestand (UGT), fundamentele combinaties

Een belastingscombinatie bestaat over het algemeen uit het eigen gewicht, een overheersende veranderlijke belasting en eventuele overige veranderlijke belastingen.

$$\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

zie sectie 5.1.6 voor de  $\psi$  factoren  
zie sectie 5.1.3 voor de  $\gamma$  factoren  
bron: NEN-EN 1990 artikel 6.4.3.2

$\gamma_{G,j}$	= veiligheidsfactor permanente belasting
$G_{k,j}$	= totale permanente belasting
$\gamma_{Q,1}$	= veiligheidsfactor veranderlijke belasting
$Q_{k,1}$	= overheersende veranderlijke belasting
$\Psi_{0,1}$	= combinatiefactor behorende bij veranderlijke belasting
$Q_{k,i}$	= eventuele overige veranderlijke belastingen
"+"	betekent "te combineren met"
$\sum$	betekent "de gecombineerde uitkomst van"

### 5.1.2 Bruikbaarheidsgrenstoestanden (BGT)

De in aanmerking te nemen vervormingen met betrekking tot de bruikbaarheidseisen behoren die te zijn als omschreven in sectie 5.7-Bruikbaarheidscriteria al naargelang de aard van de bouwwerken, of zoals overeengekomen met de opdrachtgever of de nationale overheid.

#### Karakteristieke combinatie

De karakteristieke combinatie wordt gebruikt voor onomkeerbare grenstoestanden (plastische vervorming). Hiermee wordt bedoeld dat ergens in de constructie vloeien (staal) of scheurvorming optreedt (beton/metselwerk) door het vervormen van het constructiedeel. Dit kan bijvoorbeeld gaan om het scheuren van een metselwerk scheidingswand ten gevolge van doorbuiging van de vloer.

$$G_{k,j} \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

bron: NEN-EN 1990 artikel 6.5.3

$G_{k,j}$	= totale permanente belasting
$Q_{k,1}$	= overheersende veranderlijke belasting
$\Psi_{0,i}$	= combinatiefactor voor veranderlijke belasting $Q_{k,i}$
$Q_{k,i}$	= eventuele overige veranderlijke belastingen
"+"	betekent "te combineren met"
$\sum$	betekent "de gecombineerde uitkomst van"



**Frequente combinatie**

De frequente combinatie wordt gebruikt voor omkeerbare grenstoestanden (elastische vervorming). Er is sprake van een omkeerbare bruikbaarheidsgrenstoestand wanneer nergens in de constructie vloeien (staal) of scheuren (beton/metselwerk) optreedt door de doorbuiging en de constructie elastisch terugveert naar de oorspronkelijke vorm wanneer de belasting wordt weggenomen.

$$G_{k,j} \text{ "+" } \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k;i}$$

$G_{k,j}$  = totale permanente belasting  
 $\Psi_{1,1}$  = factor i.v.m. frequente waarde belasting  
 $Q_{k,1}$  = overheersende veranderlijke belasting  
 $\Psi_{2,i}$  = factor i.v.m. quasi-blijvende waarde belasting  
 $Q_{k,i}$  = eventuele overige veranderlijke belastingen  
 "+" betekent "te combineren met"  
 $\sum$  betekent "de gecombineerde uitkomst van"

bron: NEN-EN 1990 artikel 6.5.3

**Quasi-blijvende combinatie**

De quasi-blijvende combinatie wordt gebruikt voor langetermijneffecten (krimp en kruip) en voor het uiterlijk van de constructie.

$$G_{k,j} \text{ "+" } \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k;i}$$

$G_{k,j}$  = totale permanente belasting  
 $\Psi_{2,i}$  = factor i.v.m. quasi-blijvende waarde belasting  
 $Q_{k,i}$  = veranderlijke belastingen  
 "+" betekent "te combineren met"  
 $\sum$  betekent "de gecombineerde uitkomst van"

bron: NEN-EN 1990 artikel 6.5.3

**5.1.3 Belastingfactoren uiterste grenstoestand**

De belastingfactoren worden in de Eurocode partiële factoren genoemd. In sommige andere literatuur worden ze veiligheidsfactoren genoemd. Bij de toepassing van de belastingfactoren moet er onderscheid gemaakt worden tussen gunstig en ongunstig werkende belastingen. Dit is afhankelijk van de toets die uitgevoerd wordt. Toets je bijvoorbeeld het moment in een ligger op twee steunpunten waarop een neerwaartse belasting (eigengewicht) en een opwaartse belasting (windzuiging) werken, dan zal het moment in de ligger minder kritisch zijn als beide belastingen gelijktijdig optreden. Een van de belastingen werkt dus gunstig.

gevolgklasse (CC)	$\gamma_{f;g}$ (permanente belasting)		$\gamma_{f;q}$ (veranderlijke belasting)	
	ongunstig	gunstig	ongunstig	gunstig
1	1,1	0,9	1,35	0
2	1,2	0,9	1,5	0
3	1,3	0,9	1,65	0

bron: NEN-EN 1990 Nationale Bijlage, tabel NB.4 en NB.5

**5.1.4 Gevolgklasse (CC)**

Gevolgklasse	Omschrijving
CC3	Grote gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens**, of zeer grote economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving
CC2	Middelmatige gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, of aanzienlijke economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving
CC1b	Geringe gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens en kleine of verwaarloosbare economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving
CC1a	Nagenoeg uitgesloten verlies van mensenlevens en zeer kleine of verwaarloosbare economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving

\* Voorbeelden voor de toepassing van de gevolgklassen staan in tabel NB.24 – B1.

\*\* Bedoeld zijn situaties van bouwwerken, waarin zich tegelijkertijd veel mensen kunnen ophouden en waarbij bij bezwijken van een essentieel onderdeel ineens een groot aantal mensen kan worden getroffen.

zie NEN-EN 1990 Nationale Bijlage tabel NB.23

### 5.1.5 Voorbeelden van toepassing gevolgklasse voor bouwwerken

#### Gevolgklasse Voorbeelden van toepassingen voor gebouwen en bouwwerken m.u.v. bruggen en maritieme constructies

CC3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Hoge gebouwen, waarvan de hoogste vloer van een gebruiksgebied, zoals gedefinieerd in het Bouwbesluit 2012, meer dan 70 m boven het maaiveld ligt ter plaatse van de toegang</li> <li>• Bouwwerken, waarvan de overspanning van de constructie in een draagrichting groter is dan 50 m en waarbij in geval van bezwijken van die overspanning meer dan 500 personen gelijktijdig gevaar lopen (zoals bij grote tentoonstellings- en stationshallen)</li> <li>• Bouwwerken met de bestemming publieksfunctie (bijv. onderwijsgebouwen stadions, concerthallen, tribunes), waarbij in geval van bezwijken meer dan 500 personen gelijktijdig gevaar lopen</li> <li>• Gebouwen bedoeld voor een groep verminderd zelfredzame personen zoals ziekenhuizen, celgebouwen, verpleegtehuizen, met 4 of meer bouwlagen</li> <li>• Gebouwen waar zeer vitale processen worden bestuurd, bijv. verkeerstoren Schiphol, verkeersleidingsgebouw</li> <li>• Industriegebouwen voor gevaarlijke stoffen en/of processen zijnde onderdeel van een inrichting waarvoor een omgevingsvergunning voor het milieu noodzakelijk is en waarvan het bezwijken van het gebouw kan leiden tot het betreffende ongewenste milieueffect</li> </ul>
CC2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Voor zover niet opgenomen in CC1 of CC3:</li> <li>• Eengezinswoningen c met 4 of meer bouwlagen</li> <li>• Woongebouwen, hotels, en kantoorgebouwen</li> <li>• Onderwijsgebouwen</li> <li>• Winkels</li> <li>• Gebouwen bedoeld voor een groep verminderd zelfredzame personen zoals ziekenhuizen, celgebouwen, verpleegtehuizen, met maximaal 3 bouwlagen</li> <li>• Openbare gebouwen/industriegebouwen waarbij het aantal personen binnen niet beperkt is, of met 3 of meer bouwlagen</li> <li>• Parkeergarages</li> </ul>
CC1b	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Eengezinswoningen* met 1, 2 of 3 bouwlagen</li> <li>• Landbouwbedrijfsgebouwen uitsluitend voor productiedoeleinden, waarbij het aantal personen binnen beperkt is</li> <li>• Tuinbouwkassen uitsluitend voor productiedoeleinden, waarbij het aantal personen binnen beperkt is</li> <li>• Industriegebouwen met 1 of 2 bouwlagen uitsluitend voor productiedoeleinden, waarbij het aantal personen binnen beperkt is</li> </ul>
CC1a	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Landbouwbedrijfsgebouwen voor opslagdoeleinden en waarbij potentieel levensgevaar nagenoeg uitgesloten is</li> <li>• Reclameborden bij een bouwactiviteit</li> <li>• Reclamedragers rond lantaarnpalen</li> <li>• Waslijnpaal</li> <li>• Afscheiding tussen twee balkons</li> <li>• Erfafscheiding</li> </ul>

\* Grondgebonden woning niet gelegen in een woongebouw.

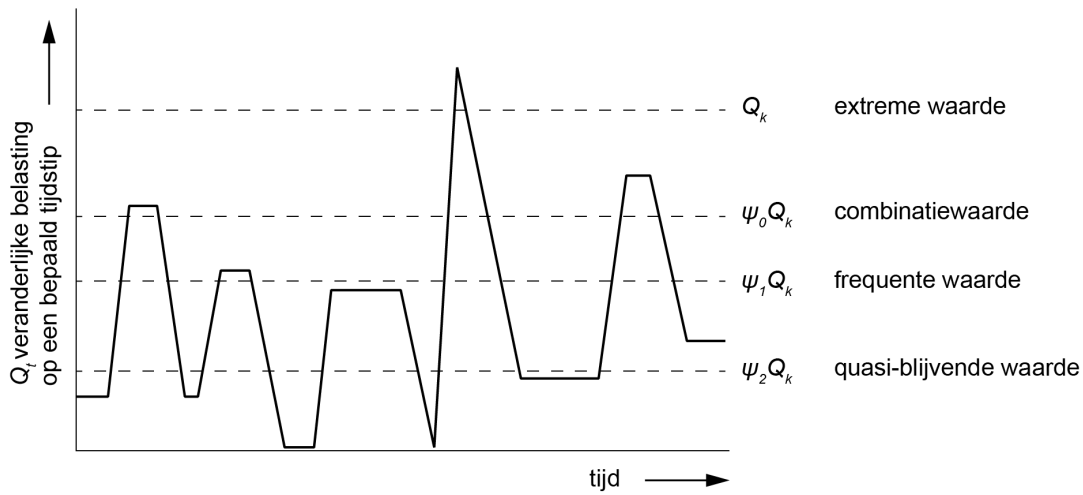
zie NEN-EN 1990 Nationale Bijlage tabel NB.24

### 5.1.6 Aanbevolen waarden van $\psi$ -factoren voor gebouwen

Voor de veranderlijke belasting worden naast de (extreme) karakteristieke waarde voor de belasting Q, met behulp van de  $\psi$  factoren nog drie andere waarden onderscheiden:

- $Q_k$ =(extreme) karakteristieke waarde van de veranderlijke belasting
- $\psi_0 Q_k$ = combinatiewaarde van de veranderlijke belasting
- $\psi_1 Q_k$ = frequente waarde van de veranderlijke belasting
- $\psi_2 Q_k$ = quasi-blijvende waarde van de veranderlijke belasting

De volgende figuur geeft een voorbeeld van een veranderlijke belasting, uitgezet in de tijd.



Belasting	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Voorgescreven belastingen in gebouwen, categorie			
Categorie A: woon- en verblijfsruimtes	0,4	0,5	0,3
Categorie B: kantoorruimtes	0,5	0,5	0,3
Categorie C: bijeenkomstruimtes	0,6/0,4*	0,7	0,6
C1: Ruimten met tafels enz. bijv. ruimten in scholen, cafés, restaurants, eetzaal, leeszaal, ontvangstruimten.			
C2: Ruimten met vaste zitplaatsen, bijv. ruimten in kerken, theaters of bioscopen, conferentiezaal, collegezaal, vergaderzaal, wachtkamers, wachtkamers/-lokale in stations.			
C3: Ruimten zonder obstakels voor rondlopende mensen, bijv. ruimten in musea, tentoonstellingsruimten enz. en toegangsruimten in openbare gebouwen en kantoren, hotels, ziekenhuizen, stationshallen.			
C4: Ruimten ten behoeve van o.a. lichaamsbeweging, bijv. danszaal, gymnastiekzaal, toneel-/balletpodia enz.			
C5: Ruimten waar zich grote mensenmassa's kunnen bevinden, bijv. in gebouwen voor openbare evenementen, zoals concertzaal, sporthallen met inbegrip van tribunes, bordessen en toegangsruimten, stationsperrons.			
Categorie D: winkelruimtes	0,4	0,7	0,6
D1: Ruimten in gewone kleinhandelszaken.			
D2: Ruimten in grootwarenhuizen/supermarkten.			
Categorie E: opslagruimtes	1,0	0,9	0,8
E1: Ruimten die gevoelig zijn voor opeenhoping van goederen, inclusief toegangsruimten			
E2: Industrieel gebruik			
Categorie F: verkeersruimte, voertuiggewicht $\geq 25$ kN	0,7	0,7	0,6
Categorie G: verkeersruimte**, 25 kN < voertuiggewicht $\geq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Categorie H: daken	0	0	0
<b>Andere soorten belasting (van buitenaf)</b>			
$\psi_0$			
$\psi_1$			
$\psi_2$			
Industrieel gebruik waarbij de veranderlijke belasting:			
— niet langdurig aanwezig is	0,5	0,5	0,3
— langdurig aanwezig is	1,0	0,9	0,8
Sneeuwbelasting	0	0,2	0
Belasting door regenwater	0	0	0
Windbelasting	0	0,2	0
Temperatuur (geen brand)	0	0,5	0

\* De waarde 0,6 geldt voor delen van het gebouw die in geval van een calamiteit zwaar kunnen worden belast door een mensenmenigte (vluchtroutes, trappen enz.); de waarde 0,4 geldt in overige gevallen.

\*\* Met verkeersruimte wordt in dit geval een ruimte bedoeld waar voertuigen kunnen rijden, bijvoorbeeld parkeergarages.

zie: NEN-EN 1990 Nationale bijlage. tabel NB.2 A1.1

## 5.2 Permanente belastingen

De permanente belastingen van constructies bestaan uit het eigen gewicht van het desbetreffende constructie-element en de eigen gewichten van de erop rustende (afbouw)elementen. Door gebruik te maken van de tabellen

zoals deze, kunnen de permanente belastingen worden bepaald voor ontwerp-/gewichtsberekeningen alsmede voor controle.

### 5.2.1 Bouwmaterialen I

materiaal	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]*	materiaal	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]*	materiaal	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]*
primaire bouwstoffen		secundaire bouwstoffen		betonstenen	
duinzand		as	1000	- licht	800-1500
- droog	1550	hoogovenslakken	1700	- normaal	1500-1900
- vochtig	1700			- zwaar	1900-2300
- verzadigd	1950	metselwerk		gasbetonblokken	500-800
rivier- en grindzand		klinkers	2000	gipsblokken	1100
- droog	1650	gewone gevelstenen		tegels	
- vochtig	1750	- vol (0% perforatie)	1700	- poreus	1900
- verzadigd	2000	- geperforeerd (20%)	1400	- dicht	2300
grind		- hol (35%)	1100		
- droog	1600	verblendsteen (20%)	1800	beton	
- vochtig	1700-2000	kalkzandsteen	1850	licht beton	<2000
- verzadigd	1922	isolatiesteen		normaal grindbeton	2300-2450
aarde en klei		- poriso, fomin	1300	zwaarbeton	<2800
- droog	1600	- poroton	800	gewapend grindbeton	2400-2550
- nat	2000			constructief lichtbeton	1200-2000
natuursteen				schuimbeton	300-1400
basalt, graniet	2850				
kalksteen, marmer	2700				
leisteel	2700				

\*let op, de bovengenoemde waarden zijn volumieke massa's, [kg/m<sup>3</sup>], deze moet je dus nog omrekenen naar [kN/m<sup>3</sup>]!

Bron: NEN-EN 1991  
Bijlage A

## 5.2.2 Volumieke massa's materialen

materiaal	$\rho[\text{kg}/\text{m}^3]^*$	materiaal	$\rho[\text{kg}/\text{m}^3]^*$	materiaal	$\rho[\text{kg}/\text{m}^3]^*$
aluminium, gegoten	2768	glas, in kratten	960	loodmenie, droog	2112
kunststeen	2304	glas, plaat	2787	gewapend beton 2%	2401
as, steenkool	719	glas, dunne plaat	2497	gewapend beton 3%	2503
asfalt, bestrating	2308	glycerine, verpakt	832	hars, in vaten	769
		graniëtt	2722	rubber	960
ballast, baksteen, grind	1788	graniet, gepolijst	2642		
gerst, in zakken	576	granite, steenslag	2477	salpeter	1072
gerst, in bulk	640	grind	1918	zand, droog	1598
bleek, in vaten	512			zand, nat	1998
bouwblokken	1305-2202	hooi, in balen, samengeperst	384	zandsteen	2403
messing, gegoten	8431	hooi, niet samengeperst	224	schroeven, spijkers, in verpakking	1600
messing, gewalst	8546			leisteel	2877
metselwerk	1549-2365	ijzer, gegoten	7203	sneeuw, vers gevallen	96
brons	8386	ijzer, gesmeed	7682	sneeuw, nat, compact	320
		ijzerwaren, in verpakking	896	natriumcarbonaat, in vaten	992
				natriumhydroxide, in tonnen	1409
cement, in zakken	1345			zetmeel, in vaten	401
cement, in vaten	1168	lood, gegoten	11328	staal, gegoten	8002
cement, mortel	1678	lood, plaat	11358		
Portlandcement, los	1438	leder, huiden, samengeperst.	368	staal, gewalst	8002
porseleinaarde	2209	leder, in bundels	256	stro, in balen, samengeperst	304
klei, vochtig, plastic	1788	kalkmortel	1648	zwavelzuur	960
klei, droog	1920	kalk, in vaten	800		
steenkool, los	896	kalksteen	2562	teer	1024
cokes, los	480			terracotta	1794
beton, breeze	1538	macadam	2403	hout, pijnboom, spar	481
beton, baksteen	1918	marmer	2642	hout, (Amerikaans) greenhout	673
beton, steen	2308			hout, mahonie	561
koper, gegoten	8801	nikkel, monel, metaal	8896	hout, teak, eiken	721
koper, gewalst	8930			tin, gegoten	7282
aardewerk, in kratten	640	haver, in zakken	432	tin, gewalst	7392
		haver, in bulk	512	tin, plaat, in dozen	4450
aarde, droog, los	1152	olie, in vaten	576		
aarde, droog, gestampt (stampleem)	1788	olie, in bulk	896	water, zoet	1000
aarde, vochtig, verpakt	1638	olie, in vaten	721	water, zee	1024
keisteel	2640	papier, print	640	tarwe, in zakken	624
bloem, in zakken	721	papier, schrijven	960	tarwe, in bulk	721
hardsteen, gepolijst	2398	benzine	672	loodwit, pasta	2785
keisteel, steenslag	2238	bitumen	1119	loodwit, droog	138
		pleister	1538	draad, in spoelen	1185
		gips	1278		
		pleister, in vaten	848	zink	6993
		potas	3276		
		aardappelen, gestapeld	721		

\*let op, de bovengenoemde waarden zijn volumieke massa's,  $[\text{kg}/\text{m}^3]$ , deze moet je dus nog omrekenen naar  $[\text{kN}/\text{m}^3]$ !

Bron: NEN-EN 1991 Bijlage A

**5.2.3 Belasting per oppervlakte-eenheid voor samengestelde constructies**

materiaal	[kN/m <sup>2</sup> ]	materiaal	[kN/m <sup>2</sup> ]
stalen gevelplaten	0,05 - 0,13	kunststoffolie	0,02
isolatiemateriaal gevel	0,015 - 0,05	golfplaten vezel versterkt cement	
houten vloer + balken	0,3	plaat alleen	0,15
stalen dakplaten	0,05 - 0,18	met bevestiging en gordingen	0,25
stalen dakplaten (dikte 0,75 mm)	0,11	golfplaten kunststof	0,02
isolatie en dakbedekking	0,10 - 0,20	golfplaten gegalvaniseerd	
bitumenlagen		met bevestiging en gordingen	0,15
glasvlies 2 lagen	0,07	pannendak, dakbeschot, gordingen	0,65
glasvlies 3 lagen	0,1	plat dak, balken, beschot geen grind	0,36
dak spanen	0,07		

Bron: NEN-EN 1991 Bijlage A

### 5.3 Veranderlijke belastingen I, gebouwen

Veranderlijke belasting: belasting die gedurende de gehele referentieperiode niet altijd aanwezig is, of belasting waarvan de verandering als functie van de tijd niet meer verwaarloosbaar klein is in vergelijking met het gemiddelde.

Eenvoudig gezegd belastingen ten gevolge van personen, goederen, voertuigen, wind, sneeuw, accumulerend water, aardbevingen, botsingen etc.

#### 5.3.1 Veranderlijke verticale belastingen op vloeren en daken

Klasse van belaste oppervlakken	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ kN
Klasse A: woon- en verblijfruimtes		
vloeren	1,75	3,0
trappen	2,0	3,0
balkons	2,5	3,0
Klasse B: kantoorruimtes		
	2,5	3,0
Klasse C: bijeenkomstruimtes		
C1*	4,0	3,0
C2	4,0	7,0
C3	5,0	7,0
C4	5,0	7,0
C5	5,0	7,0
Klasse D: winkelruimtes		
D1	4,0	7,0
D2	4,0	7,0
Klasse E: Opslagruimtes		
E1	5,0	7,0
E2	4,0	10
Klasse F: verkeersruimte (licht)		
	2,0	10
Klasse G: verkeersruimte (zwaar)		
	5,0	40
Klasse H: daken (niet toegankelijk)		
helling $0^\circ \leq \alpha < 15^\circ$	1,0	1,5
helling $15^\circ \leq \alpha < 20^\circ$	$4,0 - 0,2 \times \alpha$	
helling $\alpha \geq 20^\circ$	0	
Klasse H: daken (wel toegankelijk)		
Klasse H: daken (onder maaiveld gelegen, geen verkeersbelasting)	zie tabel voor vloeren en daken	
	4,0	7,0

\* De beschrijving van de delen C1 t/m E2 is gegeven in de tabel in sectie 5.1.6.

\*\* De geconcentreerde belasting werkt op een oppervlakte van  $0,5 \times 0,5$  m. De geconcentreerde belasting wordt geacht zowel in verticale als in horizontale richting te kunnen werken.

Bron: EN1991 NB tabel 6.2



## 5.4 Veranderlijke belastingen II, wind

De belastingen die worden veroorzaakt door wind zijn aanzienlijk en dienen dan ook met zorg te worden bestudeerd voor de berekeningen. In de Bachelor Bouwkunde mag echter met een vereenvoudigde windbelasting worden ge-

rekend. Voor een meer gedetailleerde berekening of bij gebouwen met afwijkende vorm kan NEN-EN 1991-1-4 Algemene belastingen - Windbelasting geraadpleegd worden.

### 5.4.1 Bepalen windbelasting (eenvoudige formule)

$$F_i = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

zie NEN-EN 1991-1-4 sectie 5.3

$F_i$  = Windkracht op een constructie of constructie-element  
 $c_s c_d$  = bouwwerkfactor<sup>1</sup>  
 $c_f$  = krachtcoëfficiënt voor de constructie of het constructie-element  
 $q_p(z_e)$  = extreme stuwdruk op referentiehoogte  $z_e$ <sup>2</sup>  
 $A_{ref}$  = referentie-oppervlakte van de constructie of constructie-element

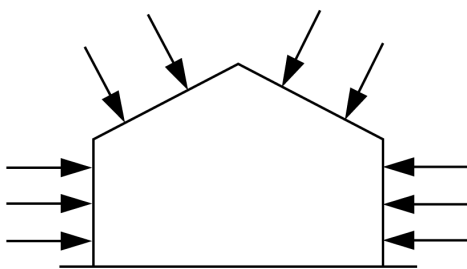
<sup>1</sup> Voor gebouwen met een hoogte kleiner dan 15 m mag voor  $c_s c_d$  de waarde 1 zijn genomen. Voor meer informatie raadpleeg NEN-EN 1991-1-4.

<sup>2</sup> Voor hoge gebouwen ( $h > b$ ) mag aangenomen worden dat de stuwdruk afneemt naar de grond toe.

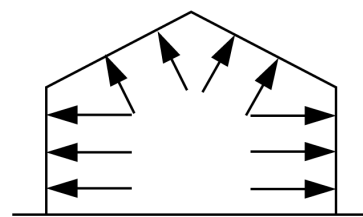
### 5.4.2 Krachtcoëfficiënt $C_f$ voor constructie of constructie-element: gevels en daken

De nettodruk op een wand, dak of element is het verschil tussen de druk op de vlakken aan weerszijden, rekening houdend met het teken van de druk. Overdruk, gericht naar het oppervlak, wordt positief gerekend en onderdruk, weg van het oppervlak, wordt negatief gerekend. In deze paragraaf worden de krachtcoëfficiënten behandeld. De methode wordt hier uitgelegd aan de hand van een eenvoudig gebouw, gezien de Eurocode erg uitgebreid is. Gebruik NEN-EN 1991-1-4 voor meer gecompliceerde gebouwvormen.

Allereerst moeten de verschillende windbelastingen worden bepaald: De krachtcoëfficiënten die corresponderen met de verschillende windzones zijn afhankelijk van de geometrie van het gebouw. Krachtcoëfficiënten zijn gegeven voor bepaalde standaardwaarden, voor andere waarden is interpolatie toegestaan. In deze paragraaf zijn uitsluitend krachtcoëfficiënten gegeven die horen bij grote oppervlakken ( $> 10\text{m}^2$ ). Zie NEN-EN-1999 1-1-4 voor kleinere oppervlakken.



Positieve uitwendige druk



Positieve inwendige druk

Beide krachten worden gecombineerd in een ongunstige situatie

### 5.4.3 Parameters constructie

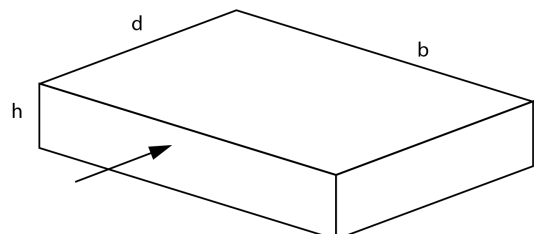
$h$  = referentiehoogte [m]

$d$  = afmeting in windrichting [m]

$b$  = afmeting loodrecht op de windrichting [m]

$e = b$  of  $2h$ , kleinste waarde is maatgevend

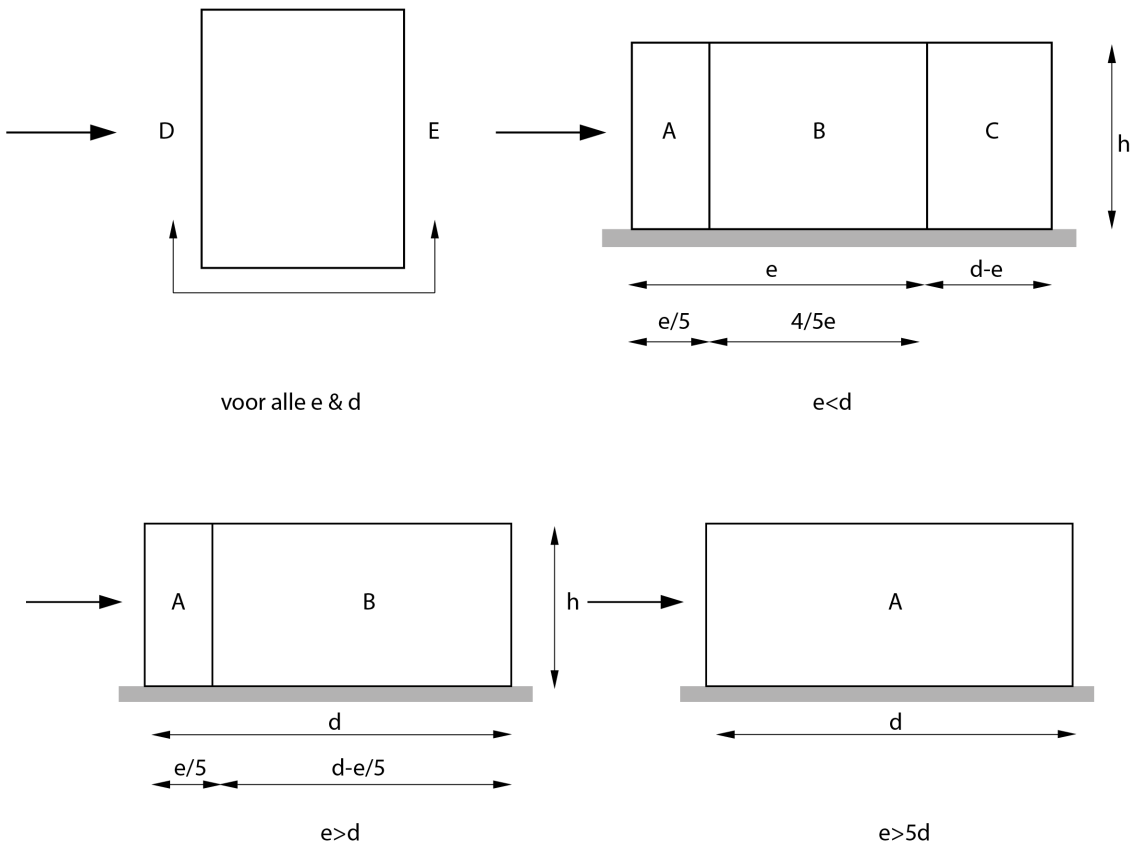
Let op dat voor beide windrichtingen verschillende parameters gelden.



5.4.4 Windzones voor gevels

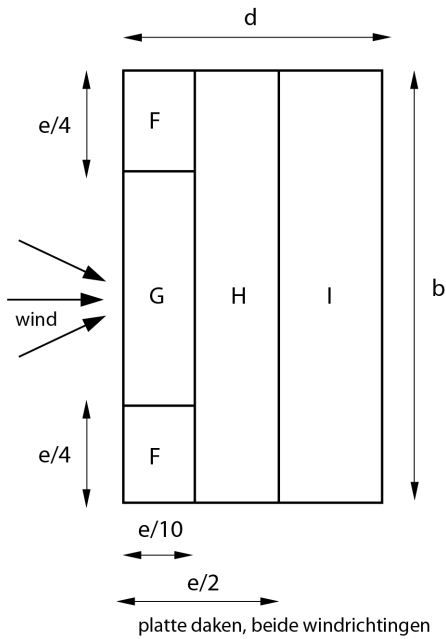
De verschillende windzones voor de gevels van een gebouw zijn hieronder weergegeven. Het aantal windzones op de gevel varieert van 1 tot 3, afhankelijk van de waarden van  $e$  en  $d$ . Voor gebouwen met een zadeldak gelden dezelfde zo-

nes. De waarde van  $h$  dient dan genomen te worden als de hoogte van de nok boven maaiveldniveau. De parameters  $e$  en  $d$  zijn hierboven gedefinieerd.



Gevels $h/d$	Krachtcoëfficiënt $C_f$ voor zone				
	A	B	C	D	E
5	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,7
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
$\geq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

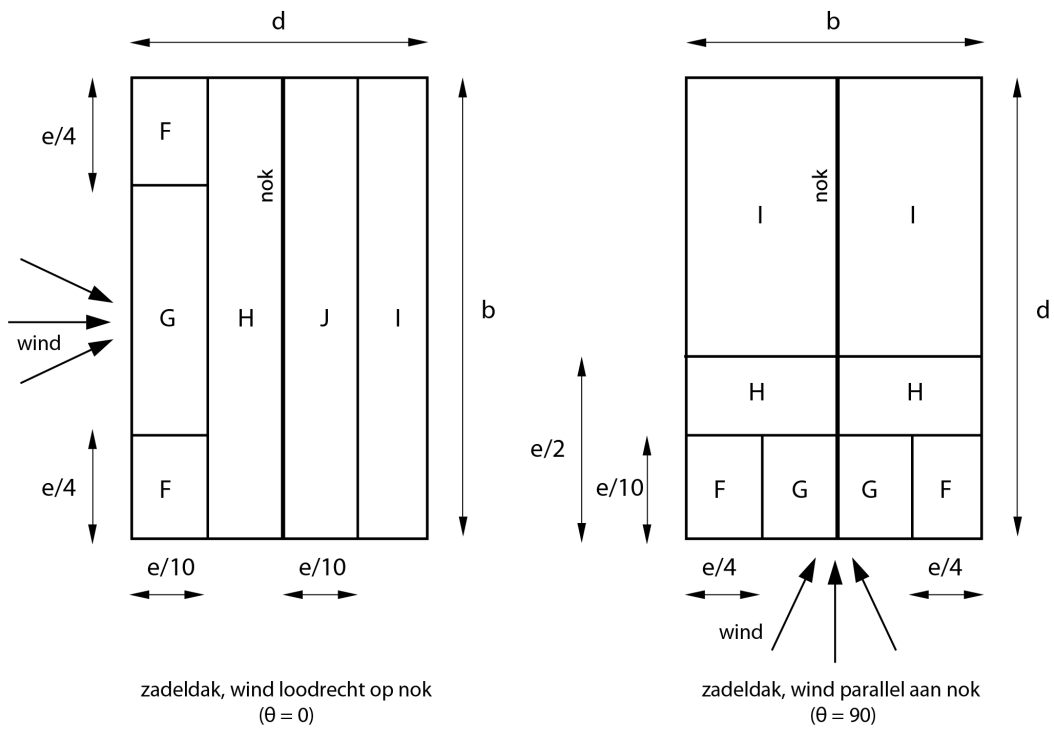
5.4.5 Windzones voor platte daken



Platte daken type	Krachtcoëfficiënt $C_f$ voor zone			
	F	G	H	I
scherpe dakranden	-1,8	-1,2	-0,7	+0,2/-0,2

Op andere randen zijn mogelijk lagere krachtcoëfficiënten van toepassing, zie NEN-EN-1991-1-4.

5.4.6 Windzones voor zadeldaken



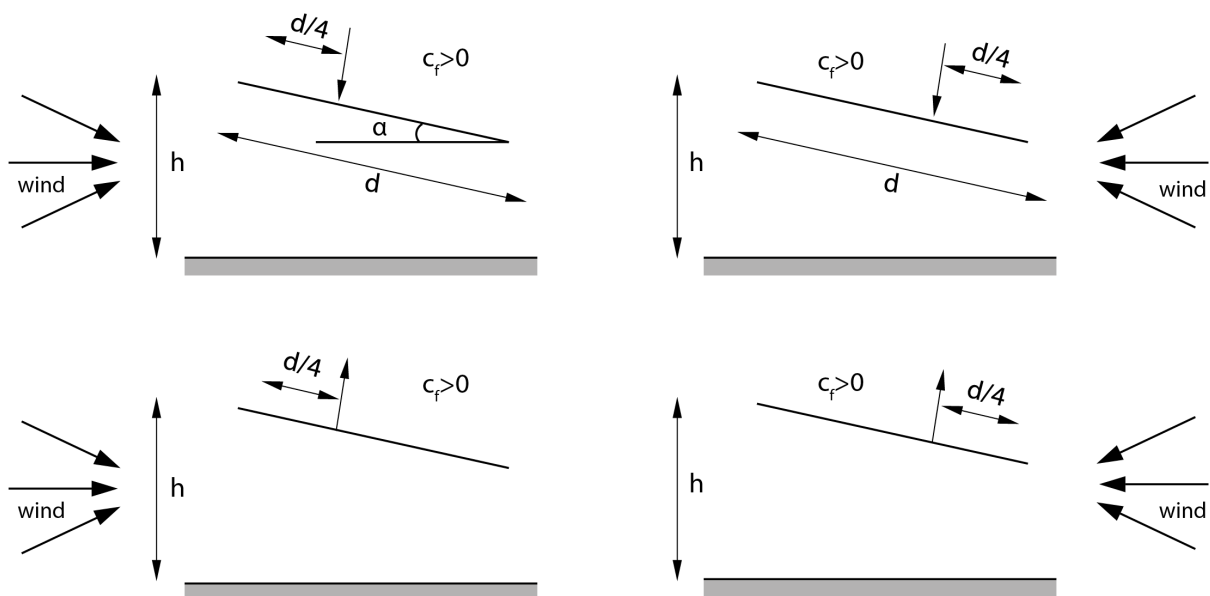
zadeldaken ( $\theta = 0$ ) hellingshoek $\alpha$	Krachtcoëfficiënt $C_f$ voor zone					
	F	G	H	I	J	
5°	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	+0,2	
	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6	
15°	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0	
	+0,2	+0,2	+0,2	0,0	0,0	
30°	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5	
	+0,7	+0,7	+0,4	+0,0	+0,0	
45°	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3	
	+0,7	+0,7	+0,6	+0,0	+0,0	
60°	+0,7	+0,7	+0,7	-0,2	-0,3	
75°	+0,8	+0,8	+0,8	-0,2	-0,3	

zadeldaken ( $\theta = 90$ ) hellingshoek $\alpha$	Krachtcoëfficiënt $C_f$ voor zone			
	F	G	H	I
5°	-1,6	-2,2	-0,7	-0,6
15°	-1,3	-2,0	-0,6	-0,5
30°	-1,1	-1,5	-0,8	-0,5
45°	-1,1	-1,5	-0,9	-0,5
60°	-1,1	-1,5	-0,8	-0,5
75°	-1,1	-1,5	-0,8	-0,5

### 5.4.7 Windzones voor open overkappingen

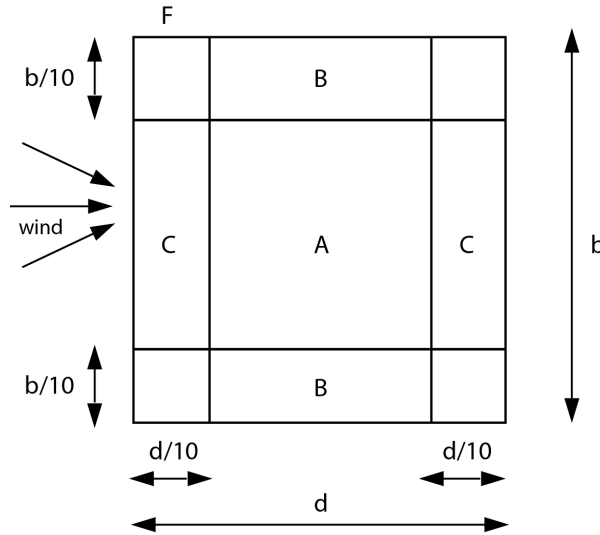
Een open overkapping is een dak van een constructie die geen blijvende gevels heeft, zoals benzinestations en kapschuren. Een resultante kracht kan worden bepaald voor open overkappingen (zonder gebruik van windzones). Deze kracht vertegenwoordigt het effect van alle windzones op

de totale constructie. De kracht werkt op de punten zoals hieronder weergegeven, en wordt berekend met dezelfde formule als voor andere windbelastingen. De plek waar de kracht op aangrijpt is afhankelijk van de geometrie en het teken van de gehele krachtcoëfficiënt.



Lokaal kan de winddruk of -zuiging op de overkapping natuurlijk groter zijn dan het gemiddelde. Voor het ontwerp van dakelementen en bevestigingen dienen deze lokale be-

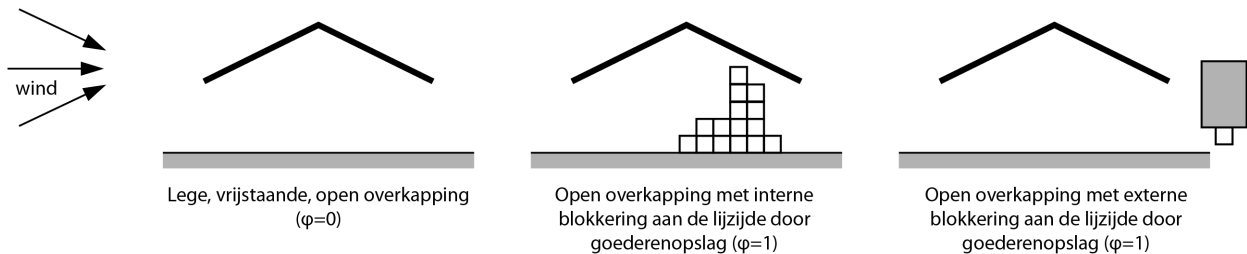
lastingen meegenomen te worden. Voor het rekenen aan lokale windkrachten wordt de overkapping onderverdeeld in verschillende windzones, zoals hieronder weergegeven.



De blokkeringsgraad onder een open overkapping is weergegeven in onderstaande figuur. Deze is afhankelijk van de blokkering  $\varphi$ , wat de verhouding beschrijft tussen de oppervlakte van werkelijk aannemelijke obstakels onder de overkapping en de oppervlakte onder de overkapping, dwars op

de wind. Beide oppervlakten staan loodrecht op de windrichting.

$\varphi = 0$  betekent een lege overkapping,  $\varphi = 1$  betekent een overkapping volledig gevuld aan lijzijde van het dak (dit is geen gesloten gebouw).



Lessenaarsdaken	Dakhelling $\alpha$	blokkering $\varphi$	Krachtcoëfficiënt $C_f$ voor zone			
			globale krachtco- ëfficiënt $c_f$	A	B	C
0°		Maximaal voor alle $\varphi$	+0,2	+0,5	+1,8 +	+1,1
		Minimaal voor $\varphi = 0$	-0,5	-0,6	-1,3	-1,4
		Minimaal voor $\varphi = 1$	-1,3	-1,5	-1,8	-2,2
5°		Maximaal voor alle $\varphi$	+0,4	+0,8	+2,1	+1,3
		Minimaal voor $\varphi = 0$	-0,7	-1,1	-1,7	-1,8
		Minimaal voor $\varphi = 1$	-1,4	-1,6	-2,2	-2,5
10°		Maximaal voor alle $\varphi$	+0,5	+1,2	2,4	+1,6
		Minimaal voor $\varphi = 0$	-0,9	-1,5	-2,0	-2,1
		Minimaal voor $\varphi = 1$	-1,4	-2,1	-2,6	-2,7
15°		Maximaal voor alle $\varphi$	+0,7	+1,4	+2,7	+1,8
		Minimaal voor $\varphi = 0$	-1,1	-1,8	-2,4	-2,5
		Minimaal voor $\varphi = 1$	1,4	-1,6	-2,9	-3,0
20°		Maximaal voor alle $\varphi$	+0,8	+1,7	+2,9	+2,1
		Minimaal voor $\varphi = 0$	-1,3	-2,2	-2,8	-2,9
		Minimaal voor $\varphi = 1$	-1,4	-1,6	-2,29	-3,0
25°		Maximaal voor alle $\varphi$	+1,0	+2,0	+3,1	+2,3
		Minimaal voor $\varphi = 0$	-1,6	-2,6	-3,2	-3,2
		Minimaal voor $\varphi = 1$	-1,4	-1,5	-2,5	-2,8
30°		Maximaal voor alle $\varphi$	+1,2	+2,2	+3,2	+2,4
		Minimaal voor $\varphi = 0$	-1,8	-3,0	-3,8	-3,6
		Minimaal voor $\varphi = 1$	-1,4	-1,5	-2,2	-2,7

Voor  $\theta = 0$ , tussen  $\alpha = 0^\circ$  en  $\alpha = 45^\circ$  varieert de winddruk snel tussen positieve en negatieve waarden. Voor deze daken dienen vier gevallen te worden beschouwd, waar de grootste of kleinste waarden van alle zones F, G en H worden gecombineerd met de grootste of kleinste waarden in gebieden I en J. Het is niet toegestaan om positieve en negatieve waarden te combineren op hetzelfde vlak.

#### 5.4.8 Krachtcoëfficiënten $C_{fr}$ voor wrijving

Op vlakken parallel aan de windrichting werkt windwrijving. Voor ontwerpdoeleinden mag het worden aangenomen dat deze kracht werkt langs alle vlakken parallel aan de wind-

richting. Volgens NEN-EN-1991-1-4 kan dit afhankelijk van de geometrie worden gereduceerd.

oppervlakten	wrijvingscoëfficiënt $c_{fr}$
glad (bijvoorbeeld staal, glad beton)	0,01
ruw (bijvoorbeeld ruwe beton, beteerde boorden)	0,02
zeer ruw (bijvoorbeeld rimpels, rubben, kronkelingen)	0,04

#### 5.4.9 Krachtcoëfficiënten $C_f$ voor inwendige druk

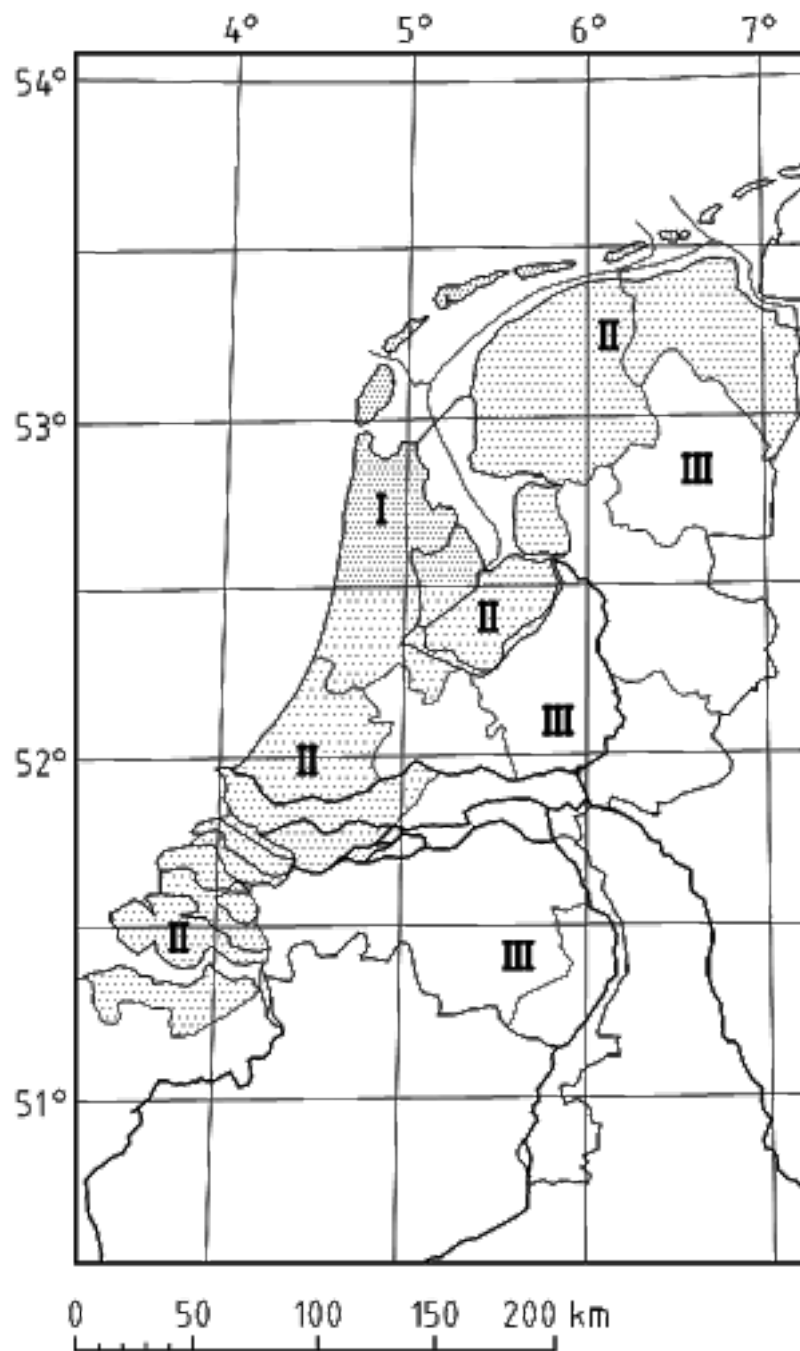
De krachtcoëfficiënten voor inwendige druk zijn afhankelijk van het aantal openingen in de gevel en de geometrie van het gebouw. Om overgecompliceerde berekeningen tijdens het ontwerpen te vermijden, wordt in NEN-EN-1991-1-4 vermeld: "Wanneer in ten minste twee zijden van het gebouw (gevels of dak) de totale oppervlakte van de openingen per

zijde meer is dan 30% van de oppervlakte van deze zijde, behoren de belastingen op de constructie niet te zijn berekend volgens de regels gegeven in deze paragraaf, maar behoren in plaats daarvan de regels van 7.3 en 7.4 (open overkappingen) te zijn gebruikt."

### 5.4.10 Windregio's in Nederland

De grootte van de extreme stuwdruk wordt bepaald door de gebouwhoogte, de plaats waar het gebouw staat en of rond het bouwwerk al of niet is gebouwd. Nederland is opgedeeld in drie regio's, waarvan de windstuwdruk varieert. In

de kustprovincies waait het harder dan in de landprovincies. Voor een gebouw direct langs de kust geldt een nog grotere windbelasting. Hieronder is de kaart opgenomen waarin de verschillende windregio's zijn aangegeven.



5.4.11 Extreme stuwdruk  $q_p(z_e)$ 

De grootte van de windbelasting wordt bepaald door de windstuwdruk. Voor de basisstuwdruk geldt de formule

$$q_p = 0,5 \cdot \rho \cdot v^2$$

Hierin is  $\rho$  de dichtheid van de lucht en  $v$  de windsnelheid. De luchtdichtheid is afhankelijk van de hoogte, de temperatuur en de luchtdruk. In de Nationale Bijlage bij de NEN-EN 1991 deel 1-4 wordt voor de luchtdichtheid van 1,25 kg/m<sup>3</sup>

aangehouden. Bij het bepalen van de windbelasting moet worden gerekend met de extreme stuwdruk op de referentiehoogte  $z$ :

$$q_p(z) = C_e(z) \cdot q_b$$

( $C_e$  is de blootstellingsfactor)

Onderstaand is een tabel opgenomen waarin de verschillende waarden voor de extreme stuwdruk zijn weergegeven.

$z_e$ [m]	$q_p(z_e)$ [kN/m <sup>2</sup> ]								
	regio 1			regio 2			regio 3		
	kust	onbebouwd	bebouwd	kust	onbebouwd	bebouwd	onbebouwd	bebouwd	
1	0,93	0,71	0,69	0,78	0,60	0,58	0,49	0,48	
2	1,11	0,71	0,69	0,93	0,60	0,58	0,49	0,48	
3	1,22	0,71	0,69	1,02	0,60	0,58	0,49	0,48	
4	1,30	0,71	0,69	1,09	0,60	0,58	0,49	0,48	
5	1,37	0,78	0,69	1,14	0,66	0,58	0,54	0,48	
6	1,42	0,84	0,69	1,19	0,71	0,58	0,58	0,48	
7	1,47	0,89	0,69	1,23	0,75	0,58	0,62	0,48	
8	1,51	0,94	0,73	1,26	0,79	0,62	0,65	0,51	
9	1,55	0,98	0,77	1,29	0,82	0,65	0,68	0,53	
10	1,58	1,02	0,81	1,32	0,85	0,68	0,70	0,56	
15	1,71	1,16	0,96	1,43	0,98	0,80	0,80	0,66	
20	1,80	1,27	1,07	1,51	1,07	0,90	0,88	0,74	
25	1,88	1,36	1,16	1,57	1,14	0,97	0,94	0,80	
30	1,94	1,43	1,23	1,63	1,20	1,03	0,99	0,85	
35	2,00	1,50	1,30	1,67	1,25	1,09	1,03	0,89	
40	2,04	1,55	1,35	1,71	1,30	1,13	1,07	0,93	
45	2,09	1,60	1,40	1,75	1,34	1,17	1,11	0,97	
50	2,21	1,65	1,45	1,78	1,38	1,21	1,14	1,00	
55	2,16	1,69	1,49	1,81	1,42	1,25	1,17	1,03	
60	2,19	1,73	1,53	1,83	1,45	1,28	1,19	1,05	
65	2,22	1,76	1,57	1,86	1,48	1,31	1,22	1,08	
70	2,25	1,80	1,60	1,88	1,50	1,34	1,24	1,10	
75	2,27	1,83	1,63	1,90	1,53	1,37	1,26	1,13	
80	2,30	1,86	1,66	1,92	1,55	1,39	1,28	1,15	
85	2,32	1,88	1,69	1,94	1,58	1,42	1,30	1,17	
90	2,34	1,91	1,72	1,96	1,60	1,44	1,32	1,18	
95	2,36	1,93	1,74	1,98	1,62	1,46	1,33	1,20	
100	2,38	1,96	1,77	1,99	1,64	1,48	1,35	1,22	
110	2,42	2,00	1,81	2,03	1,68	1,52	1,38	1,25	
120	2,45	2,04	1,85	2,05	1,71	1,55	1,41	1,28	
130	2,48	2,08	1,89	2,08	1,74	1,59	1,44	1,31	
140	2,51	2,12	1,93	2,10	1,77	1,62	1,46	1,33	
150	2,54	2,15	1,96	2,13	1,80	1,65	1,48	1,35	
160	2,56	2,18	2,00	2,15	1,83	1,67	1,50	1,38	
170	2,59	2,21	2,03	2,17	1,85	1,70	1,52	1,40	
180	2,61	2,24	2,06	2,19	1,88	1,72	1,54	1,42	
190	2,63	2,27	2,08	2,20	1,90	1,75	1,56	1,44	
200	2,65	2,29	2,11	2,22	1,92	1,77	1,58	1,46	



## 5.5 Veranderlijke balastingen III, regenwater en sneeuw

### 5.5.1 Regenbelasting

Belastingen door regenwater zijn een gevolg van accumulerend water, bijvoorbeeld door het doorbuigen van aanliggende dakelementen of het verstopping van afvoersystemen. De meest praktische manier om deze belasting te beschouwen, is door sneeuwbelasting om te zetten in een laag water (e.g.:  $0,56\text{kN/m}^2$  is gelijk aan 56 mm water op

het dak), en te voorkomen dat water boven dit peil uitkomt door het ontwerpen van noodoverstorten. Ontwerp daarnaast een plat dak altijd met een kleine hellingshoek (zie sectie 5.7 Bruikbaarheidscriteria voor meer informatie over de hellingshoek en water accumulatie).



Een brievenbusvormige noodoverstort en een verlaagde borstwering als noodoverstort.

### 5.5.2 Sneeuwbelasting

Sneeuw kan resulteren in aanzienlijke belastingen, aangezien het niet wegloopt zoals regenwater. Het is daarom van belang om te toetsen of een belastingcombinatie met sneeuwbelasting maatgevend is. De waarde van sneeuwbelasting kan binnen Europa sterk variëren (e.g. vergelijk de Middellandse kust met de Alpen). In de Nederlandse Nati-

onale Bijlage van NEN-EN-1991-1-3 worden de complexe berekeningen vervangen door één waarde voor het hele land ( $s_k = 0,7\text{kN/m}^2$ ). Voor andere gebieden dient NEN-EN 1991-1-3 geraadpleegd te worden. De volgende formule kan worden gebruikt om de sneeuwbelasting te bepalen:

$$s = \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k$$

zie NEN-EN 1991-1-3 sectie 5.2

- $s_k$  = karakteristieke waarde van de sneeuwbelasting op de grond. (=  $0,7\text{kN/m}^2$  in Nederland)
- $\mu_i$  = vorm coëfficiënt, afhankelijk van de hoek van het dak
- $c_e$  = blootstellingscoëfficiënt (meestal 1.0)
- $c_t$  = warmtecoëfficiënt (meestal 1.0)

## 5.6 Veranderlijke belastingen IV, buitengewone belastingen

Buitengewone belastingen zijn doorgaans hoge belastingen met grote gevolgen voor de constructie. In het ontwerp moet met deze belastingen dus rekening worden gehouden. Niet alle belastingen hoeven te worden weerstaan (e.g.: een buffer kan een aanvaring van een schip met een sluisdeur voorkomen). Voorbeelden van buitengewone belastingen zijn:

- brand
- (gas)ontploffingen
- stootbelasting door voertuigen
- stootbelasting op daken
- hoog grondwater (overstromingen)
- aardbevingen.

Zie NEN-EN 1991-1-7 voor een volledige lijst en de bepaling van buitengewone belastingen.



Voorbeeld van stootbelasting: Aanrijding door voertuig.

## 5.7 Bruikbaarheidscriteria

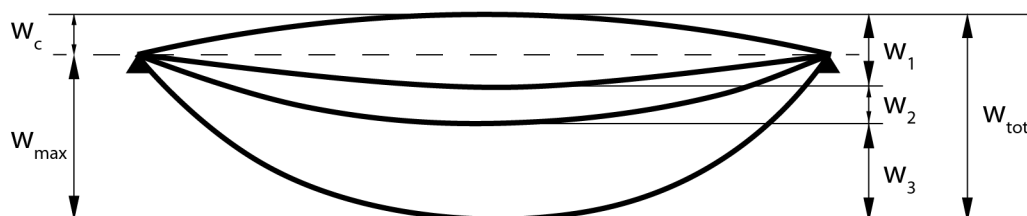
Bruikbaarheidsgrenstoestanden van gebouwen behoren criteria in aanmerking te nemen met betrekking tot, bijvoorbeeld, vloerstijfheid, vloerniveauverschillen, zijdelingse uitwijkingen van verdiepingen en/of van het gebouw en stijfheid van het dak. Stijfheidscriteria mogen zijn uitgedrukt in termen van grenzen voor verticale doorbuigingen en voor trillingen. Zijdelingse uitwijkingscriteria mogen zijn uitgedrukt in termen van grenzen voor horizontale verplaatsingen.

De eis van de maximale doorbuiging is een esthetische eis, terwijl die voor de bijkomende doorbuiging meer een eis van welbevinden is: voelt men zich wel zeker als een ligger teveel doorbuigt. Bovendien kan een te grote  $w_{bij}$  leiden tot schade in op de vloer geplaatste wanden, terwijl ook de afwerklaag van de vloeren zou kunnen scheuren.

Omdat de Eurocode geen doorbuigingseisen bevat, worden de eisen uit de (oude) Nederlandse norm NEN-6702 aanbevolen.

### 5.7.1 Verticale vervormingen

Definities van verticale doorbuiging uit NEN-EN 1990 bijlage A.1.4.3



- $w_c$  zeeg van het onbelaste constructief element
- $w_1$  aanvangsdeel van de doorbuiging onder de blijvende belastingen uit de van toepassing zijnde belastingcombinatie
- $w_2$  langetermijndeel van de doorbuiging onder blijvende belastingen
- $w_3$  bijkomend deel van de doorbuiging ten gevolge van de veranderlijke belastingen uit de van toepassing zijnde belastingcombinatie
- $w_{tot}$  totale doorbuiging als de som van  $w_1$ ,  $w_2$  en  $w_3$
- $w_{max}$  blijvende totale doorbuiging rekening houdend met de zeeg
- $w_{bij}$  bijkomende doorbuiging als de som van  $w_2$  en  $w_3$

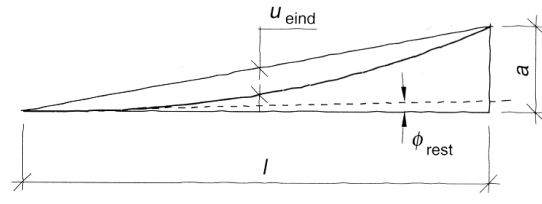
De eisen ten aanzien van de verticale doorbuiging uit de Nationale Bijlage bij de EN1990 zijn gegeven in onderstaande tabel.

verticale doorbuigingseis	opmerking
$w_{bij} \leq 0.003 \cdot l$	voor vloeren algemeen
$w_{bij} \leq 0.002 \cdot l$	voor vloeren die niet-flexibele wanden dragen
$w_{bij} \leq 0.004 \cdot l$	voor daken
$w_{max} \leq 0.004 \cdot l$	geldt alleen voor vloeren en daken als uiterlijk van belang is

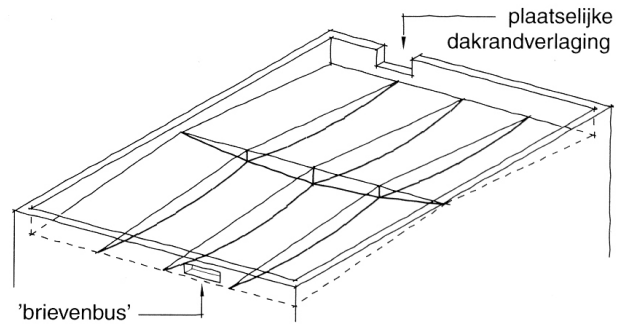
\* Voor uitkragingen kunnen bovenstaande eisen worden gehanteerd waarbij voor  $l$  twee maal de lengte van de uitkraging mag worden genomen.

**5.7.2 Water accumulatie**

Zelfs als de waterafvoer goed werkt is er een kans op water accumulatie. Om dit te voorkomen moet de dakconstructie stijf genoeg zijn ontworpen zodat er altijd sprake blijft van een positieve helling ter plaatse van het laagste steunpunt. De aanbevolen waarde van de minimum dakhelling is 1.6%.

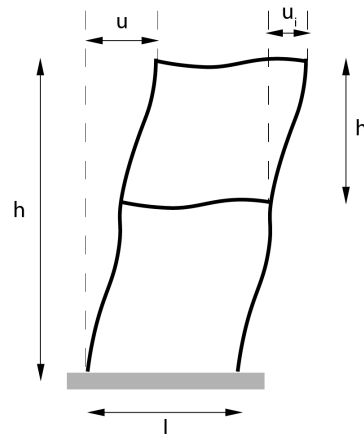


voorwaarde :  $\phi_{rest} > 0 \rightarrow \text{afschot } \frac{a}{l} \geq 1,6\%$



**5.7.3 Horizontale vervormingen**

De Eurocode specificeert geen eisen aan de horizontale verplaatsingen van vloeren en daken. Daarom worden de eisen uit de (oude) Nederlandse norm NEN 6702 aanbevolen. In onderstaande tabel zijn de eisen ten aanzien van horizontale verplaatsingen van vloeren en daken gepresenteerd.

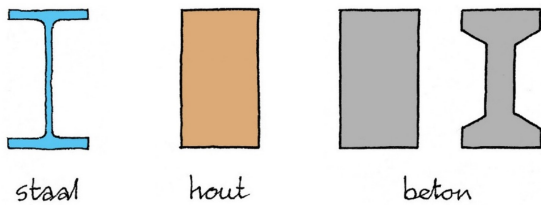


Zie voor een uitgebreidere toelichting: NEN-EN 1990 bijlage A.1.4.3.

eis	specificatie
$u \leq \frac{1}{150} \cdot h$	voor industriële gebouwen met één verdieping
$u \leq \frac{1}{300} \cdot h$	voor overige gebouwen met één verdieping
$u \leq \frac{1}{300} \cdot h$	voor industriële gebouwen met meerdere verdiepingen
$u \leq \frac{1}{500} \cdot h$	voor overige gebouwen met meerdere verdiepingen

# 6 Materiaaleigenschappen

In dit hoofdstuk worden de gegevens gepresenteerd die nodig zijn om de weerstanden en de stijfheden van materialen te bepalen. De gegevens zijn grotendeels overgenomen uit de normen NEN-EN 1992, NEN-EN 1993 en NEN-EN 1995. Eerst wordt staal behandeld, daarna hout en tenslotte beton.



Nederlandse norm

## NEN-EN 1993-1-11+C1 (nl)

Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-11: Ontwerp en berekening van op trek belaste componenten

Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components

ICS 91.010.30; 91.080.10-10; 93.040  
december 2011

Dit document is door NEN onder licentie verstrekt aan: / This document has been supplied under license by NEN to:  
TU Delft A.H.Snijder@tudelft.nl 2022-02-28 14:36:29

Nederlandse norm

## NEN-EN 1992-1-1+C2 (nl)

Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen

Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings

Vervangt NEN-EN 1992-1-1:2005 (nl)

ICS 91.010.30; 91.080.40  
november 2011

Dit document is door NEN onder licentie verstrekt aan: / This document has been supplied under license by NEN to:  
TU Delft A.H.Snijder@tudelft.nl 2022-02-28 14:35:57

Nederlandse norm

## NEN-EN 1995-1-1+C1+A1 (nl)

Eurocode 5: Ontwerp en berekening van houtconstructies - Deel 1-1: Algemeen - Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen

Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings

Vervangt NEN-EN 1995-1-1:2005 (nl)

ICS 91.010.30; 91.080.20  
november 2011

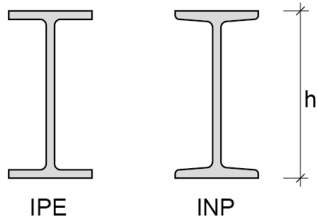
Dit document is door NEN onder licentie verstrekt aan: / This document has been supplied under license by NEN to:  
TU Delft A.H.Snijder@tudelft.nl 2022-02-28 14:37:07



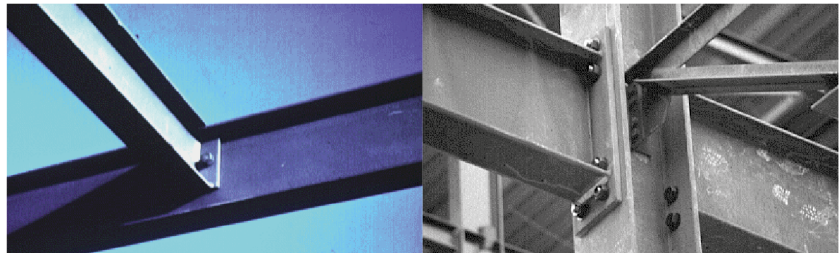
## 6.1 Staal

### 6.1.1 Producten I, warmgewalste profielen

#### I-profielen



IPE en INP profieldoorsneden



aansluiting balk-balk met behulp van een kopplaat

Balk (I-profiel)-kolom (H-profiel) verbinding met een verlengde kopplaat.

type	grootte	h (mm)	b (mm)	$M_{z;el;d}$ S235 (kNm)	$M_{z;el;d}$ S355 (kNm)
IPE	80 - 600	80 - 600	42 - 300	4,56 - 1076	6,89 - 1627
INP	80 - 750	80 - 750	46 - 263	4,71 - 1467	7,71 - 2216

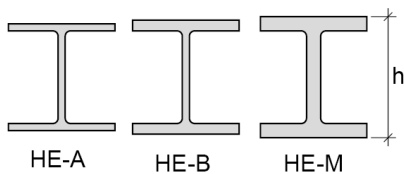
#### toepassingen:

Licht belaste constructies voor de woning- en utiliteitsbouw. Veel toepassingen bij roostervloeren in de water-

bouw, utiliteitsbouw en de procesindustrie. Ook worden hiervan raatliggers gemaakt door de liggers op een be-

paalde manier door te snijden over de lengte.

#### H-profielen



HE-A, HE-B, HE-M profieldoorsneden, bij een serie van deze drie zijn de binnenmaten gelijk



aansluiting tussen HE ligger en IPE ligger op en HE kolom

HE-A kolom oplegging

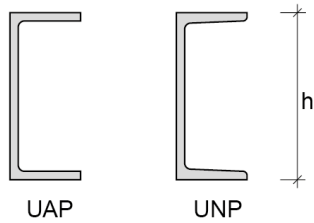
type	grootte	h (mm)	b (mm)	$M_{z;el;d}$ S235 (kNm)	$M_{z;el;d}$ S355 (kNm)
HE A	100 - 1000	96 - 990	100 - 300	17,1 - 2629	25,8 - 3972
HE B	100 - 1000	100 - 1000	100 - 300	21,1 - 3030	31,9 - 4578
HE M	100 - 1000	120 - 1008	106 - 302	44,8 - 3368	67,6 - 5088

#### toepassingen:

H-ligger voor op druk belaste kolommen en op buiging belaste liggers waarbij de constructiehoogte beperkt

dient te worden. Het groter traagheidsmoment wordt veroorzaakt door de toename van de flensdikte bij gelijk-

blijvende constructiehoogte. Door de grotere breedte zijn deze profielen zijdelings redelijk vormvast

**U-profielen**

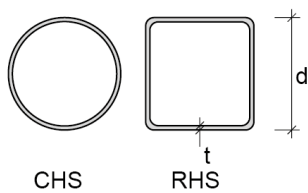
UP en UNP profieldoorsneden

type	grootte	h (mm)	b (mm)	$M_{z;el;d}$ S235 (kNm)	$M_{z;el;d}$ S355 (kNm)
UAP	80 - 400	80 - 400	45 - 100	6,29 - 128	9,51 - 193
UNP	80 - 400	80 - 400	45 - 100	6,22 - 239	9,4 - 361

toepassingen:

Vloerranden en bordessen. Moeilijke onderlinge verbindingen bij UNP-profielen door de schuine flenzen.

Omdat de profielen niet symmetrisch assen. zijn, treedt bij belasting op buiging vervorming op om beide hoofdtraagheids-

**buisprofielen**

CHS (circular hollow section) en RHS (rectangular hollow section)



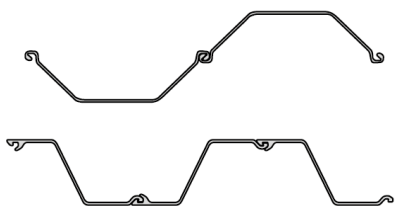
knooppunt van ruimtelijk vakwerk vervaardigd uit holle buizen

vakwerk van rechthoekige kokerprofielen.

n

type	grootte	h (mm)	t (mm)
CHS	42,4 -	42,4 - 610	2,6 - 30
RHS	40 - 400	40 - 400	3 - 16

toepassingen: (ruimtelijke)vakwerken, kolommen.

**damwandprofielen**

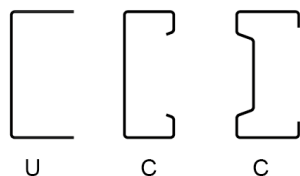
toepassingen:

Kelderwanden, funderingen, waterbouw. Damwandprofielen zijn er in uiteenlopende soorten en maten. Wanden van bouwputten en verdiepte objecten (verzonken infrastructuur) en kadewanden behoren tot de moge-

lijkheden voor grondkerende constructies. Ook verticale belastingen kunnen worden opgenomen.

### 6.1.2 Producten II, koudgewalste profielen

#### U en C profielen



koudgevormde U met gelijke (eq) of ongelijke (eu) hoogte en breedte en C profielen met en zonder verstijvingen

type	grootte	h (mm)	b (mm)
CFU <sub>eq</sub>	10 - 100	10 - 100	10 - 100
CFU <sub>ue</sub>	10 - 160	10 - 160	10 - 70
CFC	25 - 100	25 - 100	25 - 50

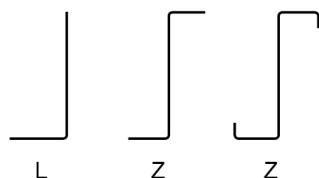
toepassingen:

Wordt toegepast in woningbouw, cas-cobouw, opslagsystemen, afbouw. Staalframe-bouw: dakgordingen,

wandliggers, vloerliggers. Wegens de vervormingen tijdens de fabricage zullen de materiaalkarakteristieken af-

wijken van warmgewalst staal.

#### L en Z profielen



koudgevormde L met gelijke (eq) of ongelijke (eu) hoogte en breedte en Z profielen met en zonder verstijvingen

type	grootte	h (mm)	b (mm)
CFL <sub>eq</sub>	15 - 80	15 - 80	15 - 80
CFL <sub>ue</sub>	20 - 100	20 - 100	15 - 50
CFZ	30 - 50	30 - 50	38 - 57

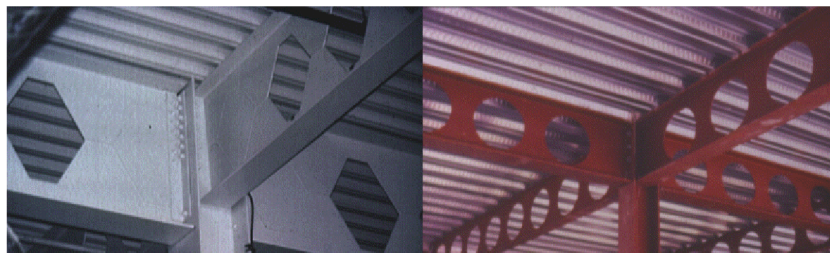
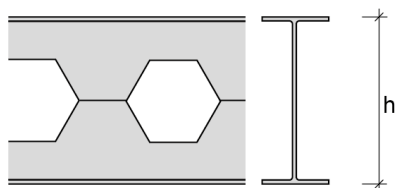
toepassingen:

zie koudgevormde U en C profielen.



### 6.1.3 Producten III, gelaste profielen

#### raatliggers IPE/HEA/HEB



Utiliteitsbouw. De onderdelen van een raatligger (met zeshoekige gaten) kunnen met een enkele

snijbeweging worden gesneden zonder materiaalverlies. Raatliggers met ronde gaten zijn minder economisch

vanwege het extra snijwerk en materiaalverlies

type	grootte	h (mm)	b (mm)
IPE	180 - 600	270 - 900	91 - 220
HEA	180 - 1000	257 - 1485	180 - 300
HEB	180 - 1000	270 - 1500	180 - 300

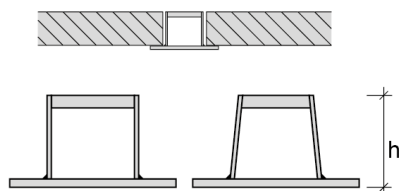
toepassingen:

Grote lichte overspanningen, mogelijkheden voor leidingen doorvoer. De doorsnede heeft een toegenomen mo-

mentcapaciteit, een hogere stijfheid en sterkte bij gelijkblijvend gewicht. Daarentegen zijn dwarskrachtcapaciteit en

kipstabiliteit substantieel afgenomen. (kip is zijwaartse instabiliteit van de flenzen)

#### hoedliggers



Gelaste geïntegreerde liggers (hoedliggers)

toepassingen:

Hoedliggers zijn bedoeld voor combinaties met prefabbetonvloeren zoals kanaalplaatvloeren en staalplaat-

betonvloeren (zie bb 6 en bb 7). Doordat de ligger geïntegreerd is in de vloerhoogte worden een grote reductie

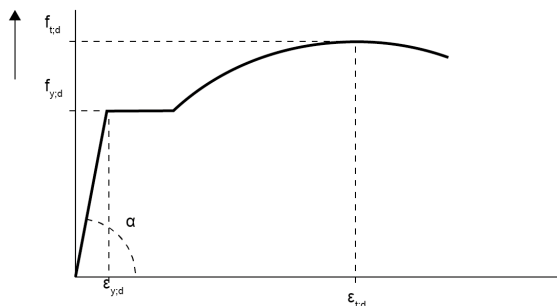
van de constructiehoogte en toename van de brandwerendheid gerealiseerd.

## 6.1.4 Sterkte en stijfheid

materiaaleigenschap		staalkwaliteit					
		S235	S275	S355	S420*	S460*	
volumieke massa	$\rho_{rep}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	7850	7850	7850	7850	7850
elasticiteitsmodulus	$E_{rep}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	$210 \cdot 10^3$	$210 \cdot 10^3$	$210 \cdot 10^3$	$210 \cdot 10^3$	$210 \cdot 10^3$
rekenwaarde vloeigrens	$f_{y;d}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	235	275	355	420	460
rekenwaarde treksterkte	$f_{t;d}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360	430	510	–	–
vloergrens	$\epsilon_{y;d}$	[%]	1,12	1,31	1,69	–	–
afschuifmodulus	$G_{rep}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	$8,1 \cdot 10^4$	$8,1 \cdot 10^4$	$8,1 \cdot 10^4$	$8,1 \cdot 10^4$	$8,1 \cdot 10^4$
uitzettingscoëfficiënt	$\alpha$	[K <sup>-1</sup> ]	$12 \cdot 10^{-6}$	$12 \cdot 10^{-6}$	$12 \cdot 10^{-6}$	$12 \cdot 10^{-6}$	$12 \cdot 10^{-6}$

\* volgens de norm 6770 mag men voor de vloeigrens geen hogere waarde aanhouden dan 355 N/mm<sup>2</sup>. Wil men echter gebruik maken van S420 en S460 dan moeten de berekeningen extra getoetst worden. Bovenstaande waarden voor de vloeigrens en de treksterkte zijn van toepassing voor platen, flenzen etc. met een dikte  $t < 40$  mm volgens NEN-EN 10025.

## 6.1.5 Spannings-rek diagram



$\epsilon_{y;d}$  :rekenwaarde rek  
 $f_{t;d}$  :rekenwaarde treksterkte  
 $f_{y;d}$  :rekenwaarde vloeigrens  
 $\tan \alpha$  : $E_d$ (elasticiteitsmodulus)

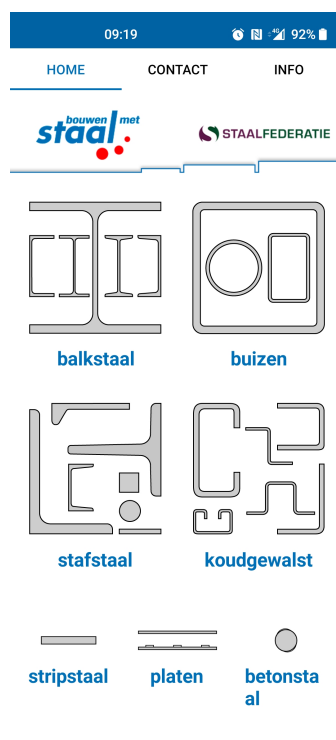
In eenvoudige berekeningen en toetsing van de constructie wordt er lineair elastisch gerekend. Praktisch gezien betekent dit dat als het staal begint

te vloeien de constructie of het constructieonderdeel als bezwaken beschouwd dient te worden. Er wordt dus alleen met het eerste lineaire ge-

deelte van het spannings-rekdiagram gerekend. Er mogen dus geen grotere rekken optreden dan in de tabel per staalsoort weergegeven.

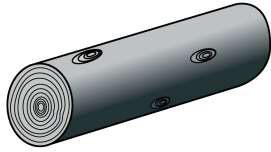
## 6.1.6 Dimensietabellen

De staalprofielen app van 'Bouwen met Staal' bevat alle gangbare profielafmetingen met bijbehorende doorsnede grootheden. Screenshot staalprofielen app:

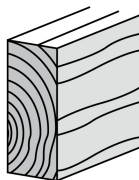


## 6.2 Hout

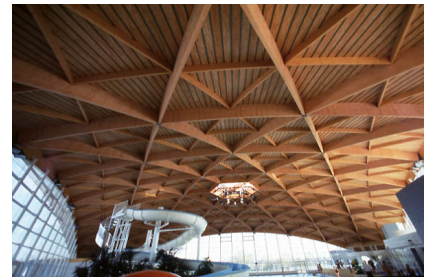
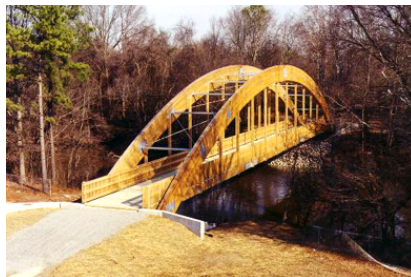
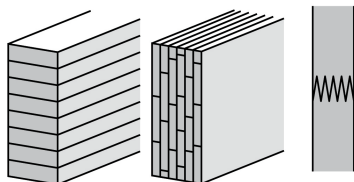
### 6.2.1 Producten



**Rondhout** wordt gebruikt voor uiteenlopende constructies, zoals bruggen, houten torens, gebouwen en heipalen. In de architectuur van deze tijd zijn stammen terug te vinden in bijvoorbeeld de eiken kolommen van het expogebouw van MVRDV in Hannover.



**Gezaagd hout** wordt in allerlei toepassingen gevonden, kleinere constructies, daken van woningen, daken (gordingen), vloeren (balken en gordingen), vakwerken. Hout wordt ook veel toegepast vanwege de gunstige eigenschappen bij brand (isolerend verkolde laag).



**Gelijmd gelamineerd hout** wordt veel gebruikt vanwege de vele vormen en bijna oneindige lengtematen die te fabriceren zijn. Overigens moet wel altijd met het vervoer van dergelijke lange elementen rekening gehouden worden. Grote overspanningen, driescharnierspanten, portaalspanten zijn mogelijk in hout.

## 6.2.2 Sterkteklassen

## Gezaagd hout

Materiaaleigenschap			Sterkteklasse								
			C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35
buigsterkte	$f_{m;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	14	16	18	20	22	24	27	30	35
treksterkte //	$f_{t;0;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	7,2	8,5	10	11,5	13	14,5	16,5	19	22,5
treksterkte ⊥	$f_{t;90;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
druksterkte //	$f_{c;0;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	16	17	18	19	20	21	22	24	25
druksterkte ⊥	$f_{c;90;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,7	2,8
schuifsterkte	$f_{v;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0
elasticiteitsmodulus //	$E_{0;mean}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	7000	8000	9000	9500	10000	11000	11500	12000	13000
5% elasticiteitsmodulus //	$E_{0,05}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4700	5400	6000	6400	6700	7400	7700	8000	8700
elasticiteitsmodulus ⊥	$E_{90;mean}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	230	270	300	320	330	370	380	400	430
afschuifmodulus	$G_{mean}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	440	500	560	590	630	690	720	750	810
5% volumieke massa	$\rho_k$	[kg/m <sup>3</sup> ]	290	310	320	330	340	350	360	380	390
volumieke massa	$\rho_m$	[kg/m <sup>3</sup> ]	350	370	380	400	410	420	430	460	470

			Sterkteklasse									
			C40	C45	C50	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60
$f_{m;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	40	45	50	18	24	30	35	40	50	60	70
$f_{t;0;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26	30	33,5	11	14	18	21	24	30	36	42
$f_{t;90;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$f_{c;0;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	27	29	30	18	21	24	25	27	30	33	36
$f_{c;90;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,8	3,9	3,0	4,8	4,9	5,3	5,4	5,5	6,2	10,5	12,0
$f_{v;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4,0	4,0	4,0	3,5	3,7	3,9	4,1	4,2	4,5	4,8	5,0
$E_{0;mean}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	14000	15000	16000	9500	10000	11000	12000	13000	14000	17000	20000
$E_{0,05}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	9400	10100	10700	8000	8400	9200	10100	10900	11800	14300	16800
$E_{90;mean}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	470	500	530	630	670	730	800	870	930	1130	1330
$G_{mean}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	880	940	1000	590	630	690	750	810	880	1060	1250
$\rho_k$	[kg/m <sup>3</sup> ]	400	410	430	475	485	530	540	550	620	700	800
$\rho_m$	[kg/m <sup>3</sup> ]	480	490	520	570	580	640	650	660	740	840	960

Tabel 1 - Sterkteklassen voor zacht hout, gebaseerd op 'edgewise' buigtesten (aan de smalle rand) - sterkte-, stijfheid-, en dichtheidswaarden - NEN-EN 338:2016 hout voor constructieve toepassingen - Sterkteklassen. Dit zijn karakteristieke waarden, niet de rekenwaarden.

## Gelijmd gelamineerd hout

Materiaaleigenschap			Sterkteklasse		
			GL24h	GL28h	GL32h
buigsterkte	$f_{m;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	24	28	32
treksterkte //	$f_{t;0;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	19,2	22,3	25,6
treksterkte ⊥	$f_{t;90;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,5	0,5	0,5
druksterkte //	$f_{c;0;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	24	28	32
druksterkte ⊥	$f_{c;90;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,5	2,5	2,5
schuifsterkte	$f_{v;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,5	3,5	3,5
elasticiteitsmodulus //	$E_{0;gem}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	11500	12600	14200
5% elasticiteitsmodulus //	$E_{0,05}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	9600	10500	11800
elasticiteitsmodulus ⊥	$E_{90;gem}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	300	300	300
schuifmodulus	$G_{mean}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	650	650	650
5% dichtheid	$\rho_k$	[kg/m <sup>3</sup> ]	385	425	440
dichtheid	$\rho_{gem}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	420	460	490

Tabel 5 - Karakteristieke sterkte- en stijfheidseigenschappen in N/mm<sup>2</sup> en dichtheden in kg/m<sup>3</sup> voor homogeen glulam - NEN-EN 14080:2013 Houtconstructies - Gelijmd gelamineerd hout en gelijmd massief hout

### 6.2.3 Materiaal eigenschappen

Het vochtgehalte en de belastingsduur beïnvloeden de sterkte en stijfheidseigenschappen van het hout. Om de vochtigheid van de omgeving in rekening te brengen moet de constructie in een klimaatklasse ingedeeld worden. Om de belastingsduur in rekening te brengen moet de constructie in een belastingsduurklasse ingedeeld worden.

klimaat-klasse	omgeving	relatieve Vochtigheid	omschrijving
1	droog	12 %	Woningen, kantoren en andere omsloten ruimten, die centraal verwarmd zijn, of onverwarmd maar goed geventileerd zijn.
2	buiten onder dak	20 %	Overdekte, maar rondom (gedeeltelijk) open ruimten als overdekte loodsen en luifels.
3	buiten	>20 %	vochtige, slecht geventileerde ruimten en niet overdekte constructies

belastingsduurklasse	referentie periode bouw		voorbeeld
blijvend	10 jaar	$\leq t < \infty$	eigengewicht
lang	6 maanden	$\leq t < 10$ jaar	opslag
middellang	1 week	$\leq t < 6$ maanden	opgelegde vloerbelasting
kort	0	$\leq t < 1$ week	sneeuw en windbelasting
zeer kort			alleen bijzondere belastingen

### 6.2.4 Uiterste grenstoestanden

Zie NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011 2.2.2 Uiterste grenstoestanden

Het effect van het vochtgehalte en de belastingsduur worden met de  $k_{mod}$  in rekening gebracht. Onderstaande tabel geeft deze factor.

materiaal	norm	klimaat-klasse	belastingsduurklasse				
			blijvend	lang	midellang	kort	zeer kort
gezaagd hout	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
gelijmd gelamineerd hout	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Tabel 13: Waarden van  $k_{mod}$  - NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011

materiaal veiligheidsfactor	$\gamma_M$
gezaagd hout	1,30
gelijmd, gelamineerd hout	1,25
osb, multiplex	1,20
vezelplaat, mdf	1,30
verbindingen	1,30
metalen hechtplaten	1,25

Tabel 14: Waarden van materiaal veiligheidsfactor  $\gamma_M$

De rekenwaardes voor de toets van de uiterstegrenstoestand worden gegeven door:

$$f_d = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$$E_d = \frac{E_{mean}}{\gamma_M}$$

$$G_d = \frac{G_{mean}}{\gamma_M}$$

$f_d$  = rekenwaarde van de materiaalsterkte  
 $k_{mod}$  = modificatiefactor  
 $f_k$  = karakteristieke waarde van de materiaalsterkte  
 $\gamma_M$  = materiaal veiligheidsfactor  
 $E_d$  = rekenwaarde van de E-modulus  
 $E_{mean}$  = karakteristieke waarde van de E-modulus  
 $G_d$  = rekenwaarde van de afschuivingsmodulus  
 $G_{mean}$  = karakteristieke waarde van de afschuivingsmodulus

### 6.2.5 Bruikbaarheidsgrenstoelstanden

De vervorming van een constructie die het gevolg is van belastingen moet binnen bepaalde limieten blijven. Bij hout treedt kruip op. Onderstaande tabel geeft de waarde voor de kruipfactor.

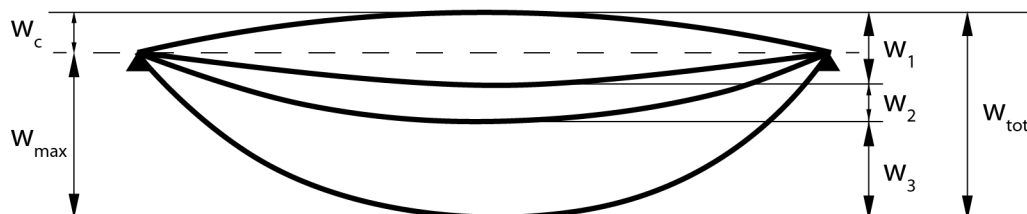
materiaal	norm	klimaatklasse		
		1	2	3
gezaagd hout	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
gelijmd gelamineerd hout	EN 14080	0,60	0,80	2,00

Tabel 3.2 — Waarden van  $k_{def}$  voor hout en houtachtige materialen - NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011GO

Voor het berekenen van de kruipvervorming wordt de quasi-permanente belastingcombinatie aangehouden. De kruipvervorming kan worden bepaald met onderstaande formule.

$$w_2 = k_{def}(w_1 + \psi_2 \cdot w_3)$$

$w_1$  = doorbuiging onder de blijvende belastingen: onmiddellijke doorbuiging.  
 $w_2$  = langetermijn doorbuiging onder quasi-permanente belastingcombinatie: Kruip.  
 $w_3$  = doorbuiging ten gevolge van de veranderlijke belastingen.  
 $k_{def}$  = de kruipfactor  
 $\psi_2$  = quasi-blijvende belastingfactor  
 $w_c$  = zeeg van het onbelaste constructief element  
 $w_{tot}$  = totale doorbuiging als de som van  $w_1$ ,  $w_2$  en  $w_3$   
 $w_{max}$  = blijvende totale doorbuiging rekening houdend met de zeeg



Figuur A1.1 - Definities van verticale doorbuiging uit NEN-EN 1990 bijlage A.1.4.3

De eisen ten aanzien van de bruikbaarheidsgrenstoestand zijn gegeven in sectie 5.7 in dit document.

## 6.2.6 Dimensietabellen

## Gezaagd (geschaafd) hout

h	breedte 33mm					breedte 45mm					breedte 58mm				
	A 10 <sup>3</sup> [mm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> 10 <sup>3</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	W <sub>z</sub> 10 <sup>3</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>z</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	A 10 <sup>3</sup> [mm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> 10 <sup>3</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	W <sub>z</sub> 10 <sup>3</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>z</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	A 10 <sup>3</sup> [mm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> 10 <sup>3</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	W <sub>z</sub> 10 <sup>3</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>z</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]
69	2,20	26,1	0,90	12,5	0,21	3,10	35,7	1,23	23,2	0,52					
95	3,10	49,6	2,35	17,2	0,28	4,20	67,6	3,21	32,0	0,72	5,50	87,2	4,14	53,2	1,54
120	3,90	79,2	4,75	21,7	0,36	5,40	108,0	6,48	40,5	0,91	6,90	139,2	8,35	67,2	1,95
133	4,30	97,2	6,46	24,1	0,40	5,90	132,6	8,82	44,8	1,01	7,70	170,9	11,37	74,5	2,16
145	4,70	115,6	8,38	26,3	0,43	6,50	157,6	11,43	48,9	1,10	8,40	203,2	14,73	81,2	2,36
170	5,56	158,9	13,51	30,8	0,51	7,60	216,7	18,42	57,3	1,29	9,80	279,3	23,74	95,3	2,76
195	6,40	209,1	20,39	35,3	0,58	8,70	285,1	27,80	65,8	1,48	11,30	367,5	35,83	109,3	3,17
220	7,20	266,2	29,28	39,9	0,66	9,90	363,0	39,93	74,2	1,67	12,70	467,8	51,46	123,3	3,58
245											14,20	580,2	71,07	137,3	3,98
270															

h	breedte 69mm					breedte 95mm					breedte 120mm				
	A 10 <sup>3</sup> [mm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> 10 <sup>3</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	W <sub>z</sub> 10 <sup>3</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>z</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	A 10 <sup>3</sup> [mm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> 10 <sup>3</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	W <sub>z</sub> 10 <sup>3</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>z</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	A 10 <sup>3</sup> [mm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> 10 <sup>3</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	W <sub>z</sub> 10 <sup>3</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>z</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]
69															
95	6,60	105,2	5,00	77,5	2,72										
120	8,40	168,0	10,08	98,0	3,43										
133	9,30	206,3	13,72	108,6	3,80										
145	10,10	245,2	17,78	118,4	4,14										
170	11,90	337,1	28,65	138,8	4,86										
195	13,60	443,6	43,25	159,2	5,57	18,50	602,0	58,70	293,3	13,93	23,40	760,5	74,14	468,0	28,08
220	15,40	564,6	62,11	179,6	6,29	20,90	766,3	84,29	330,9	15,72	26,40	968,0	106,5	528,0	31,68
245	17,10	700,2	85,78	200,0	7,00	23,20	950,3	116,4	368,5	17,50	29,40	1201	147,1	588,0	35,28
270	18,90	850,5	114,8	220,5	7,72	25,60	1154	155,8	406,1	19,29	32,40	1458	196,8	648,0	38,88







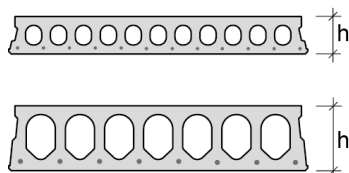
## Gelijmd gelamineerd hout - vervolg

h	breedte 135mm			breedte 160mm			breedte 185mm			breedte 205mm		
	A 10 <sup>3</sup> [mm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	A 10 <sup>3</sup> [mm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	A 10 <sup>3</sup> [mm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]	A 10 <sup>3</sup> [mm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>y</sub> 10 <sup>6</sup> [mm <sup>4</sup> ]
200	27,0	0,90	90,0	32,0	1,06	106,6	37,0	1,23	123,3	41,0	1,36	136,6
250	33,7	1,40	175,7	40,0	1,66	208,3	46,2	1,92	240,8	51,2	2,13	266,9
300	40,5	2,02	303,7	48,0	2,40	360,0	55,5	2,77	416,2	61,5	3,07	461,2
350	47,2	2,75	482,3	56,0	3,26	571,6	64,7	3,77	660,9	71,7	4,18	732,4
400	54,0	3,60	720,0	64,0	4,26	853,3	74,0	4,93	986,6	82,0	5,46	1093,3
450	60,7	4,55	1025,1	72,0	5,40	1215,0	83,2	6,24	1404,8	92,2	6,91	1556,7
500	67,5	5,62	1406,2	80,0	6,66	1666,6	92,5	7,70	1927,0	102,5	8,54	2135,4
550	74,2	6,80	1871,7	88,0	8,06	2218,3	101,7	9,32	2564,9	112,7	10,33	2842,2
600	81,0	8,10	2430,0	96,0	9,60	2880,0	111,0	11,10	3330,0	123,0	12,30	3690,0
650	87,7	9,50	3089,5	104,0	11,26	3661,6	120,2	13,02	4233,8	133,2	14,43	4691,5
700	94,5	11,02	3858,7	112,0	13,06	4573,3	129,5	15,10	5287,9	143,5	16,74	5859,5
750	101,2	12,65	4746,0	120,0	15,00	5625,0	138,7	17,34	6503,9	153,7	19,21	7202,0
800	108,0	14,40	5760,0	128,0	17,06	6826,6	148,0	19,73	7893,3	164,0	21,86	8746,6
850	114,7	16,25	6908,9	136,0	19,26	8188,3	157,2	22,27	9467,7	174,2	24,68	10491,3
900	121,5	18,22	8201,2	144,0	21,60	9720,0	166,5	24,97	11238,7	184,5	27,67	12453,7
950	128,2	20,30	9645,4	152,0	24,06	11431,6	175,7	27,82	13217,8	194,7	30,83	14646,8
1000	135,0	22,50	11250,0	160,0	26,66	13333,3	185,0	30,83	15416,6	205,0	34,16	17083,3
1050	141,7	24,80	13023,2	168,0	29,40	15435,0	194,2	33,99	17846,7	215,2	37,66	19776,0
1100	148,5	27,22	14973,7	176,0	32,26	17746,6	203,5	37,30	20519,5	225,5	41,34	22737,9
1150	155,2	29,75	17109,8	184,0	35,26	20278,3	212,7	40,77	23446,8	235,7	45,18	25981,6
1200	162,0	32,40	19440,0	192,0	38,40	23040,0	222,0	44,40	26640,0	246,0	49,20	29520,0
1250	168,7	35,15	21972,6	200,0	41,66	26041,6	231,2	48,17	30110,6	256,2	53,38	33365,8
1300	175,5	38,02	24716,2	208,0	45,06	29293,3	240,5	52,10	33870,4	266,5	57,74	37532,0
1350	182,2	41,00	27679,2	216,0	48,60	32805,0	249,7	56,19	37930,7	276,7	62,26	42031,4
1400				224,0	52,26	36586,6	259,0	60,43	42303,3	287,0	66,96	46876,6
1450				232,0	56,06	40648,3	268,2	64,82	46999,6	297,2	71,83	52080,6
1500				240,0	60,00	45000,0	277,5	69,37	52031,2	307,5	76,87	57656,2
1550				248,0	64,06	49651,6	286,7	74,07	57409,7	317,7	82,08	63616,1
1600				256,0	68,26	54613,3	296,0	78,93	63146,6	328,0	87,46	69973,3
1650							305,2	83,94	69253,5	338,2	93,01	76740,4
1700							314,5	89,10	75742,0	348,5	98,74	83930,4
1750							323,7	94,42	82623,6	358,7	104,63	91555,9
1800							333,0	99,90	89910,0	369,0	110,70	99630,0

## 6.3 Beton

### 6.3.1 Producten I vloeren

#### kanaalplaten



doorsneden van kanaalplaten,  
geprefabriceerd, voorgespannen

toepassingen:

In alle gebouwen kunnen kanaalplaten toegepast worden als vloerelementen en dakvloeren. Leidingen en

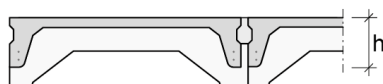
uitsparingen zijn eenvoudig in de fabricage mee te nemen. Interessant is de combinatie met hoedliggers.

[www.vbi.nl](http://www.vbi.nl)

[www.dycore.nl](http://www.dycore.nl)

[www.belton.nl/\\_betonboek/deel5-3-1.pdf](http://www.belton.nl/_betonboek/deel5-3-1.pdf)

#### ribbenvloer



ribbenvloer met geïntegreerde isolatie geprefabriceerd, naden worden aangestort met betonmortel

toepassingen:

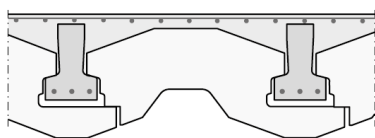
toepassing als beganegrondvloer boven kruipruimten in de utiliteitsbouw en woningbouw.

[www.vbi.nl](http://www.vbi.nl)

[www.dycore.nl](http://www.dycore.nl)

[www.belton.nl/\\_betonboek/deel5-3-2.pdf](http://www.belton.nl/_betonboek/deel5-3-2.pdf)

#### combinatievloeren



de combinatievloer, prefab balkjes met EPS isolatie en in het werk gestort beton

toepassingen:

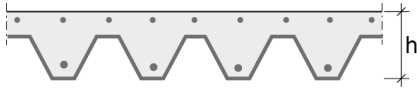
Dit vloertype wordt veelvuldig gebruikt als beganegrondvloer (boven kruipruimtes) in de woningbouw

wegens de eenvoudige constructie en de gunstige isolerende eigenschappen.

[www.vbi.nl](http://www.vbi.nl) (PS-Isolatievloeren)

[www.koraton.be](http://www.koraton.be)

[www.belton.nl/\\_betonboek/deel5-3-4.pdf](http://www.belton.nl/_betonboek/deel5-3-4.pdf)

**staalplaatbetonvloer**

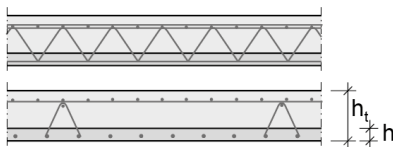
de geprofileerde staalplaten worden gebruikt als werkvloer, bekisting en uiteindelijk wapening

toepassingen:

Veelgebruikt vloersysteem bij (hoogbouw) staalconstructies. Al dan niet onderstempeld tijdens het storten.

Kunnen met aanzienlijke overspanningen en grote flexibiliteit worden gerealiseerd.

[www.dutchengineering.nl](http://www.dutchengineering.nl)  
[www.corusconstruction.com](http://www.corusconstruction.com) (slimdek)  
[www.hody.nl](http://www.hody.nl)

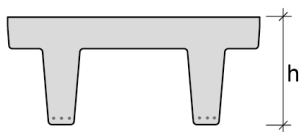
**bekistingsplaatvloer (breedplaatvloer)**

een dunne prefab betonnen schil met wapening wordt in het werk met een constructieve druklaag afgewerkt.

toepassingen:

vloeren van betonnen constructies in de woning en utiliteitsbouw

[www.dycore.nl](http://www.dycore.nl)  
[www.belton.nl/\\_betonboek/deel5-3-4.pdf](http://www.belton.nl/_betonboek/deel5-3-4.pdf)

**dubbel T platen (TT-platen)**

prefab voorgespannen TT-balk

toepassingen:

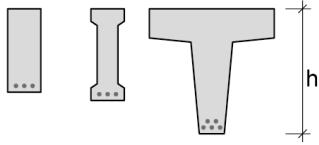
voorgespannen, prefab vloerbalksysteem voor grote overspanningen en grote vloerlasten,

gebruikt in utiliteitsbouw zoals parkeergarages en kantoren.

[www.spanbeton.nl](http://www.spanbeton.nl) (parkeergarages)  
[www.haitsma.nl](http://www.haitsma.nl) (parkeergarages)

### 6.3.2 Producten II balken

#### prefab voorgespannen balken (utiliteitsbouw)



rechthoekige, I- en T-profielen, prefab voorgespannen betonnen balken

toepassingen:

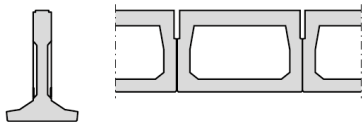
De verschillende typen balken worden zowel toegepast als hoofdliggers bij vloer- en dakconstructies, maar ook

lateien van metselwerkconstructies. Ook kunnen geprefabriceerde balken in de fundering worden toegepast.

[www.belton.nl/\\_betonboek/deel5-10.pdf](http://www.belton.nl/_betonboek/deel5-10.pdf)

[www.megaton.be/megaton/downloads/megaton.pdf](http://www.megaton.be/megaton/downloads/megaton.pdf)

#### prefab voorgespannen balken (infra bouw)



voorgespannen omgekeerde T liggers en kokerbalken

toepassingen:

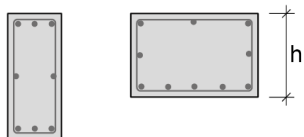
dit type balken worden gebruikt in de infrastructuur bouw zoals bruggen en viaducten. Grote overspanningen en

zelfs in 2 richtingen gekromde liggers zijn tegenwoordig mogelijk

[www.haitsma.nl](http://www.haitsma.nl) (infra)

[www.spanbeton.nl](http://www.spanbeton.nl) (infra)

#### in het werk gestorte gewapende balken



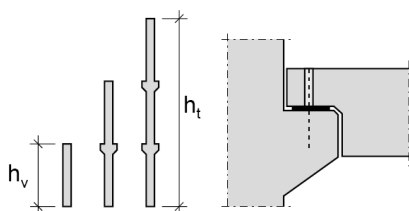
in het werk gestort in bekistingen met wapening

toepassingen:

vaak toegepast als funderingsbalken en in eenvoudige constructies met kleine overspanningen

### 6.3.3 Producten III kolommen

#### prefab kolommen



prefab kolommen (<2 vrd. ) oplegging op neopreen met aangegoten ankers.

toepassingen:

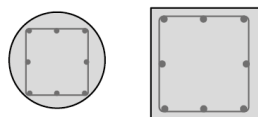
Onderdeel van prefab bouwsystemen mogelijkheden van 0 tot 2 verdiepingen. Wordt

toegepast in combinatie met prefab (voorgespannen) balken en bijv. kanaalplaat- of breedplaatvloeren

[www.CD20.nl](http://www.CD20.nl)

[www.belton.nl/\\_betonboek/deel5-1.pdf](http://www.belton.nl/_betonboek/deel5-1.pdf)

#### in het werk gestorte kolommen



in het werk gestorte betonnen kolommen rond en vierkant

toepassingen:

tegenwoordig zijn ronde kartonnen bekistingen een goedkope optie aangezien er niet getimmerd hoeft te

worden. Herbruikbare bekistingen voor vierkante of rechthoekige worden ook gebruikt.

[www.sonoco.com](http://www.sonoco.com) (sonotube bekisting)

## 6.3.4 Sterkte en stijfheid

materiaaleigenschap		sterkteklasse					
		C12/15	C20/25	C30/37	C35/45	C45/55	C50/60
volumieke massa	$\rho_{rep}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2500	2500	2500	2500	2500	2500
elasticiteitsmodulus	$E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	27000	30000	33000	34000	36000	37000
gemiddelde druksterkte	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	20	28	38	43	53	58
karakteristieke cilindersterkte	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	12	20	30	35	45	50
karakteristieke kubussterkte	$f_{ck;cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	15	25	37	45	55	60
gemiddelde treksterkte	$f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,6	2,2	2,9	3,2	3,8	4,1
karakteristieke treksterkte	$f_{ctk;0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,1	1,5	2,0	2,2	2,7	2,9

## 6.3.5 Sterkte

rekenwaarde druksterkte:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$\gamma_c$  is de partiele veiligheidsfactor voor beton.  $\gamma_c = 1,5$

rekenwaarde afschuifsterkte:

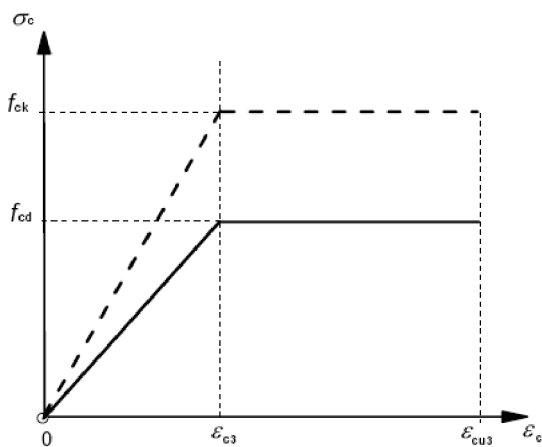
$$0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

ondergrens, voor preciese waarde, zie NEN-EN1992. De afschuif weerstand van het beton kan als vergroot worden door wapening toe te passen.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

d in mm

## 6.3.6 Spannings-rek diagram



- $\sigma_c$  : drukspanning van het beton
- $\epsilon_c$  : rek van het beton
- $f_{ck}$  : karakteristieke waarde druksterkte
- $f_{cd}$  : rekenwaarde druksterkte
- $\epsilon_{c3}$  : betonstuk bij het begin van de plastische vervorming
- $\epsilon'_{bu}$  : grenswaarde van de betonstuk
- $\epsilon_{c3}$  : 1,75 %\*
- $\epsilon_{cu3}$  : 3,50 %\*

\* Deze waarden zijn geldig voor de sterkteklassen in bovenstaande tabel, niet bij hogere sterkteklassen.

## 6.4 Betonstaal

### 6.4.1 sterkte en stijfheid

materiaaleigenschap		betonstaalsoort			
		FeB 400 HWL, HK	FeB 500 HWL, HK	FeB 500 HKN	
karakteristieke treksterkte	$f_{t;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	400	500	500
rekenwaarde treksterkte (=vloeispanning)	$f_{y;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	350	435	435
rek v/h betonstaal bij maximale belasting	$\epsilon_{su}$	‰	4,00	3,25	2,75

materiaaleigenschap		gepunte wapenings netten			
		FeB 500 HKN, HWN			
karakteristieke treksterkte	$f_{t;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	500		
rekenwaarde treksterkte (=vloeispanning)	$f_{y;k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	435		
rek v/h betonstaal bij maximale belasting	$\epsilon_{su}$	‰	2,175		

### 6.4.2 Wapening

#### betonstaal doorsneden voor balken en kolommen

diameter [mm]	gezamenlijke doorsnede $A_s$ [mm <sup>2</sup> ]									
	aantal staven									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	28	57	85	113	141	170	198	226	254	283
8	50	101	151	201	251	302	352	402	452	503
10	79	157	236	314	393	471	550	628	707	785
12	113	226	339	452	565	679	792	905	1018	1131
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	2011
20	314	628	942	1257	1571	1885	2199	2513	2827	3142
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	4909
32	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	8042

## 7 Voorbeeldberekeningen

In dit hoofdstuk dimensioneren we onderdelen van een draagconstructie. Een draagconstructie dient om alle krachten die op een gebouw werken op een veilige manier af te voeren naar de fundering. Bij het dimensioneren van de onderdelen van een draagconstructie worden de afmetingen zo goed mogelijk ingeschat met behulp van schattingsregels of kentallen. Vervolgens controleren we met eenvoudige berekeningen of deze elementen voldoen aan de norm.

In de voorbeeldberekeningen van dit hoofdstuk gaan we uit van een kantoorgebouw van vier bouwlagen. Voor dit kantoor ontwerpen we een staalskelet en als alternatief een betonskelet. Bij de dimensionering van de kolom en de ligger is door de tekst heen zowel voor een staalconstructie (met blauwe kleur) als voor een betonconstructie (met grijze kleur) een controle-berekening gegeven. De berekening van andere materialen gaat op vrijwel dezelfde manier. Daar waar afwijkingen zijn, worden deze aan de orde gesteld.

De volgende voorbeeldberekeningen worden gegeven:

- Globale dimensionering ligger
- Globale dimensionering kolom
- Globale dimensionering uitkragende ligger
- Globale dimensionering vakwerkligger

De berekeningen dienen als voorbeeld voor onderwijsdoel-einden en niet als leidraad voor de praktijk.



**Figuur 1:** Voor de veiligheid moet een constructiedeel afdoende sterk zijn.



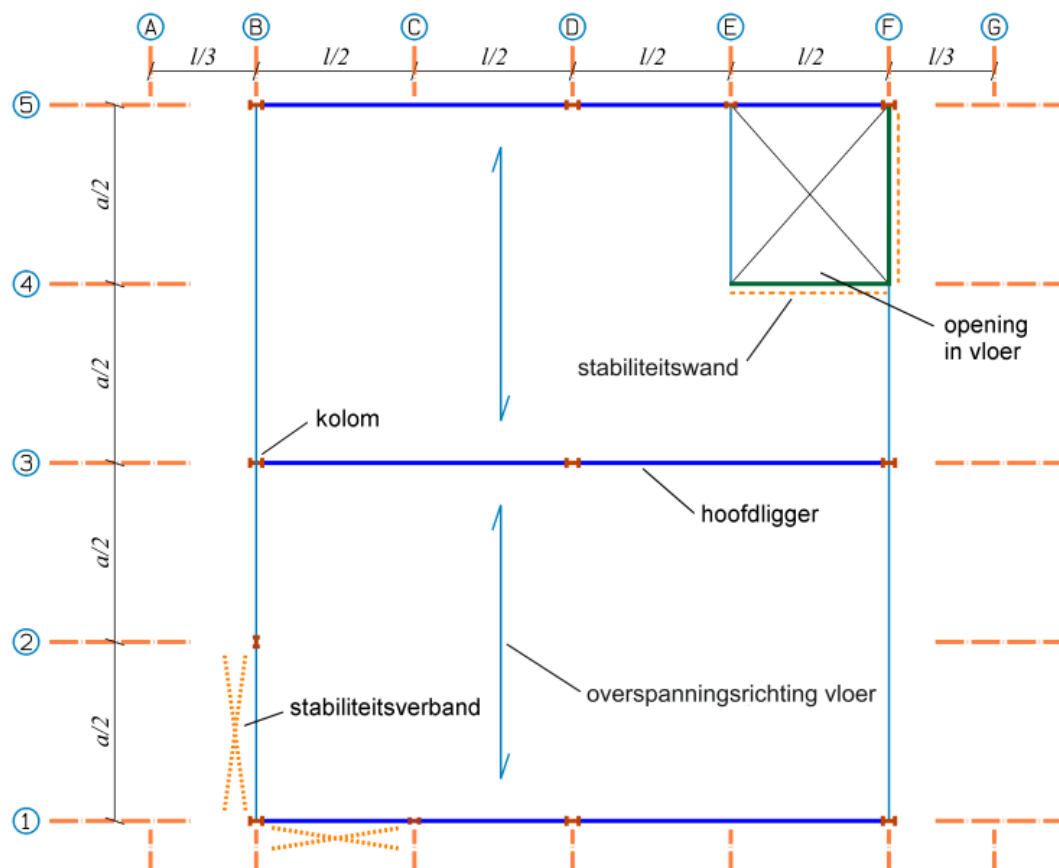
**Figuur 2:** Voor de bruikbaarheid moet een constructiedeel afdoende stijf zijn.



## 7.1 Globale dimensionering ligger

De dwarsafmetingen van liggers zijn afhankelijk van de krachten die er op werken, maar ook van de lengte van die elementen. Om een eerste schatting van de afmetingen te kunnen maken, zijn er schattingsregels of kentallen opgesteld. Deze schattingsregels (zie hoofdstukken 3.1 Schattingsregels staalconstructies, 3.2 Schattingsregels houtconstructies en 3.3 Schattingsregels betonconstructies) zijn niet anders dan een eerste globale benadering. Ze zijn vooral bedoeld voor gebruikelijke constructies met normale belastingen. Hoe extremer de constructie of de daarop geplaatste belasting, des te onnauwkeuriger de schattingsregel.

Voor het kantoor willen we een vloerligger van de eerste verdieping dimensioneren en controleren: Ligger B3-D3 op de schematische DC-plattegrond (zie figuur 3).



**Figuur 3:** Schematische DC-plattegrond eerste verdieping kantoorgebouw.

staal

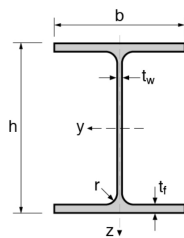
Voor de staalconstructie passen we een HEA-profiel met *sterkteklasse S235* toe. Dit betekent dat de rekenwaarde voor de staalsterkte gelijk is aan  $235 \text{ N/mm}^2$ . Bij staal is de *elasticiteitsmodulus E* voor alle sterkteklassen gelijk aan  $210 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ .

Een HEA-profiel heeft brede flenzen, zodat er voldoende oplegbreedte is voor de kanaalplaten. Met de schattingsregel schatten we de hoogte van een profiel en we noteren het profielnummer en de gegevens die we nodig hebben voor de controleberekening. Dat zijn: het gewicht van de ligger per strekkende meter, het weerstandsmoment  $W_y$  en het kwadratisch oppervlaktemoment  $I_y$ .

Deze gegevens zijn te vinden in een staalprofielentabel of met de *Staalprofielen-app* van Bouwen met Staal. Vaak is in de tabel de massa per strekkende meter [kg/m] gegeven. Dit moet worden omgerekend tot het gewicht per strekkende meter [kN/m]. Daarvoor moeten we het weergegeven getal vermenigvuldigen met 10 (afronding van 9,8: versnelling van de zwaartekracht in  $\text{m/s}^2$ ) om van [kg] naar [N] te gaan en vervolgens delen door 1000 (van N naar kN). [N.B.: Vaak worden bij kanaalplaten geïntegreerde liggers (hoedliggers) gebruikt ter vermindering van de constructiehoogte.]

staal

## balkstaal, breedflens



G8	99,5 kg/m
A	12437 mm <sup>2</sup>
h	310 mm
b	300 mm
tw	9 mm
tf	15,5 mm
r	27 mm
AL	1,76 m <sup>2</sup> /m
I <sub>y</sub>	22929 · 10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>
W <sub>eI,y</sub>	1479 · 10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>
W <sub>pI,y</sub>	1628 · 10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>
I <sub>z</sub>	6985 · 10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>

S235 en S355

HEA 320

De ligger heeft een lengte van 6 meter. De geschatte liggerhoogte volgens de schattingsregel wordt dan  $(1/20) \times 6000 = 300$  mm. Aan de hand daarvan kiezen we een HE320A profiel. De gegevens van dit profiel noteren we. Het gewicht (de massa) per strekkende meter is gegeven in kg. Dit moet worden omgerekend naar kN:

$$99,5 \text{ kg/m} \rightarrow 0,01 \times 99,5 \approx 0,10 \text{ kN/m}$$

De afbeelding links is een screenshot van de staalprofielen app. Deze app is gratis te installeren op je telefoon en geeft je een overzicht van beschikbare staalprofielen en hun eigenschappen.

Voor betonnen en houten liggers is niet altijd het gewicht per strekkende meter gegeven. Om dat te bepalen, moeten we de oppervlakte van de doorsnede ( $b \times h$ ; [m<sup>2</sup>]) vermenigvuldigen met de dichtheid  $\rho$  [kg/m<sup>3</sup>] en de uitkomst daarvan weer vermenigvuldigen met de versnelling van de zwaartekracht [m/s<sup>2</sup>]. Voor beton geldt een dichtheid van 2400 kg/m<sup>3</sup>, voor gewapend beton 2500 kg/m<sup>3</sup> en voor naaldhout circa 300 à 400 kg/m<sup>3</sup> (afhankelijk van sterkteklasse). Deze gegevens zijn ook te vinden in hoofdstuk 6 Materiaaleigenschappen. Het gewicht per strekkende meter wordt:

$$g = b \cdot h \cdot \rho \cdot \frac{10}{1000} \text{ [kN/m]} \quad (\text{hier } b \text{ en } h \text{ in meters!})$$

Van een rechthoekige doorsnede kunnen we gemakkelijk het weerstandsmoment  $W$  en het kwadratisch oppervlaktemoment  $I$  berekenen. Deze formules vind je ook in hoofdstuk 4:

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \text{ [mm}^4\text{]}$$

$$W = \frac{I}{0,5h} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \text{ [mm}^3\text{]}$$

beton

Voor de betonconstructie passen we een in het werk gestorte, niet voorgespannen, betonnen balk toe. We kiezen sterkteklasse C30/37. Volgens de schattingsregel zou de hoogte  $h$  gelijk zijn aan  $6000/10 = 600$  mm. Voor de bijbehorende breedte kiezen we de halve hoogte (schattingregel):  $600/2 = 300$  mm. Het gewicht per strekkende meter bedraagt dan:

$$\frac{0,3 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 \cdot 10 \text{ m/s}^2}{1000} = 4,5 \text{ kN/m}$$

$I$  en  $W$  kunnen we met bovenstaande formules berekenen.

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (600 \text{ mm})^3 = 5,40 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$W_y = \frac{I_y}{0,5h} = \frac{1}{6} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (600 \text{ mm})^2 = 18,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

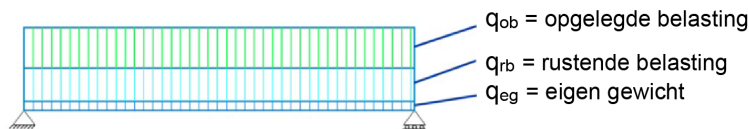
De waarden voor de sterkte en de elasticiteitsmodulus kunnen uit de betontabellen in hoofdstuk 6.3 Materiaaleigenschappen Beton worden verkregen. Het is aan te bevelen om de liggergegevens overzichtelijk op te schrijven in bijvoorbeeld een tabel zoals onderstaand.

$h_{\text{vloerligger}}$ [mm]	profiel [mm <sup>2</sup> ]	gewicht [N/mm]	$W_y$ [mm <sup>3</sup> ]	$I_y$ [mm <sup>4</sup> ]	sterkte- klasse	sterkte [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{\text{cm}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
600	600x300	4,5	$18,0 \cdot 10^6$	$5,40 \cdot 10^9$	C30/37	20	$33 \cdot 10^3$

### 7.1.1 Bepaling belasting op de ligger

De belasting op de ligger bestaat uit drie delen:

- $q_{eg}$  = Eigen gewicht van de ligger.
- $q_{rb}$  = Rustende belasting op de ligger, bijv. gewicht vloerconstructie, plafond, opgehangen installaties, verlichting, vloerafwerking enz.
- $q_{ob}$  = Opgelegde belasting (veranderlijke belasting) op de ligger.



**Figuur 4:** Belasting op de te controleren ligger

$q_{eg}$  en  $q_{rb}$  vormen samen de blijvende belasting  $q_G$ . De opgelegde belasting  $q_{ob}$  is hier de veranderlijke belasting  $q_Q$ . Voor de liggercontrole moeten de belastingen worden berekend *per strekkende meter op de ligger*, tenzij de belasting als een *puntlast* op de ligger komt. We gaan uit van een gelijkmatig verdeelde belasting.

staal

$q_{eg}$  Het gewicht per strekkende meter ligger (ligger 3B-3D op DC-plattegrond; figuur 3) is hiervoor al bepaald bij het verzamelen van de gegevens van de ligger:  $q_{eg} = 0,98 \text{ kN/m}$ .

beton

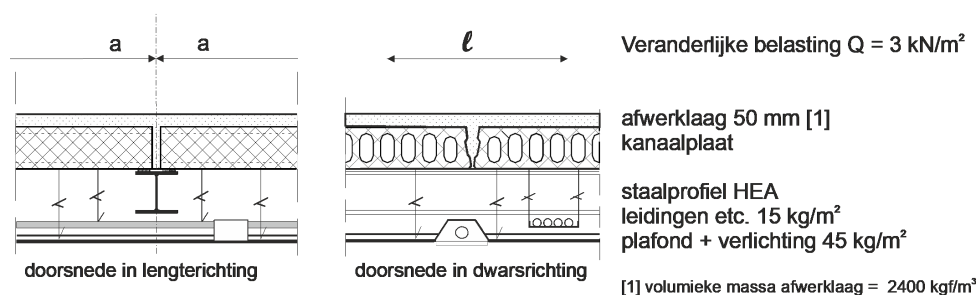
$q_{eg}$  Het gewicht van de betonnen ligger is eveneens hiervoor al berekend:  $q_{eg} = 4,5 \text{ kN/m}$ .

$q_{rb}$  Voor het bepalen van de grootte van de rustende belasting gebruiken we de schematische DC-plattegrond, zie figuur 6. Daarop arceren we het oppervlak dat door de ligger wordt gedragen. Alle elementen in het gearceerde vlak, inclusief het gewicht van eventuele secundaire liggers, moeten in de belasting worden meegenomen. Op deze DC-plattegrond geven we ook de maten weer!

De rustende belasting bestaat uit het gewicht van de vloerconstructie inclusief het gewicht van een eventuele afwerklaag, het plafond, de installaties die aan de vloer hangen of in de vloerconstructie zijn opgenomen, enz. Al deze belastingen zijn gegeven in  $\text{kN/m}^2$  of kunnen daarin worden omgerekend. Zo kan bij een betonnen deklaag de volumieke massa [ $\text{kg/m}^3$ ] worden omgerekend naar het volumieke gewicht [ $\text{kN/m}^3$ ]:  $1 \text{ kg/m}^3$  komt overeen met  $0,01 \text{ kN/m}^3$ . Het volumieke gewicht dient vervolgens met de laagdikte te worden vermenigvuldigd om de belasting in  $\text{kN/m}^2$  te krijgen:

$\Rightarrow \text{belasting in } \text{kN/m}^2 = \text{de laagdikte in meters maal de belasting in } \text{kN/m}^3$ .

In figuur 5 zijn voor de constructie de elementen van de rustende belasting schetsmatig weergegeven.



Vloerbouw

**Figuur 5:** Opbouw betonnen kanaalplaatvloer

Van boven naar beneden zien we allereerst een afwerklaag van 50 mm. De volumieke massa van het materiaal van de afwerklaag bedraagt  $2400 \text{ kg/m}^3$

$$\Rightarrow \text{Gewicht afwerklaag} = 0,05 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 120 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow 0,01 \cdot 120 \text{ kg/m}^2 = 1,2 \text{ kN/m}^2.$$

Vervolgens zien we de kanaalplaat. Kanaalplaten zijn prefab-elementen. De afmetingen hangen af van de overspanning van en de belasting op de platen en van de gebouwfunctie. Wanneer deze bekend zijn, kan de fabrikant eenvoudig bepalen welke platen nodig zijn. De **overspanning** bedraagt hier **8 meter** (dat is dus de hart-op-hart-afstand van de hoofdliggers!).

Bezien we de doorsnedes in figuur 5, dan is het gemakkelijk in te zien dat de kanaalplaat behalve een opgelegde belasting van  $3 \text{ kN/m}^2$  ook de afwerklaag, de leidingen, het plafond en de verlichting moet dragen.

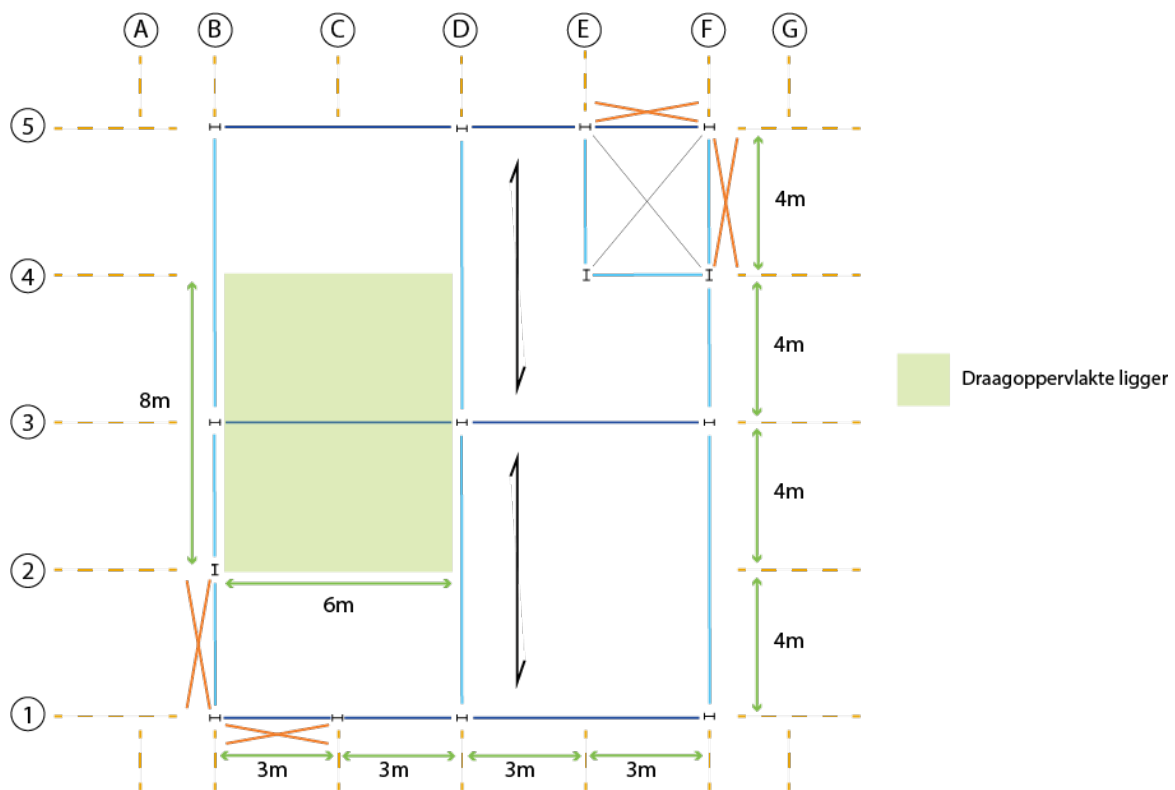
$$\text{De massa van plafond en installatie bedraagt in totaal } 15 \text{ kg/m}^2 + 45 \text{ kg/m}^2 = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Het gewicht wordt dan } \Rightarrow 0,01 \cdot 60 \text{ kg/m}^2 = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{De totale belasting op de kanaalplaten wordt dan } \Rightarrow 3 \text{ kN/m}^2 + 1,2 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \text{ kN/m}^2 = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

Aan de fabrikant kunnen deze gegevens worden doorgegeven. Voor een ontwerpberekening stelt de fabrikant vaak tabellen of grafieken ter beschikking. In hoofdstuk 3.3 Ontwerp Beton is een dergelijke grafiek weergegeven. Op de verticale as zetten we de belasting van  $4,8 \text{ kN/m}^2$  af en op de horizontale as de overspanning van **8 meter**. Het snijpunt van beide lijnen ligt tussen de plaat met een dikte van 150 mm en die met een dikte van 200 mm. We hebben voor ons gebouw daarom een plaatdikte van 200 mm nodig. In hoofdstuk 3.3 Ontwerp Beton vinden we ook het gewicht van deze plaat:  $3,1 \text{ kN/m}^2$ .

$$\text{De totale blijvende belasting van de vloer is dus } 3,1 \text{ kN/m}^2 + 1,2 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \text{ kN/m}^2 = 4,9 \text{ kN/m}^2.$$

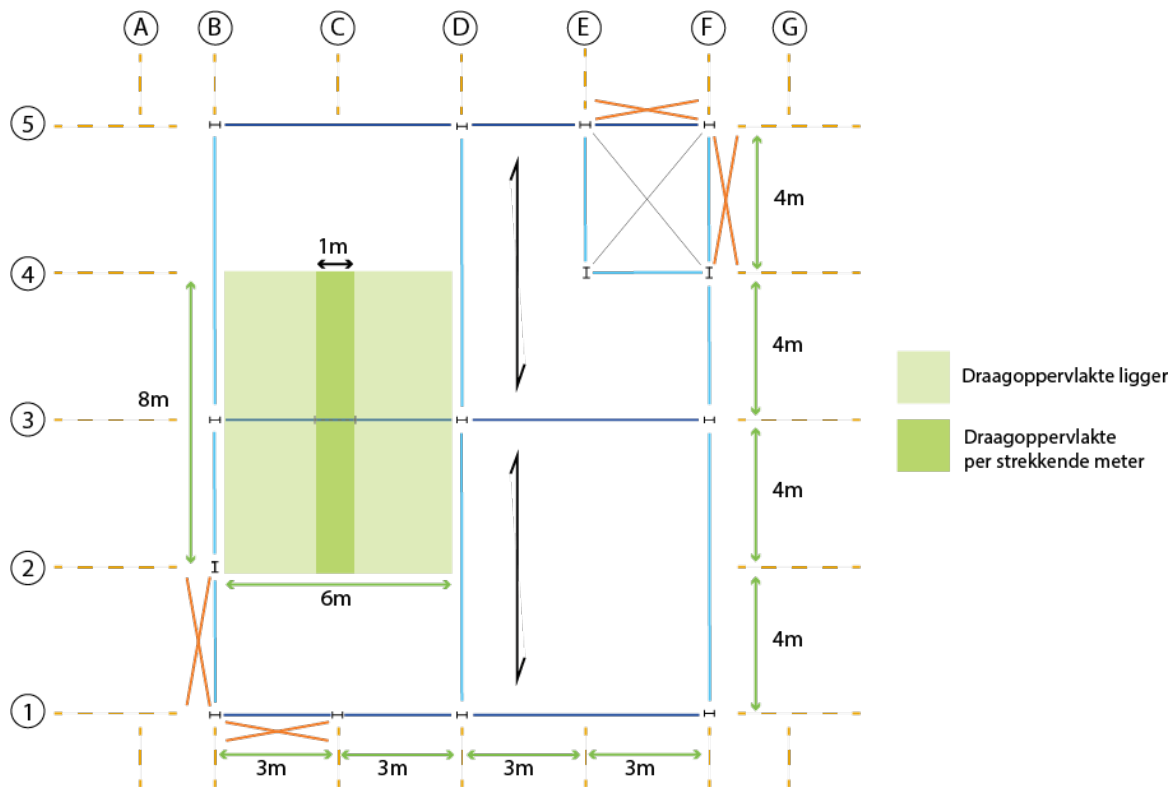


**Figuur 6:** Draagconstructieplattegrond met belastingschema ligger.

De gevonden belasting per vierkante meter [ $\text{kN/m}^2$ ] moet worden omgezet naar een lijnlast op de ligger oftewel een belasting per strekkende meter ligger [ $\text{kN/m}$ ]. Om de grootte daarvan te bepalen gebruiken we de schematische DC-plattegrond (figuur 6). Op de ligger tekenen we een afstand van 1 meter en arceren we het oppervlak dat door deze meter ligger wordt gedragen (zie figuur 7). De grootte van dit oppervlak is gelijk aan twee keer de halve h.o.h.-afstand van de liggers maal 1 meter.

De belasting per strekkende meter [ $\text{kN/m}$ ] wordt dan  $(a_1+a_2)/2$  [m] maal de belasting per vierkante meter [ $\text{kN/m}^2$ ].

Voor randliggers geldt uiteraard één keer de halve h.o.h.-afstand.



**Figuur 7:** Schematische Draagconstructieplattegrond met belasting per strekkende meter van de ligger.

staal

Voor een stalen ligger met een h.o.h. afstand van 8 meter geldt:

$$q_{rb} = \left( \frac{8 \text{ m}}{2} + \frac{8 \text{ m}}{2} \right) \cdot 4,9 \text{ kN/m}^2 = 39,2 \text{ kN/m}$$

beton

Bij een betonnen ligger is de rustende belasting op die ligger uiteraard dezelfde als die op de stalen ligger:

$$q_{rb} = 39,2 \text{ kN/m.}$$

$q_{ob}$  De opgelegde belasting is per functie voorgeschreven in de Eurocodes en is gegeven in hoofdstuk 5 Belastingen. Het gebouw heeft een kantoorfunctie. De bijbehorende opgelegde belasting is  $3 \text{ kN/m}^2$ . Deze belasting is gegeven in  $\text{kN/m}^2$ . Om hier een belasting per strekkende meter ligger (zie figuur 7) van te maken, moet deze eveneens worden vermenigvuldigd met twee maal de halve h.o.h. afstand.

staal

Voor de opgelegde belasting op de stalen ligger geldt:

$$q_Q = q_{ob} = \left( \frac{8 \text{ m}}{2} + \frac{8 \text{ m}}{2} \right) \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 24 \text{ kN/m}$$

beton

Voor de betonnen ligger geldt eveneens:

$$q_Q = q_{ob} = \left( \frac{8 \text{ m}}{2} + \frac{8 \text{ m}}{2} \right) \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 24 \text{ kN/m}$$

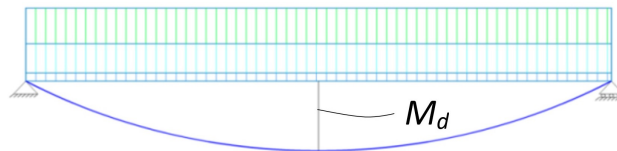
### 7.1.2 Controle Uiterste Grenstoestand ligger (sterkte)

Met de hiervoor bepaalde belastingen kunnen we de sterkte en de stijfheid toets uitvoeren. Voor de sterkte moeten we de Uiterste Grenstoestand (UGT) controleren. Voor een ligger op twee steunpunten bepalen we hiervoor de maximaal optredende buigspanning:  $\sigma_{m,d}$ . Deze moet kleiner zijn dan de sterkte, oftewel:  $\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$ .

De buigspanning  $\sigma_{m,d} = M_d/W$ , waarin  $W$  het hiervoor al bepaalde weerstandsmoment is en  $M_d$  het maximale moment in het midden van de overspanning (figuur 8).

Voor het maximale moment kunnen we de formule van het formuleblad in hoofdstuk 4 Mechanica gebruiken:  $M_d = \frac{1}{8} \cdot q_d \cdot l^2$

Hierin is  $l$  de lengte van de ligger en  $q$  de totale lijnlast. *Wees consequent met de eenheden!*



**Figuur 8:** Maximaal Moment voor ligger op twee scharnierende steunpunten en een gelijkmatig verdeelde belasting.

Voor de uiterste grenstoestand (UGT) geldt dat we de zogeheten Fundamentele Belastingcombinatie (FC) moeten toepassen. Zie hiervoor ook hoofdstuk 5 Belastingen. De belastingen moeten daarbij worden vermenigvuldigd met een partiële factor  $\gamma_f$  (vroeger belasting- of veiligheidsfactoren genoemd) om extra veiligheid te krijgen. Deze factoren hangen af van de gevolklasse van het gebouw en de aard van de belasting.  $\gamma_G$  en  $\gamma_Q$  zijn de partiële factoren voor de blijvende belasting en de veranderlijke belasting.

In de Eurocode 1990 is aangegeven dat de blijvende belasting mag worden gereduceerd met een verminderingfactor  $\xi$ . Deze is in de Nationale Bijlage bij de Eurocode vastgesteld op 0,89. Voor de meeste gebouwen (waaronder kantoren) geldt dat  $\gamma_G = 1,35$  en  $\gamma_Q = 1,5$ . De partiële factor voor de blijvende belasting wordt met de verminderingfactor  $0,89 \times 1,35 = 1,2$  (de waarde van de vroegere belastingfactor voor de permanente belasting). Deze waarde nemen we verder als partiële factor voor de blijvende belasting. Voor het kantoorgebouw geldt dus:  $q_{UGT} = 1,2 \cdot q_G + 1,5 \cdot q_Q$  (zie hoofdstuk 4 voor de partiële factoren voor andere gevolklassen). Met deze grootheden kunnen we het moment en daarmee de buigspanning berekenen en vervolgens de sterkte controleren door de unity check (U.C.) te doen:

$$U.C. = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1.0$$

Is de U.C. > 1.0 dan moeten we een zwaarder profiel nemen. Voor de  $W_{nodig}$  van het nieuw te nemen profiel geldt:

$$W_{nodig} = U.C. \cdot W_{oud}$$

staal

Voor de stalen ligger is de rekenwaarde van de belasting voor de UGT toets:

$$q_{UGT} = 1,2 \cdot (0,98 \text{ kN/m} + 39,2 \text{ kN/m}) + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m} = 84,2 \text{ kN/m}$$

Het maximaal optredend moment in de ligger:

$$M_d = \frac{1}{8} q_{UGT} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 84,2 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 = 379,0 \text{ kNm} = 379 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

De maximale spanning in de ligger:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{379 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1479 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 256,2 \text{ N/mm}^2. \text{ (let op de eenheden!)}$$

De spanning mag de materiaalsterkte van  $f_{m,d} = 235 \text{ N/mm}^2$  niet overschrijden. Dit checken we met de U.C.:

$$U.C. = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{256,2 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ N/mm}^2} = 1,1 > 1 \Rightarrow \text{Voldoet niet.}$$

staal

Het profiel is te slank. We hebben een profiel nodig met een groter weerstandsmoment  $W$ :

$$W_{\text{nodig}} = 1,1 \cdot 1479 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 1612,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

In de staalprofielen App zien we dat hierbij hoort een HE340A met  $g = 1,05 \text{ kN/m}$ ,  $W = 1678 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$  en  $I = 27693 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

Als we de constructiehoogte willen beperken, kunnen we ook kiezen voor een HEB profiel (HE300B) of voor een hogere sterkteklasse (S355; zie bij controle BGT).

beton

Voor de betonnen ligger dezelfde stappen:

$$q_{\text{UGT}} = 1,2 \cdot (4,5 \text{ kN/m} + 39,2 \text{ kN/m}) + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m} = 88,4 \text{ kN/m}$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot q_{\text{UGT}} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 88,4 \text{ kN/m} \cdot 6^2 = 398,0 \text{ kNm} = 398 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{398 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{18 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 22,06 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{m;d} = 20 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{U.C.} = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m;d}} = \frac{22,1 \text{ N/mm}^2}{20 \text{ N/mm}^2} = 1,1 > 1 \Rightarrow \text{Voldoet niet.}$$

Hieruit blijkt dat de balk te slank is. We hebben een balk nodig met een groter weerstandsmoment  $W$ .

$$W_{\text{nodig}} = 1,1 \cdot 18,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 = 19,80 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Hierbij hoort een minimale doorsnede van  $630 \cdot 300 \text{ mm}^2$

$$\text{met } g = 4,73 \text{ kN/m}, W = 19,85 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \text{ en } I = 6251,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

Als we de constructiehoogte willen beperken, kunnen we kiezen voor (prefab)beton met een hogere sterkteklasse. C35/45 met een  $f_{m;d} = f_{c;d} = 23,3 \text{ N/mm}^2$ . Bij deze sterkteklasse Voldoet de ligger  $600 \cdot 300 \text{ mm}^2$ .

### 7.1.3 Controle Bruikbaarheidsgrenstoestand ligger (stijfheid)

Voor de stijfheid controleren we de Bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) oftewel de stijfheid van de ligger. In hoofdstuk 5.7 Bruikbaarheidsgrenstoelstanden vind je alle bepalingen die gelden voor deze grenstoestand. De stijfheid bepaalt de grootte van de doorbuiging: hoe stijver de ligger des te geringer de doorbuiging. De formules voor de vervorming van standaardgevallen (vergeetmenietjes) vind je in hoofdstuk 4 Mechanica. Voor een scharnierend opgelegde ligger geldt de

$$\text{formule: } w = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}$$

Voor de BGT bestaan twee controles: de bijkomende doorbuiging  $w_{\text{bij}}$  en de doorbuiging in de eindtoestand  $w_{\text{max}}$ . De eis van de maximale doorbuiging is een esthetische eis, terwijl die voor de bijkomende doorbuiging meer een eis van welbevinden is: voelt men zich wel zeker als een ligger teveel doorbuigt. Bovendien kan een te grote  $w_{\text{bij}}$  leiden tot schade in op de vloer geplaatste wanden, terwijl ook de afwerklaag van de vloeren zou kunnen scheuren.

De maximale doorbuiging  $w_{\text{max}}$  is de totale vervorming  $w_{\text{eind}}$  t.g.v. de belasting, inclusief eventuele *krui*p, verminderd met een eventueel aangebrachte zeeg:

$$w_{\text{max}} = w_{\text{eind}} - \text{zeeg}$$

Een zeeg is een vooraf aangebrachte opbuiging ter vermindering van de doorbuiging ten gevolge van de blijvende belasting  $w_G = w_{\text{on}}$ . De totale vervorming  $w_{\text{eind}}$  is de som van de onmiddellijke vervorming en de bijkomende vervorming:

$$w_{\text{eind}} = w_{\text{on}} + w_{\text{bij}}$$

De bijkomende doorbuiging  $w_{\text{bij}}$  is de vervorming die optreedt door de veranderlijke belasting en de eventuele *krui*p. *Krui*p treedt bij onder meer hout en beton op onder langdurig aanwezige belasting. Dit is de blijvende belasting en dat deel van de veranderlijke (opgelegde) belasting dat vrijwel permanent aanwezig is:

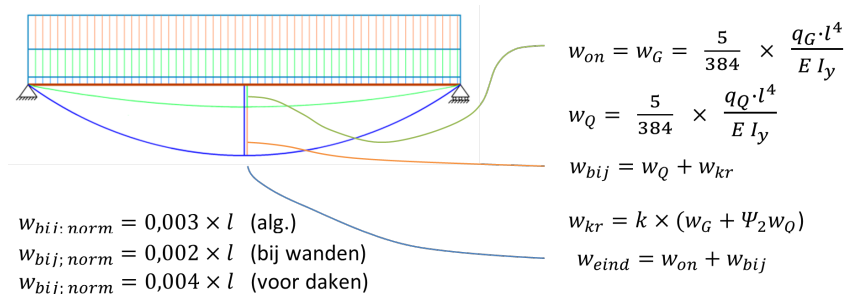
$$w_{\text{bij}} = w_Q + w_{\text{kr}}$$

Er is een relatie tussen de kruip en de blijvende en quasiblijvende belasting. De kruip wordt uitgedrukt als:

$$w_{kr} = k \cdot (w_G + \psi_2 \cdot w_Q)$$

Hierin is  $k$  = kruipfactor en  $\psi_2$  = quasiblijvende belasting factor.

In figuur 9 is een en ander samengevat.



**Figuur 9:** Onmiddellijk optredende en bijkomende doorbuiging en doorbuiging in eindtoestand.

De factor  $\psi_2$  hangt af van de gebouwfunctie. In hoofdstuk 5 Belastingen zijn de factoren voor alle gebouwfuncties gegeven. Voor kantoren en woongebouwen geldt  $\psi_2 = 0,3$ . De factor  $k$  hangt af van het materiaal. In hoofdstuk 6 Materiaaleigenschappen worden de factoren voor de verschillende materialen gegeven. Staal heeft een kruipfactor  $k = 0$  (en dus  $w_{kr} = 0$ ). Voor hout geldt dat  $k = 0,8$  (klimaatklasse 2) en daarmee wordt:

$$w_{kr} = 0,8 \cdot (w_G + 0,3 \cdot w_Q)$$

Bij gewapend beton wordt de doorbuiging niet alleen vergroot door kruip maar ook door scheurvorming in de trekzone van het beton. De berekening hiervan is vrij ingewikkeld en overstijgt het doel van deze handleiding. Een redelijke benadering voor droog beton krijgen we met een kruipfactor  $k = 3$  en daarmee wordt:

$$w_{kr} = 3 \cdot (w_G + 0,3 \cdot w_Q)$$

Bij staal is de elasticiteitsmodulus onafhankelijk van de sterkteklasse. Bij hout is deze niet alleen afhankelijk van de sterkteklasse maar ook van de vezelrichting en de grenstoestand. Voor de doorbuiging van een houten balk moeten we  $E_{0,mean}$  gebruiken, voor gelamineerde balken  $E_{0,gl,mean}$  (zie hoofdstuk 6.2 Materiaaleigenschappen hout). Ook bij beton hangt de elasticiteitsmodulus af van de sterkteklasse en de grenstoestand. Voor de doorbuiging (BGT) moeten we de waarde voor  $E_{cm}$  gebruiken (zie hoofdstuk 6.3 Materiaaleigenschappen beton).

Voor een vloerligger luidt de algemene eis:

$$w_{bij} \leq w_{bij;norm} = 0,003 \times l$$

Bevindt de ligger zich ter plaatse van een wand of in de gevel, dan geldt:

$$w_{bij} \leq w_{bij;norm} = 0,002 \cdot l$$

De unity check wordt daarmee:

$$U.C. = \frac{w_{bij}}{w_{bij;norm}} \leq 1,0$$

Is de U.C. > 1 dan moeten we een zwaarder profiel nemen. Voor de  $I_{nodig}$  van het nieuw te nemen profiel geldt:

$$I_{nodig} = U.C. \cdot I_{oud}$$

De formules voor  $w_{nodig}$  en  $I_{nodig}$  kunnen we ook gebruiken zowel voor de UGT als voor de BGT de U.C. << 1. We kunnen dan met een slanker, dus goedkoper en duurzamer profiel volstaan. De grootste van de beide waarden van U.C. geldt dan uiteraard als uitgangspunt.

We merken nog op dat voor de maximale doorbuiging van een vloer geldt:

$$u_{max} \leq 0,004 \cdot l$$

Voor een dakligger moeten zowel de  $w_{bij}$  als de  $w_{eind}$  kleiner zijn dan  $0,004 \cdot l$ .

Let op: **Een dakterras moet als een vloer worden beschouwd!**



## staal

Voor de doorbuiging van de stalen ligger geldt dat de bijkomende doorbuiging wordt bepaald door alleen de veranderlijke belasting. Alle benodigde gegevens zijn hiervoor al bepaald.

$$w_Q = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_Q \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{24 \text{ kN/m} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 27690 \cdot 10^4 \text{ mm}^4} = 7,0 \text{ mm (Let op de eenheden!)}$$

$$w_{\text{norm}} = 0,003 \cdot l = 0,003 \cdot 6000 \text{ mm} = 18 \text{ mm (ligger in vloerveld zonder wanden).}$$

Duidelijk is te zien dat hier voor de stalen ligger de sterkte maatgevend is. Voor wat betreft de doorbuiging zouden we met een slanker profiel uit de voeten kunnen. Toepassing van een hogere sterkteklasse van staal, bijvoorbeeld S355, is hier lonend en bovendien duurzamer!

Voor de doorbuiging Voldoet een ligger met een kwadratisch oppervlakte moment van

$$I_y = \text{U.C.} \cdot I_{y,\text{oud}} = 0,4 \cdot 276,9 \cdot 10^6 = 110,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Bij toepassing van de sterkteklasse S355 krijgen we een

$$\text{U.C.} = \frac{256,2 \text{ N/mm}^2}{355 \text{ N/mm}^2} = 0,7$$

Aan de sterkte-eis Voldoet een ligger met een

$$W_y = \text{U.C.} \cdot W_{y,\text{oud}} = 0,7 \cdot 1479 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 1035 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Een HE300A sterkteklasse S355 Voldoet aan beide eisen en wordt dan ook toegepast. Dit profiel heeft een gewicht van **0,88 kN/m**.

## beton

Bij een betonnen ligger moeten we rekening houden met kruip (en een gescheurde doorsnede). Hiervoor geldt  $k=3$  en voor een kantoor  $\psi_2 = 0,3$ . Voor beton sterkteklasse C30/37 geldt  $E_{c,m} = 33000 \text{ N/mm}^2$ . De doorbuiging t.g.v. de blijvende belasting is:

$$W_G = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_G \cdot l^4}{E_{c,m} \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(4,73 \text{ kN/m} + 39,2 \text{ kN/m}) \cdot (6000 \text{ mm})^4}{33000 \text{ N/mm}^2 \cdot 6251,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 3,6 \text{ mm (Let op de eenheden!)}$$

De doorbuiging t.g.v. van de veranderlijke belasting is:

$$w_Q = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_Q \cdot l^4}{E_{c,m} I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{24 \text{ kN/m} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{33000 \text{ N/mm}^2 \cdot 6251,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 2,0 \text{ mm}$$

De bijkomende kan nu worden bepaald:

$$w_{\text{bij}} = w_Q + k \cdot (w_G + \psi_2 \cdot w_Q) = 2,0 \text{ mm} + 3 \cdot (3,6 \text{ mm} + 0,3 \cdot 2,0 \text{ mm}) = 14,6 \text{ mm}$$

De doorbuigingseis en de U.C.:

$$w_{\text{bij,norm}} = 0,003 \cdot l = 0,003 \cdot 6000 \text{ mm} = 18 \text{ mm (ligger in vloerveld zonder wanden).}$$

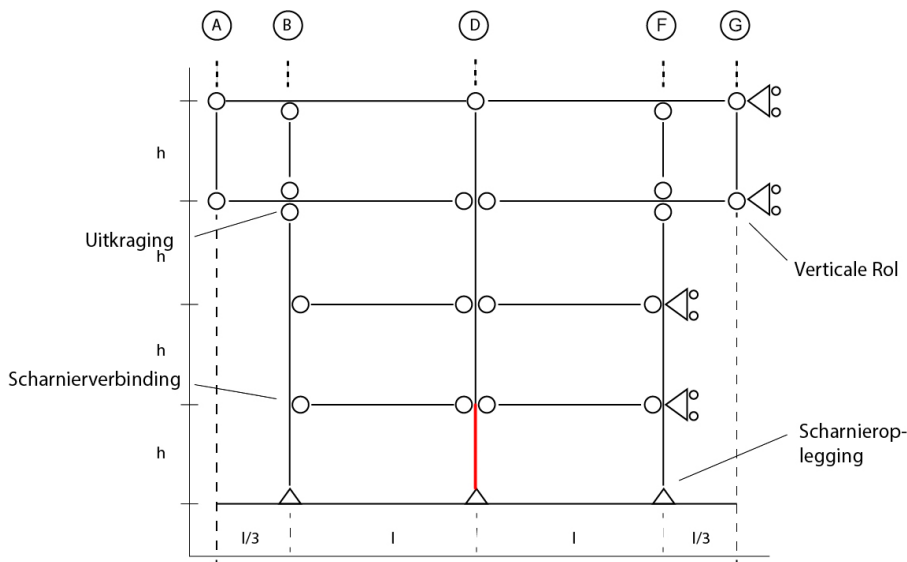
$$\text{U.C.} = \frac{w_{\text{bij}}}{w_{\text{bij,norm}}} = \frac{14,6 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} = 0,81 \leq 1$$

De ligger Voldoet ruim aan de doorbuigingseis, we zien dus dat de sterkte maatgevend is. Met sterkteklasse C35/45 Voldoet een ligger  $b \cdot h = 300 \cdot 600 \text{ mm}^2$ . Gewoonlijk worden de dwarsafmetingen afgerond op veelvoud van 50 mm. Daarom kiezen we voor de ligger met sterkteklasse C35/45. Deze ligger heeft een gewicht:

$$0,3 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4,5 \text{ kN/m}$$

### 7.2 Globale dimensionering kolom

Ook voor kolommen bestaan er schattingsregels (zie hoofdstuk 3 Ontwerp), maar vooral voor deze elementen kunnen de werkelijk benodigde afmetingen zeer sterk afwijken van die gevonden met deze schattingsregels. De dimensies van de kolom zijn sterk afhankelijk van de kniklengte. Er is echter een groot verschil of een kolom een heel gebouw met veel verdiepingen moet dragen of alleen het dak. Vaak is de kolom op de begane grond de ‘maatgevende’ kolom (zie figuur 10). Een slanke kolom met grote kniklengte zou ook maatgevend kunnen zijn, ook al bevindt deze zich niet op de begane grond.

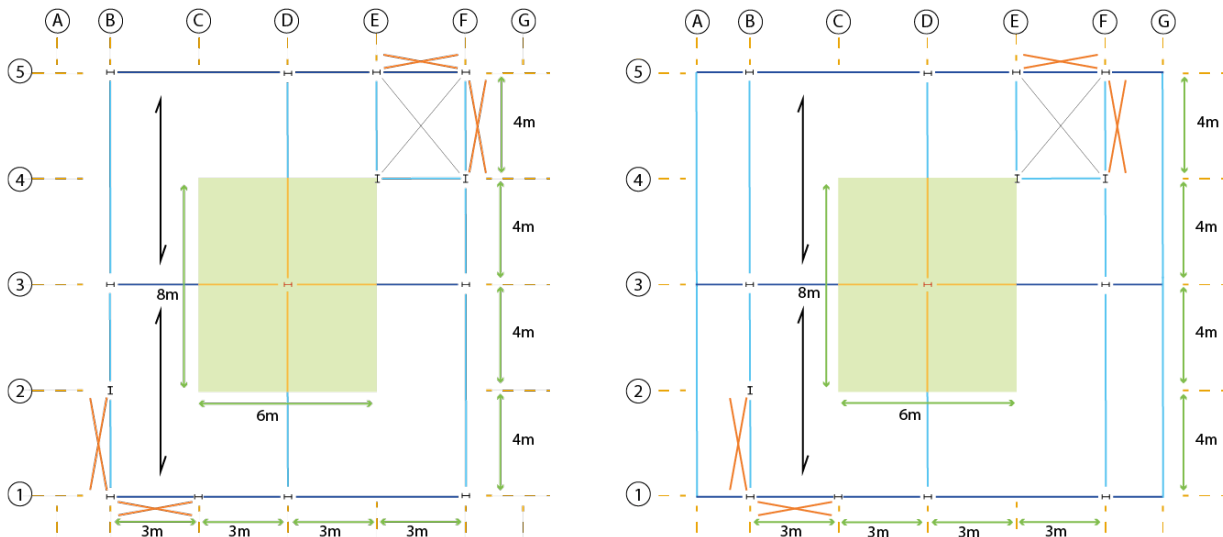


**Figuur 10:** Statisch schema met in rood aangegeven de maatgevende kolom

Let er op dat voor de  $b$  en voor de  $I$  altijd de zwakste richting moet gelden: Bij HEA-profielen nemen we dus niet de profielhoogte maar de breedte van het profiel en de  $I_z$ . Juist die richting is het zwakst en (meestal) maatgevend voor uitknikken.

We gaan voor het kantoor de kolom D3 onder de 1ste verdieping dimensioneren en controleren (zie afbeelding 11). Om de controle uit te kunnen voeren, moeten we weten welke belasting de kolom moet dragen. Daarvoor maken we eerst een belastingschema en vervolgens een gewichtsberekening die we in tabelvorm weergeven.

Het belastingschema bestaat uit alle schematische DC-plattegronden (of een 3D-tekening) waarop de betreffende kolom en alle daarop rustende constructiedelen zijn aangeduid: Kolommen en liggers eventueel met een kleur en het vloeroppervlak door een arcering. Alle liggers binnen de gearceerde gebieden dragen hun belasting af aan de kolom. We geven ook de lengtematen weer, zodat de totale belasting die door de kolom moet worden gedragen gemakkelijk is te bepalen. Bij het belastingschema hoort ook het verzamelen van de belastingen op de kolom.



**Figuur 11:** Belastingschema van de te controleren kolom (links verdieping 1 en 2, rechts verdieping 3 en het dak)

## staal

De rustende belasting op de ligger en de opgelegde belasting zijn bij de controleberekening van de ligger al bepaald (zie sectie 7.1 Controle Berekening Ligger). We vonden daar  $3 \text{ kN/m}^2$  voor de opgelegde vloerbelasting en  $4,9 \text{ kN/m}^2$  voor de rustende belasting op de ligger. Als liggers gebruiken we de liggers die met de controleberekening zijn gevonden. Voor de staalconstructie was dat een HE300A, sterkteklasse S355, met een gewicht van  $0,88 \text{ kN/m}$ .

## beton

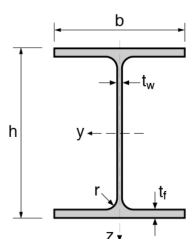
Voor de betonconstructie was dat een ligger van 300 mm bij 600 mm, gemaakt van beton met een sterkteklasse C35/45 en een gewicht van  $4,5 \text{ kN/m}$ .

Gemakshalve gaan we er van uit dat de blijvende belasting van het dak gelijk is aan die van de vloeren. De dakliggers zijn gelijk aan die in de vloer. Afhankelijk van de dakbedekking zal het verschil niet groot zijn. Voor een niet als terras gebruikt dak moet volgens de Eurocode voor elke  $10 \text{ m}^2$  dakoppervlak een opgelegde belasting van  $1 \text{ kN/m}^2$  worden genomen. Voor het dak in zijn geheel mag een lagere opgelegde belasting worden genomen. Toch kiezen we voor een opgelegde belasting van  $1 \text{ kN/m}^2$ . Dit biedt bovendien de mogelijkheid voor het plaatsen van zonnepanelen (PV-panelen) of het aanbrengen van een lichte sedumbepanting. Het is aan te raden om de gevonden gegevens telkens overzichtelijk voor jezelf te noteren. In onderstaande tabel is dat gedaan voor de belastingen.

	Opgelegde belasting		Rustende belasting		Gewicht ligger	
	vloer [kN/m <sup>2</sup> ]	dak [kN/m <sup>2</sup> ]	vloer [kN/m <sup>2</sup> ]	dak [kN/m <sup>2</sup> ]	vloer [kN/m]	dak [kN/m]
staalskelet	3	1	4,9	4,9	0,88	0,88
betonskelet	3	1	4,9	4,9	4,5	4,5

## staal

## balkstaal, breedflens



G8	99,5 kg/m
A	12437 mm <sup>2</sup>
h	310 mm
b	300 mm
t <sub>w</sub>	9 mm
t <sub>f</sub>	15,5 mm
r	27 mm
AL	1,76 m <sup>2</sup> /m
I <sub>y</sub>	22929 · 10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>
W <sub>el,y</sub>	1479 · 10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>
W <sub>pl,y</sub>	1628 · 10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>
I <sub>z</sub>	6985 · 10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>
S235 en S355	

HEA 320

De staalconstructie heeft voor de kolommen een HEA-profiel. De zwaarst belaste kolom is de middenkolom op de begane grond (zie figuur 11).

Met de schattingsregels (zie hoofdstuk 3.1 Ontwerp Staal) bepalen we globaal welke afmetingen de kolom moet hebben.

In de Staalprofielen App zoeken we het daarbij horende profiel en we noteren de gegevens.

**beton**

Ook voor een betonnen kolom moeten we de gegevens verzamelen. Het meest voor de hand ligt een vierkante kolom. Bij gebruik van de schattingsregel (zie hoofdstuk 3.3 Ontwerp Beton) krijgen we een kolom:  $3600 / 10 = 360 \text{ mm}$ . Het gewicht van de kolom wordt daarmee

$$0,36 \text{ m} \cdot 0,36 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 3,24 \text{ kN/m}.$$

De waarden voor de A en I kunnen we met behulp van de mechanica formules voor de doorsnedes uitrekenen (zie hoofdstuk 4 Mechanica). De materiaaleigenschappen zoals sterkte en E-modulus kunnen we opzoeken in hoofdstuk 6.3 Materiaaleigenschappen Beton.

$b_{\text{kolom}}$ [mm]	profiel [mm <sup>2</sup> ]	gewicht [N/mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	$I_z$ [mm <sup>4</sup> ]	sterkte- klasse	sterkte [N/mm <sup>2</sup> ]	E-modulus [N/mm <sup>2</sup> ]
360	360x360	3,24	129600	$1399,7 \cdot 10^6$	C30/37	20	$27,5 \cdot 10^3$

Als elasticiteitsmodulus moeten we hier volgens de norm de rekenwaarde  $E_{c,d}$  gebruiken.

### 7.2.1 Gewichtstabel

De belasting komt schematisch gezien als een puntlast op de kolom. Alle belastingen moeten dus naar een belasting in kN worden omgezet. Dit kan gestructureerd worden uitgevoerd met een *gewichtstabel*. Hierin worden alle belastingen op de kolom, per verdieping uitgerekend. De volgende pagina's tonen een gewichtstabel voor de *stalen* en de *betonnen* kolom.

Het gewicht van kolommen en liggers (gegeven in kN per m) moet worden vermenigvuldigd met resp. *de verdiepingshoogte h* en de *liggerlengte l* om een puntlast te krijgen:  $\text{kN/m} \Rightarrow \text{kN}$ .

De opgelegde belasting en de blijvende vloerbelasting worden bepaald in  $\text{kN/m}^2$ . Deze moeten daarom worden vermenigvuldigd met het oppervlak in  $\text{m}^2$  dat door de betreffende kolom wordt gedragen:  $[\text{kN/m}^2 \Rightarrow \text{kN}]$ . Om het berekenen te vergemakkelijken, plaatsen we de tabel in een excel spreadsheet zoals in figuur 12 en 13.

Volgens de normcommissie is de kans dat alle vloeren extreem worden belast vrijwel nihil. Daarom heeft men voor de veranderlijke belasting de combinatiefactor  $\psi_0$  geïntroduceerd (vroeger momentaanfactor genoemd). Dit is een reductiefactor die voor op twee na alle verdiepingen dient te worden gebruikt. De combinatiefactoren zijn ook terug te vinden in hoofdstuk 5 Belastingen.

***Bij de twee verdiepingen die de grootste bijdrage aan de veranderlijke belasting leveren, moet deze extreem worden genomen ( $\psi_0 = 1$ ).***

Voor de andere vloeren is  $\psi_0$  afhankelijk van het gebruik van de verdieping. Voor kantoren geldt volgens de Nationale Bijlage bij de Eurocode  $\psi_0 = 0,5$ . Voor het dak mag zelfs  $\psi_0 = 0$  worden genomen (maar niet als we de kolom onder het dak of die onder de bovenste verdieping beschouwen). De formule voor de totale belasting op de kolom wordt:

$$F_d = \gamma_G \cdot \Sigma (\text{blijvende belasting}) + \gamma_Q \cdot \Sigma (\psi_0 \cdot \text{veranderlijke belasting}).$$

$\gamma_G$  en  $\gamma_Q$  zijn de (partiële) veiligheidsfactoren.

Gewichtstabel	kolom onder 1ste verdieping			LET OP DE EENHEDEN!				
<b>staal</b>		profiel :	<b>HE240A</b>	Oppervlak doorsnede:		<b>7680</b>	mm <sup>2</sup>	
	lengte (hoogte) [m]	breedte [m]	bel./m <sup>2</sup> of bel./m	blijv. belast. [kN]	tot.blijv. per verd. [kN]	verand. belast. [kN]	fact. $\Psi_0$	Te reken. ver. bel. [kN]
<b>Dak</b>								
Opgelegde belasting =	6	x 8	x 1	=	→	48	x 0	= 0
Gew. dakconstr. =	6	x 8	x 4,9	=		235,2		
Gewicht ligger =	6	x	0,88	=		5,28		
Gewicht kolom =	3,6	x	0,603	=	2,17	+		
					→	242,65		
<b>3<sup>de</sup> verdieping</b>								
Opgelegde belasting =	6	x 8	x 3	=	→	144	x 1	= 144
Gew. vloerconstr. =	6	x 8	x 4,9	=		235,2		
Gewicht ligger =	6	x	0,88	=		5,28		
Gewicht kolom =	3,6	x	0,603	=	2,17	+		
					→	242,65		
<b>2<sup>de</sup> verdieping</b>								
Opgelegde belasting =	6	x 8	x 3	=	→	144	x 1	= 144
Gew. vloerconstr. =	6	x 8	x 4,9	=		235,2		
Gewicht ligger =	6	x	0,88	=		5,28		
Gewicht kolom =	3,6	x	0,603	=	2,17	+		
					→	242,65		
<b>1<sup>ste</sup> verdieping</b>								
Opgelegde belasting =	6	x 8	x 3	=	→	144	x 0,5	= 72
Gew. vloerconstr. =	6	x 8	x 4,9	=		235,2		
Gewicht ligger =	6	x	0,88	=		5,28		
Gewicht kolom =	3,6	x	0,603	=	2,17	+		
					→	242,65		
<b>totaal in kN =</b>				blijvende belasting = G:		<b>970,6</b>	verand. bel. = Q: <b>360</b>	
				partiële factor $\gamma_G$ :		<b>1,2</b>	part. factor $\gamma_Q$ : <b>1,5</b>	
Totale belasting UGT: $F_d = \gamma_G \times G + \gamma_Q \times Q =$				<b>1704,7</b>		kN		$\sigma_{c,d} =$ <b>222,0</b> N/mm <sup>2</sup>

Figuur 12: Gewichtstabel voor de staalconstructie

Gewichtstabel	kolom onder 1ste verdieping				LET OP DE EENHEDEN!							
<b>beton</b>		profiel :	<b>360 x 360</b>		oppervlak doorsnede:		<b>129600</b>	mm <sup>2</sup>				
	lengte (hoogte) [m]	breedte [m]	bel./m <sup>2</sup> of bel./m		blijv. belast. [kN]	tot.blijv. per verd. [kN]	verand. belast. [kN]	fact. $\psi_0$	Te reken. ver. bel. [kN]			
<b>Dak</b>												
Opgelegde belasting =	6	x	8	x	1	=	→	48	x	0	=	0
Gew. dakconstr. =	6	x	8	x	4,9	=		235,2				
Gewicht ligger =	6	x			4,50	=		27,0				
Gewicht kolom =	3,6	x			3,24	=		11,7	+			
							→	273,9				
<b>3<sup>de</sup> verdieping</b>												
Opgelegde belasting =	6	x	8	x	3	=	→	144	x	1	=	144
Gew. vloerconstr. =	6	x	8	x	4,9	=		235,2				
Gewicht ligger =	6	x			4,50	=		27,0				
Gewicht kolom =	3,6	x			3,24	=		11,7	+			
							→	273,9				
<b>2<sup>de</sup> verdieping</b>												
Opgelegde belasting =	6	x	8	x	3	=	→	144	x	1	=	144
Gew. vloerconstr. =	6	x	8	x	4,9	=		235,2				
Gewicht ligger =	6	x			4,50	=		27,0				
Gewicht kolom =	3,6	x			3,24	=		11,7	+			
							→	273,9				
<b>1<sup>ste</sup> verdieping</b>												
Opgelegde belasting =	6	x	8	x	3	=	→	144	x	0,5	=	72
Gew. vloerconstr. =	6	x	8	x	4,9	=		235,2				
Gewicht ligger =	6	x			4,50	=		27,0				
Gewicht kolom =	3,6	x			3,24	=		11,7	+			
							→	273,9				
									+			
<b>totaal in kN =</b>					blijvende belasting = G:		<b>1095,6</b>	ver. bel. = Q:		<b>360</b>		
					partiële factor $\gamma$ voor G:		<b>1,2</b>	part. factor $\gamma$ voor Q:		<b>1,5</b>		
<b>Totale belasting UGT:</b>	$F_d = \gamma_G \times G + \gamma_Q \times Q =$				<b>1854,7</b>		kN		$\sigma_{c,d} =$	<b>14,3</b> N/mm <sup>2</sup>		

Figuur 13: Gewichtstabel voor de betonconstructie

### 7.2.2 Controleberekening kolom (druksterkte)

Van de kolom gaan we de druksterkte controleren en het knikgetal  $n$  bepalen.

Voor de drukspanning geldt:  $\sigma_{c;d} = F_{c;d}/A \leq f_{c;d}$

$A$  is de oppervlakte van de doorsnede.

$f_{c;d}$  is de druksterkte.

We kunnen ook hier de Unity Check uitvoeren:  $U.C. \Rightarrow \sigma_{c;d} / f_{c;d} \leq 1,0$

Voldoet de sterkte niet, dan kunnen we de gevonden  $A$  vermenigvuldigen met de waarde van de U.C. om de benodigde doorsnede te krijgen  $\Rightarrow A_{nodig} = U.C. \cdot A_{oud}$

staal

Voor de stalen kolom is de totale belasting op de kolom volgens de gewichtstabel 1705 kN. De spanning in de kolom is:

$$\sigma_{c;d} = \frac{F_{c;d}}{A} = \frac{1704,7 \cdot 10^3 \text{ N}}{7680 \text{ mm}^2} = 222 \text{ N/mm}^2$$

De U.C. voor het HE240A profiel kan bepaald worden:

$$U.C. \Rightarrow \frac{\sigma_{c;d}}{f_{c;d}} = \frac{222 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ N/mm}^2} = 0,94 < 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

beton

Uit de gewichtstabel blijkt dat de betonnen kolom op de begane grond (onder de eerste verdieping) 1854,5 kN moet dragen. De spanning in de kolom is:

$$\sigma_{c;d} = \frac{F_{c;d}}{A} = \frac{1854,7 \cdot 10^3 \text{ N}}{360 \text{ mm} \cdot 360 \text{ mm}} = 14,3 \text{ N/mm}^2$$

De U.C. voor de kolom  $360 \cdot 360 \text{ mm}^2$  betonnen kolom is:

$$U.C. \Rightarrow \frac{\sigma_{c;d}}{f_{c;d}} = \frac{14,3 \text{ N/mm}^2}{20 \text{ N/mm}^2} = 0,72 < 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

De gekozen afmetingen van de kolom voldoen, maar de unity check is zo laag dat we een optimalere afmeting kunnen kiezen om materiaal te besparen. De minimaal benodigde afmetingen van de kolom kunnen we bepalen door het benodigde doorsnede oppervlak te berekenen:

$$A_{nodig} = U.C. \cdot A_{oud} = 0,72 \cdot 360 \text{ mm} \cdot 360 \text{ mm} = 93312 \text{ mm}^2$$

Voor een vierkante kolom worden de afmetingen dan:

$$\sqrt{A} = \sqrt{93312 \text{ mm}^2} = 305 \text{ mm}$$

Deze afmeting is niet praktisch. Een kolom van  $300 \cdot 300 \text{ mm}^2$  geniet de voorkeur. Deze afmeting is mogelijk bij toepassing van sterkteklasse C35/45 met een druksterkte van  $f_c = 23,3 \text{ N/mm}^2$ :

$$\sigma_{c;d} = \frac{F_{c;d}}{A} = \frac{1854,5 \text{ N}}{300 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}} = 20,6 \text{ N/mm}^2 < 23,3 \text{ N/mm}^2.$$

$$U.C. \Rightarrow \frac{\sigma_{c;d}}{f_{c;d}} = \frac{20,6 \text{ N/mm}^2}{23,3 \text{ N/mm}^2} = 0,88 < 1 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

### 7.2.3 Bepaling knikgetal $n$

Knik is een gevaarlijke vorm van bezwijken, die vrij plotseling optreedt. Dit probleem werd al lang geleden onderkend. In 1744 kwam de Zwitserse geleerde Leonard Euler met de volgende formule:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_{cr}^2}$$

$F_{cr}$  (of  $F_E$ ) wordt de Eulerse of ook wel de kritische knikkracht genoemd.

$E$  is de Elasticiteitsmodulus. Voor beton en hout moet hier voor de elasticiteitsmodulus voor de UGT worden toegepast, voor beton  $E_{c,d}$ , en voor hout  $E_{0,05}$  of, voor gelamineerd hout,  $E_{0,gl,05}$  (zie hoofdstuk 6 Materiaaleigenschappen).

$I$  is het kwadratisch oppervlaktemoment in de zwakste richting!. De zwakke richting wordt in Nederland aangeduid met de  $z$  in het onderschrift omdat de zwakke buigrichting om de  $z$ -as is:  $I_z$ .

$l_{cr}$  is de kniklengte. In een geschoord gebouw met scharnierverbindingen tussen kolommen en liggers is de kniklengte van de kolom gelijk aan de verdiepingshoogte (zie figuur 14).



**Figuur 14:** Kniklengte van een kolom met scharnieren boven en onder is gelijk aan de verdiepingshoogte.

Wil een constructie veilig zijn voor knik, dan moet de maximaal optredende belasting kleiner zijn dan de knikbelasting. Hoeveel kleiner hangt mede af van de wijze waarop de kolom wordt belast. De verhouding tussen de knikkracht en de totale extreme belasting op de kolom noemen we het knikgetal  $n \Rightarrow n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}}$

Om aan de veilige kant te blijven, eisen we dat het knikgetal  $n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}} \geq 5$

Deze relatief hoge waarde is nodig om alle imperfecties als scheefstand en een licht gekromd zijn, maar ook om een enigszins excentrische aansluiting van liggers aan de kolom te compenseren. Buiging in een kolom leidt tot sneller uitknikken.

Voor de Unity Check geldt:  $U.C. \Rightarrow \frac{5 \cdot F_{c;d}}{F_{cr}} \leq 1,0$

Is  $U.C. > 1$  dan is er een profiel nodig met een hogere knikkracht. Het kwadratisch oppervlakte moment  $I_z$  is de variabele in de formule van de knikkracht waarmee gespeeld kan worden om de hogere knikkracht te verkrijgen. Om het benodigde kwadratisch oppervlaktemoment te bepalen moeten daarom  $I_{oud}$  vermenigvuldigen met de U.C. Bij het op deze manier gevonden  $I_{nodig}$  kunnen we vervolgens het nieuwe profiel zoeken.

*Let er op dat zowel de sterktecontrole als het knikgetal moeten voldoen!*

staal

Voor een kolom van een HE240A profiel geldt:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 27,69 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(3600 \text{ mm})^2} = 4428,3 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}} = \frac{4428,3 \cdot 10^3 \text{ N}}{1705 \cdot 10^3 \text{ N}} = 2,6 < 5$$

$$U.C. \Rightarrow \frac{5 \cdot F_{c;d}}{F_{cr}} = \frac{5 \cdot 1705 \cdot 10^3 \text{ N}}{4428,3 \cdot 10^3 \text{ N}} = 1,92 > 1 \Rightarrow \text{Voldoet niet.}$$

Het knikgetal is te klein, waardoor er niet voldoende veiligheid is. Er is een groter profiel nodig:

$$I_{z,nodig} = U.C. \cdot I_{z,oud} = 1,92 \cdot 27,69 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 52,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

In de staalprofielen app kan een profiel gevonden worden met minimaal dit kwadratisch oppervlakte moment. Dit kan bijvoorbeeld een HE300A zijn, die ruim voldoende knikveiligheid bezit. Een hogere sterkteklasse is hier niet zinvol.



**beton**

Voor de betonnen kolom van  $360 \cdot 360 \text{ mm}^2$  geldt:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 27500 \text{ N/mm}^2 \cdot 1400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(3600 \text{ mm})^2} = 29313 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}} = \frac{29313 \cdot 10^3 \text{ N}}{1861,1 \cdot 10^3 \text{ N}} = 15,7 \geq 5$$

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{5 \cdot F_{c;d}}{F_{cr}} = \frac{5 \cdot 1861,1 \cdot 10^3 \text{ N}}{29313 \cdot 10^3 \text{ N}} = 0,32 < 1 \Rightarrow \text{Voldoet.}$$

Het knikgetal geeft aan dat de kolom ruim voldoende veiligheid bezit tegen knik. Omdat de U.C. zo laag is zouden we weer kunnen kijken of we materiaal kunnen besparen. Het minimaal benodigde kwadratisch oppervlakte moment van de kolom kunnen we weer met de U.C. bepalen:

$$I_{z,\text{benodigd}} = \text{U.C.} \cdot I_z = 0,32 \cdot 1400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 444 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

In de spanningscheck kwamen we uit op een kolom van  $300 \cdot 300 \text{ mm}^2$ . Het kwadratisch oppervlakte moment bij deze doorsnede is:

$$I_z = \frac{1}{12} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (300 \text{ mm})^3 = 675 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

en zal dus ook ruimschoots voldoen. Betonnen kolommen zijn door hun relatief grote oppervlak vaak voldoende knikveilig.

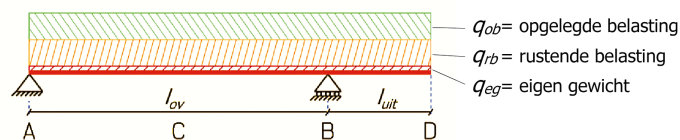
### 7.3 Globale dimensionering uitkragende liggers

Bij een uitkragende ligger wordt minimaal één van de beide uiteinden niet ondersteund. Het betreffende steunpunt is iets naar het midden van de ligger verplaatst. Utkragende liggers worden bijvoorbeeld toegepast bij een overstek van een gebouw, bij galerijen, balkons en luifels.

Utkragende liggers kunnen worden gedimensioneerd met een schattingsregel, waarna ze worden getoetst aan de norm. Voor het deel tussen de oplegpunten gelden dezelfde regels als voor een normale ligger op twee steunpunten. Bij staal geldt dus de schattingsregel:  $h_{\text{ligger}} = \frac{1}{20} \cdot l_{\text{ov}}$ . Met  $l_{\text{ov}}$  duiden we de lengte van het liggerdeel tussen de steunpunten aan.

Voor de uitkraging (weer bij staal) kunnen we als schattingsregel gebruiken  $h_{\text{ligger}} = \frac{1}{20} \cdot 2 \cdot l_{\text{uit}}$ . Het steunpunt bij de uitkraging moet het moment door kunnen geven naar het achterliggende deel. De doorsnede moet daarom in principe aan weerszijden van het steunpunt gelijk zijn. De liggerhoogte wordt daarmee bepaald door de grootste van de met de schattingsregels gevonden hoogte. De meest gunstige situatie ontstaat als de uitkravingslengte een derde is van de afstand tussen de twee steunpunten:  $l_{\text{uit}} = \frac{1}{3} \cdot l_{\text{ov}}$ .

De uitkragende ligger moet vervolgens op sterkte en stijfheid worden gecontroleerd. Hiervoor verzamelen we de ligger gegevens en bepalen we ook de belasting op de ligger.



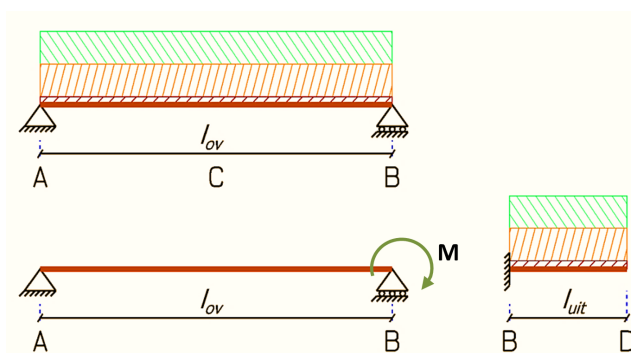
Figuur 15: Utkragende ligger met de verschillende belastingentypen.

De belasting op de ligger bestaat weer uit drie delen:

- $q_{\text{eg}}$  = het eigen gewicht van de ligger;
- $q_{\text{rb}}$  = de rustende belasting op de ligger, bijv. gewicht vloerconstructie, plafond, opgehangen installaties, vloerafwerking enz.;
- $q_{\text{ob}}$  = de opgelegde belasting op de ligger, vorm van veranderlijke belasting:  $q_Q$ ;

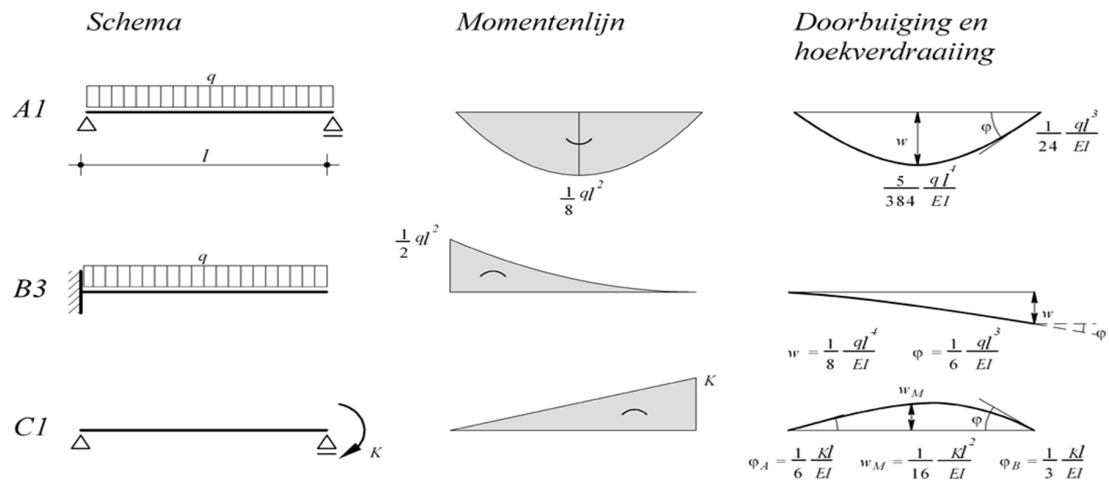
$q_{\text{eg}}$  en  $q_{\text{rb}}$  vormen samen de blijvende (permanente) belasting:  $q_G$ .

Voor wat betreft de buigspanning zijn er bij een uitkragende ligger twee extremen: het veldmoment bij C tussen de opleggingen en het steunpuntmoment bij de uitkraging. Voor het berekenen van deze extremen moeten we de ligger in twee delen verdelen: Een gewone ligger op twee steunpunten (A-B) en het uitkragende deel (B-D) dat bij de oplegging wordt geacht te zijn ingeklemd.



Figuur 16: Opsplitsing uitkragende ligger in drie belastinggevallen.

Daardoor ontstaan drie belastinggevallen. Het uitkragende deel heeft namelijk geen echte inklemming, maar wat we noemen een verende inklemming. Door de belasting op het uitkragende deel ontstaat er een moment bij steunpunt B. Dit moment zal liggerdeel A-B doen opbuigen. Liggerdeel B-D ondergaat daardoor een hoekverdraaiing. Liggerdeel A-B wordt dus niet alleen belast door de belasting op dit liggerdeel, maar ook door een moment t.g.v. de belasting op de uitkraging. Door de ligger op deze manier op te splitsen is het mogelijk om met behulp van formules op het formuleblad de spanningen en vervormingen te berekenen. Zie hoofdstuk 4 Mechanica voor het complete formuleblad.



**Figuur 17:** Te gebruiken formules voor een uitkragende ligger.

Voor de berekening hebben we de volgende formules voor krachtswerking nodig (met tussen [ ] het nummer op het formulblad):

**[A1]**  $M_{veld} = \frac{1}{8} \cdot q_d l_{ov}^2$   $w_{veld} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l_{ov}^4}{EI}$   $\varphi = \frac{1}{24} \cdot \frac{q l_{ov}^3}{EI}$

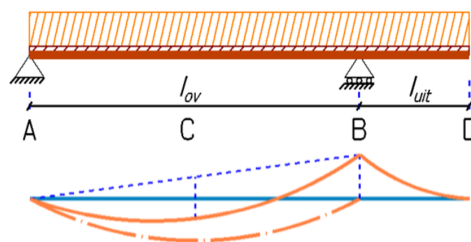
**[B3]**  $M_{st.punt} = \frac{1}{2} \cdot q_d l_{uit}^2$   $w_{uit1} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q l_{ov}^4}{EI}$   $\varphi = \frac{1}{6} \cdot \frac{q l_{ov}^3}{EI}$

**[C1]**  $\varphi = \frac{1}{3} \cdot \frac{K l_{ov}}{EI}$  met  $K = \frac{1}{2} \cdot q l_{uit}^2$  en  $w_{uit2} = l_{uit} \cdot \varphi$

De belasting op liggerdeel A-B zal de uitkraging omhoog doen bewegen. De stijging van eindpunt D wordt:

$w_{uit,0} = l_{uit} \cdot \varphi$  met **[A1]**  $\Rightarrow \varphi = \frac{1}{24} \cdot \frac{q l_{ov}^3}{EI}$ .

Deze opbuiging is over het algemeen kleiner dan de zakking ten gevolge van de veranderlijke belasting op de uitkraging. Merk op dat voor de q-last in deze formules in het algemeen verschillende waarden voor zowel  $q_{UGT}$  als voor  $q_{BGT}$  moeten worden ingevuld.



**Figuur 18:** Momentenlijn eenzijdig uitkragende ligger.

Wanneer we naar de momentenlijn voor een lijnlast q op de ligger kijken, zien we dat de grootte van het steunpuntmoment volledig wordt bepaald door de belasting op de uitkraging. De momentenlijn van liggerdeel A-B wordt bij B als het ware omhoog getrokken van 0 tot de waarde van het steunpuntmoment ten gevolge van de belasting op de uitkraging. Het moment bij C in het midden van liggerdeel A-B zal zonder uitkraging gelijk zijn aan  $M = \frac{1}{8} \cdot q l_{ov}^2$ . Van dit moment bij C moet bij een eenzijdig uitkragende ligger de helft van het steunpuntmoment worden afgetrokken (zie figuur 18). Bij deze uitkragende ligger zal het maximale veldmoment niet in het midden C van de overspanning A-B liggen maar iets meer naar het oplegpunt zonder uitkraging (A). Voor de ontwerpberekening volstaan we met het moment en de vervorming in het midden bij C.

De belasting op het deel tussen de steunpunten en de belasting op de uitkraging hebben een tegengestelde werking op het krachtenverloop in en de vervorming van de ligger. Voor de berekening moet daarom worden bekeken of een belasting

gunstig of ongunstig werkt voor de spanning of de vervorming van het beschouwde deel. De te gebruiken belastingcombinatie moet zo ongunstig mogelijk worden gekozen om de extremen te vinden. Voor het bepalen van deze extremen onderscheiden we twee belastingcombinaties:

1. Extreme belasting alleen op het liggerdeel A–B (tussen de opleggingen) en gereduceerde belasting op de uitkraging B–D.
2. Extreme belasting alleen op de uitkraging B–D en gereduceerde belasting op liggerdeel A–B.

Evenals bij een ligger op twee steunpunten kijken we ook hier alleen naar de Eurocode eis voor de bijkomende doorbuiging. Zie ook hoofdstuk 5 Belastingen.

$w_{bij,norm,uit} = 0,003 \cdot 2l_{uit}$   $\Rightarrow$  De gewone eis voor de bijkomende doorbuiging van een uitkraging.

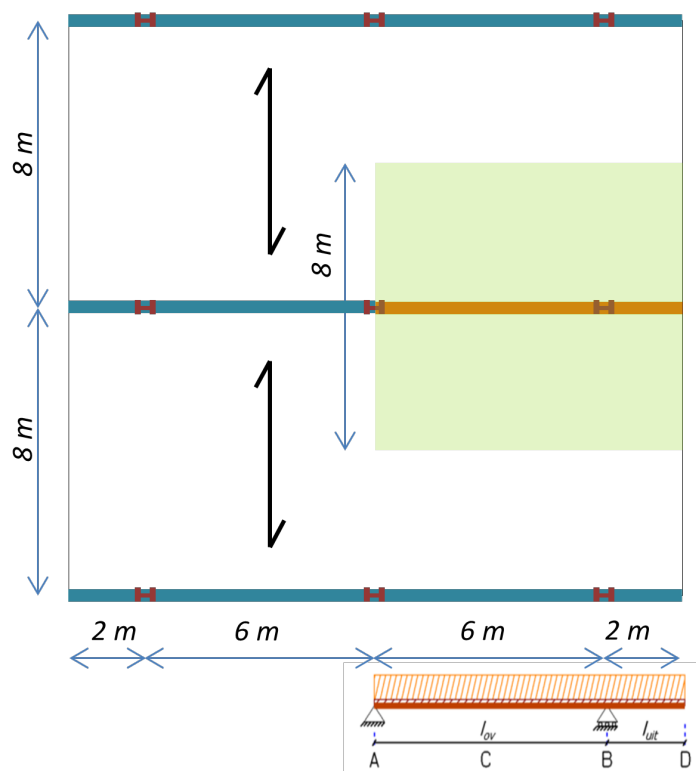
$w_{bij,norm,uit} = 0,002 \cdot 2l_{uit}$   $\Rightarrow$  Als de ligger een wand draagt.

$w_{bij,norm,uit} = 0,004 \cdot 2l_{uit}$   $\Rightarrow$  Als het een dak (geen terras) is.

### 7.3.1 Berekening eenzijdig uitkragende stalen ligger

Aan de hand van een voorbeeld wordt het dimensioneren en controleren van een uitkragende ligger beschreven. Uitgangspunt is weer het kantoorgebouw dat bij de berekening van een ligger op twee steunpunten is gebruikt. Daarvan kraagt de derde verdieping uit. Deze wordt ondersteund door uitkragende liggers.

Hieronder de schematische DC-plattegrond van de derde verdieping met het door de uitkragende ligger gedragen vloeroppervlak.  $l_{ov} = 6$  meter en  $l_{uit} = 2$  meter. De h.o.h.-afstand van de liggers is 8 meter. Dit is ook de lengte van de kanaalplaten.



**Figuur 19:** Schetsmatige DC plattegrond met belasting op uitkragende ligger.

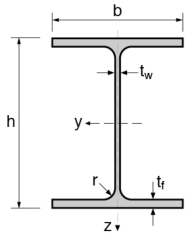
staal

We gaan uit van het staalskelet. Voor het liggerprofiel gebruiken we de beide schattingsregels.

$$h_{\text{ligger}} = \frac{1}{20} \cdot l_{ov} = \frac{1}{20} \cdot 6000 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

$$h_{\text{ligger}} = \frac{1}{20} \cdot 2 \cdot l_{\text{uit}} = \frac{1}{20} \cdot 2 \cdot 2000 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

We kiezen een profiel gebaseerd op de grootste van de gevonden maten: een HE320A profiel. De gegevens van het profiel kunnen we weer in de Staalprofielen App opzoeken:

balkstaal, breedflens	
	G8 99,5 kg/m
	A 12437 mm <sup>2</sup>
	h 310 mm
	b 300 mm
	tw 9 mm
	tf 15,5 mm
	r 27 mm
	AL 1,76 m <sup>2</sup> /m
	ly 22929 · 10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>
	Wel,y 1479 · 10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>
	Wply 1628 · 10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>
	lz 6985 · 10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>
	S235 en S355
HEA	320

De rustende belasting bestaat uit het gewicht van de kanaalplaten, de afwerklaag en het plafond met leidingen. De benodigde kanaalplaat heeft een dikte van 200 mm en een gewicht van 3,1 kN/m<sup>2</sup>. De 50 mm dikke druklaag weegt 1,2 kN/m<sup>2</sup> en voor plafond en leidingen wordt 0,6 kN/m<sup>2</sup> gerekend. Samen geeft dit een rustende belasting van:

$$3,1 \text{ kN/m}^2 + 1,2 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \text{ kN/m}^2 = 4,9 \text{ kN/m}^2$$

De q-last op de ligger voor de rustende belasting wordt daarmee:

$$8 \text{ m} \cdot 4,9 \text{ kN/m}^2 = 39,2 \text{ kN/m}$$

Ook deze verdieping wordt gebruikt als kantoor met lichte scheidingswanden en daarom een opgelegde belasting van 3 kN/m<sup>2</sup>. Dit geeft een veranderlijke belasting op de ligger van:

$$8 \text{ m} \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 24 \text{ kN/m}$$

De totale blijvende belasting wordt:

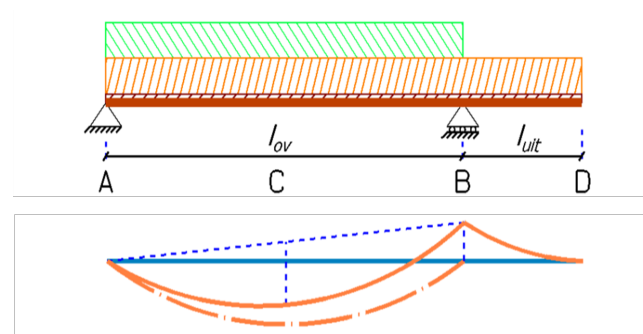
$$0,98 \text{ kN/m} + 39,2 \text{ kN/m} = 40,2 \text{ kN/m}$$

Met deze gegevens gaan we de ligger controleren op sterkte en stijfheid. Eerst beschouwen we het liggerdeel tussen de opleggingen en vervolgens de uitkraging. Bij beide berekeningen geldt dat de blijvende belasting overal aanwezig is. Er gelden echter verschillende partiële factoren, afhankelijk van het feit of de belasting gunstig of ongunstig werkt.

De veranderlijke belasting is voor de berekening alleen aanwezig op het deel waarvan we de extremen bepalen.

#### Belastingcombinatie 1: Extreme belasting op liggerdeel A-B

Bij deze belastingcombinatie wordt het deel tussen de opleggingen belast met een veranderlijke belasting van 24 kN/m. De blijvende belasting van 40,2 kN/m is op de gehele ligger aanwezig.



Figuur 20: Uitkragende ligger met momentenlijn; belastingcombinatie 1.

#### Berekening sterkte:

Voor het berekenen van de maximaal optredende spanning moeten we gebruik maken van de partiële factoren voor de belasting. We zoeken naar het grootste moment dat kan optreden. Dat geldt hier voor het veldmoment bij C. Belasting op de uitkraging verkleint het veldmoment. Deze belasting werkt dus gunstig en moet daarom zo klein mogelijk worden genomen.

In de Eurocode zijn hiervoor partiële factoren vastgesteld. Voor veiligheidsklasse 2 geldt:

*Partiële factoren uiterste grenstoestand uitkragende ligger (veiligheidsklasse 2)*

*Belastinggeval 1: veranderlijke belasting alleen op liggerdeel A-B*

Voor liggerdeel A-B	ongunstig	Voor uitkraging B-D	gunstig
partiële factor $\gamma_G$ voor $G_{veld}$	1,2	$\gamma_G$ voor $G_{uitkr}$	0,9
partiële factor $\gamma_Q$ voor $Q_{veld}$	1,5	$\gamma_Q$ voor $Q_{uitkr}$	0

staal

Het veldmoment door de extreme belasting:

$$M_{\text{veld;d}} = \frac{1}{8} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{\text{ov}}^2 = \frac{1}{8} \cdot (1,2 \cdot 40,2 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 = 379,1 \text{ kNm}$$

Steunpuntmoment door gereduceerde belasting:

$$M_{\text{st.punt;d}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{Gbb} \cdot l_{\text{uit}}^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 40,2 \text{ kN/m} \cdot (2 \text{ m})^2 = 72,4 \text{ kNm}$$

Het totale veldmoment wordt:

$$M_{\text{veld,max;d}} = M_{\text{veld;d}} - \frac{1}{2} \cdot M_{\text{st.punt;d}} = 379,1 \text{ kNm} - \frac{1}{2} \cdot 72,4 \text{ kNm} = 342,9 \text{ kNm}$$

De spanning in de ligger t.g.v. het veldmoment in C:

$$\sigma_{\text{m;d}} = \frac{M_{\text{veld,max;d}}}{W_y} = \frac{342,9 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1479 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 231,8 \text{ N/mm}^2$$

Met sterkteklasse S235 wordt de U.C.:

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{\sigma_{\text{m;d}}}{f_{\text{m,d}}} = \frac{231,8 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ N/mm}^2} = 0,99 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

*Berekening doorbuiging:*

Bij de berekening van de maximale bijkomende doorbuiging van liggerdeel A-B moet op dit liggerdeel de veranderlijke belasting worden geplaatst. Vervorming is geen veiligheidscontrole, zodat de partiële factoren kunnen worden weggelaten, oftewel gelijk zijn aan 1 (en 0 voor gunstig werkende veranderlijke belasting), zie figuur 21.

staal

Bij staal treedt geen kruip op. De bijkomende doorbuiging is dus alleen afhankelijk van de aanwezige veranderlijke belasting.

De doorbuiging in het midden van A-B ten gevolge van de belasting op A-B wordt:

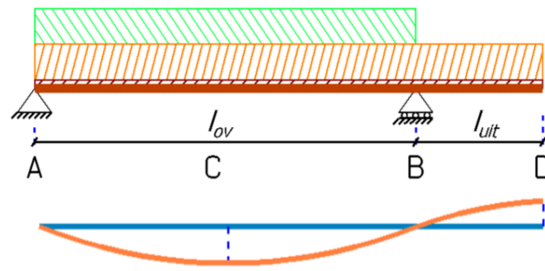
$$w_{\text{bij,veld}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(q_Q) \cdot l_{\text{ov}}^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{24 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 229,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 8,4 \text{ mm}$$

Voor de doorbuigingseis gaan we uit van de strenge eis vanwege de mogelijkheid tot het plaatsen van lichte scheidingswanden:

$$w_{\text{bij,norm}} = 0,002 \cdot l_{\text{ov}} = 0,002 \cdot 6000 \text{ mm} = 12 \text{ mm}$$

Dit geeft:

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{w_{\text{bij,veld}}}{w_{\text{bij,norm}}} = \frac{8,4 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 0,7 < 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet}$$



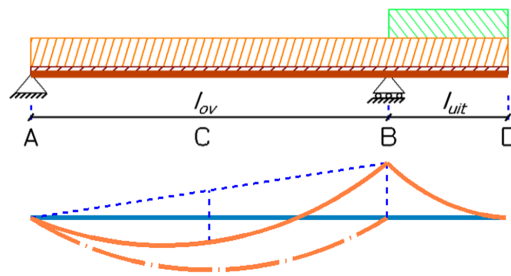
**Figuur 21:** Uitkragende ligger met vervormingslijn; belastingcombinatie 1.

**Belastingcombinatie 2: Extreme belasting op uitkraging B–D.**

Bij deze belastingcombinatie is alleen op de uitkraging veranderlijke belasting aanwezig. De blijvende belasting geldt voor de hele ligger.

*Berekening sterkte:*

Het steunpuntmoment bij B wordt alleen bepaald door de belasting op de uitkraging en niet de belasting op liggerdeel A-B. Het maximale moment treedt op als de uitkraging extreem wordt belast, dus door zowel de blijvende als de veranderlijke belasting. Ook hier kunnen we de partiële factoren bepalen, waarbij die voor liggerdeel A-B niet van toepassing zijn



**Figuur 22:** Uitkragende ligger met momentenlijn; belastingcombinatie 2.

*Partiële factoren uiterste grenstoestand uitkragende ligger (veiligheidsklasse 2)*

*Belastinggeval 2: veranderlijke belasting alleen op uitkraging B-D*

Voor liggerdeel A-B	gunstig	Voor uitkraging B-D	ongunstig
partiële factor $\gamma_G$ voor $G_{veld}$	0,9	$\gamma_G$ voor $G_{uitkr}$	1,2
partiële factor $\gamma_Q$ voor $Q_{veld}$	0	$\gamma_Q$ voor $Q_{uitkr}$	1,5

staal

Deze belastingcombinatie resulteert in het grootste moment boven het steunpunt (B):

$$M_{st.punt;max;d} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot (1,2 \cdot 40,2 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot (2 \text{ m})^2 = 168,5 \text{ kNm}$$

Dit resulteert in een spanning in het staal van:

$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{st.punt;max;d}}{W_y} = \frac{168,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1479 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 113,9 \text{ N/mm}^2$$

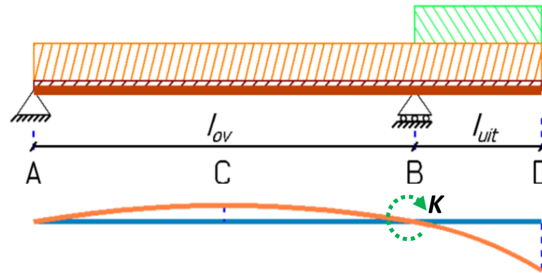
Voor S235 wordt de U.C.:

$$U.C. \Rightarrow \frac{\sigma_{m;d}}{f_{m,d}} = \frac{113,9 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ N/mm}^2} = 0,48 \leq 1 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

*Berekening doorbuiging:*

Bij deze belastingcombinatie (zie figuur 23) moet de zakking van het uiteinde van de uitkraging worden bepaald. De grootste bijkomende doorbuiging bij D treedt op bij alleen een veranderlijke belasting op de uitkraging en niet op liggedeelte A-B.

Voor het berekenen van de zakking in D moeten we de ligger opdelen in twee stukken: een ingeklemde ligger B-D met daarop de veranderlijke belasting en een ligger op twee steunpunten A-B met in steunpunt B een moment  $K$ , veroorzaakt door de belasting op het uitkragende liggedeelte B-D (zie figuur 23). De formules komen weer van het formuleblad dat in hoofdstuk 4 Mechanica te vinden is.



**Figuur 23:** Uitkragende ligger met vervormingslijn; belastingcombinatie 2.

staal

Van het formuleblad nemen we de formule voor de vervorming van een 'ingeklemde' ligger [B3] om de zakking van de uitkraging te bepalen:

$$w_{\text{uit}1} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_Q \cdot l_{\text{uit}}^4}{EI_y} = \frac{1}{8} \cdot \frac{24 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^4}{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 229,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 1,0 \text{ mm}$$

Het moment bij B geeft een opbuiging van het liggedeelte A-B. Daardoor ontstaat er een hoekverdraaiing bij B, die het liggedeelte B-D schuin naar beneden zal laten lopen (Kwispel effect). Hierdoor zal punt D verder zakken. Het moment in B kunnen we berekenen met [B]:

$$K = \frac{1}{2} \cdot q_Q \cdot l_{\text{uit}}^2 = \frac{1}{2} \cdot 24 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^2 = 48 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

De hoekverdraaiing ten gevolge van een moment  $K$  kan berekend worden met [C1] (Let op: hier zonder partiële factor!):

$$\varphi = \frac{1}{3} \cdot \frac{K \cdot l_{\text{ov}}}{EI} = \frac{1}{3} \cdot \frac{48 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 6000 \text{ mm}}{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 229,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,002 \text{ rad}$$

Met de hoekverdraaiing kan de zakking van de uitkraging t.g.v. het Kwispel effect worden bepaald:

$$w_{\text{uit}2} = l_{\text{uit}} \cdot \varphi = 2000 \text{ mm} \cdot 0,002 = 4,0 \text{ mm}$$

De totale zakking door buiging en het Kwispel effect is:

$$w_{\text{bij,uit}} = w_{\text{uit}1} + w_{\text{uit}2} = 1,0 \text{ mm} + 4,0 \text{ mm} = 5,0 \text{ mm}$$

Voor de doorbuiging nemen we de strenge eis omdat er wanden op de ligger kunnen worden geplaatst. Voor een uitkraging geldt:

$$w_{\text{bij,norm,uit}} = 0,002 \cdot 2 \cdot l_{\text{uit}} = 2 \cdot 0,002 \cdot 2 \cdot 2000 \text{ mm} = 8 \text{ mm}$$

Hiermee kan een U.C. worden gedaan:

$$\text{U.C.} \rightarrow \frac{w_{\text{bij,uit}}}{w_{\text{bij,norm,uit}}} = \frac{5 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 0,6 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet.}$$



*Evaluatie controleberekeningen:*

De gekozen ligger voldoet zowel voor het liggerdeel tussen de opleggingen als voor de uitkraging aan zowel de sterkte- als aan de stijfheidseisen.

De sterkte van het liggerdeel tussen de opleggingen blijkt voor deze ligger maatgevend te zijn. Bij toepassing van een hogere sterkteklasse, S355, kan een iets slanker profiel worden gebruikt: HE300A. In dat geval wordt de doorbuiging van het liggerdeel tussen de steunpunten maatgevend. Een slanker profiel (HE280A) is mogelijk als er geen wanden op de ligger komen zodat de normale doorbuigingseis geldt:  $w_{bij,norm} = 0,003 \cdot l_{uit}$ .

Bij deze ligger is het steunpuntmoment en de zakking bij het uiteinde van de uitkraging niet maatgevend. Dit houdt in dat de uitkraging iets langer kan worden genomen. Bij een HE300A kan de uitkraging 0,2 meter langer worden  $l_{uit} = 2,2$  m. Bij toepassing van een HE320A kan de uitkraging zelfs een halve meter langer worden:  $l_{uit} = 2,5$  m. De doorbuiging van de uitkraging is dan maatgevend.

**7.3.2 Berekening eenzijdig uitkragende betonnen ligger**

Het belangrijkste verschil tussen een berekening in staal en die in beton of hout zit in het bepalen van de bijkomende doorbuiging. Bij beton en hout treedt namelijk kruip op, waardoor de berekening van de doorbuiging iets uitvoeriger wordt. Het kantoorgebouw dat bij de dimensionering van een ligger op twee steunpunten is gebruikt, is weer het uitgangspunt. De schematische DC-plattegrond van de derde verdieping is dan ook gelijk aan die van de staalconstructie (zie figuur 19). We gaan uit van het betonskelet met kolommen en liggers of balken.  $l_{ov} = 6$  meter,  $l_{uit} = 2$  meter en de h.o.h. afstand van de liggers is 8 meter.

**beton**

Voor de balkafmetingen gebruiken we de beide schattingsregels (te vinden in hoofdstuk 3.3 Ontwerp beton):

$$h_{ligger} = \frac{1}{10} \cdot l_{ov} = \frac{1}{10} \cdot 6000 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$$

$$h_{ligger} = \frac{1}{10} \cdot 2 \cdot l_{uit} = \frac{1}{10} \cdot 2 \cdot 2000 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

Maatgevend is hier liggerdeel A-B met een hoogte van 600 mm. Voor de breedte nemen we de helft van de hoogte: 300 mm. Het gewicht van deze balk is:

$$q_{eg} = 0,6 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Het kwadratisch oppervlakte moment } I_y \text{ is: } I_y = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (600 \text{ mm})^3 = 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{Het weerstandsmoment } W_y \text{ is: } W_y = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (600 \text{ mm})^2 = 18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3.$$

Het is aan te bevelen alle benodigde liggegevens te verzamelen in een tabel zoals onderstaand.

$h_{vloerligger}$ [mm]	profiel [mm <sup>2</sup> ]	gewicht [N/mm]	$W_y$ [mm <sup>3</sup> ]	$I_y$ [mm <sup>4</sup> ]	sterkte- klasse	sterkte [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
600	600x300	4,5	$18,0 \cdot 10^6$	$5,40 \cdot 10^9$	C30/37	20	$33 \cdot 10^3$

Op deze balk rust dezelfde belasting als die op de hiervoor berekende stalen balk. Het gewicht van kanaalplaat, afwerklaag en plafond met leidingen is bij elkaar 4,9 kN/m<sup>2</sup>. De q-last op de ligger voor de rustende belasting wordt daarmee:

$$q_{rb} = 8 \text{ m} \cdot 4,9 \text{ kN/m}^2 = 39,2 \text{ kN/m}.$$

Dit geeft een blijvende belasting van:

$$q_G = 4,5 \text{ kN/m} + 39,2 \text{ kN/m} = 43,7 \text{ kN/m}.$$

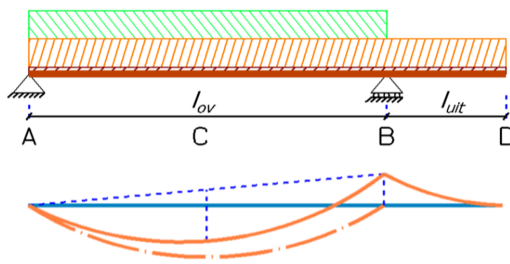
Ook deze verdieping wordt gebruikt als kantoor met een opgelegde belasting van 3 kN/m<sup>2</sup>. Dit geeft een veranderlijke belasting op de ligger van:

$$q_{vb} = 8 \text{ m} \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 24 \text{ kN/m}.$$

Met deze gegevens gaan we de ligger controleren op sterkte en stijfheid. Eerst beschouwen we het liggerdeel tussen de opleggingen en vervolgens de uitkraging. Bij beide berekeningen geldt dat de blijvende belasting overal aanwezig is. De veranderlijke belasting is voor de berekening alleen aanwezig op het deel waarvan we de extremen bepalen.

#### Belastingcombinatie 1: Extreme belasting op liggerdeel A–B.

Bij deze belastingcombinatie wordt het deel tussen de opleggingen belast met een veranderlijke belasting van 24 kN/m. De blijvende belasting van 43,7 kN/m is op de gehele ligger aanwezig.



Figuur 24: Uitekragende ligger met momentenlijn; belastingcombinatie 1.

#### Berekening sterkte:

Voor het berekenen van de maximaal optredende spanning moeten we gebruik maken van de partiële factoren voor de belasting. We zoeken naar het grootste moment dat kan optreden. Dat geldt hier voor het veldmoment bij C. Let bij het gebruik van de partiële factoren op het al of niet gunstig werken van de kracht. Belasting op de uitkraging verkleint het veldmoment. Deze belasting werkt dus gunstig en moet daarom zo klein mogelijk worden genomen.

beton

Het veldmoment (in C) door de extreme belasting:

$$M_{C;d} = \frac{1}{8} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{ov}^2 = \frac{1}{8} \cdot (1,2 \cdot 43,7 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 = 398 \text{ kNm}$$

Het steunpuntmoment (in B) door de gereduceerde belasting:

$$M_{B;d} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_G \cdot q_G \cdot l_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 43,7 \text{ kN/m} \cdot (2 \text{ m})^2 = 78,7 \text{ kNm}$$

Het totale veldmoment wordt:

$$M_{C,max;d} = M_{veld;d} - \frac{1}{2} \cdot M_{st.p;d} = 398 \text{ kNm} - \frac{1}{2} \cdot 78,7 \text{ kNm} = 358,7 \text{ kNm}$$

De spanning in de betonnen balk ten gevolge van het moment in C:

$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{C,max;d}}{W_y} = \frac{358,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 19,9 \text{ N/mm}^2$$

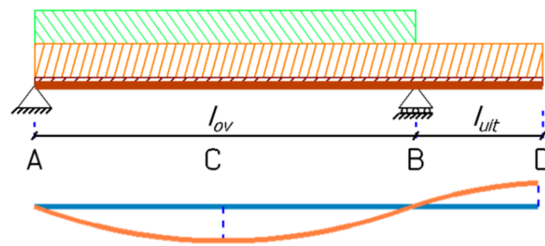
Voor C30/37 wordt de U.C.:

$$U.C. = \frac{\sigma_{m;d}}{f_{m,d}} = \frac{19,9 \text{ N/mm}^2}{20 \text{ N/mm}^2} = 1 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet.}$$

De U.C. Voldoet precies. In de praktijk zou je voor een ontwerpberekening liever iets meer 'ruimte' hebben in de U.C. Dan is er nog de mogelijkheid een kleine aanpassing in het ontwerp te maken zonder dat de balk niet meer Voldoet.

#### Berekening doorbuiging:

Voor de berekening van de maximale bijkomende doorbuiging van liggerdeel A-B moet alleen op dit liggerdeel de veranderlijke belasting worden geplaatst, zie afbeelding 25.



Figuur 25: Uitkragende ligger met vervormingslijn; belastingcombinatie 1.

beton

Bij beton zal er kruip optreden. Voor de bijkomende doorbuiging geldt daarom:

$$w_{\text{bij}} = w_{\text{Q}} + w_{\text{kr}} = w_{\text{Q}} + k \cdot (w_{\text{G}} + \psi_2 \cdot w_{\text{Q}})$$

De kruipconstante  $k$  is voor een relatief droge constructie, zoals normaliter in gebouwen, 3. Hierin zit ook de extra doorbuiging door scheurvorming verwerkt. De kruipconstante kan gevonden worden in hoofdstuk 6.3 Materiaaleigenschappen beton.

Voor een kantoorgebouw geldt dat factor  $\psi_2 = 0,3$ . Dit betekent dat er rekening mee moet worden gehouden dat 30% van de veranderlijke belasting constant aanwezig is. De  $\psi$ -factoren kunnen gevonden worden in hoofdstuk 5 Belastingen.

De bijkomende doorbuiging bij C ten gevolge van de veranderlijke belasting op A-B wordt:

$$w_{\text{Q},\text{C}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{Q}} \cdot l_{\text{ov}}^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{24 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 2,3 \text{ mm}$$

De bijkomende doorbuiging bij C ten gevolge van de blijvende belasting op A-B wordt:

$$w_{\text{G1},\text{C}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{G}} \cdot l_{\text{ov}}^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{43,7 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 4,2 \text{ mm}$$

De blijvende belasting op uitkraging B-D geeft een moment  $K$  bij steunpunt B. De grootte daarvan is:

$$K_{\text{G},\text{B}} = \frac{1}{2} \cdot q_{\text{G}} \cdot l_{\text{uit}}^2 = \frac{1}{2} \cdot 43,7 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^2 = 87,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Dit moment zal het liggerdeel A-B omhoog laten buigen. De bijbehorende vervorming is [C1]:

$$w_{\text{G2},\text{C}} = -\frac{1}{16} \cdot \frac{K_{\text{qG}} \cdot l_{\text{ov}}^2}{EI_y} = -\frac{1}{16} \cdot \frac{87,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot (6000 \text{ mm})^2}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = -1,1 \text{ mm}$$

De totale bijkomende doorbuiging wordt dus:

$$\begin{aligned} w_{\text{bij},\text{C}} &= w_{\text{Q},\text{C}} + k \cdot (w_{\text{G1},\text{C}} + w_{\text{G2},\text{C}} + \psi_2 \cdot w_{\text{Q},\text{C}}) \\ &= 2,3 \text{ mm} + 3 \cdot (4,2 \text{ mm} - 1,1 \text{ mm} + 0,3 \cdot 2,3 \text{ mm}) = 13,7 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Voor de strenge doorbuigingseis geldt:

$$w_{\text{bij},\text{norm}} = 0,002 \cdot l_{\text{ov}} = 0,002 \cdot 6000 \text{ mm} = 12 \text{ mm}.$$

$$\text{U.C.} = \frac{w_{\text{bij,veld}}}{w_{\text{bij,norm}}} = \frac{13,7 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 1,14 > 1 \Rightarrow \text{Voldoet niet}$$

**beton**

Voor de normale doorbuigingseis geldt:

$$w_{\text{bij,norm}} = 0,003 \cdot l_{\text{ov}} = 0,003 \cdot 6000 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$\text{U.C.} = \frac{w_{\text{bijveld}}}{w_{\text{bijnorm}}} = \frac{13,7 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} = 0,76 < 1 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

Als er wanden op de ligger moeten komen, zal de ligger dus stijver moeten worden:

$$I_{\text{benodigd}} = \text{U.C.} \cdot I_{\text{oud}} = 1,14 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 6151,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

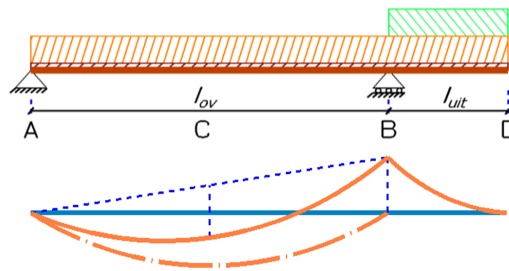
Als we ervoor kiezen om de breedte van de balk hetzelfde te laten kan de benodigde minimale hoogte van de balk worden bepaald door de formule voor het kwadratisch oppervlakte moment  $I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$  om te schrijven tot:

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 6151,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{300 \text{ mm}}} \approx 630 \text{ mm}$$

Wat in de praktijk overeen zal komen met een balkhoogte van 650 mm (veelvoud van 50 mm).

### Extreme belasting op uitkraging B–D.

Bij deze belastingcombinatie is alleen op de uitkraging veranderlijke belasting aanwezig. De blijvende belasting geldt voor de hele ligger.



**Figuur 26:** Uitekragende ligger met momentenlijn; belastingcombinatie 2.

### Berekening sterkte:

Het steunpuntmoment bij B wordt alleen bepaald door de belasting op de uitkraging. Het maximale moment treedt op als de uitkraging extreem wordt belast, dus door zowel de blijvende als de veranderlijke belasting. Ook hier kunnen we de partiële factoren bepalen, waarbij die voor liggerdeel A-B niet van toepassing zijn.

**beton**

Het moment bij het steunpunt (B) is:

$$M_{B,\text{max;d}} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{\text{uit}}^2 = \frac{1}{2} \cdot (1,2 \cdot 43,7 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot (2 \text{ m})^2 = 176,9 \text{ kNm}$$

De spanning in de betonnen balk is daar dan:

$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{\text{st.punt,max;d}}}{W_y} = \frac{176,9 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 9,8 \text{ N/mm}^2$$

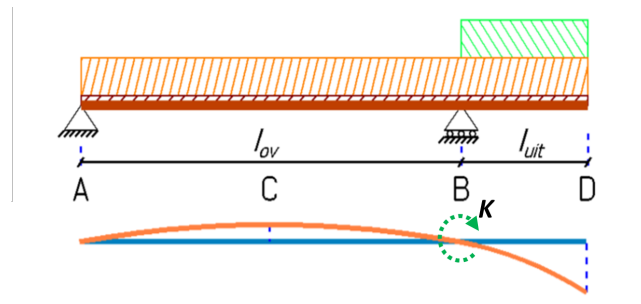
Voor beton sterkteklasse C30/37 wordt de U.C.:

$$\text{U.C.} = \frac{\sigma_{m;d}}{f_{m,d}} = \frac{9,8 \text{ N/mm}^2}{20 \text{ N/mm}^2} = 0,49 \leq 1 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

*Berekening doorbuiging:*

Bij deze belastingcombinatie moet de zakking van het uiteinde van de uitkraging worden bepaald. De bijkomende doorbuiging wordt bepaald door de veranderlijke belasting op de uitkraging en de kruip van de uitkraging. De veranderlijke belasting op de uitkraging zal het liggerdeel A-B doen opbollen, waardoor bij B een hoekverdraaiing ontstaat die de uitkraging naar beneden afbuigt.

Voor het berekenen van de zakking in D ten gevolge van de veranderlijke belasting moeten we de ligger daarom opdelen in twee stukken: een ingeklemde ligger B-D met daarop de veranderlijke belasting en een ligger op twee steunpunten A-B met in steunpunt B een moment  $K$ . Dit moment wordt veroorzaakt door de belasting op de uitkraging B-D (zie figuur 27). Omdat dit een stijfheidscontrole is, gebruiken we geen partiële factoren.



**Figuur 27:** Uitekragende ligger met vervormingslijn; belastingcombinatie 2.

**beton**

Voor de uitkraging geldt:

$$w_{Q1,D} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_Q \cdot l_{uit}^4}{EI_y} = \frac{1}{8} \cdot \frac{24 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,3 \text{ mm}$$

Het moment veroorzaakt door de veranderlijke belasting op de uitkraging:

$$K = \frac{1}{2} \cdot q_Q \cdot l_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot 24 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^2 = 48 \cdot 10^6 \text{ Nmm (let op de eenheden!)}$$

Voor de hoekverdraaiing ten gevolge van een moment  $K$  geldt:

$$\varphi = \frac{1}{3} \cdot \frac{48 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 6000 \text{ mm}}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,00054 \text{ rad}$$

De zakking van de uitkraging door het Kwispel effect wordt daarmee:

$$w_{Q2,D} = l_{uit} \cdot \varphi = 2000 \text{ mm} \cdot 0,00054 = 1,1 \text{ mm}$$

De vervorming door kruip wordt bepaald door de blijvende belasting en het quasi blijvende deel van de veranderlijke belasting op de uitkraging. De blijvende belasting op liggerdeel A-B zal het uiteinde van de uitkraging omhoog duwen. De blijvende belasting op de uitkraging zal het liggerdeel A-B doen opbollen, waardoor het uiteinde van de uitkraging (D) zal dalen. Om de berekening niet te ingewikkeld en vooral ook niet te uitgebreid te maken, gaan we er vanuit dat beide reacties elkaar enigszins zullen opheffen en daarmee weinig invloed hebben op de grootte van de kruip.

Voor de doorbuiging ten gevolge van de belasting op de uitkraging geldt:

$$w_{G,D} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_G \cdot l_{uit}^4}{EI_y} = \frac{1}{8} \cdot \frac{45,8 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,5 \text{ mm}$$

Voor de kruip geldt:  $w_{kr} = k \cdot (w_G + \psi_2 \cdot w_Q)$  met  $k = 3$  en  $\psi_2 = 0,3$ .

$$w_{kr,D} = 3 \cdot (0,5 \text{ mm} + 0,3 \cdot 0,3 \text{ mm}) = 1,8 \text{ mm}$$

**beton**

De vervormingsaandelen kunnen nu bij elkaar opgeteld worden om de totale zakking van de uitkraging bij punt D te bepalen:

$$w_{\text{bij,D}} = w_{\text{Q1,D}} + w_{\text{Q2,D}} + w_{\text{kr,D}} = 0,3 \text{ mm} + 1,1 \text{ mm} + 1,8 \text{ mm} = 3,2 \text{ mm}$$

Voor de doorbuiging gaan we uit van de strenge eis om de vervorming in de gevel zo klein mogelijk te houden. Voor de uitkraging geldt:

$$w_{\text{bij,norm,uit}} = 0,002 \cdot 2 \cdot l_{\text{uit}} = 0,002 \cdot 2 \cdot 2000 \text{ mm} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{w_{\text{bij,uit}}}{w_{\text{bij,norm,uit}}} = \frac{3,2 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 0,39 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet.}$$

#### Evaluatie controleberekeningen:

Bij deze betonnen ligger is de sterkte van het liggerdeel tussen de beide steunpunten net toereikend. De ligger Voldoet echter niet aan de strenge eis voor de doorbuiging van dit ligger deel. De uitkraging heeft nog voldoende overcapaciteit. De uitkraging kan zelfs worden opgerekt naar 2,8 meter. Pas dan worden de sterkte en de strenge doorbuigingseis van de uitkraging maatgevend.

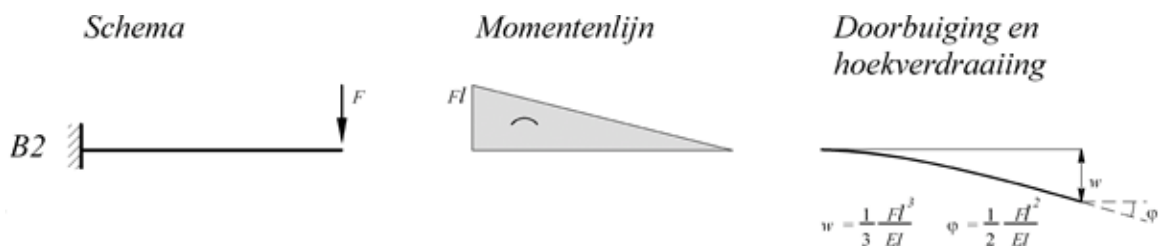
Let er op dat de berekening slechts een benadering is. Sterkte en doorbuiging zijn bijvoorbeeld ook afhankelijk van het wapeningspercentage. Het al dan niet voorgespannen zijn van de betonligger is eveneens van invloed. In werkelijkheid is de berekening van een betonnen ligger nogal ingewikkeld. Voor een ontwerpberekening is de hier weergegeven benaderingsberekening echter voldoende.

Bedenk dat we als voorgespannen ligger, in feite een 'nagespannen' betonnen ligger moeten toepassen. De voorspanning kan pas worden aangebracht als het beton voldoende is uitgehard omdat de voorspankabel een gebogen verloop moet hebben. Deze moet namelijk de trekspanning compenseren. Uit het momentenverloop blijkt dat bij het veldmoment de trekzone zich onderin de ligger bevindt, terwijl bij het steunpuntmoment bij B de trekzone juist bovenin de ligger ligt.

### 7.3.3 Controleberekening eenzijdig uitkragende ligger met puntlast

Vaak rust op een uitkragende ligger ook de gevel. Deze kan als puntlast op de ligger worden geschematiseerd. De controleberekeningen worden daarmee wat uitgebreider. We gaan uit van het hiervoor genomen kantoorgebouw met een betonskelet. Alle belastingen komen overeen met die in de vorige berekening. Voor de gevel nemen we een constructie met een gewicht van  $1,2 \text{ kN/m}^2$ . De verdiepingshoogte is 4 meter.

Naast de hiervoor genoemde formules van belastingschema's A1, B3 en C1 moeten we ook de formules van belastingschema B2 gebruiken (zie formuleblad in hoofdstuk 4 Mechanica).



**Figuur 28:** Extra te gebruiken formules voor een uitkragende ligger met puntlast.

beton

De q-last op de ligger voor de rustende belasting bedraagt:

$$q_{rb} = 8 \text{ m} \cdot 4,9 \text{ kN/m}^2 = 39,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Dit geeft een } q_G = 4,5 \text{ kN/m} + 39,2 \text{ kN/m} = 43,7 \text{ kN/m}$$

Voor de veranderlijke belasting op de ligger geldt:

$$q_Q = 8 \text{ m} \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 24 \text{ kN/m}$$

Daarnaast is er een puntlast. Bij een verdiepingshoogte van 4 meter, een hart-op-hart afstand van 8 meter en een gewicht van  $1,2 \text{ kN/m}^2$  geeft dit een puntlast van:

$$F_{bb} = F_{rb} = 4 \text{ m} \cdot 8 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ kN/m}^2 = 38,4 \text{ kN}$$

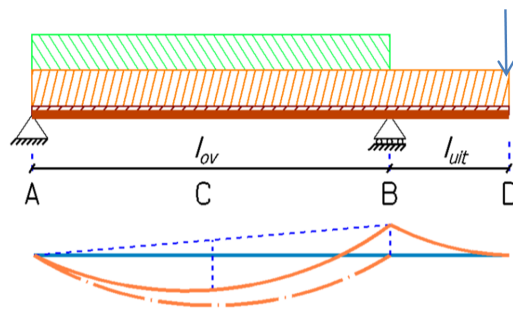
Met deze gegevens gaan we de ligger op sterkte en stijfheid controleren. Eerst beschouwen we weer het liggerdeel tussen de opleggingen en vervolgens de uitkraging. Bij beide berekeningen geldt dat de blijvende belasting altijd aanwezig is. De veranderlijke belasting is voor de berekening alleen aanwezig op het deel waarvan we de extremen bepalen.

#### Belastingcombinatie 1: Extreme belasting op liggerdeel A–B.

Bij deze belastingcombinatie wordt het deel tussen de opleggingen belast met een veranderlijke belasting van  $24 \text{ kN/m}$ . De blijvende belasting van  $43,7 \text{ kN/m}$  is op de gehele ligger aanwezig. Bovendien rust op de uitkraging een puntlast van  $38,4 \text{ kN}$ .

#### Berekening sterkte:

Voor het berekenen van de maximaal optredende spanning moeten we gebruik maken van de partiële factoren voor de belasting. We willen het meest extreme moment in de ligger toetsen. Dat geldt hier voor het veldmoment bij C. Belasting op de uitkraging verkleint het veldmoment. Deze belasting werkt dus gunstig en moet daarom zo klein mogelijk worden genomen.



Figuur 29: Uitkragende ligger met momentenlijn; belastingcombinatie 1.

beton

Het veldmoment door de extreme belasting:

$$M_{C,d} = \frac{1}{8} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{ov}^2 = \frac{1}{8} \cdot (1,2 \cdot 43,7 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 = 398 \text{ kNm}$$

Steunpuntmoment door gereduceerde belasting:

$$\begin{aligned} M_{B,d} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_G \cdot q_G \cdot l_{uit}^2 + \gamma_G \cdot F_G \cdot l_{uit} = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 43,7 \text{ kN/m} \cdot (2 \text{ m})^2 + 0,9 \cdot 38,4 \text{ kN} \cdot 2 \text{ m} \\ &= 78,7 \text{ kNm} + 69,1 \text{ kNm} = 147,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

beton

Het totale veldmoment wordt:

$$M_{\text{veld,max;d}} = M_{\text{veld;d}} - \frac{1}{2} \cdot M_{\text{st.punt;d}} = 398 \text{ kNm} - \frac{1}{2} \cdot 147,8 \text{ kNm} = 324,1 \text{ kNm}$$

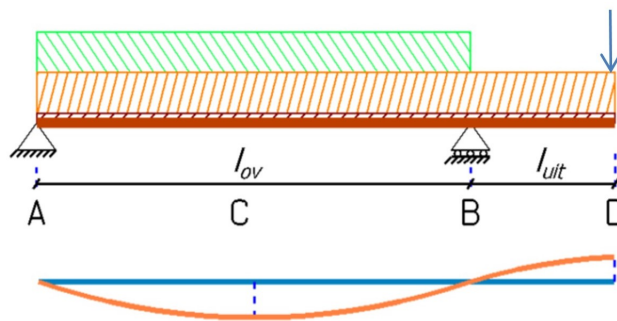
$$\text{Spanning } \sigma_{m;d} = \frac{M_{\text{veld,max;d}}}{W_y} = \frac{324,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 18,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Voor C30/37 wordt U.C.} = \frac{\sigma_{m;d}}{f_{m,d}} = \frac{18,0 \text{ N/mm}^2}{20 \text{ N/mm}^2} = 0,90 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

We zien hier dat door de extra belasting op de uitkraging het veldmoment vermindert.

*Berekening doorbuiging:*

Voor de berekening van de maximale bijkomende doorbuiging van liggerdeel A-B moet de veranderlijke belasting alleen op dit liggerdeel worden geplaatst, zie figuur 30.



**Figuur 30:** Uitkragende ligger met vervormingslijn; belastingcombinatie 1.

beton

Bij beton zal er kruip optreden. Voor de bijkomende doorbuiging geldt daarom:

$$w_{\text{bij}} = w_Q + w_{\text{kr}} = w_Q + k \cdot (w_G + \psi_2 \cdot w_Q)$$

De kruipconstante  $k = 3$  en voor een kantoorgebouw geldt dat factor  $\psi_2 = 0,3$ .

We beschouwen het liggerdeel A-B als een ligger op twee steunpunten. De bijkomende doorbuiging bij C ten gevolge van de veranderlijke belasting op A-B wordt dan:

$$w_{Q,A-B} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_Q \cdot l_{ov}^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{24 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 2,3 \text{ mm}$$

De doorbuiging bij C ten gevolge van de blijvende belasting op A-B wordt:

$$w_{Q,A-B,1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_G \cdot l_{ov}^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{43,7 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 4,2 \text{ mm}$$



**beton**

Zowel de gelijkmatig verdeelde belasting op uitkraging B-D als de puntlast geven een moment  $K$  bij steunpunt B. De grootte daarvan is (geen partiële factor; let op de eenheid!):

$$K_{qG} = \frac{1}{2} q_G \cdot l_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot 43,7 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^2 = 87,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$K_{FG} = F_G \cdot l_{uit} = 38,4 \cdot 10^3 \cdot 2000 \text{ mm} = 76,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Dit moment zal het liggerdeel A-B omhoog buigen. De bijbehorende vervorming is [C1]:

$$w_{(G,A-B,2)} = -\frac{1}{16} \cdot \frac{(K_{qG} + K_{FG}) \cdot l_{ov}^2}{EI_y} = -\frac{1}{16} \cdot \frac{(87,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} + 76,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}) \cdot (6000 \text{ mm})^2}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = -2,1 \text{ mm}$$

$$\text{Er geldt dus: } w_{bij,veld} = w_Q + k \cdot (w_G + \psi_2 \cdot w_Q) = 2,3 + 3(4,2 - 2,1 + 0,3 \cdot 2,3) = 10,7 \text{ mm}$$

$$\text{Voor de strenge doorbuigingseis geldt: } w_{bij,norm} = 0,002 \cdot l_{ov} = 0,002 \cdot 6000 \text{ mm} = 12 \text{ mm}$$

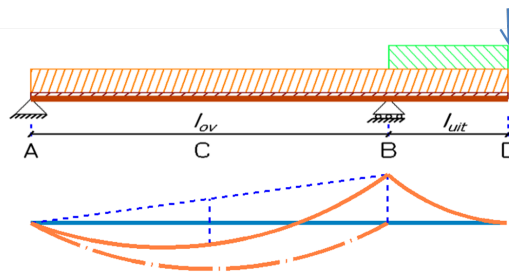
$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{w_{bij,veld}}{w_{bij,norm}} = \frac{10,7 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 0,89 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

### Belastingcombinatie 2: Extreme belasting op uitkraging B–D.

Bij deze belastingcombinatie is alleen op de uitkraging veranderlijke belasting aanwezig, zie figuur 31. De blijvende belasting geldt voor de hele ligger (met de puntlast op het uiteinde van de uitkraging). Naast formule [B3] moet bij deze berekening ook formule [B1] worden gebruikt.

#### Berekening sterkte:

Het steunpuntmoment bij B wordt alleen bepaald door de belasting op de uitkraging. Het maximale moment treedt op als de uitkraging extreem wordt belast, dus door zowel de blijvende als de veranderlijke belasting. Ook hier moeten we de partiële factoren voor ongunstige belasting gebruiken.



**Figuur 31:** Uitkragende ligger met momentenlijn; belastingcombinatie 2.

**beton**

$$M_{B,max,d} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{uit}^2 + \gamma_G \cdot F_G \cdot l_{uit}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot (1,2 \cdot 43,7 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot (2 \text{ m})^2 + 1,2 \cdot 38,4 \text{ kN} \cdot 2 \text{ m} = 269,1 \text{ kNm}$$

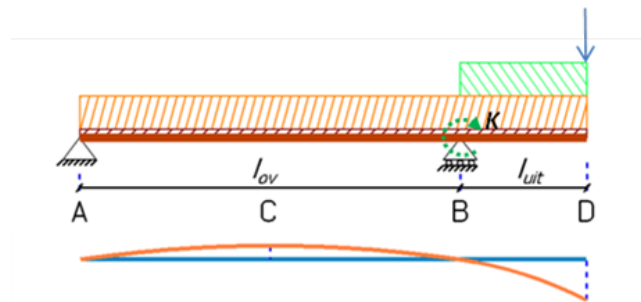
$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{st.puntmax;d}}{W} = \frac{269,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 14,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Voor C30/37 wordt de U.C.} \rightarrow \frac{\sigma_{m;d}}{f_{m,d}} = \frac{14,9 \text{ N/mm}^2}{20 \text{ N/mm}^2} = 0,75 \leq 1 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

*Berekening doorbuiging:*

Bij deze belastingcombinatie moet de zakking van het uiteinde van de uitkraging worden bepaald. De bijkomende doorbuiging wordt bepaald door de veranderlijke belasting op de uitkraging en de kruip van de uitkraging. De veranderlijke belasting op de uitkraging zal het liggerdeel A-B doen opbollen, waardoor bij B een hoekverdraaiing ontstaat die de uitkraging naar beneden afbuigt.

Voor het berekenen van de zakking in D ten gevolge van de veranderlijke belasting moeten we de ligger daarom opdelen in twee stukken: een ingeklemde ligger B-D met daarop de veranderlijke belasting en een ligger op twee steunpunten A-B met in steunpunt B een moment  $K$ , veroorzaakt door de veranderlijke belasting op de uitkragende ligger B-D.



**Figuur 32:** Uitkragende ligger met vervormingslijn; belastingcombinatie 2.

**beton**

Omdat dit een stijfheidscontrole (BGT) is, gebruiken we geen partiële factoren.

Voor de uitkraging geldt:

$$w_{Q1,c} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_Q \cdot l_{\text{uit}}^4}{EI_y} = \frac{1}{8} \cdot \frac{24 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 17156 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,3 \text{ mm}.$$

Het moment  $K$  veroorzaakt door de veranderlijke belasting op de uitkraging:

$$K = \frac{1}{2} \cdot q_Q \cdot l_{\text{uit}}^2 = \frac{1}{2} \cdot 24 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^2 = 48 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \text{ (Let op de eenheid!)}$$

Voor de hoekverdraaiing ten gevolge van een moment  $K$  geldt:  $\varphi = \frac{1}{3} \cdot \frac{K l_{ov}}{EI_y}$

$$\varphi = \frac{1}{3} \cdot \frac{K l_{ov}}{EI_y} = \frac{1}{3} \cdot \frac{48 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 6000 \text{ mm}}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 17156 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,0002 \text{ rad}$$

De zakking van het puntje van de uitkraging door de hoekverdraaiing:

$$w_{Q2,c} = l_{\text{uit}} \cdot \varphi = 2000 \text{ mm} \cdot 0,0002 = 0,4 \text{ mm}$$

De vervorming door kruip wordt bepaald door de blijvende belasting en het quasi blijvende deel van de veranderlijke belasting op de uitkraging. Naast de gelijkmatig verdeelde belasting is er ook de puntlast die voor kruip zorgt:  $F_G = 38400 \text{ N}$ !

De kruip door de blijvende belasting op liggerdeel A-B zal het uiteinde van de uitkraging omhoog duwen. De (quasi) blijvende belasting op de uitkraging zal ook enige kruip veroorzaken op het omhoog gebogen liggerdeel A-B. Deze zal het uiteinde van de uitkraging omlaag duwen. Om de berekening niet te ingewikkeld te maken, zullen we ook hier deze elkaar tegen werkende vervormingen buiten beschouwing laten.

**beton**

Voor de kruip geldt:

$$w_{kr} = k \cdot (w_{G1} + w_{G2} + \varphi_2 \cdot w_{Q1}) \text{ met } k = 3 \text{ en } \varphi_2 = 0,3$$

De zakking van het uiteinde van de uitkraging door de gelijkmatig verdeelde blijvende belasting:

$$w_{G1,D} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_G \cdot l_{uit}^4}{EI_y} = \frac{1}{8} \cdot \frac{45,8 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 17156 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,5 \text{ mm}$$

De zakking van het uiteinde van de uitkraging door de puntlast, ook een blijvende belasting:

$$w_{G2,D} = \frac{1}{3} \cdot \frac{F_G \cdot l_{uit}^3}{EI_y} = \frac{1}{3} \cdot \frac{38400 \text{ N} \cdot (2000 \text{ mm})^3}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 17156 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,9 \text{ mm}$$

De kruipvervorming van de uitkraging kan nu worden bepaald:

$$w_{kr,D} = 3 \cdot (0,5 \text{ mm} + 0,9 \text{ mm} + 0,3 \cdot 0,4 \text{ mm}) = 4,6 \text{ mm.}$$

Vervolgens kan de totale bijkomende vervorming worden bepaald:

$$w_{bij,D} = w_{Q1,D} + w_{Q2,D} + w_{kr,D} = 0,3 \text{ mm} + 1,1 \text{ mm} + 4,6 \text{ mm} = 6,0 \text{ mm}$$

Voor de doorbuiging nemen we de strenge eis om de vervorming in de gevel zo klein mogelijk te houden. Voor de uitkraging geldt:

$$w_{bij,norm,D} = 0,002 \cdot 2 \cdot l_{uit} = 0,002 \cdot 2 \cdot 2000 \text{ mm} = 8 \text{ mm}$$

Hiermee kan de U.C. voor de doorbuiging worden bepaald:

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{w_{bij,D}}{w_{bij,norm,D}} = \frac{6,0 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 0,75 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

*Evaluatie controleberekeningen:*

De extra belasting werkt gunstig voor het maximale veldmoment. Het steunpuntmoment en de zakking bij de uitkraging worden uiteraard iets groter. De uitkraging heeft echter nog voldoende overcapaciteit. Deze kan met de gegeven gevelbelasting (relatief licht!) worden opgerekt naar 2,3 meter, duidelijk minder dan zonder gevelbelasting. De uitkraging is dan maatgevend.

### 7.3.4 Controleberekening tweezijdig uitkragende ligger met gevelbelasting

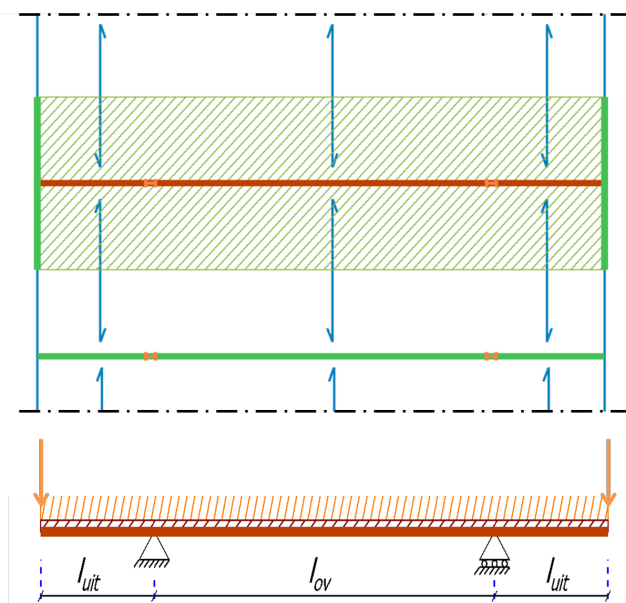
Naast eenzijdig uitkragende liggers komen er ook tweezijdig uitkragende liggers voor. De berekening daarvan komt vrijwel overeen met die van een eenzijdig uitkragende ligger. In plaats van de formules van belastingschema C1 moeten we nu die van belastingschema C2 gebruiken (Zie het formuleblad in hoofdstuk 4 Mechanica). Aan beide zijden levert de belasting op de uitkraging een steunpuntmoment dat het liggerdeel tussen de steunpunten doet opbollen. Deze steunpuntmomenten verkleinen het veldmoment.



**Figuur 33:** Extra te gebruiken formules voor een tweezijdig uitkragende ligger.

Gegeven is een gebouw met liggers op twee steunpunten (kolommen) die aan twee zijden met gelijke lengte uitkragen. De uitkragende ligger moet bovendien de gevelwanden dragen. Deze komen als een puntlast op de uiteinden van de uitkraging (zie de schematische draagconstructie plattegrond met het statische schema). We geven alleen de formules weer

en maken geen berekeningen. Met de voorgaande voorbeeldberekeningen voor een eenzijdige uitkraging moeten ook de berekeningen voor een tweezijdig uitkragende ligger kunnen worden gemaakt.



**Figuur 34:** Deel schematische DC plattegrond met tweezijdig uitkragende ligger.

Voor het berekenen van de liggers moeten we deze in drie delen verdelen: een gewone ligger op twee steunpunten en twee 'ingeklemde' liggers. De ingeklemde liggers zijn in feite verend ingeklemde liggers. Ze veroorzaken een moment bij de steunpunten, dat het liggerdeel tussen de steunpunten doet opbuigen. Bij het berekenen van de maximale momenten en doorbuigingen kunnen we gebruik maken van de hiervoor al genoemde belastingschema's op het formuleblad: A1, B2 en B3 en C2. Bij de gebruikte formules plaatsen we hierna de nummers van de gebruikte belastingschema's tussen rechte haken [ ].

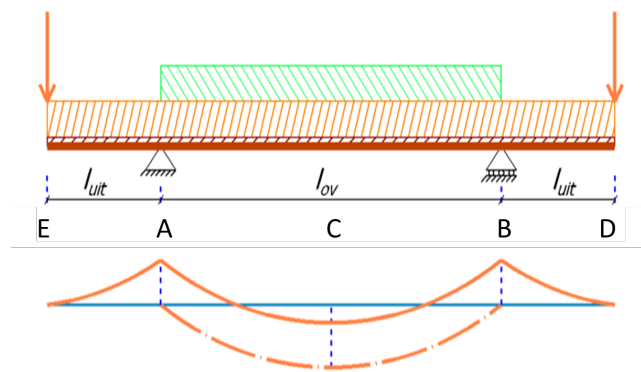
Extremen voor spanningen en doorbuigingen vinden we door de belasting op het te beschouwen liggerdeel extreem te nemen (ongunstig werkende belastingen) en die op de rest van de ligger zo klein mogelijk te maken (gunstig werkende belastingen). Er zijn twee belastingcombinaties: alleen veranderlijke belasting op het liggerdeel tussen de steunpunten en alleen veranderlijke belasting op de beide uitkragingen. Met deze twee combinaties vinden we de bijbehorende extremen voor spanning en doorbuiging.

#### **Belastingcombinatie 1**

Bij belastingcombinatie 1 is er alleen veranderlijke belasting aanwezig op het liggerdeel tussen de opleggingen A en B. De belasting op de uitkragingen compenseren voor een deel de belastingen op het liggerdeel tussen de steunpunten en werken dus gunstig.

#### *Controle sterkte (UGT):*

Het zal duidelijk zijn dat een belasting op het liggerdeel tussen de steunpunten een extreme waarde zal geven voor het veldmoment van dit liggerdeel.



**Figuur 35:** Statisch schema en momentenlijn van een tweezijdig uitkragende ligger met opgelegde belasting op liggerdeel A-B.

In het algemeen zal het veldmoment worden verminderd met de helft van het steunpuntmoment aan de linkerzijde en de helft van het steunpuntmoment aan de rechterzijde. Bij een gelijke belasting op de beide uitkragingen zal dus twee keer het halve steunpuntmoment van het veldmoment afgetrokken moeten worden. Voor het veldmoment geldt dan [met belastingschema's A1 en C2 (met B3 en B2)]:

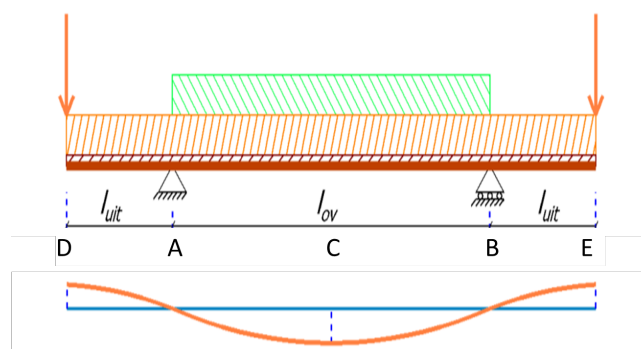
$$M_{\text{veldmax;d}} = \frac{1}{8} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{ov}^2 - \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma_G \cdot q_G \cdot l_{uit}^2 + \gamma_G \cdot F_G \cdot l_{uit} \right)$$

Gebruik de juiste partiële factoren: 1,2 en 1,5 voor ongunstig werkende krachten en 0,9 (en 0) voor gunstig werkende krachten.

De buigspanning door het veldmoment bij C wordt:  $\sigma_{m;d} = \frac{M_{\text{veldmax;d}}}{W_y}$

*Controle stijfheid (BGT):*

De grootste doorbuiging bij C (veld) zal ontstaan als de belasting tussen de steunpunten zo groot mogelijk is (met opgelegde belasting) en die op de uitkragingen zo laag mogelijk (zonder opgelegde belasting). De grootte van de totale bijkomende doorbuiging wordt bepaald door de opgelegde belasting en de eventueel aanwezige kruip. We geven hier de formules met kruip. Bij staal mag het aandeel van de kruip worden weggelaten. Bij deze berekening zijn de partiële factoren niet nodig.



**Figuur 36:** Statisch schema en vervormingslijn tweezijdig uitkragende ligger met veranderlijke belasting tussen de steunpunten.

beton

In het algemeen geldt weer:  $w_{bij} = w_Q + w_{kr} = w_Q + k \cdot (w_G + \varphi_2 \cdot w_Q)$

De bijkomende doorbuiging bij C door de veranderlijke belasting op A-B wordt [A1]:

$$w_{Q,C} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_Q \cdot l_{ov}^4}{EI_y}$$

De bijkomende doorbuiging bij C ten gevolge van de blijvende belasting op A-B wordt [A1]:

$$w_{G1,C} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_G \cdot l_{ov}^4}{EI_y} \text{ met } q_G = q_{eg} + q_{rb}$$

Zowel de gelijkmatig verdeelde belasting op de uitkragingen A-E en B-D als de beide puntlasten geven een moment K bij steunpunten A en B. De grootte daarvan is (zonder partiële factor; let op de eenheid!):

$$K_{qG} = \frac{1}{2} \cdot q_G \cdot l_{uit}^2$$

$$K_{FG} = F_G \cdot l_{uit}$$

Dit moment zal het liggerdeel A-B omhoog buigen. De bijbehorende vervorming is [C1]:

$$w_{G2,C} = -\frac{1}{16} \cdot \frac{(K_{qG} + K_{FG}) \cdot l_{ov}^2}{EI_y}$$

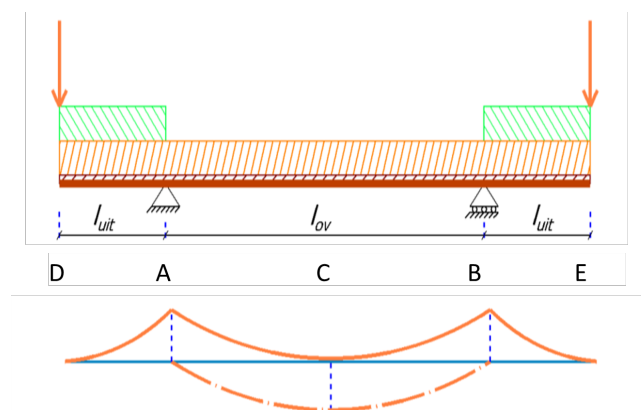
Er geldt dus:  $w_{bij,C} = w_{Q,C} + k \cdot (w_{G1,C} + w_{G2,C} + \varphi_2 \cdot w_{Q,C})$

### Belastingcombinatie 2

Bij belastingcombinatie 2 is de veranderlijke belasting alleen aanwezig boven de uitkragingen. De blijvende belasting bevindt zich uiteraard over de hele ligger.

#### Controle sterkte (UGT):

De maximale buigspanning bij deze belastingcombinatie voor een tweezijdig uitkragende ligger vinden we bij de steunpuntmomenten boven de beide opleggingen. Daar treedt aan de bovenkant trek op en aan de onderzijde druk. Let op: *de grootte van de steunpunt-momenten wordt alleen bepaald door de belasting op de uitkraging!*



**Figuur 37:** Statisch schema en momentenlijn tweezijdig uitkragende ligger met puntlast en veranderlijke belasting op uitkraging.

beton

Het steunpuntmoment bij B wordt nu als volgt berekend [B3 en B2]:

$$M_{B,max,d} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{uit}^2 + \gamma_G \cdot F_G \cdot l_{uit}$$

$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{B,max;d}}{W}$$

De grootte van het veldmoment bij C wordt beïnvloed door de steunpuntmomenten. Zonder belasting op de uitkraging zal het veldmoment op het deel tussen de steunpunten aan de onderzijde trek en aan de bovenzijde druk veroorzaken. Bij belasting op de uitkragingen wordt het veldmoment kleiner. Afhankelijk van de lengte van de uitkragingen ten opzichte van de afstand tussen de beide steunpunten en de grootte van de belasting op de uitkragingen (inclusief de puntlasten) zal, wanneer de belasting op de uitkragingen toeneemt, het veldmoment kunnen omkeren. Daarbij ontstaat ook tussen de beide steunpunten aan de onderzijde druk en aan de bovenzijde trek. Dit is vooral van belang bij gewapende betonconstructies om bijvoorbeeld de benodigde veldwapening te bepalen.

Om het extreme negatieve veldmoment te vinden, zal de gunstig werkende blijvende belasting moeten worden gereduceerd en de ongunstig werkende belasting op de uitkraging extreem moeten worden genomen. Voor het veldmoment bij C geldt voor een tweezijdig uitkragende ligger met gelijke veranderlijk en blijvende belasting en puntlasten op de uitkraging [A1 en C2 (met B3 en B2)]:

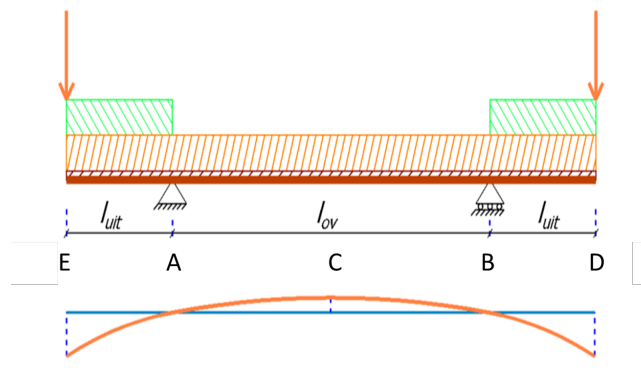
beton

$$M_{C,min,d} = \frac{1}{8} \cdot (0,9 \cdot q_Q) \cdot l_{ov}^2 - \left( \frac{1}{2} \cdot (1,2 \cdot q_G + 1,5 \cdot q_Q) \cdot l_{uit}^2 + 1,2 \cdot F_G \cdot l_{uit} \right)$$

$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{C,min,d}}{W}$$

#### Controle stijfheid (BGT):

De grootste doorbuiging van de uitkraging vindt plaats bij extreme belasting op de uitkraging en gereduceerde belasting op het liggerdeel tussen de steunpunten. Ten gevolge van de belasting op de uitkragingen zal er een moment worden doorgegeven aan het liggerdeel tussen de steunpunten. Deze zal dit liggerdeel doen opbollen, waardoor de doorbuiging van de uitkragingen groter wordt.



**Figuur 38:** Statisch schema en vervormingslijn tweezijdig uitkragende ligger met veranderlijke belasting en puntlast op de uitkraging.

**beton**

Voor de bijkomende doorbuiging moeten we naar de doorbuiging door de veranderlijke belasting en naar de kruip kijken. Voor de directe doorbuiging van de uitkraging door de veranderlijke belasting geldt [B3]:

$$w_{D,Q,1} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_Q \cdot l_{uit}^4}{EI_y}$$

De hoekverdraaiing door het steunpuntmoment geeft een extra zakking:

$$w_{D,Q,2} = l_{uit} \cdot \varphi$$

Voor de hoekverdraaiing ten gevolge van een moment K geldt [C2]:

$$\varphi = \frac{1}{2} \cdot \frac{K \cdot l_{ov}}{EI_y}$$

Het moment veroorzaakt door de veranderlijke belasting op de uitkraging [B3]:

$$K = \frac{1}{2} \cdot q_Q \cdot l_{uit}^2$$

Bij deze BGT berekening gebruiken we geen partiële factor. Let ook op de eenheid: Het moment kan hier het beste worden berekend in Nmm!

De vervorming door kruip wordt bepaald door de blijvende belasting en het quasi blijvende deel van de veranderlijke belasting op de uitkraging. Naast de gelijkmatig verdeelde belasting is er de puntlast die voor kruip zorgt.

Voor de kruip geldt:

$$w_{kr} = k \cdot (w_{D,G,1} + w_{D,G,2} + \varphi_2 \cdot w_{D,Q,1})$$

$$w_{D,G,1} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_G \cdot l_{uit}^4}{EI_y}$$

$$w_{D,G,2} = \frac{1}{3} \cdot \frac{F_G \cdot l_{uit}^3}{EI_y}$$

De totale bijkomende doorbuiging van de uitkraging wordt:

$$w_{bij,D} = w_{D,Q,1} + w_{D,Q,2} + w_{D,kr}$$

Ook hier verwaarlozen we gemakshalve voor de ontwerpberekening de vervorming door de kruip van het liggerdeel A-B. Deze kruip geeft een stijging van de uiteinden door de blijvende belasting op A-B en een zakking door de (quasi) blijvende belasting op de uitkragingen A-E en B-D.

### 7.3.5 Andere belastingen op uitkragende liggers

Tot nu toe zijn we er van uitgegaan dat de gelijkmatig verdeelde belasting op de uitkragingen gelijk was aan die van het liggerdeel tussen de beide steunpunten. Dat hoeft echter niet zo te zijn. Bijvoorbeeld bij een galerij langs een woongebouw is de opgelegde belasting, maar gewoonlijk ook de rustende belasting, anders dan die van de binnenruimte. Ook kunnen de uitkragingen een verschillende lengte hebben. Bedenk zelf hoe dit in de te gebruiken formules tot uiting komt.

De hier gebruikte partiële factoren gelden voor gebouwen met veiligheidsklasse 2. Voor bijvoorbeeld eengezinswoningen geldt de lagere veiligheidsklasse 1 en voor onder meer concertzalen en zeer hoge gebouwen de hogere veiligheidsklasse 3. Dit is allemaal op te zoeken in hoofdstuk 5 Belastingen.

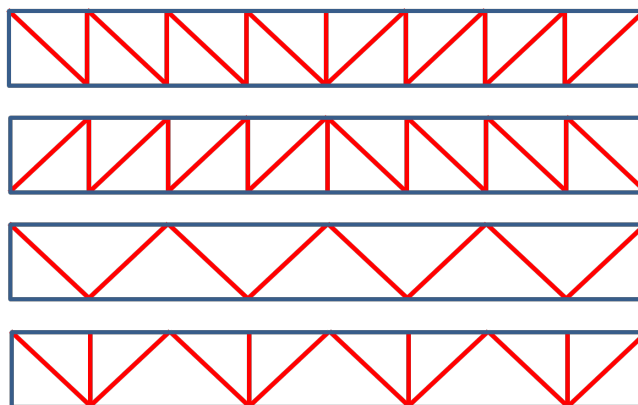
In het voorgaande is de puntlast toegepast voor het gewicht van de gevel. Naast blijvende belasting is het ook mogelijk dat veranderlijke belasting als een puntlast op de ligger komt. Stel dat men onder het dak boven de uitkraging een kolomvrije ruimte wil creëren. De opgelegde belasting zal dan via een gevelkolom als puntlast op de uitkragende ligger terechtkomen. Datzelfde geldt uiteraard voor het gewicht van de dakconstructie. De hiervoor genoemde formules kunnen dan op eenvoudige wijze worden uitgebreid. Het tekenen van de schematische draagconstructieplattegronden met daarop aangegeven de belastingvelden is daarbij een effectief hulpmiddel.



## 7.4 Globale dimensionering vakwerkliggers

Bij grotere overspanningen zal een simpele balk als ligger niet meer voldoen. Een geschikt element dat dan in aanmerking komt, is een vakwerkligger. Het woord vakwerk wordt in de bouwkunde ook gebruikt voor het houtskelet met een invulling van metselwerk dat onder meer veel in Duitsland in gebouwen is toegepast. In dit hoofdstuk verstaan we onder vakwerk een draagconstructie-element dat is opgebouwd uit driehoeken. Een driehoek is in tegenstelling tot een vierhoek vormvast. Het meest eenvoudige vakwerk is een driehoekspant dat uit één driehoek bestaat.

Een vakwerkligger is opgebouwd uit meerdere driehoeken naast elkaar, waardoor een stijf geheel ontstaat. Bij vakwerkliggers wordt onderscheid gemaakt tussen randstaven (blauw) en wandstaven (rood) (figuur 39). Bij de randstaven onderscheiden we de onder- en bovenrand en de meestal verticale eindstaven. De wandstaven bestaan uit diagonalen en meestal ook verticale staven. Daarbij worden twee patronen onderscheiden: N-liggers en V-liggers. Bij de N-liggers wordt bovendien onderscheid gemaakt tussen een ligger met vallende en een ligger met stijgende diagonalen. Bij V-vakwerkliggers kunnen eventueel verticale staven zijn toegevoegd.



**Figuur 39:** Van boven naar beneden: N-vakwerkligger met vallende diagonalen, N-vakwerkligger met stijgende diagonalen, een V-vakwerkligger en een V-vakwerkligger met verticale staven.

De knooppunten van een vakwerk zijn in principe scharnierend met elkaar verbonden. Daardoor kunnen via de knooppunten geen momenten worden overgedragen en moet de belasting worden doorgegeven als normaalkracht. De spanningen in de staven van het vakwerk zijn daarom vooral trek- en drukspanningen. Bij balken zijn dat vooral buigspanningen. Buiging geeft over het algemeen grote spanningen en vervormingen, terwijl normaalkrachten veel lagere spanningen en vervormingen opleveren.

In een vakwerk wordt het materiaal dus optimaler gebruikt. Een nadeel van een vakwerk is de relatief grote constructiehoogte ten opzichte van een balk. Als schattingsregel voor vakwerken onder het dak nemen we:  $h = \frac{1}{10}$  tot  $\frac{1}{15}$  van de overspanning.

De overspanning is de afstand tussen de opleggingen. Voor vloeren zijn veel forsere vakwerken nodig. Daarom past men daar meestal verdiepingshoge vakwerken toe, zodat de constructiehoogte van de vloer zelf relatief klein kan blijven. Een nadeel van deze vakwerken zijn de diagonalen die als storend worden gezien. Een alternatief is dan de vierendeelliger. Bij vierendeelliggers worden de staven echter op buiging belast, zodat veel forsere profielen nodig zijn met buigvaste verbindingen. Deze ligger vergt daarom veel meer materiaal om aan sterkte- en stijfheidseisen te voldoen.

Bij het ontwerpen van een vakwerk kunnen met schattingsregels profielen of gewichten worden toegekend. Het meest eenvoudig is het om het gewicht van het vakwerk in te schatten. Uitgaande van de totale belasting op het vakwerk kunnen we dan de volgende globaal geschatte gewichten nemen:

$$\text{Dakligger: } G_{\text{eg}} = 0,05 \cdot G_{\text{rb}} + Q$$

$$\text{Vloerligger: } G_{\text{eg}} = 0,1 \cdot G_{\text{rb}} + Q$$

De benodigde profielen kunnen vervolgens worden berekend met de formule  $A_{\text{ben}} = \frac{F_{\text{staaf;d}}}{f_{\text{t;d}}}$ .

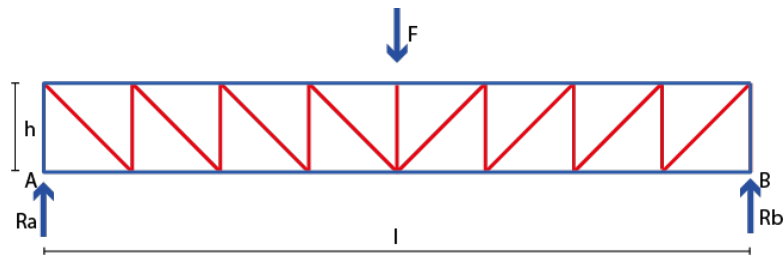
$f_{\text{t;d}}$  is de rekenwaarde van de treksterkte. Deze is in principe gelijk aan de rekenwaarde van de druksterkte:  $f_{\text{c;d}}$ . Bij op druk belaste staven moet echter ook rekening worden gehouden met knik. Als de bovenrand bovendien dak- of vloerplaten draagt, moet deze ook op buiging worden berekend. De totale spanning is dan de som van  $\sigma_{\text{c;d}}$  en  $\sigma_{\text{m;d}}$  die dan kleiner moet zijn dan  $f_{\text{c;d}}$ .

Bij buiging van de bovenrand geldt:  $\sigma_{\text{t;d}} + \sigma_{\text{m;d}} \leq f_{\text{t;d}}$ . Voor de spanningen in deze controle-berekeningen nemen we uiteraard de absolute waarden.

Bij een vakwerk waarvan de onder- of bovenrand door een lijnlast wordt belast op buiging, kan de grootte van de onder- of bovenrand worden ingeschat door de randstaven tussen de knooppunten als liggers op twee steunpunten te beschouwen. Gebruik vervolgens de schattingsregels voor een vloer- of dakligger.

#### 7.4.1 Vakwerk belast door een enkele puntlast

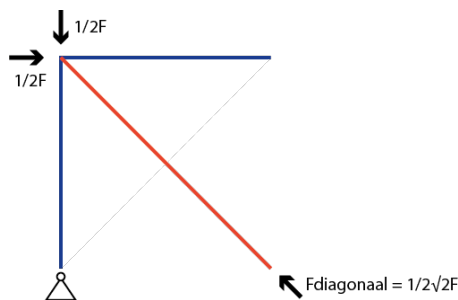
We beschouwen hier een N-vakwerk met vallende diagonalen, waardoor in de diagonalen trekkrachten komen en deze relatief slank kunnen worden uitgevoerd. Stel dat het vakwerk in het midden wordt belast door een puntlast  $F$  (figuur 40). De puntlast moet worden opgenomen door de opleggingen. De kracht stroomt daardoor via de verticale en diagonale wandstaven naar de verticale eindstaven en via deze naar de beide opleggingen. In de opleggingen komt een verticale reactiekracht gelijk aan  $\frac{1}{2}F$ .



**Figuur 40:** Vakwerkligger met vallende diagonale belast door een puntlast.

De verticale staven krijgen (als we het eigen gewicht buiten beschouwing laten) allen dezelfde belasting. Als we kijken naar het verticale evenwicht bij de opleggingen dan is gemakkelijk in te zien dat de staafkracht gelijk is aan de oplegkracht:  $F_{\text{verticaal}} = \frac{1}{2}F$ .

Ook de diagonalen moeten allen dezelfde belasting opnemen. Als we weer het verticale evenwicht beschouwen bij het linker bovenknooppunt, dan geldt dat de verticale component van de diagonale staafkracht gelijk is aan  $\frac{1}{2}F$  (figuur 41).

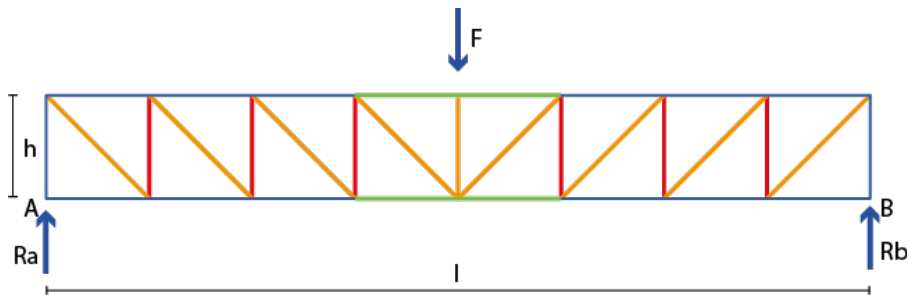


**Figuur 41:** Krachten linker boven- knooppunt.

In dit vakwerk zijn de velden vierkant. De diagonalen lopen dus onder een hoek van  $45^\circ$ . Met de stelling van Pythagoras is gemakkelijk te bepalen dat de staafkracht in de diagonaal gelijk is aan:

$$F_{\text{diagonaal}} = \sqrt{\left(\frac{1}{2}F\right)^2 + \left(\frac{1}{2}F\right)^2} = \frac{1}{2}\sqrt{2} \cdot F$$

De boven- en onderrandstaven worden in het midden het zwaarst belast. Voor het dimensioneren van het vakwerk zijn deze dan ook het meest relevant. Evenals bij een balk moet ook bij een vakwerkligger het uitwendige moment ten gevolge van de belasting op de ligger worden bepaald. Voor een vakwerkligger op twee steunpunten geldt ook hier voor een puntlast in het midden:  $M_{\text{uitw}} = \frac{1}{4}F \cdot l_{\text{vw}}$  (zie formuleblad situatie A0).



**Figuur 42:** Oplegreacties en maximaal optredende normaalkracht in een vakwerkligger; blauw en groen de randstaven, rood de verticalen en oranje de diagonalen.

Voor het evenwicht moet het uitwendig moment gelijk zijn aan het inwendig moment:  $M_{\text{uitw.}} = M_{\text{inw.}}$ . Het inwendige moment is hier gelijk aan het koppel van de staafkrachten in de boven- en onderrand. Deze staafkrachten zijn als gevolg van het evenwicht wat betreft grootte gelijk, maar wel tegengesteld: druk in de bovenrand en trek in de onderrand. Er geldt nu  $M_{\text{inw.}} = F_{\text{staaf}} \cdot h$ . Hierin is de  $h$  hoogte van het vakwerk (figuur 42). De staafkracht wordt dan:

$$F_{\text{staaf}} = \frac{1}{4} \frac{F l_{\text{vw}}}{h}$$

Duidelijk is te zien dat hoe groter de vakwerkhoogte, des te kleiner de staafkrachten in onder- en bovenrand.

Voor een vakwerk met meerdere belastingen op de knooppunten in de bovenrand geldt in principe hetzelfde. We kunnen weer het uitwendig moment in het midden van de overspanning opstellen door het vakwerk door te snijden en de momenten op te tellen. De reactiekrachten geven een positief moment. De belastingen op de knooppunten veroorzaken negatieve momenten. Zie voor de uitwerking hiervan de verdere paragrafen. Wil een vakwerk optimaal werken dan moeten de belastingen in de knooppunten aangrijpen, en niet halverwege een staaf.

#### 7.4.2 Vakwerk belast door een gelijkmatig verdeelde belasting op de bovenrand

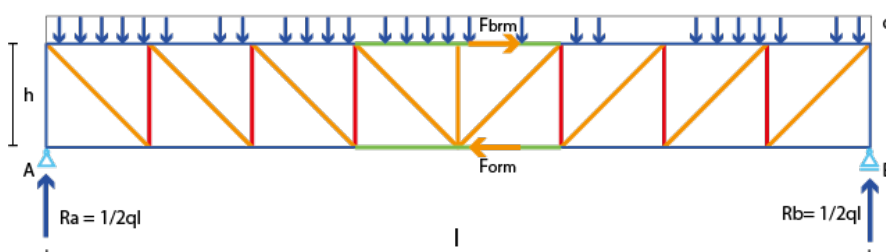
Een vakwerkligger die een betonnen vloer ondersteunt, wordt vaak door een gelijkmatig verdeelde belasting belast. Ook hiervan kunnen we de reactiekrachten berekenen. Elke reactiekracht is uiteraard gelijk aan de helft van de totale belasting (figuur 43).

Met een totale belasting gelijk aan  $q \cdot l_{\text{vw}}$  wordt de reactiekracht  $R_A = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_{\text{vw}}$ . Dit is in een vakwerk met vallende diagonalen ook de grootte van de drukkracht in de eindstaaf en de verticale component van de trekkracht in de diagonaal in het eindveld. Voor het maximale moment van een vakwerkligger belast door een gelijkmatig verdeelde belasting geldt:

$$M_v = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_{\text{vw}}^2.$$

Dit is het uitwendig moment. Inwendig en uitwendig moment moeten gelijk zijn. Het inwendige moment is gelijk aan de staafkracht maal de vakwerkhoogte:

$$M_{\text{inw.}} = F_{\text{orm}} \cdot h = F_{\text{brm}} \cdot h = M_v \rightarrow F_{\text{orm}} = F_{\text{brm}} = \frac{1}{8} q \cdot l_{\text{vw}}^2 / h$$

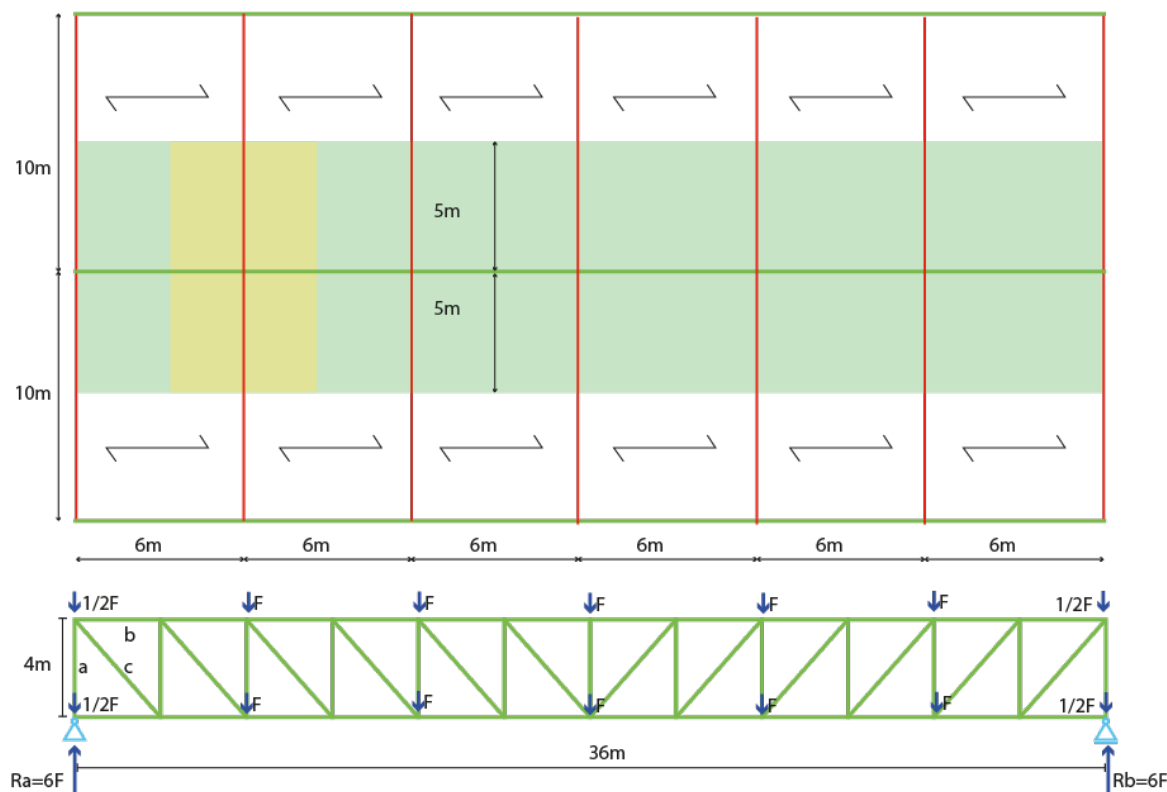


**Figuur 43:** Oplegreacties in een vakwerkligger.

De staafkracht in de eindstaaf ter plaatse van oplegging A is gelijk aan de reactiekracht van de oplegging:  $\frac{1}{2} q l_{\text{vw}}$ . Voor de diagonaalkracht in het eindveld moet weer gekeken worden naar het verticale evenwicht in het bovenknooppunt bij A. Merk op dat de helft van de  $q$ -last op het eindveld rechtstreeks wordt afgedragen aan het linker bovenknooppunt en niet via de diagonaal. De verticale component van de einddiagonaal is dus kleiner dan  $\frac{1}{2} q l_{\text{vw}}$ . Zie verderop voor de uitwerking.

### 7.4.3 Verdiepingshoog vakwerk belast door meerdere puntlasten

In een gebouw met een kantoorfunctie op de 1ste en 2de verdieping moet op de begane grond een grote kolomvrije ruimte komen. Men plaatst daarom verdiepingshoge vakwerken met een lengte van 36 meter en een hoogte 4 meter, die gelijktijdig de twee verdiepingen dragen. Een aantal knooppunten ondersteunt een vloerbalk. Deze secundaire vloerbalken (HEA-profielen) hebben een vrije overspanning van 10 meter. Zij dragen een staalplaatbetonvloer (vloerdikte 225 mm) met een afwerklaag, leidingen en een plafond. De staalplaten overspannen 6 meter.



**Figuur 44:** Deel schematische DC plattegrond (met weergegeven belasting op het vakwerk) en aanzicht vakwerk.

staal

De staalplaatbetonvloer heeft een totaalgewicht van  $3,6 \text{ kN/m}^2$ . Afwerklaag, leidingen en plafond wegen bij elkaar  $1,8 \text{ kN/m}^2$ . Het totale vloergewicht wordt daarmee  $5,4 \text{ kN/m}^2$ .

Uit de schematische DC-plattegrond (figuur 44) blijkt dat via een balk aan weerszijden een oppervlak van  $6 \cdot 5 \text{ m}^2$  op het knooppunt van het vakwerk wordt afgedragen. Totaal op een knooppunt dus:

$$6 \cdot (5 \text{ m} + 5 \text{ m}) = 60 \text{ m}^2 \text{ (gele vlak in figuur 44).}$$

Dit geeft een belasting van:

$$60 \text{ m}^2 \cdot 5,4 \text{ kN/m}^2 = 324 \text{ kN}$$

Voor de vloerbalken nemen we een HE500A met een massa van  $155 \text{ kg/m}$  of een gewicht van  $0,01 \cdot 155 \text{ kg/m} = 1,55 \text{ kN/m}$ . Dit geeft een belasting van:

$$(5 \text{ m} + 5 \text{ m}) \cdot 1,55 \text{ kN/m} = 15,5 \text{ kN}$$

De rustende belasting op de vakwerkligger per belast knooppunt wordt daarmee:

$$324 \text{ kN} + 15,5 \text{ kN} = 339,5 \text{ kN}$$

staal

Hierbij komt nog het eigen gewicht van het vakwerk. Als we dit gewicht op 10% van de rustende belasting schatten, wordt dit 34 kN. De totale blijvende belasting wordt daarmee (afgerond):

$$340 \text{ kN} + 34 \text{ kN} = 374 \text{ kN}.$$

Voor een kantoorfunctie geldt volgens de Nationale Bijlage bij de Eurocode een opgelegde belasting van 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Met lichte scheidingswanden (normaal gesproken geschat op 0,5 kN/m<sup>2</sup>) wordt dit een belasting van 3 kN/m<sup>2</sup>. Als puntlast op het vakwerk moet deze belasting worden vermenigvuldigd met het gele vlak in figuur 44:

$$6 \text{ m} \cdot (5 \text{ m} + 5 \text{ m}) \cdot 3 \text{ kN/m} = 180 \text{ kN}$$

De rekenwaarde voor de UGT (uiterste grenstoestand) wordt:

$$F_d = 1,2 \cdot 374 \text{ kN} + 1,5 \cdot 180 \text{ kN} = 718 \text{ kN}.$$

Deze kracht komt als een puntlast  $F_d$  op het vakwerk, zowel op de boven- als op de onderrand. De oplegreactie t.g.v. deze knooppuntbelastingen voor twee verdiepingen wordt dan:

$$2 \cdot \left(\frac{1}{2}F_d + F_d + F_d + \frac{1}{2}F_d\right) = 6F_d \cdot R_A = 6 \cdot 718 \text{ kN} = 4309 \text{ kN}.$$

### Dimensionering verticale eindstaaf

staal

Uit het evenwicht in knooppunt A volgt dat de belasting op de verticale eindstaaf a gelijk is aan  $6F_d - \frac{1}{2}F_d$ . Een deel van de onderste vloer draagt immers rechtstreeks af op het knooppunt A en niet op de eindstaaf. Op de eindstaaf komt daarmee een drukbelasting:

$$F_{c,d,\text{eindstaaf}} = 4309 \text{ kN} - \frac{1}{2} \cdot 718,2 \text{ kN} = 3950 \text{ kN}$$

Bij toepassing van staal S355 (met een sterkte van 355 N/mm<sup>2</sup>) is daarvoor minimaal een doorsnede nodig van:

$$A_{\text{ben}} = \frac{F_{c;d}}{f_{c;d}} = \frac{3950 \cdot 10^3 \text{ N}}{355 \text{ N/mm}^2} = 11127 \text{ mm}^2 \text{ Hiervoor zou een HE300A kunnen worden genomen.}$$

De eindstaaf moet ook op knik worden gecontroleerd (zie hiervoor berekening kolom). De knikkracht van de staaf is:

$$F_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{l_{cr}^2} = \pi^2 \cdot \frac{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 6310 \cdot 10^4 \text{ mm}^4}{4000^2} = 8173883 \text{ N}$$

Het knikgetal is daarmee:

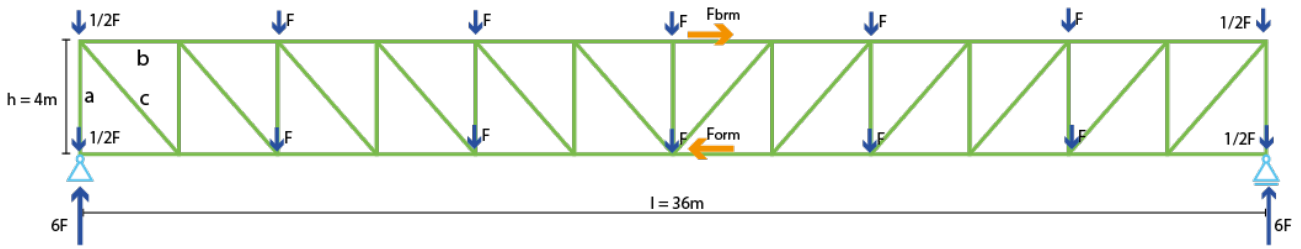
$$n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}} = \frac{8173883 \text{ N}}{3950 \cdot 10^3 \text{ N}} = 2,1$$

Uit veiligheidsoverwegingen is het knikgetal bij voorkeur  $n \geq 5$  (zie berekening kolom). Daarom zal hier een groter kwadratisch oppervlaktemoment  $I_z$  (om de zwakke as) moeten worden gekozen:

$$I_{z,\text{nodig}} = \frac{5}{n} \cdot I_z = \frac{5}{2,1} \cdot 6310 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 = 15024 \cdot 10^4 \text{ mm}^4.$$

Hierbij hoort een HE 900B, HE 300M of een kokerprofiel HF RHS 300×300×10 (zie de staalprofielen app). Het kokerprofiel heeft het laagste gewicht: 0,9 kN/m. De oppervlakte van de doorsnede is 11490 mm<sup>2</sup>, zodat met dit profiel ook aan de sterkte-eis wordt voldaan (zie het hiervoor berekende, benodigde oppervlak van 11127 mm<sup>2</sup>).

**Dimensionering diagonaal in eindveld**



**Figuur 45:** Inwendig moment in vakwerk.

staal

Uit de tekening van het vakwerk (figuur 45) is te zien dat de diagonale staaf c in het eindveld bij oplegpunt A wordt belast door:

$$2 \cdot (F_d + F_d + \frac{1}{2}F_d) = 5F_d \text{ (Let wel, de belasting ter plaatse van de eindstaaf komt niet op de diagonaal terecht).}$$

De verticale component van de normaalkracht in de diagonaal is dus:

$$5 \cdot 718,2 \text{ kN} = 3591 \text{ kN}$$

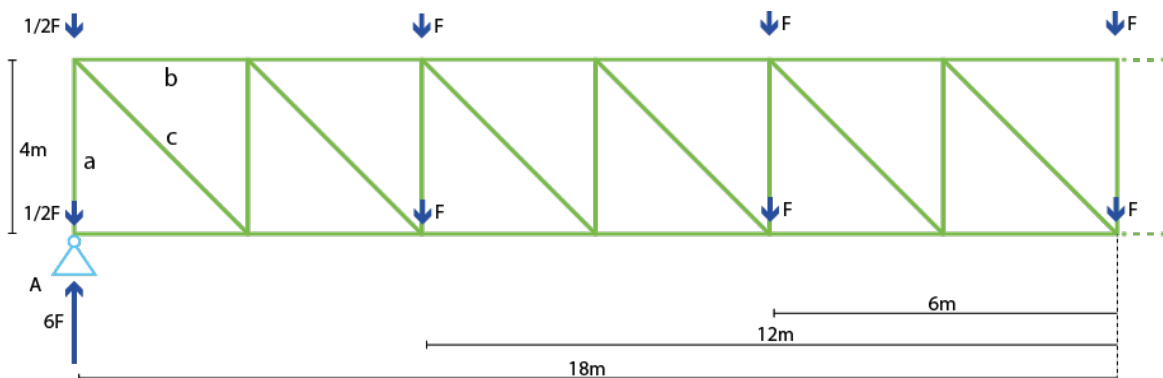
De staafkracht  $F_{t;d,diagonaal,c}$  verhoudt zich met de verticale component als de lengte van de diagonaal met de lengte van de verticale staaf. De lengte van de diagonaal is:

$$l_c = \sqrt{l_a^2 + l_b^2} = \sqrt{(4 \text{ m})^2 + (3 \text{ m})^2} = 5 \text{ m}$$

$$F_{t;d,diag,c} = \frac{l_c}{l_a} \cdot F_{t;d,vert.comp} = \frac{5}{4} \cdot 3591 \text{ kN} = 4488,8 \text{ kN}. \Rightarrow A_{benodigd} = \frac{4488,8 \cdot 10^3 \text{ N}}{355 \text{ N/mm}^2} = 12644 \text{ mm}^2.$$

Voor de diagonaal is daarmee minimaal een kokerprofiel HF RHS 300×300×12,5 nodig met een doorsnedeoppervlak van 14210 mm<sup>2</sup>. Het gewicht hiervan is 1,12 kN/m.

**Dimensionering onderrand in het midden**



**Figuur 46:** Uitwendig moment.

staal

De staafkrachten in onder- en bovenrand kunnen we berekenen door het inwendig moment gelijk te stellen aan het uitwendig moment. Het uitwendig moment in het midden van het vakwerk is gelijk aan (zie ook figuur 46):

$$M_{\text{uitw}} = (6 - 1)F_d \cdot 18 \text{ m} - 2F_d \cdot 12 \text{ m} - 2F_d \cdot 6 \text{ m} = 54 \cdot F_d \text{ kNm}$$

Met  $F_d = 718,2 \text{ kN}$  geeft dit:

$$M_{\text{uitw}} = 54 \text{ m} \cdot 718,2 \text{ kN} = 38782,8 \text{ kNm}$$

Met de snede-methode kunnen we zien dat:

$$M_{\text{inw}} = F_{d,\text{orm}} \cdot h = M_{\text{uitw}}$$

De trekkracht in de onderrand wordt daarmee:

$$F_{t;d,\text{orm}} = \frac{M_{\text{uitw.}}}{h} = \frac{38782,8 \text{ kNm}}{4 \text{ m}} = 9696 \text{ kN}$$

Voor het opnemen van deze kracht is een doorsnede nodig van:

$$A_{\text{benodigd}} = \frac{9696 \cdot 10^3 \text{ N}}{355 \text{ N/mm}^2} = 27312 \text{ mm}^2$$

Het grootst beschikbare standaard kokerprofiel Voldoet niet. Gekozen kan worden voor een HE 650 B profiel met een doorsnede van  $28630 \text{ mm}^2$ . De secundaire liggers kunnen hier gemakkelijk mee worden verbonden. Het gewicht van dit HEB-profiel is  $2,41 \text{ kN/m}$ .

In de bovenrand komt een drukkracht. Als we er vanuit gaan dat de bovenrand zijdelings wordt ondersteund door een voldoende stijve en sterke vloer zal er geen knikgevaar zijn. Het te gebruiken profiel kan dan gelijk zijn aan dat van de onderrand.

We kunnen nu het werkelijke eigen gewicht van het vakwerk bepalen. Met de hiervoor gevonden profielen wordt dit gewicht:

$$\begin{aligned} & 2 \cdot 36 \text{ m} \cdot 2,41 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{gewicht onder- en bovenrand}) \\ & + 11 \cdot 4 \text{ m} \cdot 0,9 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{gewicht verticale staven met uitzondering van de eindstaven}) \\ & + 12 \cdot 5 \text{ m} \cdot 1,12 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{gewicht diagonalen}) \\ & = 278 \text{ kN} \end{aligned}$$

Deze belasting verdeeld over de belaste knooppunten (knooppunten belast door  $F_d$  of  $\frac{1}{2}F_d$ ) geeft een puntlast van:

$$\frac{278 \text{ kN}}{10 + \frac{1}{2} \cdot 4} = 23,2 \text{ kN}$$

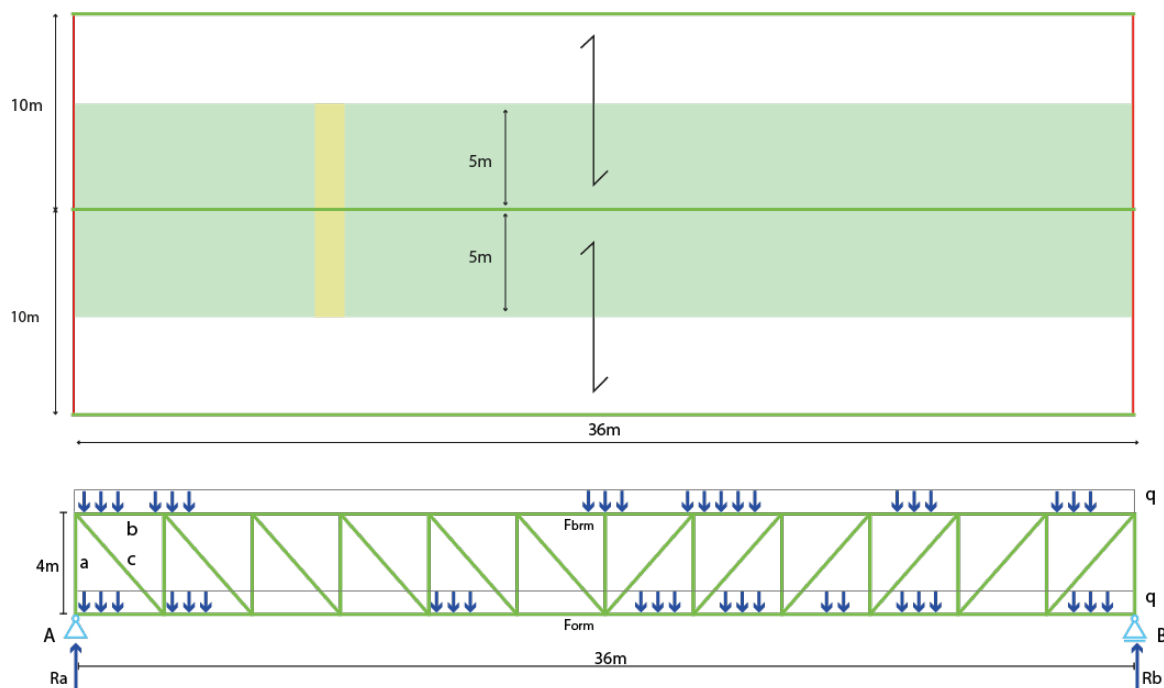
Dit is  $10,8 \text{ kN}$  minder dan geschat. Daarmee is het mogelijk voor de onder- en bovenrand te volstaan met een HE 600 B profiel.

#### 7.4.4 Verdiepingshoog vakwerk belast door een gelijkmatig verdeelde belasting

We beschouwen hetzelfde gebouw als in het vorige voorbeeld, maar nu met een alternatieve vloerconstructie met betonnen kanaalplaten. Deze platen worden rechtstreeks ondersteund door de vakwerkliggers. Secundaire vloerbalken zijn daarbij niet nodig.

staal

Het vakwerk heeft weer een overspanning van 36 meter en een hoogte 4 meter (zie figuur 47). De kanaalplaten overspannen 10 meter. Op de kanaalplaten wordt een druklaag gestort van 50 mm dikte met een gewicht van  $0,05 \cdot 24 = 1,2 \text{ kN/m}^2$ . Afwerklaag, leidingen en plafond wegen bij elkaar eveneens  $1,2 \text{ kN/m}^2$ . Gezien de belasting op de kanaalplaten en de overspanning ervan zijn er kanaalplaten nodig met een dikte van 260 mm en een gewicht van  $4 \text{ kN/m}^2$ . Het totale vloergewicht wordt daarmee  $4 \text{ kN/m}^2 + 1,2 \text{ kN/m}^2 + 1,2 \text{ kN/m}^2 = 6,4 \text{ kN/m}^2$ .



**Figuur 47:** Schematische DC plattegrond (met belastingafdracht naar vakwerkligger) en aanzicht vakwerkligger.

staal

Het vakwerk wordt per verdieping belast door een rustende belasting van:

$$q_{rb} = (5 \text{ m} + 5 \text{ m}) \cdot 6,4 \text{ kN/m}^2 = 64 \text{ kN/m}$$

Het eigen gewicht van het vakwerk wordt geschat op 8 kN/m. verdeeld over de onder- en bovenrand:  $q_{eg} = 4 \text{ kN/m}$ . Samen geeft dit een blijvende belasting  $q_G = 68 \text{ kN/m}$ .

De veranderlijke belasting per verdieping is:

$$q_Q = (5 \text{ m} + 5 \text{ m}) \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 30 \text{ kN/m}$$

Per verdieping wordt dit:

$$q_d = 1,2 \cdot 68 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 30 \text{ kN/m} = 127 \text{ kN/m}$$

De oplegkracht is:

$$R_{A;d} = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot l_{vw} \cdot q_d = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 36 \text{ m} \cdot 127 \text{ kN/m} = 4558 \text{ kN}$$

#### Dimensionering verticale eindstaaf

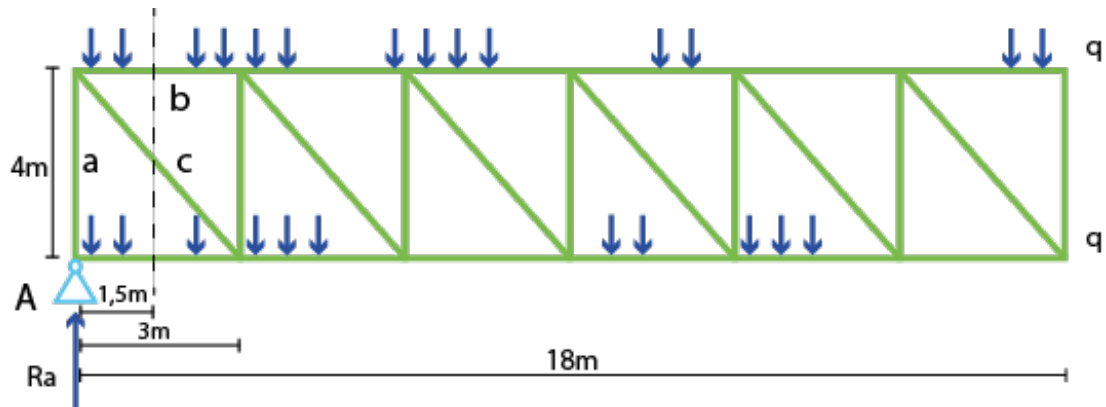
staal

Uit het evenwicht in knooppunt A (figuur 48) volgt dat de drukbelasting op de verticale eindstaaf a gelijk is aan:

$$R_{A;d} - \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot q_d = 4558 \text{ kN} - 1,5 \text{ m} \cdot 126,6 \text{ kN/m} = 4368 \text{ kN}.$$

Een deel van de onderste vloer draagt immers rechtstreeks af op het knooppunt A en niet op de eindstaaf. Op de eindstaaf komt daarmee een drukbelasting  $F_{c;d,eindstaaf}$  van 4367,7 kN.





Figuur 48: Gelijkmatig verdeelde belasting op vakwerk.

staal

Bij toepassing van staal S355 is daarvoor minimaal een doorsnede nodig van:

$$A = \frac{F_{c;d}}{f_d} = \frac{4367,7 \cdot 10^3 \text{ N}}{355 \text{ N/mm}^2} = 12303 \text{ mm}^2$$

Hiervoor zou een HE320A kunnen worden genomen, met  $I_z = 6985 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ .

De knikkraft voor dit profiel is:

$$F_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l_{cr}^2} = \pi^2 \cdot \frac{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 6985 \cdot 10^4 \text{ mm}^4}{(4000 \text{ mm})^2} = 9048268 \text{ N}$$

Het knikgetal is:

$$n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}} = \frac{9048268 \text{ N}}{4367,7 \cdot 10^3 \text{ N}} = 2,1 < 5.$$

$n$  moet uit veiligheidsoverwegingen groter dan 5 zijn. Daarom zal in dit geval een groter kwadratisch oppervlakte-moment  $I_z$  (om de zwakke as) gekozen moeten worden:

$$I_{z,\text{nodig}} = \frac{5}{n} \cdot I_z = \frac{5}{2,1} \cdot 6985 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 = 16631 \cdot 10^4 \text{ mm}^4.$$

Hierbij hoort een HE 300M of een kokerprofiel HF RHS 300×300×12,5. Het kokerprofiel heeft het laagste gewicht: 1,12 kN/m. De oppervlakte van de doorsnede daarvan is 14210 mm<sup>2</sup>. Voor de sterkte was minimaal 12303 mm<sup>2</sup> nodig, zodat ook aan de sterkte-eis is voldaan.

#### Dimensionering diagonaal in eindveld

staal

De diagonaal  $c$  in het eindveld (zie figuur 48) heeft de lengte:

$$l_b = \sqrt{l_a^2 + l_c^2} = \sqrt{(4 \text{ m})^2 + (3 \text{ m})^2} = 5 \text{ m}$$

Op de diagonaal komt een verticale belasting die gelijk is aan de helft van de belasting van beide verdiepingen min de helft van de belasting op het eindveld, eveneens voor beide verdiepingen:

$$R_{A;d} - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot q_d = 4557,6 \text{ kN} - 3 \text{ m} \cdot 126,6 \text{ kN/m} = 4177,8 \text{ kN}$$

staal

De staafkracht  $F_{t;d,diagonaal,b}$  in de diagonaal verhoudt zich met de verticale belasting als de lengte van de diagonaal met de lengte van de verticale staaf:

$$F_{t;d,diagonaal,b} = \frac{5}{4} \cdot 4177,8 \text{ kN} = 5222,3 \text{ kN} \Rightarrow A_{\text{benodigd}} = \frac{5222,3 \cdot 10^3 \text{ N}}{355 \text{ N/mm}^2} = 14711 \text{ mm}^2.$$

Het standaard kokerprofiel dat hier het dichtst bij komt, is het profiel HF RHS 300×200×16. Dit profiel heeft een doorsnede oppervlak van afgerond 14700mm<sup>2</sup> en een gewicht van 1,15 kN/m. Alternatieven zijn HF RHS 350×250×16 en HF RHS 500×300×12,5. Overigens Voldoet ook een HE300B.

### Dimensionering onderrand in het midden

staal

De staafkrachten in onder- en bovenrand kunnen worden berekend door het inwendig moment gelijk te stellen aan het uitwendig moment. Het uitwendig moment in het midden van het vakwerk is gelijk aan:

$$M_{\text{uitw};d} = \frac{1}{8} \cdot q_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot (2 \cdot q_{UGT}) \cdot l^2$$

Met  $q_d = 126,6 \text{ kN/m}$  en  $l = 36 \text{ m}$  wordt dat:

$$M_{\text{uitw};d} = \frac{1}{8} \cdot 2 \cdot 126,6 \text{ kN/m} \cdot (36 \text{ m})^2 = 41019 \text{ kNm}$$

Het inwendig moment is gelijk aan de staafkracht in de boven- of onderrand maal de hoogte van het vakwerk:

$$M_{\text{inw};d} = F_{d,orm} \cdot h$$

Met  $M_{\text{inw};d} = M_{\text{uitw};d}$  kan nu de trekkracht in de onderrand worden bepaald:

$$F_{t;d,orm} = \frac{M_{\text{uitw};d}}{h} = \frac{41019 \text{ kNm}}{4 \text{ m}} = 10255 \text{ kN}$$

Voor het opnemen van deze kracht is een doorsnede nodig van:

$$A_{\text{benodigd}} = \frac{10255 \cdot 10^3 \text{ N}}{355 \text{ N/mm}^2} = 28886 \text{ mm}^2$$

Het grootst beschikbare standaard kokerprofiel Voldoet niet. Gekozen kan worden voor een HE 300 M profiel met een doorsnede van 30310 mm<sup>2</sup>. Het gewicht van dit HEM-profiel is 2,38 kN/m. De trekspanning wordt daarin:

$$\frac{10255 \cdot 10^3 \text{ N}}{30310 \text{ mm}^2} = 338 \text{ N/mm}^2$$

Het eigen gewicht van het vakwerk wordt met de hiervoor gevonden profielen:

$$\begin{aligned} & 2 \cdot 36 \text{ m} \cdot 2,38 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{gewicht onder- en bovenrand}) \\ & + 11 \cdot 4 \text{ m} \cdot 1,12 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{gewicht verticale staven met uitzondering van de eindstaven}) \\ & + 12 \cdot 5 \text{ m} \cdot 1,15 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{gewicht diagonale staven}) \\ & = 288 \text{ kN} \end{aligned}$$

Per verdiepingsvloer wordt dit:

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{288 \text{ kN}}{36 \text{ m}} = 4 \text{ kN/m}$$

Dit komt overeen met de schatting.

**Bepaling trek en buiging in onderrand**

staal

Behalve op trek worden de staven in de onderrand ook op buiging belast met een maximaal moment van:

$$\frac{1}{8} \cdot q_d \cdot l_{\text{veld}}^2 = \frac{1}{8} \cdot 126,6 \text{ kN/m} \cdot (3 \text{ m})^2 = 143 \text{ kNm}$$

De afstand  $l_{\text{veld}}$  is de afstand van een staaf in de onderrand tussen de knooppunten. Het weerstandsmoment van de staaf kan uit de staalprofielen app worden gehaald:  $W_y = 3482 \cdot 10^3$ . Dit geeft de spanning:

$$\sigma_{m;d} = \frac{M}{W} = \frac{14310^6 \text{ Nmm}}{3482 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 40,1 \text{ N/mm}^2$$

De U.C. voor de totale maximale spanning (de combineerde trekspanning door de normaalkracht en door buiging) wordt daarmee:

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{338,3 \text{ N/mm}^2 + 40,1 \text{ N/mm}^2}{355 \text{ N/mm}^2} = 1,07 > 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet niet}$$

De U.C. is te groot. Met een verbrede onderrand voor het opleggen van de kanaalplaten Voldoet het profiel SFB 310 HE280M 500 20. Dit is een samengesteld profiel dat je niet vindt in de staalprofielen app, maar waarvan wel online bij leveranciers de doorsnede grootheden te vinden zijn:

$$A = 34025 \text{ mm}^2 \text{ en } W_z = 2883 \cdot 10^3 \text{ mm}^3:$$

Hiermee kunnen de nieuwe spanningen en vervolgens de nieuwe U.C. worden berekend:

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{301,4 \text{ N/mm}^2 + 49,3 \text{ N/mm}^2}{355 \text{ N/mm}^2} = 0,99 \leq 1 \Rightarrow \text{Voldoet.}$$

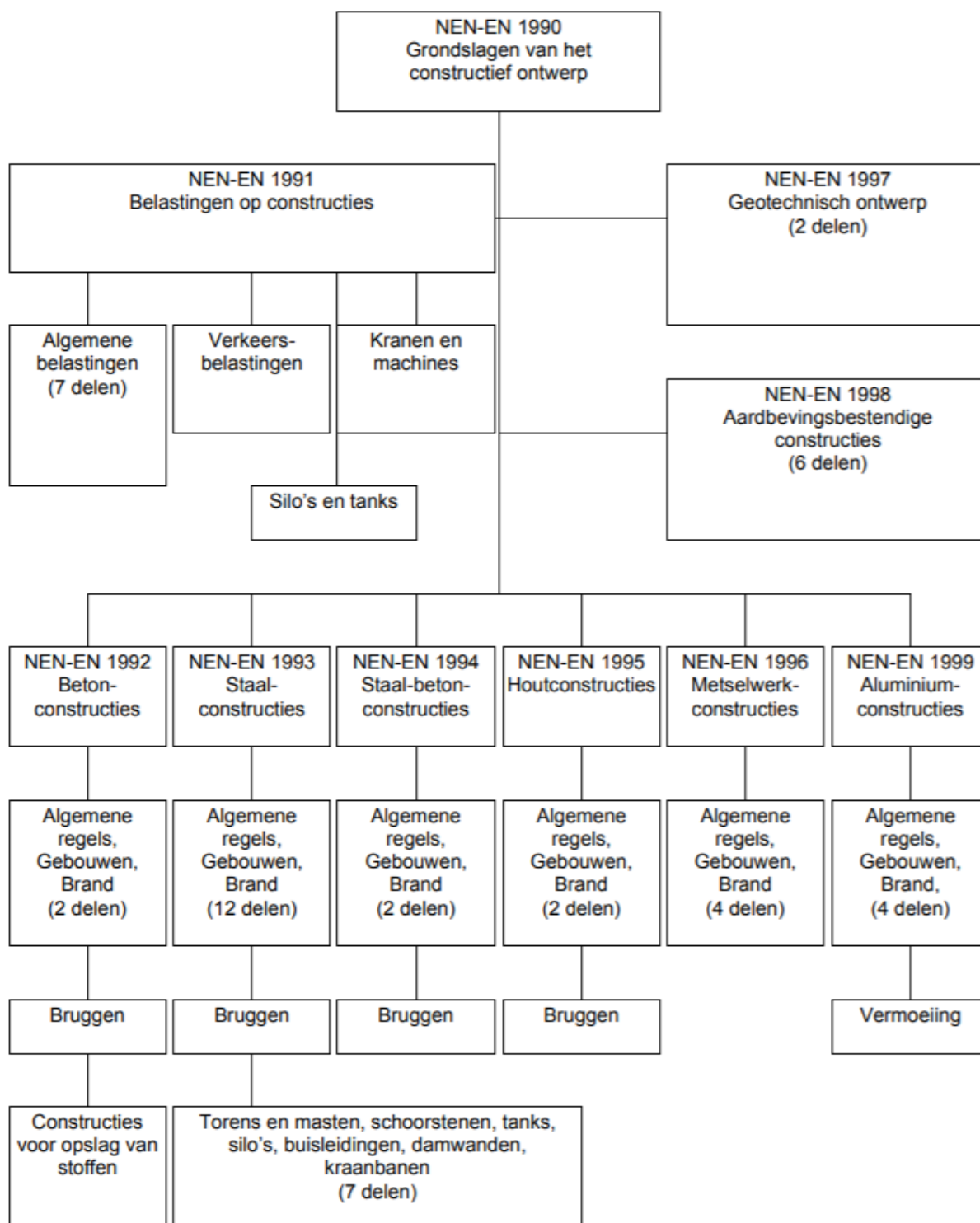
We zijn er vanuit gegaan dat alle knooppunten uit scharnieren bestaan. De onder- en bovenrand wordt gewoonlijk echter uitgevoerd als een doorgaande ligger, waardoor de momenten en daarmee de buigspanning in de randen iets worden gereduceerd. Het is ook mogelijk bij de onder- en bovenrand voor een slanker profiel te kiezen en dat waar nodig plaatselijk te versterken.

**Bepaling druk en buiging in de bovenrand**

Bij de bovenrand moet de buigspanning bij de drukspanning worden opgeteld. In absolute waarde zijn de waarden gelijk aan die in de onderrand. Het knikgetal in de sterke richting van het profiel is voldoende groot om knikveilig te zijn. Als we er vanuit gaan dat de bovenrand ook in de vloer zit opgesloten, zal deze ook in de zwakke richting voldoende knikveilig zijn. Nauwkeuriger berekeningen zouden mogelijk plaatselijke versterking noodzakelijk kunnen maken. Hieraan gaan we echter bij deze globale ontwerpberekening voorbij.

## **8 Bijlagen**

## 8.1 Eurocodes



NEN-EN 1990 geeft de grondslagen voor het ontwerp en de berekening. De bijlagen A1 en A2 bij NEN-EN 1990 geven de combinatieregels voor belastingen bij toepassing op respectievelijk gebouwen en bruggen.