

BES-code 2018

*Beleidsdocument voor § 2.1 Constructieve veiligheid
van het BES Bouwbesluit*

Deze versie van de BES-code 2018 heeft nog geen formele status. Deze BES-code krijgt pas een formele status nadat de bestuurscolleges van de BES-eilanden deze heeft vastgesteld als beleidsregel.

IOB Documentnummer 170781R01

5 februari 2018

R. Sagel IOB

A. Beukelman IOB



Ministerie van Binnenlandse Zaken en
Koninkrijksrelaties

Ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties

Postbus 20011
2500 EA Den Haag

Auteursrecht voorbehouden. Behoudens uitzondering door de wet gesteld mag zonder schriftelijke toestemming van het Ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties niets uit deze uitgave worden verveelvoudigd en/of openbaar gemaakt door middel van fotokopie, microfilm, opslag in computerbestanden of anderszins, hetgeen ook van toepassing is op gehele of gedeeltelijke bewerking. Het Ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties is met uitsluiting van ieder ander gerechtigd de door derden verschuldigde vergoedingen voor verveelvoudiging te innen en/of daartoe in en buiten rechte op te treden, voor zover deze bevoegdheid niet is overgedragen c.q. rechtens toekomt aan de Stichting Reprorecht.

Hoewel bij deze uitgave de uiterste zorg is nagestreefd, kunnen fouten en onvolledigheden niet geheel worden uitgesloten. Het Ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties en Ingenieursbureau IOB vestiging Hellevoetsluis aanvaarden derhalve geen enkele aansprakelijkheid, ook niet voor directe of indirecte schade, ontstaan door of verband houdend met toepassing van door Ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties en Ingenieursbureau IOB vestiging Hellevoetsluis gepubliceerde uitgaven.

Voorwoord

De BES-code 2018 is voorbereid in nauwe samenwerking tussen het Ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties en de openbare lichamen Bonaire, Sint Eustatius en Saba.

Het rapport BES-code 2010 (conceptversie) dd. 15 november 2010 is verder uitgewerkt tot bruikbare teksten die kunnen worden aangestuurd vanuit het BES Bouwbesluit.

De BES-code 2018 bevat artikelteksten voor de technische voorschriften uit het oogpunt van veiligheid voor nieuwbouw zoals aangestuurd in Hoofdstuk 2 artikelen 2.1, 2.2 en 2.3 van het BES Bouwbesluit.

Hierbij is uitgegaan van een dual systeem: **of** er wordt gebruik gemaakt van de NEN/TGB-normen die in Nederland onder het Bouwbesluit 2003 van kracht waren, **of** er wordt gebruik gemaakt van de Eurocodes die in Nederland onder het Bouwbesluit 2012 van kracht zijn.

Daarnaast zal bij het BES Bouwbesluit ook het principe van gelijkwaardigheid gaan gelden, waardoor het mogelijk wordt ook andere normen of bepalingmethoden te gebruiken dan de TGB's en de Eurocodes.

Voor vier onderdelen zijn specifieke voorschriften opgesteld die in afwijking van of in aanvulling op de TGB's of Eurocodes moeten worden gehanteerd:

- Wind: belastingen, belastingcombinaties en bepalingsmethode voor eenvoudige gebouwen
- Belasting door regenwater en bepalingsmethode voor eenvoudige gebouwen
- Aardbevingen: belastingen, belastingcombinaties, bepalingsmethode en bepalingmethode voor eenvoudige gebouwen
- Betonstaal
- Betonsamenstelling

De huidige bouw op de 'BES-eilanden' is vooral voor de 'eenvoudige' gebouwen traditioneel van opzet en bijna niet onder te brengen in 'technische voorschriften'. In navolging van Eurocode 8, § 9.7 is voor deze 'eenvoudige' gebouwen gekozen voor de zogenaamde 'deem to satisfy'-uitvoeringsregels die afgestemd zijn op de huidige herkenbare traditionele bouwwijze.

De BES-code 2018 bevat naast de normtekst een nota van toelichting. De gegeven toelichting moet als niet-normatief worden beschouwd. In hoofdstuk 8, nota van toelichting, worden de achtergronden van de normteksten toegelicht. Tevens worden middels rekenvoorbeelden de 'deem to satisfy'-uitvoeringsregels' getoetst aan het veiligheidsniveau gesteld in de normtekst uit eerste vijf hoofdstukken van deze BES-code.

Achtergrond van het BES-programma

In het kader van de 'Wet volkshuisvesting, ruimtelijke ordening en milieubeheer BES' is in nauwe samenwerking tussen het Ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties en de openbare lichamen Bonaire, Sint Eustatius en Saba gewerkt aan een BES Bouwbesluit. Het BES Bouwbesluit zal de bouwregelgeving gaan bevatten voor Bonaire, St. Eustatius en Saba. Dit betreft onder andere de eisen voor de constructieve veiligheid van bouwwerken.

In het kader hiervan is in 2010 een opdracht uitgevoerd door de heer R. Sagel (via het Ingenieursbureau IOB vestiging Hellevoetsluis).

De opdracht luidde: Inventariseer de vigerende plaatselijke regelgeving en inventariseer welke wensen er leven met betrekking tot de toekomstige technische bouwregelgeving op de BES-eilanden.

De huidige technische voorschriften, vastgesteld dan wel informeel gehanteerd, zijn geënt op het besluit van de 18^e september 1935 van de Gouverneur van Curaçao. Dit zijn zeer eenvoudige uitvoeringsvoorschriften, waarin bijvoorbeeld de Betonvoorschriften van 1930 van toepassing worden verklaard. Tegenwoordig wordt naast het gebruik van de NEN 6700 serie vaak gebruik gemaakt van de Uniform Building Code 1997.

In 2010 zijn de volgende vragen bij de consultatieronde besproken

- Berekening volgens NEN-serie?
- Berekening volgens Eurocodes? Gewezen op nadelen: Onder andere de Betonvoorschriften

leiden tot duurder constructies. Wapening Grade 60 past er niet in. Dwarskrachtberekening leidt tot aanzienlijk meer beugels in balken. Grotere laslengten wapening ca. 1,5 x.

Samengevat, besluit inhoud BES-code:

- Uitgangspunt NEN 6700 serie, met de mogelijkheid voor eenvoudige gebouwen te bouwen volgens een deem to satisfy-uitvoeringsmethode.
- Voor de toegankelijkheid van de voorschriften; geef waar nodig een toelichting.
- Berekeningen volgens de Eurocode moet mogelijk zijn, met als basis de aangepaste belastingen door wind, aardbevingen en regenwater.
- Inspraak over de inhoud van de BES-code.

Het verdient aanbeveling om de andere eilanden, Aruba, Curaçao en St. Maarten te betrekken bij het tot stand komen van de BES-code 2018, zodat de regelgeving op elkaar kan worden afgestemd.

Het vooronderzoek en de resultaten ervan zijn vastgelegd in het rapport BES-code 2010 (conceptversie) dd. 15 november 2010.

In december 2017 zijn workshops gehouden op St. Eustatius en Bonaire om de BES-code 2016 van 26 september 2016 (wijziging 01-12-2017) te bespreken en waar nodig te wijzigen/uitbreiden.

Enkele voorgestelde aanpassingen in de BES-code zijn:

- Beperkte aanpassingen in § 2.3 toegespitst op de traditionele bouwwijze.
- Betondekking § 4.3.2.3 Milieuklasse XD wordt niet toegepast, dus niet noemen.
- Metselwerk op Saba en St. Eustatius: Niet dragende wanden in $\geq 6''$ metselwerk.
- Fundering op staal § 4.4.2 en § 4.4.3 Aangescherpt en uitgebreider aangeven.

Verder was men content met de inhoud van de BES-code.

De toelichting § 8 vond men te kort.

Gaarne meer uitleg overeenkomstig het behandelde tijdens de workshop.

Het behandelde tijdens de workshops was slechts toegankelijk voor een beperkt aantal deelnemers.

Meer van de besproken achtergronden + randvoorwaarden zag men graag terug in de BES-code.

Het hoe en waarom-inzicht zeker bij de Eurocodes ontbrak. Berekenen m.b.v. uitsluitend de computer sprak niet aan. Neem bijv. het berekenen van de prestaties van de houtschroef.

Gaarne tabellen + achtergrondinfo. Doel betere controle mogelijkheden computerberekeningen.

Basis voor de Bouwtoezichten, de constructeurs en de bouwers.

Aandacht voor herstel/renovatie bestaande bouw middels aandachtspunten o.d.

De BES-code 2016 is vervangen door de BES-code 2018.

Inhoudsopgave	blz.
Hoofdstuk 1 Voorschriften constructieve veiligheid	7
Afdeling 2.1 Algemene sterkte van een constructie	7
Afdeling 2.2 Sterkte bij brand.....	9
Hoofdstuk 2 Wind: belastingen, belastingcombinaties en bepalingmethode voor eenvoudige gebouwen.....	11
§ 2.1 Belastingen.....	11
§ 2.2 Belastingcombinaties	13
§ 2.3 Bepalingmethode voor eenvoudige gebouwen.....	13
Hoofdstuk 3 Belasting door regenwater en bepalingmethode voor eenvoudige gebouwen	19
§ 3.1 Belastingen.....	19
§ 3.2 Bepalingmethode voor eenvoudige gebouwen.....	19
Hoofdstuk 4 Aardbevingen: belastingen, belastingcombinaties, bepalingmethode en bepalingmethode voor eenvoudige gebouwen	23
§ 4.1 Belastingen.....	23
§ 4.2 Buitengewone belastingcombinaties	27
§ 4.3 Bepalingmethode	28
§ 4.4 Bepalingmethode voor eenvoudige gebouwen.....	44
Hoofdstuk 5. Betonstaal.....	60
§ 5.1 Wapening algemeen geldend voor de BES-eilanden	60
Hoofdstuk 6. Termen en definities.....	62
§ 6.1 Gebruikelijke termen met betrekking tot ontwerp	62
§ 6.2 Gebruikelijke termen met betrekking tot belastingen.....	64
Hoofdstuk 7. Symbolen	66
§ 7.1 Gebruikelijke symbolen met betrekking tot belastingen	66
§ 7.2 Gebruikelijke symbolen met betrekking tot betonconstructies.....	66
§ 7.3 Gebruikelijke symbolen met betrekking tot aardbevingsbelasting	66
§ 7.4 Gebruikelijke symbolen met betrekking tot windbelasting.....	67
§ 7.5 Indices.....	67
Hoofdstuk 8. Nota van toelichting	68
§ 8.1 Artikelteksten constructieve veiligheid	68
§ 8.2 Artikelteksten wind	78
§ 8.4 Aardbevingen: belastingen, belastingcombinaties en bepalingmethode.....	133
§ 8.5 Betonstaal	159

Hoofdstuk 1 Voorschriften constructieve veiligheid

Afdeling 2.1 Algemene sterkte van een constructie

Artikel 2.1 Nieuwbouw

1. Een bouwwerk heeft een constructie die voldoende bestand is tegen de daarop werkende krachten.
2. Aan de in het eerste lid gestelde eis wordt voor nieuwbouw voldaan door toepassing van de voorschriften in de artikelen 2.2 tot en met 2.4.

Artikel 2.2 Algemene of fundamentele belastingcombinaties

1. Een bouwwerk heeft een constructie die niet bezwijkt¹ gedurende de in NEN 6702 bedoelde referentieperiode bij de fundamentele belastingcombinaties als bedoeld in NEN 6702. Voor zover NEN 6702 niet voorziet in de kwantificering van de belastingcombinaties, wordt uitgegaan van NEN 6700.
2. In afwijking van NEN 6702 wordt voor de belasting ten gevolge van temperatuurverschillen tabel 12 als volgt gelezen:

Situatie	Temperatuur	
	Momentaan °C	Extreem °C
Zomer-buiten niet directe zonbestraling	28	40
Directe zonbestraling		
- zeer lichte kleur ^a	28	50
- lichte kleur ^b	28	60
- donkere kleur ^c	28	75
Zomer - binnen	28	40
Winter - buiten	N.v.t.	N.v.t.
Winter - binnen	N.v.t.	N.v.t.
Constructies in de grond	22	22
^a Wit, lichtgrijs, geel, crème.		
^b Oker, beige, grijs, groen, lichtblauw.		
^c Zwart, blauw, bruin, rood.		

Tabel 12 – Temperatuur

3. In afwijking van NEN 6702 wordt voor de windbelasting uitgegaan van de windbelasting die staat in hoofdstuk 2.
4. In afwijking van NEN 6702 wordt voor de aan te houden veiligheidsklasse verwezen naar hoofdstuk 2, paragraaf 2.2.
5. In afwijking van NEN 6702 wordt voor de belasting door regenwater uitgegaan van de belasting door regenwater die staat in hoofdstuk 3.

¹ **bezwijken:** het overschrijden van een uiterste grenstoestand;

Artikel 2.3 Buitengewone of bijzondere belastingcombinaties

1. Een bouwwerk heeft een constructie die niet disproportioneel (zie § 8.1.1.2) bezwijkt gedurende de in NEN 6702 bedoelde referentieperiode bij de bijzondere belastingcombinaties als bedoeld in NEN 6702, als dit leidt tot het bezwijken van een andere bouwconstructie die niet in de directe nabijheid ligt van die bouwconstructie. Daarbij wordt uitgegaan van de volgende incidentele belastingen:
 - a. een gasexplosie;
 - b. een botsing door een voertuig;
 - c. stootbelasting op vloeren en daken;
 - d. een aardbeving;Indien NEN 6702 niet voorziet in de kwantificering van de belastingcombinaties wordt uitgegaan van NEN 6700. Voor een aardbeving wordt uitgegaan van de aardbevingsbelasting en de buitengewone belastingcombinaties die staan in hoofdstuk 4.
2. Onverminderd het eerste lid wordt eveneens uitgegaan van het wegvallen van de bijdrage aan de standzekerheid die wordt geleverd door constructie-onderdelen op een aangrenzend perceel.
3. Een dak of een vloerafscheiding bezwijkt niet gedurende de in NEN 6702 bedoelde referentieperiode bij de buitengewone belastingcombinaties als bedoeld in NEN 6702. Daarbij wordt uitgegaan van stootbelastingen als bedoeld in NEN 6702.

Artikel 2.4 Bepalingsmethode

1. Het niet bezwijken als bedoeld in de artikelen 2.2 en 2.3 wordt bepaald volgens:
 - a. NEN 6710 of NEN 6770, indien de constructie is vervaardigd van metaal als bedoeld in die normen;
 - b. NEN 6720 of NEN 6790, indien de constructie is vervaardigd van steenachtig materiaal als bedoeld in die normen;
 - c. NEN 6760, indien de constructie is vervaardigd van hout als bedoeld in die norm;
 - d. NEN 2608, indien de constructie is vervaardigd van glas als bedoeld in die norm, of
 - e. NEN 6707, indien de constructie van de bevestiging van de dakbedekking is als bedoeld in die norm.
2. In aanvulling op het eerste lid geldt voor aardbevingen de bepalingmethode die staat in hoofdstuk 4.
3. In afwijking van het eerste lid kan voor eenvoudige gebouwen de bepaling worden uitgevoerd zoals staat in hoofdstuk 2 en 3
4. In afwijking van NEN 6720 wordt voor betonstaal uitgegaan van betonstaal dat staat in hoofdstuk 5.
5. Indien een ander materiaal of een andere bepalingmethode is toegepast dan aangegeven in het eerste en derde lid, wordt het niet bezwijken als bedoeld in de artikelen 2.2 en 2.3 bepaald volgens NEN 6700.
6. Bij een woning of logiesverblijf die niet in een woongebouw respectievelijk logiesgebouw is gelegen kan bij het bepalen van het niet bezwijken als bedoeld in de artikelen 2.2 en 2.3 rekening worden gehouden met de stabiliteitsvoorziening van een op een aangrenzend perceel gelegen woning respectievelijk logiesverblijf.

Artikel 2.5 Eurocodes

1. Een bouwwerk van de artikelen 2.1 tot en met 2.3 kan voor nieuwbouw in plaats van het gebruik van de normen uit de NEN 6700 serie gebruik worden gemaakt van de NEN-EN 1990 serie. Dit betekent dat in plaats van:
 1. NEN 6700 kan uitgegaan worden van NEN-EN 1990;
 2. NEN 6702 kan uitgegaan worden van NEN-EN 1990 en NEN-EN 1991;
 3. NEN 6710 of NEN 6770 kan uitgegaan worden van NEN-EN 1999, NEN-EN 1993 of NEN-EN 1994;

4. NEN 6720 of NEN 6790 kan uitgegaan worden van NEN-EN 1992, NEN-EN 1994 of NEN-EN 1996;
5. NEN 6760 kan uitgegaan worden van NEN-EN 1995.

Algemeen: Het door elkaar gebruiken van de NEN 6700 serie, de NEN-EN 1990 serie, de UBC en eventuele andere codes is niet toegestaan.

Afdeling 2.2 Sterkte bij brand

Artikel 2.6 Nieuwbouw

1. Een bouwwerk heeft een bouwconstructie die zodanig is dat het bouwwerk bij brand gedurende redelijke tijd kan worden verlaten en doorzocht, zonder dat er gevaar voor instorting is.
2. Aan de in het eerste lid gestelde eis wordt voldaan door toepassing van de voorschriften in de artikelen 2.7, 2.8 en 2.9.

Artikel 2.7 Tijdsduur bezwijken

1. Een bouwconstructie bezwijkt niet binnen 30 minuten als dit leidt tot het onbruikbaar worden van een rookvrije vluchtroute.
2. Een bouwconstructie bezwijkt bij brand in een brandcompartiment waarin die bouwconstructie niet ligt, niet binnen de in tabel 1.1a aangegeven tijdsduur door het bezwijken van een bouwconstructie binnen of grenzend aan dat brandcompartiment.

Tabel 1.1 Tijdsduur brandwerendheid met betrekking tot bezwijken in minuten

1.1 a Nieuwbouw

Woonfunctie (zie § 6.1)	minuten
Indien geen vloer van een verblijfsgebied hoger ligt dan 7 m boven meetniveau *)	60
Indien een vloer van een verblijfsgebied hoger ligt dan 7 m en geen vloer van een verblijfsgebied hoger ligt dan 13 m boven meetniveau*)	90
Indien een vloer van een verblijfsgebied hoger ligt dan 13 m boven meetniveau*)	120

1.1 b Nieuwbouw

Gebruiksfunctie niet zijnde een woonfunctie	minuten
Indien geen vloer van een verblijfsgebied ligt dan 5 m boven meetniveau*)	60
Indien een vloer van een verblijfsgebied hoger ligt dan 5 m en geen vloer van een verblijfsgebied hoger ligt dan 13 m boven meetniveau*)	90
Indien een vloer van een verblijfsgebied hoger ligt dan 13 m boven meetniveau*)	120

*) meetniveau: hoogte van het aansluitende terrein, gemeten ter plaatse van de toegang van het gebouw. Voor bouwwerken gelegen op een helling: hoogte van het aansluitende terrein, gemeten op het laagste punt van het aansluitende terrein (zie § 6.1).

Aansturingstabel artikel 2.7

Gebruiksfunctie	Van toepassing zijnde art. 2.7 lid:
1 Woonfunctie	1; 2 en 3
2 Bijeenkomstfunctie	
a voor kinderopvang met bedgebied	1; 5 en 6
b andere bijeenkomstfunctie	1; 4 en 6
3 Celfunctie	1; 5 en 6
4 Gezondheidszorgfunctie	
a met bedgebied	1; 5 en 6
b andere gezondheidszorgfunctie	1; 4 en 6
5 Industriefunctie	1; 4 en 6
6 Kantoorfunctie	1; 4 en 6
7 Logiesfunctie	1; 5 en 6
8 Onderwijsfunctie	1; 4 en 6
9 Sportfunctie	1; 4 en 6
10 Winkelfunctie	1; 4 en 6
11 Parkeergarages	1; 4 en 6
12 Werkplaatsen	1; 4 en 6
13 Bouwwerken geen gebouw zijnde	7

3. In afwijking van het tweede lid wordt de in tabel 1.1a aangegeven tijdsduur met 30 minuten bekort, indien geen vloer van een verblijfsgebied van de gebruiksfunctie hoger ligt dan 7 m boven het meetniveau en de volgens NEN 6090 bepaalde permanente vuurbelasting van het brandcompartiment niet groter is dan 500 MJ/m² (zie § 6.1).
4. Een bouwconstructie van een gebruiksfunctie met een vloer van een gebruiksgebied hoger dan 5 m boven het meetniveau of lager dan 5 m onder het meetniveau bezwijkt bij brand in een brandcompartiment waarin de bouwconstructie niet ligt, niet binnen 90 minuten door het bezwijken van een bouwconstructie binnen of grenzend aan het brandcompartiment.
5. Een bouwconstructie bezwijkt bij brand in een brandcompartiment waarin die bouwconstructie niet ligt, niet binnen de in tabel 1.1b aangegeven tijdsduur door het bezwijken van een bouwconstructie binnen of grenzend aan dat brandcompartiment.
6. In afwijking van het vierde en vijfde lid wordt de tijdsduur met 30 minuten bekort, als de volgens NEN 6090 bepaalde permanente vuurbelasting van het brandcompartiment niet groter is dan 500 MJ/m² (zie § 6.1).
7. Een bouwconstructie bezwijkt bij brand in een brandcompartiment waarin de bouwconstructie niet ligt, niet binnen een tijdsduur die afhankelijk van de bestemming en inrichting van het bouwwerk redelijkerwijs nodig is om het bouwwerk bij brand te kunnen verlaten en te doorzoeken, door het bezwijken van een bouwconstructie binnen of grenzend aan het bouwcompartiment.

Artikel 2.8 Bepalingsmethode

1. Bij het bepalen van het bezwijken van een bouwconstructie wordt uitgegaan van de buitengewone belastingcombinaties die volgens NEN 6702 kunnen optreden bij brand.
2. De tijdsduur van het bezwijken bij brand wordt afhankelijk van het materiaal van de bouwconstructie bepaald volgens: NEN 6069; NEN 6071; NEN 6072, of NEN 6073.

Artikel 2.9 Eurocodes

1. Bij toepassing van artikel 2.8 kan voor nieuwbouw in plaats van:
 - a. NEN 6702 uitgegaan worden van NEN-EN 1990 en NEN-EN 1991 voor nieuwbouw
 - b. NEN 6071 uitgegaan worden van NEN-EN 1992 en NEN-EN 1994
 - c. NEN 6072 uitgegaan worden van NEN-EN 1999, NEN-EN 1993 of NEN-EN 1994;
 - d. NEN 6073 uitgegaan worden van NEN-EN 1995.

Hoofdstuk 2 Wind: belastingen, belastingcombinaties en bepalingsmethode voor eenvoudige gebouwen

§ 2.1 Belastingen

§ 2.1.1 Algemeen

- De 'BES' wordt onderverdeeld in gebieden met per gebied een constante windbelasting.
- Voor de bepalingmethode van de windbelasting wordt verwezen naar NEN 6702, tenzij anders vermeld in dit hoofdstuk.
- Bij 'eenvoudige gebouwen' **kan** voor de dakconstructie met 'deem to satisfy'-uitvoeringsregels worden volstaan die staan in § 2.3.

Definitie 'eenvoudige' gebouwen

- Op **staal gefundeerde** gebouwen bestaande uit één bouwlaag, vallend in de veiligheidsklassen 1 en 2 (NEN 6702), of de gevolgklasse CC 1 (NEN-EN 1990 en -1991), met een grondoppervlak $\leq 150 \text{ m}^2$ en $b \geq 0,7 h$.
- De fundering moet worden uitgevoerd als betonnen plaatfundering, of als een betonnen strokenfundering.
- Met daken van golfplaten van vezelcement, of stalen- of aluminium golfplaten (hellingshoek $15^\circ - 30^\circ$).
- Met platte daken met een hellingshoek $\alpha < 15^\circ$.
- De draagconstructie is uitgevoerd in **metselwerk**.
- De stabiliteit van de gebouwen wordt verzorgd door dragende stabiliteitswanden van metselwerk in twee richtingen.
- Al of niet geplaatst op een helling, met hellingshoek $\leq 15^\circ$.

Houten vlissingen en zolders met een vrije hoogte $\leq 2,2$ meter mogen bij het bepalen van het aantal bouwlagen buiten beschouwing worden gelaten.

Wordt de zolder- of vlissingsvloer uitgevoerd in beton (hoog gewicht, dus nadelig bij hoge aardbevingsbelastingen), dan geldt deze als een **extra bouwlaag**. Het gebouw valt dan niet onder de definitie 'eenvoudige' gebouwen.

Waarin voor het bepalen van $b \geq 0,7 h$ geldt:

- b is de breedte van het gebouw.
- Voor de hoogte h de bovenkant van de ringbalk (waarop de dakvoet van de dakconstructie wordt bevestigd) aanhouden, gemeten vanaf het aansluitende maaiveld.

§ 2.1.2 Bepaling van de windbelasting

§ 2.1.2.1 Stuwdruk $q_p(z)$

De windbelasting wordt bepaald volgens NEN 6702 respectievelijk NEN-EN 1991-1-4.

In afwijking van art. 8.6.2, NEN 6702, en art. 4.5, NEN-EN 1991-1-4, moet voor extreme waarde van de stuwdruk $p_w = q_p(z)$ de waarden uit de tabellen 2.1 en 2.2 worden aangehouden.

Bij luifels, die bij zware storm worden neergeklapt en verankerd, mag voor luifels de stuwdruk $q_p(z)$ uit de tabellen 2.1 en 2.2 met een factor 0,7 worden gereduceerd.

§ 2.1.2.2 Windbelasting voor bouwwerken op berghellingen

Het effect van de windversnelling, voor bouwwerken gelegen op (berg)hellingen, op de waarde $c_e(z)$ moet in de berekening worden opgenomen middels de vergrotingsfactor c_0 .

De verhoging van de windsnelheid op berghellingen hangt af van de berg-hellingshoek en wordt tot uitdrukking gebracht in de vergrotingsfactor c_0 op de waarde, die de windturbulentie in rekening brengt, $c_e(z)$.

Tabel 2.1 Stuwdruk $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ op hoogte z

Hoogte z boven maaiveld	Bonaire 1/50 jaar $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ (kN/m ²)	Bonaire 1/100 jaar $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ (kN/m ²)	Saba en St. Eustatius 1/50 jaar $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ (kN/m ²)	Saba en St. Eustatius 1/100 jaar $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ (kN/m ²)
5 m	1,02	1,41	2,86	3,38
10 m	1,12	1,56	3,17	3,74
15 m	1,20	1,66	3,37	3,98
20 m	1,27	1,76	3,57	4,22
30 m	1,35	1,88	3,82	4,51
40 m	1,41	1,96	3,98	4,70
50 m	1,46	2,03	4,12	4,87
60 m	1,51	2,10	4,26	5,04
90 m	1,61	2,23	4,52	5,35
120 m	1,68	2,34	4,75	5,62

Voor tussenliggende hoogten z mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

De waarden uit tabel 2.1 moeten voor stuwdrukwaarden op berghellingen worden vermenigvuldigd met de vergrotingsfactor c_0 .

De factor c_0 wordt:

- $c_0 = 1 + 2 \cdot s \cdot \phi$ voor $\phi \leq 0,3$
- $c_0 = 1 + 0,6 \cdot s$ voor $\phi > 0,3$

Voor hellingen met $\phi \leq 0,05$ (hellingshoek 3°) mag $c_0 = 1$ worden gesteld.

Hierin is:

- ϕ de tangens van de hellingshoek
- s is afhankelijk van de plaats op de helling

Onderaan de helling: $s = 0$.

Bovenaan de helling: $s = 0,75$

Voor tussenliggende waarden mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

§ 2.1.2.3 Windbelasting bij de woonkernen op **Saba** (tabel 2.2)

Bij de woonkernen op Saba The Bottom, Windwardside, St. John en Hell's Gate, ($s \approx 0,4$) moet de stuwdruk $q_p(z)$ uit tabel 2.1 met een factor $c_0 = 1,25$ worden vergroot.

Bebouwing op het vlakke deel van Saba bij het vliegveld en bij de haven ($s = 0$) kan worden berekend met de stuwdruk $q_p(z)$ uit tabel 2.1.

Tabel 2.2 Stuwdruk $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ op hoogte z

Hoogte z boven maaiveld	Woonkernen Saba 1/50 jaar $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ (kN/m ²)	Woonkernen Saba 1/100 jaar $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ (kN/m ²)
5 m	3,57	4,23
10 m	3,96	4,68
15 m	4,21	4,98
20 m	4,46	5,28

§ 2.2 Belastingcombinaties

§ 2.2.1 Veiligheidsklassen

In aanvulling op NEN 6702 geldt voor wind de volgende extra veiligheidsklasse:

5.1.5 Klasse 4

Tot klasse 4 behoren bouwwerken die in geval van een calamiteit (orkaan, aardbeving, explosie, e.d.) essentieel zijn. Hierbij horen bouwwerken waar binnen zich primaire diensten of functies bevinden die, tijdens een calamiteit, binnen een gemeenschap slecht kunnen worden gemist. Deze bouwwerken worden aangewezen door het bestuurlijk gezag.

De volgende bouwwerken vallen in klasse 4:

- Bouwwerken voor openbare nutsvoorzieningen (bijvoorbeeld energievoorziening, drinkwatervoorziening, telecommunicatie, controletorens vliegveld, ziekenzorg, politiemeldkamer en brandweer).
- Bouwwerken voor essentiële bestuurlijke functies.

§ 2.2.2 Belastingfactoren voor de uiterste grenstoestanden

In aanvulling op NEN 6702 art. 5.2 gelden voor bouwwerken behorend tot veiligheidsklasse 4 de volgende belastingfactoren voor de uiterste grenstoestanden:

Voor klasse 4 gelden dezelfde belastingfactoren voor de uiterste grenstoestand van de fundamentele combinaties en de bijzondere combinaties zoals aangegeven in NEN 6702-tabel 2 voor veiligheidsklasse 3, met uitzondering van $\gamma_{f;q;u}$ voor windbelasting.

Lees voor $\gamma_{f;q;u} = 1,65$.

§ 2.3 Bepalingsmethode voor eenvoudige gebouwen

§ 2.3.1 Bepalingsmethode voor de dakconstructie van eenvoudige gebouwen

Zoals aangegeven in § 2.1.1. Algemeen: Bij 'eenvoudige gebouwen' met daken van vezelcement, of aluminium- of stalen golfplaten (hellingshoek 15° - 30°) kan voor de **dakconstructie** met 'deem to satisfy- uitvoeringsregels' worden volstaan. Dit onder voorwaarde dat voldaan wordt aan de hierna beschreven uitvoeringsregels. Voor deze regels is een expliciete veiligheids-beschouwing niet verplicht.

Door de vele kapvormen en -afmetingen is het bijna onmogelijk al deze kapvormen in één berekening te bundelen. De gekozen h.o.h. afstanden van de sporen/spanten van de sporen-en gordingenkap, de verankeringen, alsmede de houtmaten ervan, moeten door (ev. standaard-)berekening worden bepaald.

Gordingendak

Bij een gordingendak lopen de balken (liggers) van de nokgording naar de dakvoet (de hoofddraagconstructie), waarbij de horizontale en verticale krachten uit de dakconstructie worden opgenomen door de vloer of de ringbalk, beide met of zonder muurplaat. Afhankelijk van de verdeling over de lengte van het gebouw worden de liggers/spanten op regelmatige afstanden variërend van h.o.h. 1,0 m – 2,0 m. Dwars over de liggerspanten worden de gordingen bevestigd. Op het dak wordt al of niet dakbeschot aangebracht.

De horizontale- en verticale krachten worden opgenomen door de verankering op de vloer, muurplaat of ringbalk. Bij grote overspanningen kan het nodig zijn trek/drukplaten toe te passen.

Sporendak

Bij een sporendak lopen de sporen van de nokgording naar de dakvoet (de hoofddraagconstructie), waarbij de horizontale en verticale krachten uit de dakconstructie worden opgenomen door de vloer of de ringbalk, beide met of zonder muurplaat. Dwars op de

sporen worden gordingen bevestigd. De sporen liggen op regelmatige afstanden, h.o.h. 0,61 m of 0,813 m, zodat de krachten gelijkmatig over de draagconstructie worden verdeeld. Het dak wordt al of niet voorzien van dakbeschot.

Bij grote overspanningen kan het nodig zijn trek/drukplaten toe te passen

§ 2.3.1.1 Dakconstructie, algemeen

Bij het ontwerpen van de houten dakconstructie moet NEN 6760 Houtconstructies TGB 1990 (of NEN-EN 1995 Houtconstructies) worden toegepast. Voor constructie-hout moet minimaal sterkteklasse C 18 worden toegepast. Veel toegepaste houtsoorten op de BES-eilanden zijn: (Yellow) Pitch Pine class 2 in de sterkteklassen C 18 of C 24.

Pitch Pine class 1 (meer noesten) wordt ontraden als constructie-hout.

Pitch Pine class 2 (minder noesten) mag worden toegepast in sterkteklassen C 18 en C 24.

De sterkteklasse moet worden aangegeven op het bij de levering bijgevoegde keuringsdocument.

Indien dit niet aanwezig is, dan controle via weging:

Hout sterkteklasse C 18 heeft een volumieke massa van $\geq 320 \text{ kg/m}^3$.

Hout sterkteklasse C 24 heeft een volumieke massa van $\geq 350 \text{ kg/m}^3$.

Bij hout sterkteklasse > C 24 met een volumieke massa van $> 350 \text{ kg/m}^3$ moet altijd zijn voorzien van een keuringsrapport, of een gelijkwaardig document.

In de British Standard wordt gewaarschuwd voor het splijtgevaar bij gespijkerde verbindingen in Pitch Pine, dus nooit spijkeren. Ook wordt gewezen: Pitch Pine corrodeert met ijzer, gebruik RVS-verbindingsmateriaal (zie ook § 2.3.5).

De volgende regels zijn aanvullend:

§ 2.3.1.1.1 Houtbescherming

De toegepaste houten beplating, planken, balken, sporen enz. moeten tegen termietenaantasting worden behandeld.

§ 2.3.2 Verankering/oplegging sporen/liggers

De sporen/liggers moeten **rechtstreeks** (of via een afdoende aan de ringbalk verankerde muurplaat) op de betonnen ringbalk worden opgelegd en verankerd.

Wegens de hoge windbelasting en/of aardbevingsbelasting mag de ringbalk niet met 1 of 2 lagen metselwerkblokken als oplegging van de sporen/liggers op hoogte worden gebracht. In dat geval moet over het metselwerk een afdoende aan de ringbalk verankerde muurplaat worden aangebracht waarop de sporen/liggers worden opgelegd en verankerd..

§ 2.3.3 Dakbeschot

Dakbeschot is dik $\geq 12 \text{ mm}$ of 15 mm multiplex, plywood o.d. Bevestiging dakbeschot met 2" schroeven (zgn. Hurricane schroeven), Bonaire h.o.h. $\leq 200 \text{ mm}$ en Saba en St. Eustatius h.o.h. $\leq 150 \text{ mm}$, in iedere gording/spoor/ligger.

§ 2.3.4 Golfplaat, ondersteuning/bevestiging

Golfplaten van vezelcement, of stalen- of aluminium golfplaten, alsmede sandwichpanelen bevestigen conform de richtlijnen van de fabrikant (let op de aangehouden windbelasting).

Aanvullend op de fabrikanten-voorschriften geldt:

- Ondersteuning/bevestiging op houten gordingen met een nominale breedte van $\geq 2"$ (komt overeen met een werkelijke balkbreedte van 38 mm).
- Golfplaat bevestigen met golfplaatbouten $\geq \emptyset 6$, hechtlengte $\geq 25 \text{ mm}$, met een in de

vorm van de dakplaat gevormde volgplaat + flexibele ring (geen schroefspijkers).
Aantal bevestigingen van de golfplaten aan de ondersteuning bedraagt minimaal:

- Op alle plaathoeken
- Ter plaatse van de zijdelingse plaatoverlappen aan alle ondersteuning.

Bonaire

Aantal extra bevestigingen van de golfplaat aan zijn ondersteuning minimaal:

- Bij een werkende (aluminium en stalen golfplaten) plaatbreedte van 760 mm 1 extra bout per plaatbreedte per ondersteuning.
- Bij een werkende (vezelcement) plaatbreedte van 1047 mm 1 extra bevestiging per plaatbreedte per ondersteuning.
- Langs de dakranden evenwijdig aan de overspanning over een breedte van 1,0m om de twee golven per ondersteuning.

Saba en St. Eustatius

Aantal extra bevestigingen van de aluminium en stalen golfplaat aan zijn ondersteuning minimaal:

- Langs de dakranden evenwijdig aan de overspanning over een breedte van 1,0 m iedere golf.
- Overige om de golf.

Bij gebruik van stalen golfplaten 26 gage, staaldikte $\geq 0,70$ mm:

- Langs de dakranden evenwijdig aan de overspanning over een breedte van 1,0 m om de golf.
- Overige om de twee golven.

De gaten in de aluminium- en stalen golfplaat moeten (bij voorkeur met 2 mm ruimere gaten) voorgeboord worden. Dit om langsscheuren (lekkage en profielverzwakking) in de golfplaat te voorkomen.

Ruimten tussen de golfplaat en de muur moeten afdoende worden afgedicht ter voorkoming dat de wind onder de golfplaat kan komen en het dak oplicht.

§ 2.3.5 Bevestigingsmiddelen

Bouten/ringen/moeren, schroeven, draadeinden, beugels, klemmen enz. moeten gedurende de referentieperiode bestand zijn tegen aantasting in milieuklasse XS 1 (bloot gesteld aan zouten uit de lucht maar niet in aanraking komend met zeewater).

De RVS uitvoering in de DIN-A2, AISI 304 werkstofnr. 1.4301 kwaliteit blijkt onvoldoende bestand tegen het zeer agressieve klimaat XS 1 op de BES-eilanden.

DIN-A4, AISI 316, werkstofnr. 1.4401 bevestigingsmiddelen zijn resistent tegen het XS 1 klimaat.

§ 2.3.5.1 Verbindingsmiddelen

We onderscheiden de volgende verbindingsmiddelen:

- Houtschroeven (zie NEN 6760 art. 12.3).
- Houtdraadbouten (zie NEN 6760 art. 12.6).

§ 2.3.5.1.1 Hechtlengte houtschroeven voor enkelsnedig belaste houtschroeven

- Hechtlengte schroeven: $l_{hec;2} \geq 4 d_{nom.}$

§ 2.3.5.1.2 Hechtlengte houtdraadbouten voor enkelsnedig belaste houtdraadbouten

- Hechtlengte schroeven: $l_{hec;2} \geq 4 d_{nom.}$

§ 2.3.5.1.2 Hechtlengte golfplaatbouten

- Hechtlengte golfplaatbouten: $l_{hec;2} \geq 4 d_{nom.}$

§ 2.3.6 Bepalingsmethode voor de dakconstructie van eenvoudige gebouwen op Bonaire

Door de vele vormen en afmetingen van de dakconstructies is het bijna onmogelijk om deze vormen in één berekening te bundelen. De gekozen h.o.h. afstanden van de sporen in het sporendak, de liggers/spanten in het gordingendak, de verankering en de houtafmetingen moeten worden bepaald in standaardberekeningen. Op basis van een aantal veel voorkomende woningtypes is een aantal ervan uitgewerkt.

De 'deem to satisfy- uitvoeringsregels' komen overeen met § 2.3.1 t.m. § 2.3.5, met de volgende aanvulling:

Dakconstructie (voorbeeld):

Sporendak (zie § 6.1) met een dakhelling tussen 15° – 20° met overstekken ≤ 600 mm

De **symmetrische dakconstructie** van woningen, met een **breedte van ≤ 8,5 m**.

Van binnen naar buiten: Dakbeschot (+ dampremmer) geschroefd aan de houten sporen 63 x 140 mm² (3" x 6"). Over de sporen de gordingen ≥ 38 x 88 mm² (2" x 4), aanbrengen. Op de gording wordt de golfplaat bevestigd.

Alternatief:

Van binnen naar buiten : Houten sporen 63 x 140 mm² (3" x 6") waarop het dakbeschot (+ dampremmer) wordt geschroefd. Op het dakbeschot vervolgens eerst, ter plaatse van de schroefverbinding gording-spoor, korte tengels dik ca. 12 mm aanbrengen haaks onder de gording (i.v.m. ev. ophopen water en vuil). De gordingen ≥ 38 x 88 mm² (2" x 4), aanbrengen voor ondersteuning van de golfplaten.

De h.o.h. afstand van deze gordingen is afhankelijk van de golfplaatlengte. De maximale ondersteuningsafstanden volgens voorschriften fabrikant aanhouden, doch ≤ 1000 mm. Afmeting nokgording 63 x 184 mm² (3" x 8").

Deze beide dakconstructies kunnen worden gezien als een dakschijf die mee kan doen in de stabiliteit van het gebouw.

Als alternatief op beide voorgaande dakconstructies kan het dakbeschot worden weggelaten. Wegens het ontbreken van het dakbeschot kan deze dakconstructie niet worden gezien als een dakschijf die mee kan doen in de stabiliteit van het gebouw. De dakconstructie dient zelf stabiel te zijn met, indien nodig, windverbanden (kruizen) aangebracht onder of op de gordingen. De onderliggende wanden, ringbalken, kolommen en vloeren dienen de stabiliteit van het gebouw te garanderen.

Plaatafmetingen dakbeschot en de h.o.h. afstand sporen

De volgende h.o.h. maten van de sporen (dakbeschot plaatafmetingen: 1,22 x 2,44 m² met een dikte van 12 en 15 mm):

Sporen bij de plaatlengte van het dakbeschot van 2440 mm:

- 4 sporen h.o.h 2440 : 3 = 813 mm, dakbeschot dik 15 mm.
- 5 sporen h.o.h 2440 : 4 = 610 mm, dakbeschot dik 12 mm.

Dakconstructie (voorbeeld):

Gordingendak (zie § 6.1) met een dakhelling tussen 15° – 20° met overstekken ≤ 600 mm.

Opmerking: Voor balkafmetingen zie § 8.2.4.1.

De **symmetrische dakconstructie** van woningen met een **breedte van ≤ 8,5 m**.

Bij dit dak wordt de hoofddraagconstructie verzorgd door een houten ligger/spant h.o.h. ≤ 2,0 m

met daar overheen gordingen met een afmeting van $38 \times 88 \text{ mm}^2$ (2" x 4") h.o.h. $\leq 1000 \text{ mm}$.
De afmetingen van het spant/ligger moet door de constructeur worden vastgesteld.
De bevestiging van de gordingen aan het spant/ligger dient door berekening te worden bepaald.
Afmeting nokgording $63 \times 184 \text{ mm}^2$ (3" x 8").

Wegens het ontbreken van het dakbeschot kan deze dakconstructie niet worden gezien als een dakschijf die mee kan doen in de stabiliteit van het gebouw. De dakconstructie dient zelf stabiel te zijn met, indien nodig, windverbanden (kruizen) aangebracht onder of op de gordingen.
De onderliggende wanden, ringbalken, kolommen en vloeren dienen de stabiliteit van het gebouw te garanderen.

§ 2.3.6.1 Bevestiging gordingen aan onderliggende sporen

Gordingen $\geq 38 \times 88 \text{ mm}^2$ (2" x 4"), met minimaal 2 x 4" (Hurricane) houtschroeven $\varnothing 5 \text{ mm}$ rechtstreeks bevestigen aan de onderliggende spoor.

Voor de alternatieve dakconstructie, houten sporen $63 \times 140 \text{ mm}^2$ (3" x 6") dakbeschot (+ dampremmer), korte tengels, gording, geldt (voor balkafmetingen zie § 8.2.4):

Gordingen $\geq 38 \times 88 \text{ mm}^2$ (2" x 4") met minimaal 2 x 6" (Hurricane) houtschroeven $\varnothing 5 \text{ mm}$ rechtstreeks bevestigen aan de onderliggende sporen.

Hecht lengte houtschroef in spoor $\geq 4d = 20 \text{ mm}$.

§ 2.3.6.2 Dakbeschot

Om schijfwerking te waarborgen: Bevestiging dakvloeren en dakbeschot met 2" schroeven (zgn. Hurricane schroeven) **Bonaire** h.o.h. $\leq 200 \text{ mm}$ en **Saba en St. Eustatius** h.o.h. 150 mm in iedere gording/balk.

§ 2.3.6.3 Sporen

Afmetingen sporen, afhankelijk van hun overspanning en hart-op-hartafstand, volgens opgave leverancier/ constructeur, maar $\geq 63 \times 140 \text{ mm}^2$ (3" x 6") lang $\leq 5 \text{ m}$ en $63 \times 184 \text{ mm}^2$ (3" x 8") lang $5 - 6 \text{ m}$.

Opmerking: De in § 2.3.6 gegeven houtmaten houtsterkteklasse C24 en de houtschroeven zijn door berekening vastgesteld. De bijbehorende hecht lengte houtschroeven moet door berekening worden bepaald (zie bijv. § 8.2.6).

*§ 2.3.7 Bepalingsmethode voor de dakconstructie van eenvoudige gebouwen op **Saba en St. Eustatius***

De 'deem to satisfy- uitvoeringsregels' komen overeen met § 2.3.1 t.m. § 2.3.5, met de volgende aanvulling:

Golfplaten van vezelcement mogen niet worden toegepast, daar deze platen bij orkanen gemakkelijk beschadigd raken.

Dakconstructie sporendak (voorbeeld):

Sporendak (zie § 6.1) met een dakhelling tussen $15^\circ - 20^\circ$ met overstekken $\leq 300 \text{ mm}$.

De **symmetrische sporen-dakconstructie** van woningen met een **breedte van $\leq 8,5 \text{ m}$** .

Houten sporen $63 \times 184 \text{ mm}^2$ (3" x 8") bij 5 sporen h.o.h. $2440 : 4 = 610 \text{ mm}$ met daar overheen een dakbeschot (plaatafmetingen: $1,22 \times 2,44 \text{ m}^2$) met een dikte van $\geq 12 \text{ mm}$.

Op het dakbeschot vervolgens eerst, ter plaatse van de schroefverbinding gording-spoor, korte tengels dik ca. 12 mm aanbrengen haaks onder de gordingen (i.v.m. ev. ophopen water en vuil).

Deze gordingen $\geq 38 \times 88 \text{ mm}^2$ (2" x 4") aanbrengen voor ondersteuning van de golfplaten.

Voor de bevestiging zie § 2.3.7.1.

De h.o.h. afstand van de gordingen is afhankelijk van de golfplaatlengte, doch ≤ 610 mm.

Afmeting nokgording 63×184 mm² (3" x 8").

Deze dakconstructie kan worden gezien als een dakschijf die mee kan doen in de stabiliteit van het gebouw.

Dakconstructie gordingendak met liggers/spanten

Vanwege de hoge windbelasting op Saba en St. Eustatius is een gordingendak niet gangbaar.

§ 2.3.7.1 Bevestiging gordingen aan onderliggende sporen

Gordingen $\geq 2" \times 4"$ (38×88 mm²) met minimaal 2 x 6" (Hurricane) houtschroeven $\varnothing 5$ bevestigen aan de onderliggende sporen. Hechtlengte houtschroef in spoor $\geq 4d = 24$ mm.

§ 2.3.7.2 Dakbeschot

Om schijfwerking te waarborgen: Bevestiging dakvloeren en dakbeschot met 2" schroeven (zgn. Hurricane houtschroeven) h.o.h. ≤ 150 mm in iedere gording/balk.

§ 2.3.7.3 Sporen

Afmetingen sporen, afhankelijk van hun overspanning en hart-op-hartafstand, volgens opgave constructeur, maar $\geq 63 \times 184$ mm² (3" x 8") lang $\leq 4,25$ m (hart ringbalk-zijkant nokgording).

Opmerking: De in § 2.3.7 gegeven houtmaten houtsterkteklasse C24 en de houtschroeven zijn door berekening vastgesteld. De bijbehorende hechtlengte houtschroeven moet door berekening worden bepaald (zie bijv. § 8.2.7).

Hoofdstuk 3 Belasting door regenwater en bepalingmethode voor eenvoudige gebouwen

§ 3.1 Belastingen

§ 3.1.1 Algemeen

- De 'BES' wordt onderverdeeld in gebieden met per gebied een constante belasting door regenwater.
- Bij 'eenvoudige gebouwen' (zie § 6.1) kan voor het vaststellen van de afvoercapaciteit van de noodafvoeren met 'deem to satisfy- uitvoeringsregels' worden volstaan die staan in § 3.2.

§ 3.1.2 De representatieve belasting door regenwater

In afwijking van NEN 6702 art. 8.7.1, of NEN-EN 1991-1-3+C1/NB art. 7, moet voor de belasting door regenwater voor de regenintensiteit in m/s voor i_r de voor het betreffende BES-eiland optredende regenintensiteit worden aangehouden:

Bonaire:

$$i_r = 0,100 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

Saba en St. Eustatius:

$$i_r = 0,140 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

Bovenstaande regenintensiteiten gelden voor een referentieperiode van ≥ 50 jaar.

De gekozen afvoercapaciteit van de noodafvoeren moet door (ev. standaard-)berekening worden bepaald.

§ 3.1.3 Belasting door regenwater bij bouwen op berghellingen

Bij het bouwen op berghellingen met een hellingshoek $> 15^\circ$, moet rekening worden gehouden met een horizontale belasting door langs de hellingen stromend regenwater (horizontale stuwdruk). De hoeveelheid neerstromend regenwater kan worden beïnvloed door de hoger op de helling gelegen bebouwing.

§ 3.2 Bepalingmethode voor eenvoudige gebouwen

§ 3.2.1 Bepalingmethode afvoercapaciteit van noodafvoeren

Zoals aangegeven in § 3.1.1. Algemeen: Bij 'eenvoudige gebouwen' kan voor het vaststellen van de afvoercapaciteit van de noodafvoeren met 'deem to satisfy- uitvoeringsregels' worden volstaan.

Dit onder voorwaarde dat voldaan wordt aan de hierna beschreven uitvoeringsregels. Voor deze regels is een expliciete veiligheids-beschouwing niet verplicht.

§ 3.2.2 Bepalingmethode afvoercapaciteit van noodafvoeren op **Bonaire**

Bij eenvoudige gebouwen hoeft er niet te worden gerekend met wateraccumulatie als volstaan wordt aan de hierna volgende uitvoeringsregels. De daken, luifels, terrasdaken e.d. moeten hierbij worden berekend op een belasting door regenwater: $p_{\text{rep}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

§ 3.2.2.1 Afschot en doorbuiging

Ter voorkoming van wateraccumulatie moeten de volgende uitvoeringsregels worden gehanteerd:

- Voor **lichte daken, luifels, terrasdaken** e.d. met $\alpha < 15^\circ$ (bijv. houten- of stalen daken).
 - Afschot $\geq 3\%$. Afschot richting spuwer.
 - Dakconstructie is opgelegd op starre steunpunten.
 - Doorbuiging, $u_{\text{eind}} \leq 0,004 l_{\text{dakligger}}$.
- Voor **‘zwarte’ betonnen daken, luifels, terrasdaken e.d.** met $\alpha < 15^\circ$ en een eigen gewicht $\geq 3,0 \text{ kN/m}^2$.
 - Afschot $\geq 1,6\%$. Afschot richting spuwer.
 - Dakconstructie is opgelegd op starre steunpunten.
 - Doorbuiging, $u_{\text{eind}} \leq 0,004 l_{\text{dakligger}}$.

§ 3.2.2.2 Noodafvoeren

Buiten de gangbare regenafvoeren moeten bij platte daken extra noodafvoeren worden aangebracht, waarvoor geldt:

- Voorzieningen voor noodafvoeren moeten een vrije uitloop boven het aangrenzende maaiveld hebben.
- De voorzieningen moeten zo zijn uitgevoerd dat ze redelijkerwijs niet verstopt kunnen raken, dus niet voorzien van afdekkingen.

Aan het voorkomen van verstoppingen wordt geacht te zijn voldaan, indien:

- **Ronde steekafvoeren** met een inwendige middellijn $\geq 100 \text{ mm}$. De hoogte van de ronde steekafvoer boven het aangrenzend dakvlak moet 30 mm bedragen. De horizontale afstand van de ronde steekafvoer tot de dakopstand, de vrije ruimte, moet ten minste tweemaal de middellijn van deze afvoer bedragen.
- **Verlaagde dakranden** over een breedte van $\geq 250 \text{ mm}$. De afstand verlaagde dakrand; onderkant verlaging – aangrenzend dakvlak is 30 mm.
- **Brievenbussen** met een breedte $\geq 250 \text{ mm}$ en een inwendige hoogte $\geq 80 \text{ mm}$. De afstand onderkant brievenbus – aangrenzend dakvlak moet 30 mm bedragen.

Noodafvoeren moeten voldoen aan de minimale afmetingen voor verlaagde dakranden en brievenbussen volgens tabel 3.1 en voor ronde steekafvoeren volgens tabel 3.2.

Tabel 3.1 Breedte rechthoekige noodafvoer met een hoogte van $\geq 80 \text{ mm}$, afhankelijk van oppervlakte afvoergebied

Max. oppervlakte afvoergebied	Breedte noodafvoer ($\geq \text{mm}$)
$\leq 20 \text{ m}^2$	250
$\leq 30 \text{ m}^2$	350
$\leq 40 \text{ m}^2$	450

Aanwezige afvoergebied mag ook verdeeld worden (bijv. 40 m^2 in $2 \times 20 \text{ m}^2$) over meer noodafvoeren.

Tabel 3.2 Inwendige middellijn ronde steekafvoer die verticaal door de (dak)vloer gaat, afhankelijk van oppervlakte afvoergebied .

Minimum inwendige middellijn noodafvoer 100 mm.

Max. oppervlakte afvoergebied	Inwendige middellijn noodoverstort (≥ mm)
≤ 15 m ²	100
≤ 30 m ²	125
≤ 40 m ²	150

Aanwezige afvoergebied mag ook verdeeld worden (bijv. 30 m² in 2 x 15 m²) over meer noodafvoeren.

Tevens moet aan de volgende voorwaarden worden voldaan:

- Ieder afschotgebied (afvoergebied regenwater) moet voorzien zijn van tenminste één noodafvoer.
- Aantal noodafvoeren ≥ 1 per 40 m² dakvlak afvoergebied.
Als noodafvoeren van een hoger gelegen dak afvoeren op een lager gelegen dak, dan vormen deze twee daken tezamen één afvoergebied.
- Als tussen de noodafvoeren geen afschot richting noodafvoer aanwezig is, de afstand tussen de noodafvoeren beperken tot 7 m.

*§ 3.2.3 Bepalingsmethode afvoercapaciteit van noodafvoeren op **Saba en St. Eustatius***

De 'deem to satisfy- uitvoeringsregels' komen overeen met § 3.2.2 met de volgende aanvulling:

Tabel 3.3 Breedte rechthoekige noodafvoer met een hoogte van ≥ 80 mm, afhankelijk van oppervlakte afvoergebied

Max. oppervlakte afvoergebied	Breedte noodafvoer (≥ mm)
≤ 20 m ²	350
≤ 30 m ²	500
≤ 40 m ²	650

Aanwezige afvoergebied mag ook verdeeld worden (bijv. 40 m² in 2 x 20 m²) over meer noodafvoeren.

Tabel 3.4 Inwendige middellijn ronde steekafvoer die verticaal door de (dak)vloer gaat, afhankelijk van oppervlakte afvoergebied .

Minimum inwendige middellijn noodafvoer 150 mm.

Max. oppervlakte afvoergebied	Inwendige middellijn noodoverstort (≥ mm)
≤ 15 m ²	150
≤ 30 m ²	175
≤ 40 m ²	200

Aanwezige afvoergebied mag ook verdeeld worden (bijv. 30 m² in 2 x 15 m²) over meer noodafvoeren.

Tevens moet aan de volgende voorwaarden worden voldaan:

- Ieder afschotgebied (afvoergebied regenwater) moet voorzien zijn van ten minste één noodafvoer.
- Aantal noodafvoeren ≥ 1 per 40 m² dakvlak afvoergebied. Als noodafvoeren van een hoger gelegen dak afvoeren op een lager gelegen dak, dan vormen deze twee daken tezamen één afvoergebied.
- Als tussen de noodafvoeren geen afschot richting noodafvoer aanwezig is, de afstand tussen de noodafvoeren te beperken tot 5 m.

Opmerking: De in § 3.2 gegeven afvoercapaciteit van noodafvoeren zijn door berekening vastgesteld.

Hoofdstuk 4 Aardbevingen: belastingen, belastingcombinaties, bepalingsmethode en bepalingsmethode voor eenvoudige gebouwen

§ 4.1 Belastingen

§ 4.1.1 Algemeen

- De 'BES' wordt onderverdeeld in gebieden met per gebied een constante seismische belasting.
- De seismische belasting wordt uitgedrukt in een maximale statische horizontale belasting.
- De seismische belasting mag worden uitgedrukt in een maximale statische horizontale belasting volgens de 'vereenvoudigde' methode.
- Voor eenvoudige gebouwen (zie § 6.1), kan met 'deem to satisfy-uitvoeringsregels' worden volstaan die staan in § 4.4.

§ 4.1.1.1 De representatieve aardbevingsbelasting

Een gebouw heeft een constructie die niet disproportioneel (zie § 8.1.1.2) bezwijkt ten gevolge van een aardbevingsbelasting die incidenteel op de constructie kan werken. Hierbij moet worden uitgegaan van gelijktijdig optredende belasting: de rustende belasting, de momentane veranderlijke belasting en de aardbevingsbelasting. De volgende aardbevingsbelastingen op (een element van) de bouwconstructie moeten worden aangehouden en toegepast in de belastingcombinaties:

- (1) $E_k = \rho E_h + E_v$ voor elementen uit de draagconstructie van het gebouw.
- (2) $E_{k,max} = \Omega_0 E_h$ voor het gebouw als geheel.

waarin:

E_k is de equivalente statische *horizontale* aardbevingsbelasting op een *afzonderlijk element* uit de constructie.

E_h is de bijdrage aan de *horizontale* aardbevingsbelasting ten gevolge van de horizontale grondbeweging tijdens een aardbeving.

E_v is een toename van de *horizontale* aardbevingsbelasting door een verticale grondbeweging tijdens een aardbeving.

ρ is een vergrotingsfactor voor de betrouwbaarheid waarvoor geldt $1,0 \leq \rho \leq 1,5$:

- Bevindt een constructie zich in een aardbevingszone 0, 1 of 2, moet voor $\rho = 1,0$ worden aangehouden. Voor Bonaire aardbevingszone 2A dus $\rho = 1,0$.
- Bevindt een constructie zich in een aardbevingszone 3 of 4, moet voor $\rho = 1,5$ worden aangehouden. Voor Saba en St. Eustatius aardbevingszone 3 dus $\rho = 1,5$.
Bij constructies met dragende stabiliteitswanden in twee richtingen (grotere betrouwbaarheid incasseringsvermogen van de constructie, geen of weinig wringing in de constructie) mag $\rho = 1,25$ worden aangehouden.

$E_{k,max}$ is de maximale equivalente statische *horizontale* aardbevingsbelasting voor het gebouw als geheel.

- Is van belang bij het toetsen van de kantelveiligheid van het gebouw als geheel.
- Is van belang bij het toetsen van de stabiliteit van het talud bij bouwconstructies geplaatst op een helling met een hellingshoek $> 15^\circ$. In dit laatste geval moet middels een grondmechanische beschouwing de stabiliteit van het talud worden gewaarborgd.

Ω_0 is een versterkingsfactor, die vereist is om de benodigde extra sterkte van de constructie zeker te stellen:

- Voor gebouwen met dragende stabiliteitswanden in twee richtingen van beton en/of metselwerk geldt: $\Omega_0 = 2,8$.
- Voor gebouwen voorzien van geschoorde dragende portaalconstructies in beide richtingen geldt: $\Omega_0 = 2,8$.
- Voor minder starre stabiliteitsframes, zoals ongeschoorde portaalconstructies, geldt: $\Omega_0 = 2,2$.

Opmerking: Voor een uitgebreidere omschrijving constructietypes met de bijbehorende Ω_0 zie tabel 16-N; UBC 1997.

E_h is de horizontale aardbevingsbelasting toe te schrijven aan de horizontale kracht V voor het gebouw als geheel, waarin voor aardbevingszones 1, 2A, 2B en 3 geldt:

$$V = C_v \cdot I \cdot W / (R \cdot T)$$

- Voor V hoeft geen grotere waarde worden aangehouden dan:
 $V = 2,5 C_a \cdot I \cdot W / R$
- Voor V mag geen kleinere waarde worden aangehouden dan:
 $V = 0,11 C_a \cdot I \cdot W$

De horizontale aardbevingsbelasting V per verdieping (niveau) x moeten worden vastgesteld volgens:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Voor de geconcentreerde kracht F_t aan de top geldt:

$$F_t = 0,07 T V, \text{ met } F_t \leq 0,25 V, \text{ of } F_t = 0 \text{ indien } T \leq 0,7.$$

Het resterende deel van de basis-schuifkracht ($V - F_t$) moet over de hoogte van het gebouw worden verdeeld. De verdeling per niveau's F_x wordt bepaald volgens:

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_p h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

waarin:

W_p is de totale rustende- + momentane belasting $\Sigma G_k + \Sigma \psi_0 Q_k$ op het betreffende niveau x .

h_x is de hoogte van het betreffende niveau t.o.v. de begane grondvloer.

W_i is de totale rustende- + momentane belasting $\Sigma G_k + \Sigma \psi_0 Q_k$ op de verschillende niveaus i .

h_i is de hoogte van het betreffende niveau t.o.v. de begane grondvloer.

E_v is de horizontale kracht die is toe te schrijven aan de verticale aardbevingsbeweging met:

$$E_v = 0,5 C_a \cdot I \cdot W \text{ voor het gebouw als geheel.}$$

Deze krachten per verdieping (niveau) x moeten worden vastgesteld volgens:

$$E_{vx} = 0,5 C_a \cdot I \cdot W_p$$

De aardbevingsbelasting dient naar ratio van de stijfheid verdeeld te worden over de verschillende stabiliserende elementen.

Hierin is:

- C_v is een aardbevingscoëfficiënt volgens tabel 4.2.
- C_a is een aardbevingscoëfficiënt volgens tabel 4.1.

Voor tabel 4.1 en voor tabel 4.2 geldt:

Voor het bepalen van de aardbevingscoëfficiënten C_a (tabel 4.1) en C_v (tabel 4.2) mag bij een goede verdichting van de ondergrond worden uitgegaan van een stijf grondprofiel S_D .

Bij het funderen op poreuze klip (rots) moet de waarde voor S_C worden aangehouden.

Bij harde massieve klip mag worden uitgegaan van de waarden voor S_B .

De rotsprofielen S_A en S_B mogen uitsluitend worden toegepast indien de rotscondities tot een diepte ≥ 30 m doorgaan en er is $\leq 3,0$ m grond aanwezig tussen de rotsformatie en het funderingsniveau.

Opmerking: Zie voor het funderen op rots (klip) de aandachtspunten genoemd in § 4.4.1.1 onder a.

- voor Bonaire aardbevingszone 2A moet bij een onbekend grondprofiel type S_E worden aangehouden.
- voor Saba en St. Eustatius aardbevingszone 3 moet bij een onbekend grondprofiel type S_D worden aangehouden.
- De factor Z heeft betrekking op de aardbevingszone:
 - voor Bonaire aardbevingszone 2A geldt $Z = 0,15$.
 - voor Saba en St. Eustatius aardbevingszone 3 geldt: $Z = 0,30$.
- I is een belangrijkheidsfactor:
 - voor een gebouw vallend in veiligheidsklasse 1, 2 en 3 volgens NEN 6702 moet $I = 1,00$ met uitzondering van:
 - $I = 1,25$ voor een gebouw vallend in veiligheidsklasse 4 waarvoor geldt:
 - alle gebouwen die in geval van calamiteit (orkaan, aardbeving) essentieel zijn, zoals: bouwwerken voor openbare nutsvoorzieningen (bijvoorbeeld energievoorziening, drinkwatervoorziening, telecommunicatie, controletorens vliegveld, ziekenzorg, politie en brandweer).
 - gebouwen voor essentiële bestuurlijke functies.
 - gebouwen met gevaarlijke stoffen of processen.
 - voor een gebouw vallend in gevolgsklasse CC 1, 2 en 3 volgens NEN-EN 1990 moet $I = 1,00$, met uitzondering van:
 - $I = 1,25$ voor een gebouw vallend in gevolgsklasse CC 3 waarvoor geldt:
 - alle gebouwen die in geval van calamiteit (orkaan, aardbeving) essentieel zijn, zoals: bouwwerken voor openbare nutsvoorzieningen (bijvoorbeeld energievoorziening, drinkwatervoorziening, telecommunicatie, controletorens vliegveld, ziekenzorg, politiemeldkamer en brandweer).
 - gebouwen voor essentiële bestuurlijke functies.
 - gebouwen met gevaarlijke stoffen of processen.
- W is de totale rustende- + momentane belasting van het gebouw, dus: $\sum G_k + \sum \psi_0 Q_k$.
- W_p is de totale rustende- + momentane belasting op het betreffende niveau/verdieping/begane grond/ fundering, dus: $\sum G_k + \sum \psi_0 Q_k$.
- R is een coëfficiënt die afhankelijk is van de 'buigzaamheid' van het gekozen constructiesysteem van het gebouw als geheel dat weerstand moet bieden aan de zijwaartse kracht. De coëfficiënt is afhankelijk van:
 - Gedrag onder dynamische belasting.
 - Weerstand tegen zijwaartse krachten (stijfheid).
 - Nascheurgedrag van de momentvastе verbindingen.
 - Afname sterkte en stijfheid tijdens de aardbeving.
 - Opname bewegingsenergie.
 - Buigzaamheid.
 - Herverdelingsmogelijkheden van de verbindingen.

De waarde van R varieert van 2,2 stijf systeem, tot 8,5 voor de minder stijve systemen zoals ongeschoorde stalen portaalconstructies:

Voor gebouwen voorzien van dragende stabiliteitswanden in beide richtingen geldt: $R = 4,5$. De dragende stabiliteitswanden moeten zijn vervaardigd van beton, door betonkolommen en ringbalken opgesloten metselwerk (zie § 4.3.3.2), of gewapend metselwerk (§ 4.3.3.3). Voor constructieve wandsystemen, portaalconstructies, of een combinatie van beide zie voor aanvullende waarden voor R : Table 16-N-Structural systems (UBC 1997).
- T is de getalswaarde van de trillingsperiode van een gebouw door een horizontale

beweging in de beschouwde richting.

Voor gebouwen met een hoogte $h_n \leq 40$ meter geldt:

$T = C_t (h_n)^{3/4}$, waarin:

$C_t = 0,085$ voor gebouwen met ongeschoorde stalen portalen.

$C_t = 0,075$ voor gebouwen met ongeschoorde betonnen portalen en gebouwen met staalconstructies voorzien van stabiliteitsverbanden (afgekruist).

$C_t = 0,050$ voor overige gebouwen.

h_n is de hoogte van het gebouw in meters gemeten vanaf het funderingsniveau.

Tabel 4.1 Aardbevingscoëfficiënt C_a (table 16-Q; UBC 1997)

Type grondprofiel	Aardbevingsfactor $Z = 0,15$	Aardbevingsfactor $Z = 0,20$	Aardbevingsfactor $Z = 0,30$
S_A harde rots	0,12	0,16	0,24
S_B rots (bijv. massieve klip)	0,15	0,20	0,30
S_C zeer dicht grondprofiel en zachte rots (bijv. poreuze klip, klip van slechte kwaliteit)	0,18	0,24	0,33
S_D stijf grondprofiel	0,22	0,28	0,36
S_E zacht grondprofiel	0,30	0,34	0,36
S_F	Geotechnisch onderzoek	Geotechnisch onderzoek	Geotechnisch onderzoek

Tabel 4.2 Aardbevingscoëfficiënt C_v (table 16-R; UBC 1997)

Type grondprofiel	Aardbevingsfactor $Z = 0,15$	Aardbevingsfactor $Z = 0,20$	Aardbevingsfactor $Z = 0,30$
S_A harde rots	0,12	0,16	0,24
S_B rots (bijv. massieve klip)	0,15	0,20	0,30
S_C zeer dicht grondprofiel en zachte rots (bijv. poreuze klip, klip van slechte kwaliteit)	0,25	0,32	0,45
S_D stijf grondprofiel	0,32	0,40	0,54
S_E zacht grondprofiel	0,50	0,64	0,84
S_F	Geotechnisch onderzoek	Geotechnisch onderzoek	Geotechnisch onderzoek

Opmerking: Voor het berekenen van de horizontale aardbevingsbelasting op apparatuur/toestellen of elementen (en hun bevestigingen), zie UBC 1997 section 1632. Voor vaststellen type grondprofiel zie Table 16-J in UBC 1997.

§ 4.1.1.2 Toevallige wringeffecten

Om rekening te houden met de onzekerheden omtrent het zwaartepunt van de massa van het gebouw en in de ruimtelijke variatie van de aardbevingsbeweging, moet voor het berekende zwaartepunt van de massa op iedere verdieping i , gerekend worden op een toevallige excentriciteit $e_{toev.}$ ten opzichte van de nominale plaats, groot:

$e_{toev.} = \pm 0,05 L_i$, waarin:

L_i is de verdiepingsafmeting, de lengte of de breedte van de verdiepingsvloer, loodrecht op de richting van de beschouwde aardbevingsbelasting.

§ 4.1.1.3 De representatieve aardbevingsbelasting; de 'vereenvoudigde' methode

Voor gebouwen bestaande uit ≤ 2 bouwlagen, met dragende stabiliteitswanden in beide richtingen, vallend in de gevolklasse CC 1 (resp. veiligheidsklasse 1 en 2) in aardbevingszones ≤ 3 mag voor de berekening van de aardbevingsbelasting de volgende 'vereenvoudigde' methode worden toegepast. Houten vlisingen en zolders met een vrije hoogte $\leq 2,2$ meter mogen bij het

bepalen van het aantal bouwlagen buiten beschouwing worden gelaten.
De seismische belasting wordt uitgedrukt in een maximale statische horizontale belasting, volgens:

$$E_k = \rho E_h + E_v,$$

$$E_{k,max} = \Omega_0 E_h$$

waarin:

- E_h is de horizontale aardbevingsbelasting toe te schrijven aan de *horizontale* kracht V voor het gebouw als geheel, waarin voor aardbevingszones 1, 2A, 2B en 3 geldt:
 $V = 3,0 C_a \cdot W/R$.
Deze krachten per verdieping (niveau) x moeten worden vastgesteld volgens:
 $V_x = 3,0 C_a \cdot W_p/R$.
- E_v is de verticale aardbevingsbelasting voor het gebouw als geheel, die is toe te schrijven aan de verticale aardbevingsbeweging waarvoor geldt:
 $E_v = 0,5 C_a \cdot I \cdot W$.
Door deze verticale aardbevingsbeweging ontstaan horizontale krachten in de constructie. Deze krachten per niveau x moeten worden vastgesteld volgens:
 $E_{vx} = 0,5 C_a \cdot I \cdot W_p$.
- Voor de toevallige wringeffecten zie § 4.1.1.2.
- De aardbevingsbelasting dient naar ratio van de stijfheid verdeeld te worden over de verschillende stabiliserende elementen.

§ 4.1.1.4 Wrijvingsweerstand tussen de fundering en de ondergrond

Nu de seismische belasting uitgedrukt in een maximale statische horizontale belasting bekend is en de rekenwaarde van de horizontale schuifkracht $E_{k,max;d} = H_{E;d}$ kan worden berekend, dient te worden gecontroleerd of deze door wrijving $F_{R;d}$ en passieve weerstand van de grond $E_{p;d}$ kan worden opgenomen volgens (zie NEN-EN 1998-5):

$$E_{k,max;d} = H_{E;d} \leq F_{R;d} + E_{p;d}.$$

§ 4.2 Buitengewone belastingcombinaties

§ 4.2.1 Buitengewone belastingcombinaties in de uiterste grenstoestand

Voor aardbevingen gelden de volgende drie buitengewone belastingcombinaties:

1. *Uiterste grenstoestand (UGT) met betrekking tot sterkte en de kantelveiligheid voor het gebouw als geheel:*
 - a. $E_d = 1,2 G_k + 1,0 \psi_0 Q_k + 1,0 E_k$
 - b. $E_d = 0,9 G_k \pm 1,0 E_k$

Opmerking: Indien van invloed moet de vervorming van de fundering in het rekenmodel worden meegenomen.
2. *Uiterste grenstoestand (UGT) met betrekking tot het ontstaan van schades door vervormingen voor het gebouw als geheel:*
 - a. $E_d = 1,2 G_k + 1,0 E_k/1,4$
 - b. $E_d = 0,9 G_k \pm 1,0 E_k/1,4$
3. *Uiterste grenstoestand (UGT) met betrekking tot sterkte van constructie-elementen:*
 - a. $E_d = 1,2 G_k + 1,0 \psi_0 Q_k + 1,0 E_k$
 - b. $E_d = 0,9 G_k \pm 1,0 E_k$

Opmerking: De aan te houden combinaties voor de bepaling van de rekenwaarde E_d zijn conform UBC 1997 section 1612.

§ 4.3 Bepalingsmethode

§ 4.3.1 Algemeen

Een gebouw als geheel of een afzonderlijk constructie-onderdeel bezwijkt niet als gevolg van belastingcombinatie 1 en 3 als $E_d \leq R_d$. De opneembare belasting R_d volgt afhankelijk van het constructiemateriaal uit de NEN 6700-serie of de Eurocodes.

Voor de materiaalfactoren γ_m voor beton, betonstaal en voorspanstaal moeten in overeenstemming met NEN 6720 (VBC art. 6) bij de bijzondere belastingcombinatie aardbeving; $\gamma_m = 1,0$ worden aangehouden. In NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB2016 (tabel 2.1N) geldt: voor beton $\gamma_c = 1,2$, voor betonstaal $\gamma_s = 1,0$ en voor voorspanstaal $\gamma_s = 1,0$.

De partiële factoren zijn mede bedoeld om rekening te houden met de degradatie van de sterkte als gevolg van de cyclische vervormingen (zie aanbeveling in 5.2.4 (3) van NEN-EN 1998-1).

uitbuiging δ

Met belastingcombinatie 2 moet worden gecontroleerd of alle onderdelen, bevestigingsmiddelen e.d. de vervormingen van het hoofddraagstelsel kunnen volgen.

Voor de berekende uitbuiging δ van een gebouw met een waarde van de trillingsperiode:

$T = C_t (h_n)^{3/4} < 0,7$ seconde geldt: $\delta \leq 0,025$ maal de verdiepingshoogte.

Voor de berekende uitbuiging δ van een bouwwerk met een waarde van de trillingsperiode:

$T = C_t (h_n)^{3/4} \geq 0,7$ seconde geldt: $\delta \leq 0,020$ maal de verdiepingshoogte.

§ 4.3.2 Aanvullende detailleringsregels betonconstructies

Door de vele funderingsvormen en -afmetingen is het bijna onmogelijk al deze vormen in één voorschrift te bundelen.

Het aanbrengen van de draagkrachtige laag moet middels grondrapporten en de wijze van aanbrengen en verdichten van de grondverbetering worden onderbouwd.

De gekozen fundering met de daarbij behorende betonafmetingen + wapening moeten door (ev. standaard-)berekening worden vastgesteld.

§ 4.3.2.1 Plaatselijke taaiheid/incasseringsvermogen

Gelet op de ontwerpuitgangspunten gelden ten behoeve van het incasseringsvermogen van balk- kolom/wand/poeraansluitingen, die onderdeel zijn van de stabiliteits-voorzieningen voor de afdracht van de aardbevingsbelasting, de volgende aanvullende detailleringsregels op NEN 6720 (de VBC):

Balken onderdeel van een stabiliteitsportaal

Het gebied in de balk gelegen op een afstand van $l_{cr} = h_{balk}$ vanaf de einden van de balk moet worden beschouwd als een kritische zone (zie figuur 4.1).

Draagt de balk, in een gebied tot $2 h_{balk}$ vanaf het steunpunt, doorgaande verticale elementen, dan moet $l_{cr} = 2 h_{balk}$ worden aangehouden.

De wapening in het drukgebied $A_{s,drukzone} \geq \frac{1}{2} A_{s,trekzone} \geq A_{s,min}$ in de trekzone, waarin het minimum wapeningspercentage in de trekzone ρ_{min} is: $\rho_{min} = 0,5 f_{ctm}/f_{yd}$.

De wapening in het druk- en trekgebied moet zijn voorzien van de **volledige basisverankeringslengte l_{vo}** .

In de kritische zone l_{cr} (figuur 4.1) moeten **extra** beugels worden toegepast waarvoor geldt:

- De beugeldiameter ≥ 6 mm (voor beugelvorm zie § 4.3.2.2).
- De hart-op-hartmaat $s_{max} = \min. (h_{balk}/4; 8 \phi_{hoofdwap.}; 125 \text{ mm})$.

De eerste beugel moet worden geplaatst op < 50 mm vanaf de balkeinden (figuur 4.1).

Kolommen onderdeel van een stabiliteitsportaal

Wapeningspercentage: $\rho_{\min} \geq 0,01$ en $\rho_{\max} \leq 0,04$. In symmetrische betondoorsneden moet symmetrische wapening ($\rho = \rho'$) worden toegepast.

Per zijde moet voor kolommen met een breedte > 250 mm, tussen de hoekstaven minimaal één extra staaf worden geplaatst. De h.o.h. afstand tussen de staven moet ≤ 150 mm zijn.

De wapening in het druk- en trekgebied moet zijn voorzien van de volledige basisverankeringslengte l_{vo} .

Aanbeveling aardbevingszone 3:

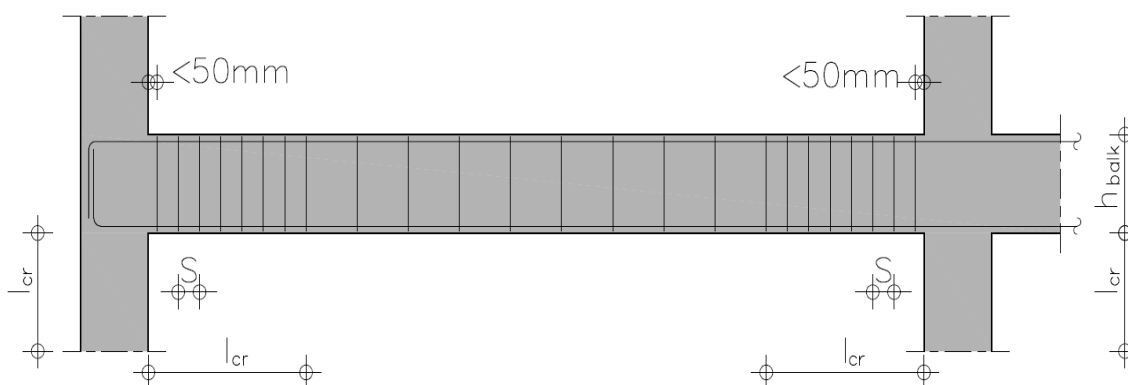
In een vrijstaande kolom in een portaalconstructie wordt het gebied, gelegen op een afstand van $l_{cr} = h_{\text{kolom}}$ vanaf de einden, beschouwd als een kritische zone.

In de kritische zone l_{cr} beugels (als in figuur 4.1) toepassen waarvoor geldt:

- De beugeldiameter ≥ 6 mm (voor de beugelvorm zie § 4.3.2.2).
- De hart-op-hartmaat $s_{\max} = \min.(b_0/2; 8 \phi_{\text{langswap.}}; 125 \text{ mm})$, waarin b_0 is de kleinste h.o.h. afstand van de beugelbenen, $b_0 = b_{\text{kolom}} - 2c - 2 \cdot \frac{1}{2} \phi_{\text{beugel}}$.
- De eerste beugel moet worden geplaatst op < 50 mm vanaf de kolomeinden.
- Als $l_c / h_c < 3$ wordt de totale kolom gezien als zijnde gelegen in de kritische zone en moet overeenkomstig worden gewapend.

Poeraansluitingen

Kolommetjes in de aansluiting tussen de poer en de funderingsbalk (functioneren gangbaar uitsluitend als pendels) moeten worden ontraden.



Figuur 4.1 Verticale wapening (beugels) in de kritische zone van de balk

§ 4.3.2.2 Wapening algemeen geldend voor de BES-eilanden

De betonconstructie van een gebouw moet zo zijn ontworpen dat 'bros' bezwijken van de constructie als geheel, of van de afzonderlijke constructie-elementen, wordt vermeden.

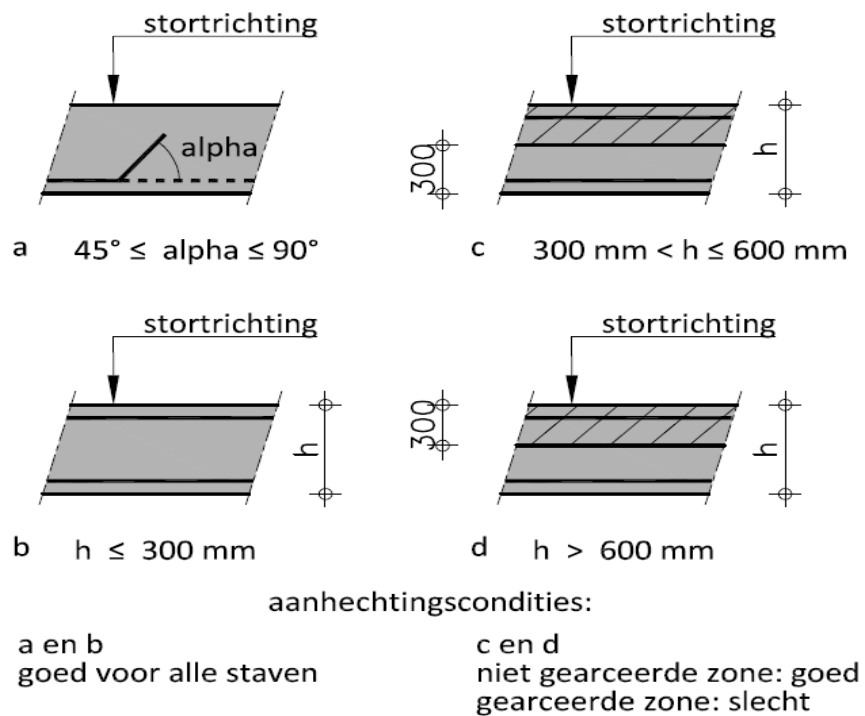
Om het nascheurgedrag van de betonconstructie als geheel, of van de afzonderlijke constructie-elementen, te waarborgen wordt aan de wapening in de betonconstructie de volgende eisen gesteld:

Algemeen:

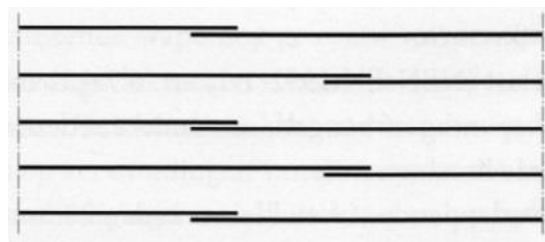
- In hoofdstuk 4 wordt de wapening aangegeven in de staalsoort B 500. Wordt wapening Grade 60 toegepast, dan geldt: $1,4 A_{s \text{ B } 500} = A_{s \text{ Grade } 60}$.
- Beugelvormen:
De verankerings van praktische beugels en dwarskracht- en/of wringbeugels behoort te zijn verwezenlijkt door haakse ombuigingen of schuine haken zoals aangegeven in

figuur 4.4c.

- Uitgangspunt bij de overlapslengte en de verankeringslengte van de wapening belast op trek en op druk, staalsoort B 500:
In aanvulling op NEN 6720 (de VBC) art. 9.6 'Verankeringslengte van betonstaal' moet worden uitgegaan van:
 - Goede aanhechting (figuur 4.2): Beton C 16/20 $\geq 50 \varnothing$; beton C 20/25 $\geq 40 \varnothing$
 - Slechte aanhechting (figuur 4.2): Beton C 16/20 $\geq 60 \varnothing$; beton C 20/25 $\geq 50 \varnothing$. (Vermenigvuldigingsfactoren voor Grade 60 is 0,7).
 - Voor beton > C 20/25 zie VBC art. 9.6.
 - Overlappen verspringend aanbrengen (figuur 4.3) met een h.o.h. afstand tussen twee overlappen $\geq 10 \varnothing_{\text{staaf}}$.
- De hart-op-hartafstand van de wapeningsstaven:
In afwijking van NEN 6720 (de VBC) art. 9.11.4 en art. 9.11.5 mag worden aangehouden voor balken en kolommen deel uitmakend van (opgesloten) metselwerkwanden volgens § 4.3.3.2:
 - De hart-op-hartafstand van de (flank)staven ≤ 350 mm
 - Beugels, resp. 'spekhaken' met een hart-op-hartafstand ≤ 350 mm.
- Voor overige voorwaarden betonstaal zie hoofdstuk 5.



Figuur 4.2 Beschrijving van de aanhechtingsomstandigheden

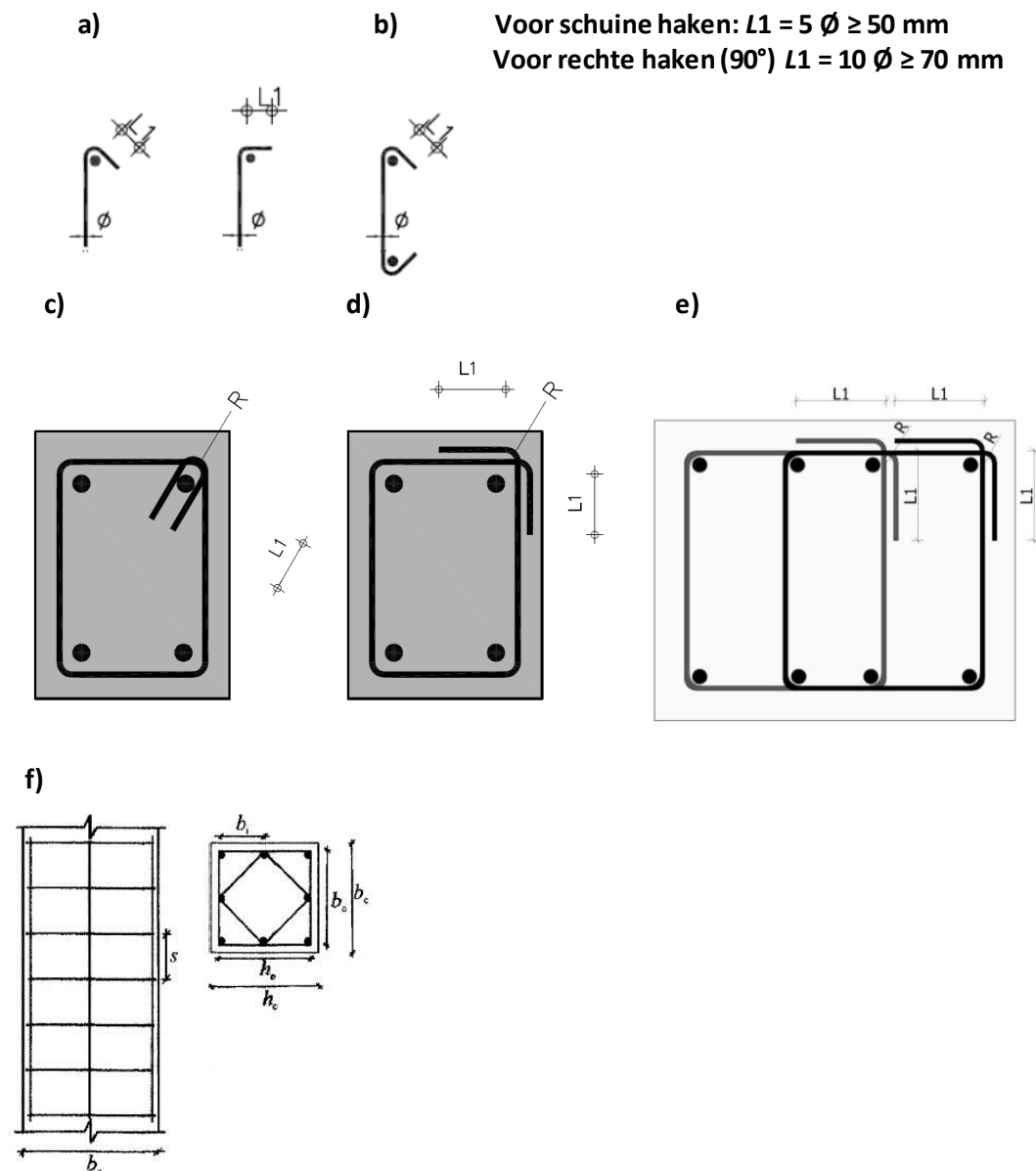


Figuur 4.3 Verspringend aanbrengen van de lassen

§ 4.3.2.2.1 Verankering wapening

In aanvulling op NEN 6720 (de VBC) art. 9.6 'Verankeringslengte van betonstaal' moet worden uitgegaan van:

- Trekstaven voorzien van een haak volgens figuur 4.4a:
voor de basisverankeringslengte l_{vo} mag $0,7 l_{vo}$ worden aangehouden indien de dekking op de trekstaaf $\geq 3 \varnothing_{\text{trekstaaf}}$.
- Voor schuine haken aan beugels moet de lengte $L1 = 5 \varnothing \geq 50 \text{ mm}$ bedragen. Voor rechte haken (90°) moet $L1 = 10 \varnothing \geq 70 \text{ mm}$ bedragen (figuur 4.4).
- Binnen de ombuiging van de op trek belaste staaf $\geq \varnothing 16$ moet een dwarsstaaf met een diameter $\geq \varnothing_{\text{trekstaaf}}$ worden aangebracht. Lengte dwarsstaaf, zie figuur 4.5. De dwarsstaaf moet gesteund worden door ten minste twee trekstaven.



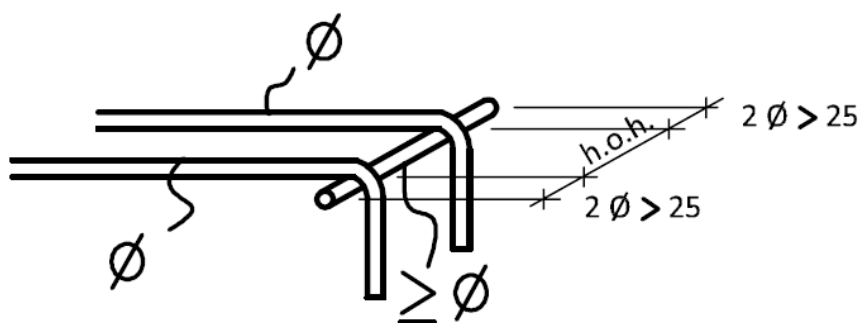
Figuur 4.4 Voorbeelden van eindverankeringen en beugelvormen.

Vorm c), d) en e) voor montagebeugels.

Vorm c) voor dwarskrachtbeugels en wringbeugels.

Vorm c) en f) voor kolommen (Vorm f met schuine haken).

Vorm c) voor kolommen en ringbalken in al of niet opgesloten metselwerk.



Figuur 4.5 Extra dwarsstaaf binnen de ombuiging op trek belast staaf

§ 4.3.2.3 Betondekking algemeen geldend voor de BES-eilanden

De betondekking op de buitenste staaf moet ten minste de in tabel 4.3 aangegeven waarde hebben. Onverlet de in deze tabel aangegeven waarden moet de betondekking op de hoofdwapening voor staven met een diameter $\geq \emptyset 25$, ten minste gelijk zijn aan $1,5 \emptyset$.

Om de duurzaamheid van de betonconstructie te waarborgen wordt, afhankelijk van de milieuklasse, eisen gesteld aan de betonsamenstelling.

Dit betekent voor **funderingsconstructies in de volgende milieuklassen**:

Voor **funderingsconstructies** geldt (voor betonsamenstelling zie voorbeelden bijbehorende milieuklassen in funderingsconstructies):

XS 1; funderingsconstructies niet in aanraking komend met dit agressief grondwater (zeewater).

XS 2; funderingsconstructies blijvend onder agressief grondwater (zeewater).

XS 3; funderingsconstructies nat/droog agressief grondwater (zeewater).

Voor **overige constructies** geldt:

XS 1; blootgesteld aan zouten uit de lucht maar niet in direct contact met zeewater.

Voor de overige constructies geldt:

XS 1; blootgesteld aan zouten uit de lucht maar niet in aanraking komend met zeewater

Voorbeelden:

- Constructies blootgesteld aan het binnen- en buitenklimaat
- Funderingsconstructies die niet in aanraking komend met agressief grondwater.
Door de wisselende grondwaterstand (vaak zout water) wordt XS 1, maar zelfs beter XS 3 bij dieper gelegen funderingen.

Betonkwaliteit $\geq C 16/20$ (B20). Betonsamenstelling: Water-cementfactor $\leq 0,50$ voor grindbeton en $0,55$ voor beton met gebroken kalksteen als grind en/of zandvervanger.
Cementgehalte $\geq 300 \text{ kg/m}^3$.

XS 2; blijvend onder zeewater.

Voorbeeld:

- Delen van constructies in zee.

Betonkwaliteit $\geq C 20/25$ (B25). Betonsamenstelling: Water-cementfactor $\leq 0,45$ voor grindbeton en $0,50$ voor beton met gebroken kalksteen als grind en/of zandvervanger.
Cementgehalte $\geq 320 \text{ kg/m}^3$.

XS 3; getijde-, spat- en stuifzones

Voorbeeld:

- Delen van constructies in zee.

Betonsamenstelling: Water-cementfactor $\leq 0,45$ voor grindbeton en $0,50$ voor beton met gebroken kalksteen als grind en/of zandvervanger.

Cementgehalte $\geq 340 \text{ kg/m}^3$.

Constructies in milieuklasse XA 1 t.m. XA 3 (chemische aantasting beton)

XA 1; zwak agressief chemisch milieu volgens tabel 2 van EN 206-1.

Betonsamenstelling: Water-cementfactor $\leq 0,55$ voor grindbeton en $0,60$ voor beton met gebroken kalksteen als grind en/of zandvervanger. Cementgehalte $\geq 300 \text{ kg/m}^3$.

XA 2; matig agressief chemisch milieu volgens tabel 2 van EN 206-1.

Betonsamenstelling: Water-cementfactor $\leq 0,50$ voor grindbeton en $0,55$ voor beton met gebroken kalksteen als grind en/of zandvervanger. Cementgehalte $\geq 320 \text{ kg/m}^3$.

XA 3; sterk agressief chemisch milieu volgens tabel 2 van EN 206-1.

Betonsamenstelling: Water-cementfactor $\leq 0,45$ voor grindbeton en $0,50$ voor beton met gebroken kalksteen als grind en/of zandvervanger. Cementgehalte $\geq 340 \text{ kg/m}^3$.

Opmerking: In tabel 4.3 zijn de milieuklassen XA niet genoemd. Deze hebben namelijk invloed op de betonsamenstelling, omdat zij een maat zijn voor de mate waarin het beton zelf wordt aangetast. Dit betekent niet dat er geen eisen aan de grootte van de betondekking worden gesteld. De te hanteren milieuklasse wordt gevonden doordat een milieuklasse XA in combinatie met een milieuklasse XS optreedt. De maatgevende milieuklasse XS moet worden aangehouden voor wat betreft de minimum-betondekking.

Constructieve kwalificatie, correctie met aangegeven aantal constructieklassen

	XS 1	XS 2 en XS 3
Ontwerplevensduur 100 jaar	+ 2	+ 2
Ontwerplevensduur 75 jaar	+ 1	+ 1
Plaatgeometrie (inclusief vloerverzwaringen)	– 1	– 1
Kwaliteitsbeheersing op basis van (KOMO, of gelijkwaardig) gecertificeerde prefab. betonproductie	– 1	– 1

Minimum betondekking op betonstaal

Constructieklasse	XS 1	XS 2 en XS 3
S 1	20	25
S 2	25	30
S 3	30	35
S 4 (uitgangspunt bij ontwerplevensduur 50 jaar)	35	40
S 5	40	45
S 6	45	50

Tabel 4.3 Minimum nominale betondekking c op duurzaamheid (oncontroleerbaar +5 mm)

Uitgangspunt tabel 4.3: Constructieklasse S 4 (ontwerplevensduur 50 jaar).

Voorbeeld: Verdiepingsvloer in XS 1; plaatgeometrie, dus – 1. Betondekking $S4 - 1 = S3$;

Betondekking 30 mm.

§ 4.3.2.4 Bepalingsmethode brandwerendheid betonconstructies

De op de BES traditioneel gehanteerde detaillering van de betonconstructie; de betondekking,

≥ 30 mm bij vloeren en ≥ 35 mm op de beugels bij balken, en ≥ 35 mm op de beugels bij kolommen waarborgt een brandwerendheid van ≥ 60 minuten.

- Kolommen en balken (figuur 4.6) al of niet onderdeel van opgesloten metselwerk (§ 4.3.3.1 en § 4.3.3.2) waarborgt een brandwerendheid van ≥ 30 minuten.
- Gewapend metselwerk (§ 4.3.3.3) waarborgt een brandwerendheid van ≥ 30 minuten.
- Voor de brandwerendheid en de scheidende functie zijn voor eenvoudige gebouwen in tabel 4.4 minimale betonafmetingen gegeven.

De brandwerendheid mag ook middels berekening volgens NEN 6071, of NEN-EN 1992-1-2 worden bepaald.

Tabel 4.4 Minimale afmetingen betonconstructies voor eenvoudige gebouwen

Brandwerendheid (minuten)	Wanddikte (mm)	Plaat (mm)	Balk-breedte (mm)	Kolom in opgesloten metselwerk (mm ²)	Vrijstaande kolom $l_{\max} = 4,5 \text{ m}$ (mm) ²
30	120	150	100	150 x 300	300 x 300
60	120	150	120	200 x 350	350 x 350

§ 4.3.3 Aanvullende detailleringsregels metselwerkwallen

Al of niet dragende wallen kunnen worden uitgevoerd als betonwallen, metalstud-wallen), houten (scheidings)wallen, metselwerkwallen enz.

Voor gebouwen uitgevoerd in (dragend) metselwerk kennen we de volgende bouwmethoden:

- Ongewapend niet opgesloten metselwerk.
- Opgesloten metselwerk.
- Gewapend metselwerk.

Het metselwerk op de BES-eilanden wordt gangbaar uitgevoerd in massieve- en in holle metselwerkblokken.

De blokken hebben de afmeting van breed 400 mm, hoog 200 mm en dik 100 mm (de zogenaamde 4" blokken), 150 mm (de 6" blokken) of 200 mm (de 8" blokken).

De karakteristieke steendruksterkte van de blokken, eis, is: ≥ 4,5 N/mm².

De karakteristieke metselmortelsterkte van de blokken, eis, is: ≥ 5 N/mm²

Bij een metselmortelsterkte van 7,5 N/mm², kan als materiaaleigenschap van het metselwerk worden aangehouden van $f'_{\text{rep}} = 1,5 \text{ N/mm}^2$.

Voor de rekenwaarde van de druksterkte geldt:

$$f'_d = f'_{\text{rep}} / \gamma_m, \text{ waarin } \gamma_m = 1,8, \text{ zodat: } f'_d = 1,5 / 1,8 = 0,83 \text{ N/mm}^2.$$

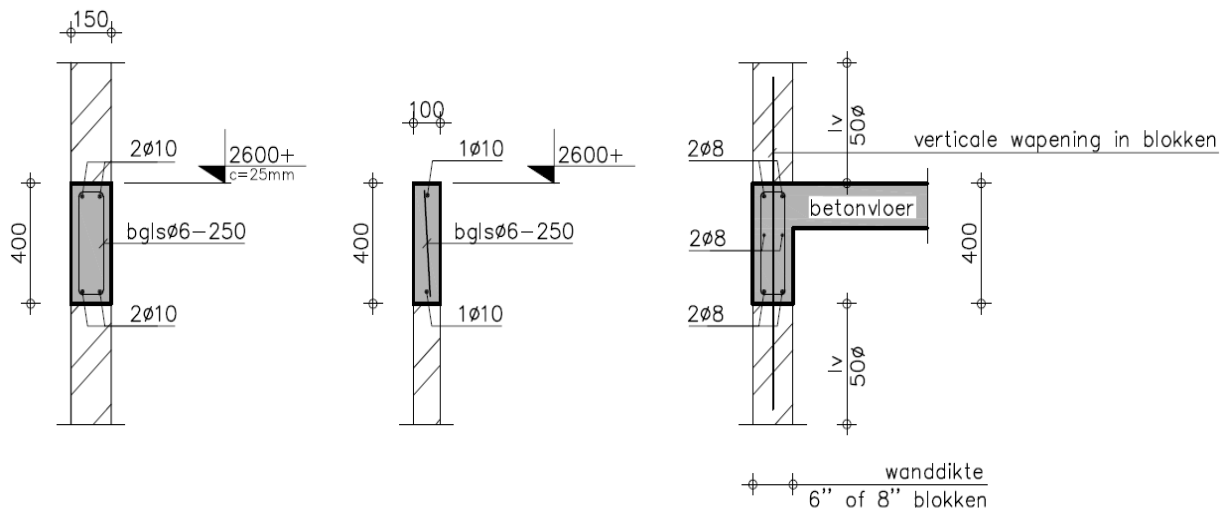
Bij een metselmortelsterkte van 5 N/mm², kan als materiaaleigenschap van het metselwerk worden aangehouden van $f'_{\text{rep}} = 1,25 \text{ N/mm}^2$. Voor de rekenwaarde van de druksterkte geldt:

$$f'_d = f'_{\text{rep}} / \gamma_m, \text{ waarin } \gamma_m = 1,8, \text{ zodat: } f'_d = 1,25 / 1,8 = 0,69 \text{ N/mm}^2.$$

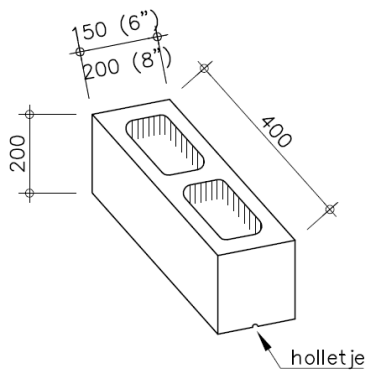
Een voorbeeld van een 6" en een 8" hol metselwerkblok is gegeven in figuur 4.7.

Op **Bonaire** werd gangbaar gemetseld in massieve blokken. De holle blokken worden daar ook steeds meer toegepast.

Op **Saba en St. Eustatius** wordt gangbaar het holle blok toegepast.



Figuur 4.6 Voorbeelden van ringbalken



Figuur 4.7 Metselwerk blokafmetingen (voorbeeld)

§ 4.3.3.1 Ongewapend niet opgesloten metselwerk

Ongewapend niet opgesloten metselwerk mag worden toegepast in éénlaagse bouw, of de bovenste laag van een gebouw met meer bouwlagen, in aardbevingszones $\leq 2A$, dus op **Bonaire**.

Opmerking: Wordt de zolder- of dakvloer uitgevoerd in beton (hoog gewicht, nadelig bij aardbevingsbelastingen), dan geldt deze als een **extra bouwlaag** (zie § 2.1.1). Het gebouw valt dan niet onder de definitie 'eenvoudige' gebouwen. Het metselwerk moet in dit geval worden uitgevoerd als opgesloten metselwerk.

Het ongewapend metselwerk moet aan de bovenzijde worden afgesloten door een doorgaande horizontale betonnen ringbalk. Aanvullend geldt:

- Het dragende en niet-dragende metselwerk moet op de hoeken (L-) en bij T- of X-aansluitingen in halfsteens verband worden gemetseld, zodat het metselwerk één geheel vormt.
- Het dragende en niet-dragende metselwerk, inclusief met de er zich in bevindende ramen en deuren, moet zijdelings h.o.h. $\leq 5,0$ m gesteund worden via:
 - Een L-, T-, of X-verbinding. Ter plaatse van de L-, T-, of X-verbinding moeten de in halfsteensverband met de wand gemetselde benen een lengte hebben van tweemaal de wanddikte ≥ 400 mm om meegerekend te mogen worden als steunverbinding.
 - Een gewapend betonkolom, die één geheel vormt met het metselwerk, met een breedte ≥ 300 mm en een dikte als die van de metselwerkwand. De kolom wordt na het aanbrengen van het metselwerk gestort, om zo een goede verbinding met het metselwerk te krijgen; schijfwerking.
 - Wapening geplaatst in de met beton gevulde holle ruimten van het metselblok.
- De dikte t van alle buitenwanden en dragende binnenwanden met een hoogte $h \leq 3,0$ m is: $t \geq 150$ mm (6" blokken). Indien $h > 3,0$ m, kies slankheid $\lambda = h/t \leq 20$.

- De dikte t van niet dragende binnenwanden met een hoogte $h \leq 3,0$ m is:
 $t \geq 100$ mm (4" blokken). Indien $h > 3,0$ m, kies slankheid $\lambda = h/t \leq 30$.

Horizontale ringbalken

- Ter plaatse van de dakconstructie moeten langs de gehele omtrek horizontale gewapende betonnen ringbalken (figuur 4.6) worden aangebracht, waaraan de dakconstructie **rechtstreeks**, of via een aan de ringbalk verankerde muurplaat, wordt verankerd.
- De horizontale omsluiting, de (ring)balken, moet worden geplaatst op ieder vloerniveau. De vloeren moeten worden verbonden met de ringbalken en tezamen worden uitgevoerd als een schijfconstructie.
- Deze ringbalk dient minimaal op vier locaties gekoppeld te worden aan de funderingsstrook dan wel aan de plaatfundering door gewapende betonkolommen, of door wapening geplaatst in de met beton gevulde holle ruimten van het metselblok.
 De kolom wordt na het aanbrengen van het metselwerk gestort, om zo een goede verbinding met het metselwerk te krijgen; schijfwerking.
 Voorbeeld: Kolomwapening 8 Ø 8 beugels 2 x Ø 6 – 250 (zie figuur 8.4.3) ter plaatse van de 4 buitenhoeken van het gebouw.
- Dak rechtstreeks, of via een aan de ringbalk verankerde muurplaat (zie § 2.3.2), aan de ringbalk verankeren.
- De ringbalken, hoog ≥ 400 mm (figuur 4.6: beugels met schuine haken, figuur 4.4 vorm c) met een breedte gelijk aan de breedte van de metselwerkwand, moeten worden voorzien van een doorgaande wapening van:
 - Bij deur-, raam- of andere sparingen $\leq 1,20$ m geldt:
 $B\ 500\ A, A_{s,totaal} \geq 200\ mm^2$ (4 Ø 8, 201 mm²), beugels $\geq \text{Ø } 6 - 250$.
 - Bij deur-, raam- of andere sparingen $\leq 2,0$ m geldt:
 $B\ 500\ A, A_{s,totaal} \geq 300\ mm^2$ (4 Ø 10, 314 mm²). Beugels $\geq \text{Ø } 6 - 250$
 - Bij deur-, raam- of andere sparingen $> 2,0$ m geldt:
 De wapening middels berekening bepalen.
- Moet voor de gekozen dakconstructie, door het ontbreken van trekstangen, gerekend worden met spatkrachten op de ringbalk, dan moet de extra wapening in de ringbalken middels berekening worden bepaald.
- Bij hogere ringbalken, hoogte > 400 mm, en ringbalken waarop een extra belasting komt (bijv. bij steunpunt nokgording en bij ringbalken boven wandopeningen $> 2,0$ m) aanvullende onder-, boven- en langswapening plaatsen. Deze wapening door berekening te bepalen.
- Over niet dragende binnenwanden moet een betonnen 'ringbalk' hoog ≥ 400 mm met een breedte gelijk aan de breedte van de metselwerkwand worden aangebracht.
 Bij een balkbreedte van 100 mm (4") geldt:
 $B\ 500\ A, A_{s,totaal} \geq 100\ mm^2$ (2 Ø 8, 101 mm²). Beugels $\geq \text{Ø } 6 - 250$, de zgn. 'spekhaken' (als in figuur 4.6).
 Bij een balkbreedte van ≥ 150 mm (6") geldt: $B\ 500\ A, A_{s,totaal} \geq 200\ mm^2$ (4 Ø 8, 201 mm²). Beugels $\geq \text{Ø } 6 - 250$.
- De wanden worden aan de buitenzijde voorzien van een stuclaag dik 15 mm en aan de binnenzijde van een stuclaag van 10 mm.
- Aanbeveling: Om scheurvorming aan de onderzijde van de raamsparing, > 1000 mm te voorkomen, extra wapening 2 Ø 6 (verzinkt volgens opgave fabrikant bij agressief zeemilieu $\geq XS\ 1$) aanbrengen ter plaatse van een speciaal 'holletjes' (zodat de staaf rondom een dekking heeft van ≥ 5 mm) onderin de blokken zodat de staven goed door de voegspecie omhuld (krachtsoverdracht) worden, of een murfor-ligger, in de voeg opnemen.
 Eventueel kan gebruik worden gemaakt van Aramide-metselwerkwapeningsmatjes.

- Bovenkant raamsparing is onderkant ringbalk
- Betonsterkteklasse $\geq C 16/20$ (B20). Betondekking traditioneel 25 mm (toelaatbaar met studlagen, dik: ≥ 15 mm buiten en ≥ 10 mm binnen).
- De ringbalken over de al of niet dragende metselwerkwallen moeten worden uitgevoerd als een doorgaand balkenframe. De wapening in de knopen moet volledig worden verankerd, of doorlopen. Vermijd in de knopen onnodige wapeningsconcentraties; werk bij L- en T-aansluitingen bij voorkeur met haarspelden waaraan de wapening buiten de aansluiting met een overlaplas wordt verbonden.
- Indien een betonnen begane grond-, verdiegings- of dakvloer aanwezig is, mag de ringbalk vervallen en geacht te zijn opgenomen in de over het metselwerk doorlopende betonvloer. De wapening in de vloer ter plaatse van de metselwerkwallen moet door berekening worden verantwoord, met een minimum van:
 - Bij een wandbreedte van 100 mm (4") geldt:
 $B 500 A, A_{s,totaal} \geq 100 \text{ mm}^2 (2 \varnothing 8, 101 \text{ mm}^2)$.
 - Bij een wandbreedte van ≥ 150 mm (6") geldt:
 $B 500 A, A_{s,totaal} \geq 200 \text{ mm}^2 (4 \varnothing 8, 201 \text{ mm}^2)$.
- Voor betonafmetingen ≤ 150 mm; gebruik beton met een maximum korrelgrootte $D_{max} = 16$ mm.

§ 4.3.3.2 Opgesloten metselwerk

Opgesloten metselwerk is algemeen toepasbaar. Opgesloten metselwerk wordt verkregen door het metselwerk te omsluiten door een gewapende betonnen portaalconstructie. Om een effectieve aanhechting tussen de betonnen portaalconstructie en het metselwerk te verkrijgen, moet de omsluitende portaalconstructie pas worden gestort nadat het metselwerk is aangebracht. Metselwerk uitvoeren in halfsteens verband zodat geen doorgaande verticale voegen ontstaan.

De halfsteense vertanding ter plaatse van de kolommen, zo veel mogelijk handhaven, zodat één geheel met de betonkolom wordt gevormd. Vervolgens worden de kolommen en balken gewapend, bekist en gestort. Aanvullend geldt:

Opgesloten metselwerk Bonaire:

- De dikte t van alle buitenwanden en de dragende binnenwanden, niet vallend onder § 4.3.3.1, met een hoogte $h \leq 3,0$ m is: $t \geq 150$ mm, 6" blokken. Indien $h > 3,0$ m, kies slankheid $\lambda = h/t \leq 20$.
- Per verdieping moet deze dikte vergroot worden met 30 mm (zie publicatiesheet august 16^e 1999 Saba). Niet dragende lichte scheidingwanden vallen hier niet onder.
Blokafmetingen van zowel de massieve als de holle metselblokken
 Gezien de gebruikelijke blokafmetingen (figuur 4.7) betekent dit praktisch:
 - Bovenste laag: 6" blokken.
 - Volgende twee verdiepingen 8" blokken.
 - Meer dan 3 bouwlagen blokafmetingen enz. door constructeur laten bepalen.
- Niet dragende lichte scheidingwanden: $h \leq 3,0$ m: 4" blokken. Indien $h > 3,0$ m, kies slankheid $\lambda = h/t \leq 30$.
- Afmetingen en toe te passen wapening voor betonnen kolommen en (ring)balken voor de buitenwanden en de dragende binnenwanden:

Kolom:
 breedte ≥ 150 mm, (Kies in verband met plaatsen wapeningskorf een grotere breedte bijv. 300 mm), dikte als wanddikte.
 Wapening: $B 500 A, A_{s,totaal} \geq 200 \text{ mm}^2 (4 \varnothing 8, 201 \text{ mm}^2)$. Beugels $\geq \varnothing 6 - 250$.

Balk:
 De ringbalken, hoog ≥ 400 mm (figuur 4.6: beugels met schuine haken, figuur 4.4 vorm c).

met een breedte gelijk aan de breedte van de metselwerkwand, moeten worden voorzien van een doorgaande wapening van:

- Bij deur-, raam- of andere sparingen $\leq 1,20$ m geldt:
B 500 A, $A_{s,totaal} \geq 200 \text{ mm}^2$ (4 $\emptyset 8$, 201 mm^2), beugels $\geq \emptyset 6 - 250$.
- Bij deur-, raam- of andere sparingen $\leq 2,0$ m geldt:
B 500 A, $A_{s,totaal} \geq 300 \text{ mm}^2$ (4 $\emptyset 10$, 314 mm^2). Beugels $\geq \emptyset 6 - 250$
- Bij deur-, raam- of andere sparingen $> 2,0$ m geldt:
De wapening middels berekening bepalen.
- Moet voor de gekozen dakconstructie, door het ontbreken van trekstangen, gerekend worden met spatkrachten op de ringbalk, dan moet de extra wapening in de ringbalken middels berekening worden bepaald.
- Bij hogere ringbalken, hoogte > 400 mm, en ringbalken waarop een extra belasting komt (bijv. bij steunpunt nokgording en bij ringbalken boven wandopeningen $> 2,0$ m) aanvullende onder-, boven- en langswapening plaatsen. Deze wapening door berekening te bepalen.
- Over niet dragende binnenwanden moet een betonnen 'ringbalk' hoog ≥ 400 mm met een breedte gelijk aan de breedte van de metselwerkwand worden aangebracht.
Balk: breedte 100 mm (4"):
Wapening: B 500 A, $A_{s,totaal} \geq 100 \text{ mm}^2$ (2 $\emptyset 8$, 101 mm^2). Beugels $\geq \emptyset 6 - 250$, de zgn. 'spekhaken' (als in figuur 4.6).
Balk: breedte 150 mm (6"):
Wapening: B 500 A, $A_{s,totaal} \geq 200 \text{ mm}^2$ (4 $\emptyset 8$, 201 mm^2 of 6 $\emptyset 8$, 302 mm^2 bij een breedte van ≥ 200 mm). Beugels $\geq \emptyset 6 - 250$.
- Langs alle vrije randen en bij de tussenkolommen moet een kolom $t \times 300 \text{ mm}^2$ worden geplaatst.
Kolom: Dikte $t = 100 \text{ mm}$ (4"):
Wapening: B 500 A, $A_{s,totaal} \geq 100 \text{ mm}^2$ (2 $\emptyset 8$, 101 mm^2). Beugels $\geq \emptyset 6 - 250$, de zgn. 'spekhaken'.
Kolom: Dikte $t = 150 \text{ mm}$ (6"):
Wapening: B 500 A, $A_{s,totaal} \geq 200 \text{ mm}^2$ (4 $\emptyset 8$, 201 mm^2). Beugels $\geq \emptyset 6 - 250$
- Het dragende en niet-dragende metselwerk, inclusief met de er zich in bevindende ramen en deuren, moet zijdelings gesteund worden door dwarswanden of penanten met een lengte van tweemaal de wanddikte $\geq 400 \text{ mm}$ ter plaatse van:
 - Alle vrije randen en op alle T-, L- en X- wandaansluitingen.
 - Aan beide zijden van een wandopening $\geq 1,5 \text{ m}^2$.
 - h.o.h. $\leq 5,0$ meter.Een extra tussenkolom moet geplaatst worden in de opgesloten metselwerkwand indien deze langer is dan 5,0 m.
- De horizontale omsluiting, de ringbalken, moet worden geplaatst op ieder vloerniveau. De vloeren moeten worden verbonden met de ringbalken en tezamen worden uitgevoerd als een schijfconstructie.
- Bovenkant ringbalk is bovenkant van de (betonnen) verdiepings-/zoldervloer. Daar de beugels en de bovenwapening in de ringbalk nu rechtstreeks worden verbonden met de wapening uit de verdiepings-/zoldervloer krijgen we een goede samenwerking tussen beide elementen. Er kan ook voor worden gekozen de ringbalk op de vloer te plaatsen.
- Alle buitenwanden en de dragende binnenwanden gelegen tussen de funderingsstrook en de begane grondvloer moeten worden uitgevoerd in:
 - Ongewapend niet opgesloten metselwerk, of
 - opgesloten metselwerk, of
 - gewapend metselwerk, of
 - gewapend beton.

- De knoopverbinding fundering(strook) – kolom moet momentvast zijn; de kolomwapening wordt volledig verankerd in de fundering(strook).
- De knoopverbinding, ringbalken-kolom, één geheel vormend met de al of niet dragende metselwerkwallen, moet worden uitgevoerd als een doorgaand momentvast balken-kolommen-frame. **De wapening in de knopen moet volledig worden verankerd, of doorlopen.**
Vermijd in de knopen onnodige dichte wapeningsconcentraties; werk bij L- en T-aansluitingen bij voorkeur met haarspelden waaraan de wapening net buiten de aansluiting met een overlaps (staven ev. boven elkaar leggen) wordt verbonden.
- Dak rechtstreeks, of via een aan de ringbalk verankerde muurplaat (zie § 2.3.2), aan de ringbalk verankeren.
- Indien een betonnen begane grondvloer, verdiepings- of dakvloer aanwezig is, mag de ringbalk vervallen en geacht te zijn opgenomen in de betonnen vloer. De wapening in de vloer ter plaatse van de metselwerkmuur moet door berekening worden verantwoord, met een minimum van:
 - Bij een balkbreedte van ≥ 100 mm (4") geldt:
 $B 500 A, A_{s,totaal} \geq 100 \text{ mm}^2$ (2 $\varnothing 8$, 101 mm^2).
 - Bij een balkbreedte van ≥ 150 mm (6") geldt:
 $B 500 A, A_{s,totaal} \geq 200 \text{ mm}^2$ (4 $\varnothing 8$, 201 mm^2).
- De wanden worden aan de buitenzijde voorzien van een stuc laag dik 15 mm en aan de binnenzijde van een stuc laag van 10 mm.
- Aanbeveling: Om scheurvorming aan de onderzijde van de raamsparing, > 1000 mm te voorkomen, extra wapening 2 $\varnothing 6$ (verzinkt volgens opgave fabrikant bij agressief zeemilieu $\geq$ XS 1) aanbrengen ter plaatse van een speciaal 'holletjes' (zodat de staaf rondom een dekking heeft van ≥ 5 mm) onderin de blokken zodat de staven goed door de voegspecie omhuld (krachtsoverdracht) worden, of een murfor-ligger, in de voeg opnemen (figuur 8.4.6).
Eventueel kan gebruik worden gemaakt van Aramide-metselwerkwapeningsmatjes. Bovenkant raamsparing is onderkant ringbalk
- Betonsterkteklasse $\geq$ C 16/20 (B20). Betondekking traditioneel 25 mm (toelaatbaar met stuc lagen, dik: ≥ 15 mm buiten en ≥ 10 mm binnen).
- Voor betonafmetingen ≤ 150 mm; gebruik beton met een maximum korrelgrootte: $D_{max} = 16$ mm.

Opgesloten metselwerk Saba en St. Eustatius:

- Dragende buiten- en binnenwanden: $h \leq 3,0$ m, moeten voor éénlaagse bouw en de bovenverdieping van een meer-verdiepingen gebouw ≥ 150 mm (, 6") dik zijn.
Indien $h > 3,0$ m, kies slankheid $\lambda = h/t \leq 20$.
Per verdieping moet deze dikte vergroot worden met 30 mm (zie publicatiesheet august 16^e 1999 Saba). Niet dragende lichte scheidingwanden vallen hier niet onder.
Blokafmetingen
Gezien de gebruikelijke blokafmetingen (figuur 4.7) betekent dit praktisch:
 - Bovenste laag: 6" blokken.
 - Volgende twee verdiepingen 8" blokken.
 - Meer dan 3 bouwlagen blokafmetingen enz. door constructeur laten bepalen.
 Niet dragende scheidingwanden: $h \leq 3,0$ m: 6" blokken.
Indien $h > 3,0$ m, kies slankheid $\lambda = h/t \leq 30$ met een minimum van 6" blokken.
- In het aansluitvlak metselwerk – betonnen vloer of (ring)balkconstructie moeten starterbars $\varnothing 10 - 400$ in de blok-betonvulling worden opgenomen (zie voor detail-aansluiting metselwerk betonconstructie § 4.4.2.2 en § 4.4.3.2).
- Afmetingen en toe te passen wapening voor betonnen kolommen en (ring)balken voor de

buitenwanden en de al of niet dragende binnenwanden:

Kolom:

breedte ≥ 150 mm, (Kies in verband met plaatsen wapeningskorf een grotere breedte bijv. 300 mm), dikte als wanddikte.

Wapening: B 500 A, $A_{s,totaal} \geq 300 \text{ mm}^2$ (4 $\emptyset 10$, 314 mm^2 , of 6 $\emptyset 8$, 302 mm^2 bij een breedte van > 200 mm). Beugels $\geq \emptyset 6 - 250$.

Balk:

hoogte ≥ 400 mm, breedte ≥ 150 mm 6" als wand.

Wapening: B 500 A, $A_{s,totaal} \geq 300 \text{ mm}^2$ (4 $\emptyset 10$, 314 mm^2 , of 6 $\emptyset 8$, 302 mm^2).

Beugels $\geq \emptyset 6 - 250$.

Opmerking: Voor de wapening $\emptyset 10$ en $\emptyset 8$ mogen $\frac{3}{8}$ " staven worden toegepast. Voor de beugels $\emptyset 6 - 150$ beugels $\frac{1}{4}$ " - 150.

- Moet voor de gekozen dakconstructie, door het ontbreken van trekstangen, gerekend worden met spatkrachten op de ringbalk, dan moet de extra wapening in de ringbalken middels berekening worden bepaald.
- Bij hogere ringbalken, hoogte > 400 mm, en ringbalken waarop een extra belasting komt (bijv. bij steunpunt nokgording en bij ringbalken boven wandopeningen $> 2,0$ m) aanvullende onder-, boven- en langswapening plaatsen. Deze wapening door berekening te bepalen.
- Dragende en niet-dragende metselwerk, inclusief met de er zich in bevindende ramen en deuren, moet zijdelings gesteund worden door kolommen ter plaatse van:
 - Alle vrije randen en op alle T-, L- en X- wandaansluitingen.
 - Aan beide zijden van een wandopening $\geq 1,5 \text{ m}^2$.
 - h.o.h. 4,0 meter.Een extra tussenkolom moet geplaatst worden in de opgesloten metselwerkwand indien deze langer is dan 4,0 m.
- De horizontale omsluiting, de ringbalken, moet worden geplaatst op ieder vloerniveau. De vloeren moeten worden verbonden met de ringbalken en tezamen worden uitgevoerd als een schijfconstructie.
- Bovenkant ringbalk is bovenkant van de (betonnen) verdiepings-/zoldervloer. Daar de beugels en de bovenwapening in de ringbalk nu rechtstreeks worden verbonden met de wapening uit de verdiepings-/zoldervloer krijgen we een goede samenwerking tussen beide elementen.
Er kan ook voor worden gekozen de ringbalk op de vloer te plaatsen.
- Alle buiten- en binnenwanden gelegen tussen de funderingsstrook en de begane grondvloer moeten worden uitgevoerd in:
 - opgesloten metselwerk, of
 - gewapend metselwerk, of
 - gewapend beton.
- De knoopverbinding fundering(strook) – kolom moet momentvast zijn; de kolomwapening wordt volledig verankerd in de fundering(strook).
- De knoopverbinding, ringbalken-kolom, één geheel vormend met de al of niet dragende metselwerkwanden, moet worden uitgevoerd als een doorgaand momentvast balken-kolommen-frame.

De wapening in de knopen moet volledig worden verankerd, of doorlopen.

Vermijd in de knopen onnodige dichte wapeningsconcentraties; werk bij L- en T-aansluitingen bij voorkeur met haarspelden waaraan de wapening net buiten de aansluiting met een overlapas (staven ev. boven elkaar leggen) wordt verbonden.

- Dak rechtstreeks, of via een aan de ringbalk verankerde muurplaat (zie hoofdstuk 2), aan de ringbalk verankeren.
- Indien een betonnen begane grondvloer, verdiepings- of dakvloer aanwezig is, mag de ringbalk vervallen en geacht te zijn opgenomen in de over de metselwerkwanden

doorlopende betonnen vloer. De wapening in de vloer ter plaatse van de metselwerkwand moet door berekening worden verantwoord, met een minimum van:

- Bij een balkbreedte van ≥ 150 mm (6") geldt:

$$B 500 A, A_{s,\text{totaal}} \geq 300 \text{ mm}^2 (4 \varnothing 10, 314 \text{ mm}^2, \text{ of } 4 \text{ staven } \frac{1}{2}").$$

- De wanden worden aan de buitenzijde voorzien van een stuclaag dik 15 mm en aan de binnenzijde van een stuclaag van 10 mm.
- Aanbeveling: Om scheurvorming aan de onderzijde van de raamsparing, > 1000 mm te voorkomen, extra wapening $2 \varnothing 6$ ($\frac{1}{4}$ ") verzinkt volgens opgave fabrikant bij agressief zeemilieu $\geq \text{XS } 1$, aanbrengen ter plaatse van een speciaal 'holletjes' (zodat de staaf rondom een dekking heeft van ≥ 5 mm) onderin de blokken zodat de staven goed door de voegspecie omhuld (krachtsoverdracht) worden. Alternatief: een murfor-ligger, in de voeg opnemen (figuur 8.4.6). Eventueel kan gebruik worden gemaakt van Aramide-metselwerkwapeningsmatjes. Bovenkant raamsparing is onderkant ringbalk.
- Betonsterkteklasse $\geq \text{C } 16/20$ (B20). Betondekking traditioneel 25 mm (toelaatbaar met studagen, dik: ≥ 15 mm buiten en ≥ 10 mm binnen).
- Voor betonafmetingen ≤ 150 mm; gebruik beton met een maximum korrelgrootte: $D_{\text{max}} = 16$ mm.

§ 4.3.3.3 Gewapend metselwerk

Gewapend metselwerk moet worden toegepast op Saba en St. Eustatius (wordt op Bonaire toegepast indien er zich een situatie voordoet dat de grond- of waterdruk niet door het metselwerk kan worden opgenomen; verantwoordelijkheid van de constructeur) in metselwerkwanden vanaf de fundering tot de begane grondvloer en bij grond- of waterkerende wanden. Het gewapend metselwerk wordt verkregen door verticale wapening centraal aan te brengen in de met metselmortel gevulde gaten van de holle metselwerkblokken (figuur 4.7) De horizontale wapening in de lintvoegen.

Metselwerk uitvoeren in halfsteens verband zodat geen doorgaande verticale voegen ontstaan.

Ter plaatse van de begane grondvloer, de verdiepingsvloer(en) en/of de dakaansluiting moet over het gewapend metselwerk, zowel over de binnen- als de buitenwanden, een gewapende ringbalk worden aangebracht. De vloeren en de dakconstructie moeten worden verbonden met de ringbalken en tezamen worden uitgevoerd als een schijfconstructie.

Indien een betonnen begane grondvloer, verdiepings- of dakvloer aanwezig is, mag de ringbalk vervallen en geacht te zijn opgenomen in de over het metselwerk doorlopende betonvloer.

Betonstaal toegepast als horizontale en verticale wapening: ductiliteitsklasse A.

De wapening bestaat uit:

Doorgaande horizontale wapening $A_s \geq 50 \text{ mm}^2$.

Deze horizontale wapening moet $\leq$ h.o.h. 400 mm, dus om de lintvoeg, worden aangebracht.

Doorgaande horizontale wapening $1 \varnothing 8$ (50 mm^2), verzinkt volgens opgave fabrikant bij agressief zeemilieu $\geq \text{XS } 1$, aanbrengen ter plaatse van een speciaal 'holletje' onderin de blokken zodat de staven goed door de voegspecie omhuld (krachtsoverdracht) worden.

De wapening wordt in het midden van de voeg geplaatst met in acht name van minimaal 15 mm morteldekking aan de buitenzijde van de voeg. De morteldikte op en onder de wapening moet minimaal 5 mm bedragen.

Alternatief: horizontale wapening $3 \varnothing 5$ (59 mm^2), of $2 \varnothing 6$ (57 mm^2), verzinkt volgens opgave fabrikant bij agressief zeemilieu $\geq \text{XS } 1$) eventueel verbonden met een tralieligger (bijv. murfor, figuur 8.4.6) in de voeg.

Eventueel kan gebruik worden gemaakt van Aramide-metselwerkwapeningsmatjes.

- *Doorgaande verticale wapening $A_s \geq 125 \text{ mm}^2$.*

De verticale wapening $\leq \emptyset 8 - 400 \text{ mm}$ (126 mm^2) moet, volledig verankerd in de fundering(strook) en in de ringbalken, worden aangebracht. Indien een betonnen begane grondvloer, verdieplings- of dakvloer aanwezig is, mag de ringbalk vervallen en geacht te zijn opgenomen in de betonnen vloer. Voor wapening zie opgesloten metselwerk.

Op de hoeken en aan vrije randen:

De verticale wapening $A_s \geq 200 \text{ mm}^2$ (bijv. $1 \emptyset 16, 201 \text{ mm}^2$ of $2 \emptyset 12, 226 \text{ mm}^2$) moet, in de met beton te vullen gaten van de metselwerkblokken, worden aangebracht:

- Aan de beide uiteinden van de wand op een afstand $\leq 100 \text{ mm}$ van de vrije rand.
 - In ieder L- T- X- knooppunt van wanden.
 - In wanden met een lengte $\geq 4,0 \text{ m}$ deze verticale wapening h.o.h $\leq 4,0 \text{ m}$ aanbrengen.
 - De lengte van de overlappingslas van de verticale wapening in de met beton gevulde gaten van de blokken moet $\geq 50 \emptyset$ worden aangehouden.
- De wanden worden aan de buitenzijde voorzien van een stuclaag dik 15 mm en aan de binnenzijde van een stuclaag van 10 mm .
 - Betonsterkteklasse $\geq \text{C } 16/20$ (B20). Betondekking traditioneel 25 mm (toelaatbaar met stucagen, dik: $\geq 15 \text{ mm}$ buiten en $\geq 10 \text{ mm}$ binnen).
 - Voor betonafmetingen $\leq 150 \text{ mm}$; gebruik beton met een maximum korrelgrootte $D_{\text{max}} = 16 \text{ mm}$.

§ 4.3.4 Aanvullende detailleringsregels houtskeletbouw

Door de vele vormen en afmetingen van gebouwen uitgevoerd in houtskeletbouw is het bijna onmogelijk al deze vormen in één berekening te bundelen.

De gekozen constructies moeten door (ev. standaard-)berekening worden vastgesteld.

Voor bouwen in houtskeletbouw: zie ook voorschriften van de fabrikant/leverancier.

De toegepaste houten beplating, planken, balken, sporen enz. moeten tegen termietenaantasting worden behandeld.

§ 4.3.4.1 Richtlijnen en ontwerpregels

Richtlijnen en ontwerpregels voor het bouwen in houtskeletbouw in aardbevingsgebieden en gebieden met hoge windbelastingen zijn:

Opmerking: Mede ontleend aan: Hurricane-Resistant Construction Manual Are You Well Connected? (Government of Montserrat)

- Gebouw moet een rechthoekige vorm hebben, of zijn opgedeeld in rechthoekige vormen, met een verhouding $l : b \leq 1 : 4$; de hoeken voorzien van stabiliteitswanden in twee richtingen, aangevuld met extra tussenwanden.
- L-vorm: De L-vorm is kwetsbaar wegens het ontstaan van wringbelastingen ter plaatse van de inwendige hoek. Verhoogde kans op schade daar ter plaatse.
- De verdiepingshoogte $\leq 3,0 \text{ m}$.
- De stabiliteitswanden, inclusief met de er zich in bevindende ramen en deuren, moeten dragende wanden zijn met een lengte $\geq 1,2 \text{ m}$. Dit om trekspanningen in de wand zo laag mogelijk te houden c.q. te voorkomen.
- Niet uitsluitend stabiliteitswanden in de gevels. Activeer ook de dragende binnenwanden
- Stabiliteitswanden, moeten h.o.h. $5,0 \text{ m}$ (Bonaire) en $4,0 \text{ m}$ (Saba en St. Eustatius) zijdelings gesteund worden door dwarswanden of penanten met een lengte $\geq 0,6 \text{ m}$.
- $\geq 75 \%$ van het gebouwgewicht moet gedragen worden door deze stabiliteitswanden.
- Ter plaatse van de L-, T- en X- aansluitingen moeten de wanden schuifvast met elkaar verbonden worden.
- De stabiliteitswanden moeten van het dak tot in de fundering doorlopen en verankerd worden aan de betonnen fundering.
- Kies als begane grondvloer een betonvloer dik $\geq 150 \text{ mm}$ waaraan de houtskeletbouw-wanden worden verankerd.

- Kies als verdiepingsvloeren en de dakconstructie bij voorkeur voor lichte (houten) materialen.
- Alle vloeren en de dakconstructie uitvoeren als schijfconstructie. Houten vloeren uitgevoerd als schijf zijn o.a. multiplex- of plywoodplaten gelegd in halfsteens verband, of planken met messing en groef verbinding (beide gespijkerd of geschroefd h.o.h 100 mm op de dragende balken).
- Zorg voor een goede verankering van de vloeren en het dak aan de (dragende) stabiliteitswanden. De vloeren moeten schuifvast worden verbonden met de stabiliteitswanden en tezamen worden uitgevoerd als een doorgaande 'schijfconstructie', zowel in verticale als in horizontale zin.
- Vermijd openingen die niet kunnen worden afgesloten bij orkaandreiging.
- Vermijd luifels die niet kunnen worden neergeklapt en verankerd aan de gevel.

§ 4.3.4.2 Houten wandconstructie

Door de grote variatie in houtskelet-bouwsystemen volgen enkele aandachtspunten:

- De stabiliteits-wandconstructie moet worden uitgevoerd als een schijfconstructie. Houten wanden uitgevoerd als schijfconstructie zijn o.a.:
De wanden en de verdiepingsvloeren uitvoeren in bijvoorbeeld multiplex- of plywoodplaten geschroefd h.o.h. 100 mm op de houten stijlen, balken en muurplaten, zodat één schijf gevormd wordt.
Als alternatief kan, vooral in kleinere (bij)gebouwen, worden toegepast:
Een wandbeschieting bestaande uit bijv. 1" x 6" planken verbonden met messing en groef, geschroefd h.o.h. 100 mm op houten stijlen met afmetingen $\geq 2" \times 4"$ en voorzien van een diagonalen 1" x 6" (figuur 4.8). Aan de onderzijde en de bovenzijde van de wand bevindt zich een 'muurplaat' $\geq 2" \times 4"$.
De verbinding van de muurplaten met de stijlen moet worden uitgevoerd in Hurricane bestendige verbindingsmiddelen (hoekstalen o.d.), die geschroefd worden op de houten stijlen en muurplaten (figuur 4.8).
Plaats in alle hoeken en op alle wandbeëindigingen $\geq 1" \times 6"$ schoren.
De wand wordt verankerd aan de betonnen begane grondvloer middels ankerbouten volgens voorschriften en berekening van de leverancier.
- Voor het berekenen van de *representatieve aardbevingsbelasting* volgens § 4.1.1.1 en § 4.1.1.3 geldt voor houtskeletbouw:
 - $R = 5,5$.
 - $\Omega_0 = 2,8$.
 - Voor berekening T geldt: $C_t = 0,050$.

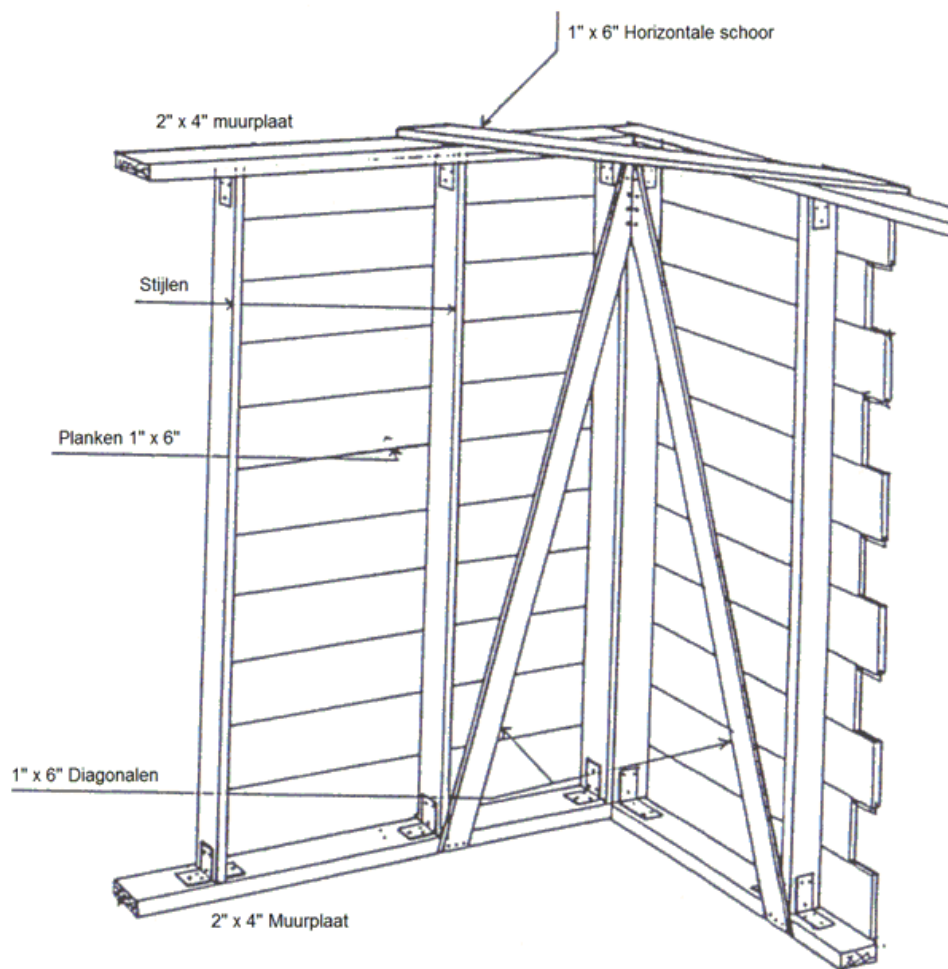
§ 4.3.4.3 Verdiepingsvloeren

Verdiepings- en zoldervloeren moeten worden uitgevoerd als een schijfconstructie (overeenkomstig wandbeschieting).

Zorg voor een goede verankering van de vloeren en het dak aan de (dragende) stabiliteitswanden. De vloeren moeten 'schuifvast' worden verbonden met de stabiliteitswanden en tezamen worden uitgevoerd als een doorgaande 'schijfconstructie', zowel in verticale als in horizontale zin. Voor de afmetingen van de verdiepings- en zoldervloeren + verankeringen zie voorschriften en berekeningen van de leverancier.

§ 4.3.4.4 Dakconstructie

De detailregels voor 'eenvoudige gebouwen' komen overeen met § 2.3.6 voor Bonaire en § 2.3.7 voor Saba en St. Eustatius.



Figuur 4.8 Voorbeeld van een houtskeletbouwwand met schoren/diagonalen

§ 4.4 Bepalingsmethode voor eenvoudige gebouwen

§ 4.4.1 Bepalingsmethode funderen op staal

Zoals aangegeven in § 4.1.1. Algemeen: Voor eenvoudige gebouwen, kan met 'deem to satisfy-uitvoeringsregels' worden volstaan

Dit onder voorwaarde dat voldaan wordt aan de hierna beschreven uitvoeringsregels. Voor deze regels is een expliciete veiligheids-beschouwing niet verplicht.

§ 4.4.1.1 Algemeen

Voor het uitvoeren van de fundering op **staal** maken we onderscheid in de draagkrachtige laag waarop gefundeerd wordt en de betonnen plaatfundering of een -strokenfundering.

Voor de draagkrachtige laag wordt onderscheid gemaakt in:

- Fundering op rots of massieve kalksteen (klip).
- Fundering op draagkrachtige grondlaag.
- Aanbrengen grondverbetering.

De oorsprong/bodemgesteldheid van de Antillen zijn verschillend. De ABC-eilanden hebben ongeveer een gelijke geologie; ze zijn op dezelfde manier ontstaan; Opstuwingen waarop koraalafzettingen zijn ontstaan.

Onder invloed van eroderende krachten zijn op Bonaire grote kalksteenterrassen ontstaan. Bonaire wordt in het noordwesten gekenmerkt door een heuvellandschap (basaltgesteente), in het midden een terrassenlandschap en in het zuiden een betrekkelijk laag en vlak landschap.

Saba en St. Eustatius zijn van recente vulkanische oorsprong. Saba is een uit de zee oprijzende niet meer actieve vulkaan, met in de valleien nagenoeg vlakke terreinen. St. Eustatius kan worden verdeeld in drie verschillende landschappen; twee vulkanische massieven, één in het noordwesten (o.a. vulkaan Boven) en één in het zuidoosten (de vulkaan The Quill), waartussen zich een in noordelijke richting afhellende vlakte met een zanderige leembodem, bevindt.

De meeste gebouwen op de BES-eilanden worden op staal gefundeerd. Met een (beperkt) grondonderzoek kan de diepte waar de draagkrachtige laag zich bevindt, worden vastgesteld. Bevindt deze laag zich op een grotere diepte, dan ligt het voor de hand te kiezen voor een fundering op poeren (zie NEN 6740).

a. Fundering op rots of massieve kalksteen (klip)

Rots moet gezien worden als een verzamelnaam van verschillende steenformaties. Op de BES-eilanden kennen we bijvoorbeeld:

Rots van vulkanische oorsprong: harde rots bestaat deels uit basaltgesteente. Komt overal voor op de BES-eilanden op de verschillende heuvelrijen.

Washikemba: rots van vulkanische oorsprong. Komt bijvoorbeeld voor in de binnenlanden van Bonaire ten oosten van Kralendijk.

Klipsteen: harde kalksteen, moet qua hardheid worden gezien als rots.

Poreuze klipsteen: moet qua hardheid worden gezien als zachte rots.

Brokken gebroken klipsteen vermengd met zand of klei: moet, mits goed verdicht, qua hardheid worden gezien als stijf grondprofiel.

Klip is een koraalkalksteenrots. Klip kan, afhankelijk van de vindplaats, variëren in hardheid, van zachte rots tot harde rots. Om het te verwijderen zal er gehakt moeten worden. Het probleem bij klip is, je kunt er goed op funderen, maar bij nader grondonderzoek kan je soms gaten/holtes o.d. tegenkomen. De gaten moeten worden gevuld met grout of schrale beton.

Dan komt altijd de vraag of de laag klip boven de holtes dik genoeg is om er op te funderen, zeker bij hogere funderingskrachten. Bij funderen op klip is, zeker bij hogere funderingsdrukken, voorzichtigheid geboden (grondmechanisch advies vereist).

Caliche: een hard steenachtig mengsel van calciumcarbonaat. Bevat zand, grind, klei en zout. Moet qua hardheid worden gezien als stijf grondprofiel.

Diabase grond: een zand-klei-mengsel. Moet qua hardheid, mits goed verdicht, worden gezien als stijf grondprofiel.

Zand: Fijn sediment. Moet, mits goed verdicht, qua hardheid worden gezien als stijf grondprofiel.

- Bij een fundering op rots moet eerst losse rots worden verwijderd. Vervolgens de rots horizontaal afvlakken tot het gewenste niveau.
- Bij gebouwen geplaatst op een helling moet de rots over de breedte van de funderingssloven horizontaal (ev. trapsgewijs) worden afgegraven.
- Bij funderingssloven loodrecht op de helling moet de rots trapsgewijs worden afgegraven. Steeds moet een horizontaal funderingsvlak worden gemaakt, dit om afschuiven langs de helling te voorkomen.

b. Fundering op draagkrachtige grondlaag

- Wordt de fundering aangelegd op een natuurlijke grondslag, bijv. diabas al of niet vermengd met gebroken kalksteenrots, of caliche, dan moet de bodem van de sleuf of put

horizontaal worden afgegraven tot het gewenste niveau en vervolgens machinaal worden verdicht.

- Wordt de fundering op een draagkrachtige kleilaag aangelegd, dan moet de laatste 0,1 m voorzichtig horizontaal zijn afgeschaafd, zodat de klei beneden het ontgravingniveau niet of zo min mogelijk wordt geroerd.
- Bij gebouwen geplaatst op een helling moet de niet draagkrachtige grondlaag over de breedte van de fundering horizontaal (ev. trapsgewijs) worden afgegraven. Bij funderingssloven loodrecht op de helling moet de niet draagkrachtige grondlaag trapsgewijs worden afgegraven. Steeds moet een horizontaal funderingsvlak worden gemaakt, dit om afschuiven langs de helling te voorkomen.

Om verweking van de grondslag door neerslag te voorkomen moet direct na de ontgraving op de bodem van de ontgraving een draagkrachtige zandlaag o.d. van $\geq 0,1$ m zijn aangebracht.

Bij het funderen op een dieper gelegen draagkrachtige grondlaag wordt de niet draagkrachtige grond afgegraven (werkwijze als voorgaand omschreven) en aangevuld door grondverbetering.

c. Aanbrengen grondverbetering

Vervang 'slechte' grond of andere ongewenste insluitingen.

De grondverbetering moet ten minste het gebied, waarin de belasting zich onder een hoek van 45° spreidt, beslaan.

De grondverbetering/-aanvulling, bijv. diabas, brekerzand, gestabiliseerd (niet zouthoudende) zand (6-8 delen zand : 1 deel cement) wordt over de gehele ontgraving aangebracht.

De aanvulling moet laagsgewijs worden verdicht volgens:

- De bodem van de sleuf of put moet droog zijn.
- Verdicht indien nodig de sleuf of put waarop de grondverbetering wordt aangebracht.
- Bij een breedte van de aanvulling $\leq 0,6$ m moet de laagdikte bij het verdichten $\leq 0,1$ m zijn.
- Bij een breedte $\geq 1,0$ m mag de laagdikte $\leq 0,3$ m zijn. Bij tussenliggende waarden rechtlijnig interpoleren.
- Rond en binnen de fundering wordt de put aangevuld met diabas tot onderkant begane grondvloer.
- Elke afzonderlijke laag in te wateren en (machinaal) te verdichten alvorens de volgende laag wordt aangebracht.
- Bij gebouwen geplaatst op een helling, moet de bovenkant van de aanvulling al of niet trapsgewijs worden aangebracht. Steeds moet een horizontaal funderingsvlak worden gemaakt, dit om afschuiven langs de helling te voorkomen.
- Nadat de grondverbetering is aangebracht, is het toegestaan om smalle sleuven te graven ten behoeve van het aanbrengen van leidingen; Het aanbrengen van leidingen onder grote lijnlasten zoals 6" metselwerkwanden moet worden ontraden; geroerde grond. Deze leidingen dienen bij voorkeur ≥ 250 mm (geen geroerde grond binnen $\approx 60^\circ$ spreiding naast de lijnlast) naast deze lijnlast te worden gepland.
- Nadat de grondverbetering is aangebracht, is het toegestaan om sleuven voor plaatverzwaringen te graven.
De geroerde grond in de sleuven dient vervolgens te worden verdicht.
- Een Anti-Termiet-behandeling rond en binnen de fundering moet worden uitgevoerd.

Bij het funderen op een dieper gelegen draagkrachtige grondlaag wordt de niet draagkrachtige grond afgegraven (werkwijze als voorgaand omschreven) en aangevuld door grondverbetering.

Bij gebouwen geplaatst op een helling moet de niet draagkrachtige grondlaag over de breedte van de funderingssloven horizontaal (ev. trapsgewijs) worden verwijderd.

Bij funderingssloven loodrecht op de helling moet de niet draagkrachtige grondlaag trapsgewijs worden verwijderd. Steeds moet een horizontaal funderingsvlak worden gemaakt, dit om afschuifkrachten langs de helling te voorkomen.

d. Werkvloer

De werkvloer onder de vloer bestaat uit:

- Stampbeton dik 50 mm.
- Hard plastic folie. Kies hierbij afstandshouders onder de wapening die bij belopen van de wapening niet door het plastic prikken.

Werkvloer bij (rand)balken en versterkte stroken bestaat gangbaar uit stampbeton dik 50 mm

Tijdens de uitvoering van het betonstorten moet de bodem van de sleuf of put droog zijn, dit om uitspoeling van beton of bindmiddel te voorkomen.

Bij een draagkrachtige grondlaag, aangebracht volgens de in deze paragraaf omschreven werkwijze, mag voor het bepalen van de waarden voor C_a en C_v (tabellen 4.1 en 4.2, alsmede in de tabellen 4.5 en 4.6 in § 4.4.4.5 en § 4.4.5.5) worden uitgegaan van S_D een stijf grondprofiel.

Opmerking: Zie voor het funderen op rots (klip) de aandachtspunten genoemd in § 4.4.1.1 onder a.

e. Fundering op staal

Voor het uitvoeren van de fundering op staal maken we onderscheid in:

- Een strokenfundering (§ 4.4.2).
- Een plaatfundering (§ 4.4.3).

§ 4.4.2 Strokenfundering

Het realiseren van de draagkrachtige grondlaag vindt plaats overeenkomstig het gestelde in § 4.4.1.1. Alle buitenwanden en de dragende binnenwanden gelegen tussen de funderingsstrook en de begane grondvloer moeten ten minste worden uitgevoerd in:

- **Bonaire**
Het metselwerk tussen de begane grondvloer en de funderingsstrook moet worden uitgevoerd in $\geq 6''$ massieve blokken. Raakvlak metselwerk/beton liefst opruwen (aanhechting). Het metselwerk kan worden uitgevoerd in:
 - Ongewapend metselwerk (figuur 4.9a) hoog ≤ 800 mm, 4 lagen, of:
 - Opgesloten metselwerk (figuur 4.9b), hoog ≤ 1200 mm, 6 lagen.
 - Bij metselwerk hoog > 1200 mm overwegen te kiezen voor een plaatfundering (ev. constructeur inschakelen) of:
 - Gewapend beton.
- **Saba en St. Eustatius**
Het metselwerk tussen de begane grondvloer en de funderingsstrook moet worden uitgevoerd in opgesloten metselwerk $\geq 6''$ holle blokken. Raakvlak metselwerk/beton liefst opruwen (aanhechting).
 - Opgesloten metselwerk ≤ 1200 mm, 6 lagen (figuur 4.10b),
 - Bij metselwerk hoog > 1200 mm overwegen te kiezen voor een plaatfundering (ev. constructeur inschakelen), of:
 - Gewapend metselwerk, of
 - Gewapend beton.

Deze metselwerkhoogte-beperkingen zijn opgenomen om bezwijken van de wand t.g.v. hoge horizontale belastingdruk aan de buitenzijde te voorkomen. Eventueel een constructeur raadplegen

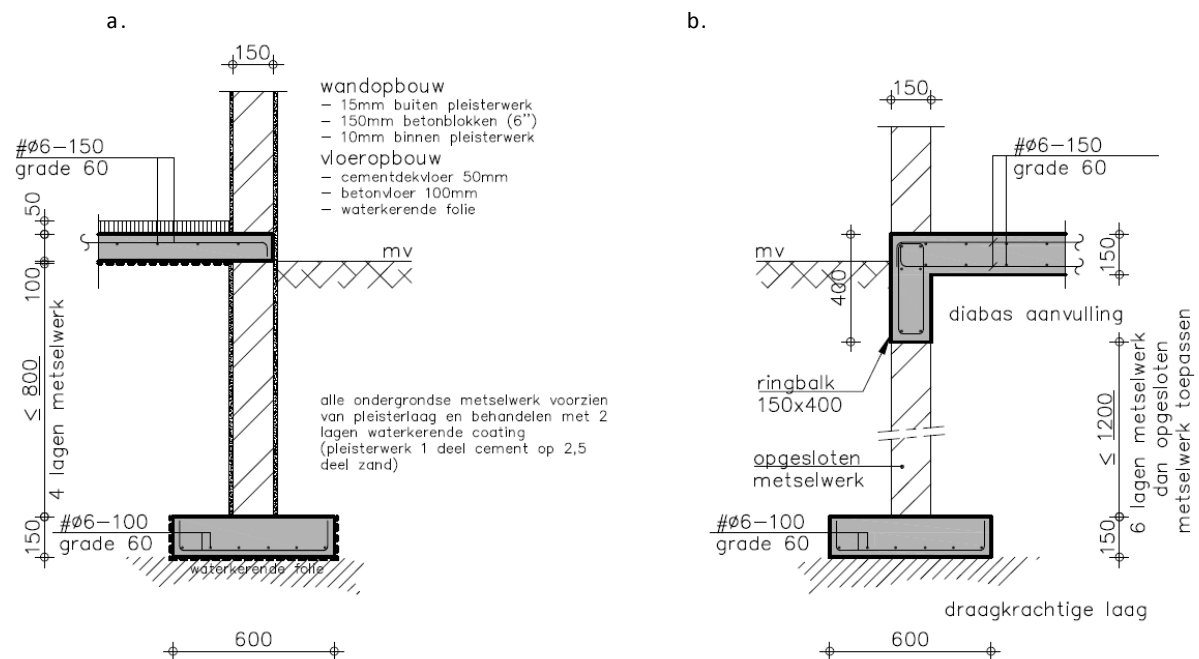
Het aanbrengen van de begane grondvloer tussen de funderingswanden is niet toegestaan.

§ 4.4.2.1 Strokenfundering *Bonaire*

De afmetingen van de funderingsstrook met de bijbehorende wapening moet, tenzij door berekening bepaald, voldoen aan:

Strookbreedte met bijbehorende hoogte (figuur 4.9a en b):

- Bij niet dragende wanden met een dikte boven de begane grondvloer ≥ 100 mm (4") en 6" metselwerk onder de vloer: breed ≥ 450 mm, hoog ≥ 150 mm.
De strook draagt ook een deel van de begane grondvloer.
- Bij dragende binnenwanden dik ≥ 150 mm (6") in éénlaagse bouw: breed ≥ 600 mm, hoog ≥ 150 mm.
- Bij dragende buitenwanden dik ≥ 150 mm (6") in éénlaagse bouw: breed ≥ 600 mm, hoog ≥ 150 mm.



Figuur 4.9 Voorbeelden strokenfundering op Bonaire

Wapening strokenfundering dik 150 mm:

Voor één bouwlaag: hoofdwapening $\geq \emptyset 8 - 250$ (B 500 A). Wapening bij voorkeur ten minste 90 mm opzetten langs de randen.

- Verdeelwapening $\geq \emptyset 8 - 250$ (B 500 A).
- Betonsterkteklasse $\geq C 16/20$ (B 20). Betondekking $30 + 5 = 35$ mm.

Als alternatief worden toegepast:

- Gepuntlaste wapeningsnetten (Grade 60) # $\emptyset 8 - 175$, of (Grade 60) # $\emptyset 6 - 100$ voor strokenfundering onder al of niet dragende binnenwanden in éénlaagse bouw.
Wapening bij voorkeur ten minste 90 mm opzetten langs de randen.
- Betonsterkteklasse $\geq C 16/20$ (B 20). Betondekking $30 + 5 = 35$ mm.
- Bij slappe kleigrond kies een bredere funderingsstrook, bijv. 700 mm, hoog 150 mm.

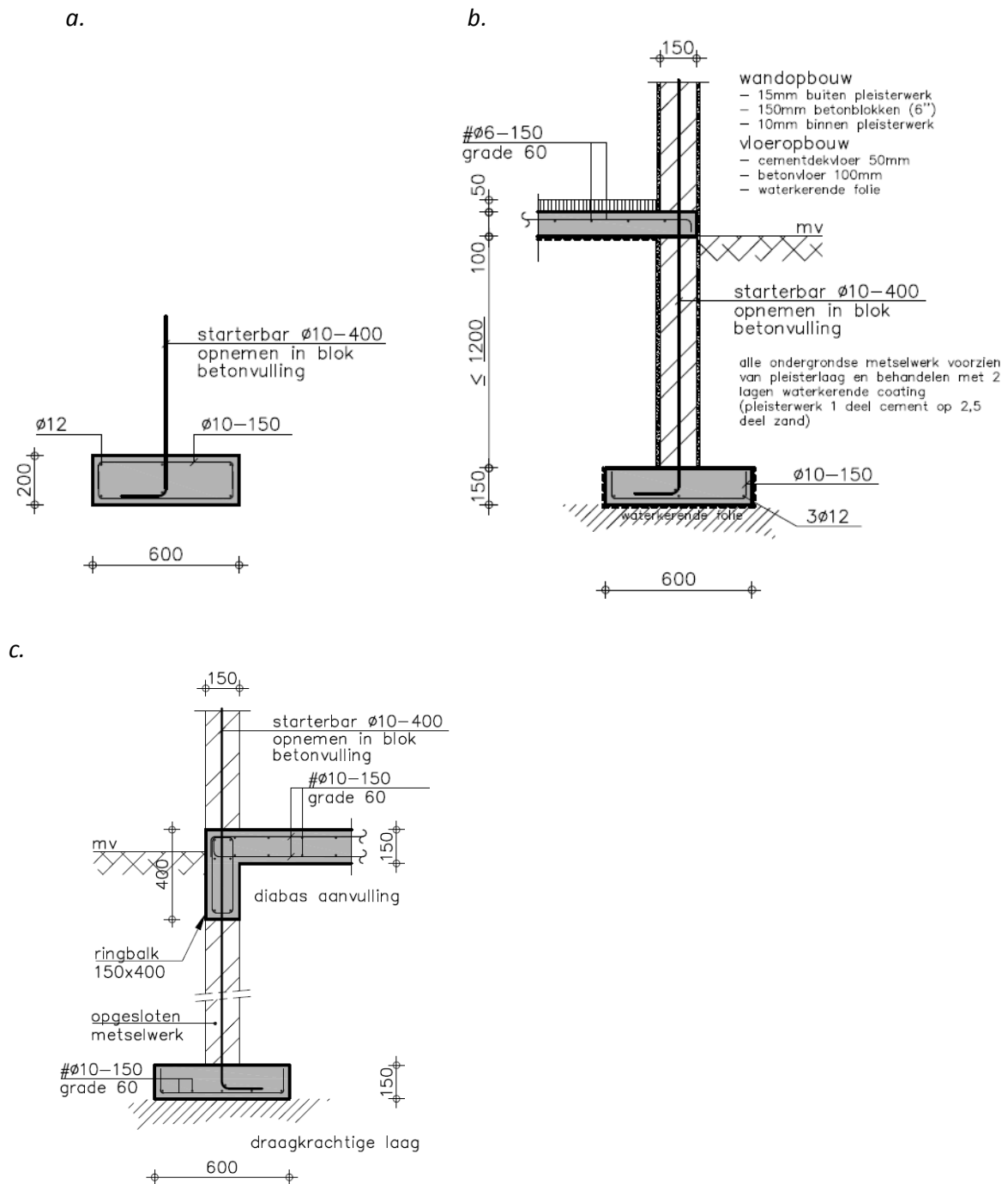
Bij hogere gebouwen de strookbreedte/dikte/wapening door de constructeur laten bepalen.

Opmerking: Bij de oplegging van de begane grondvloer (figuur 4.9b) wordt geadviseerd naast de bovenwapening (B 500 A) # $\emptyset$ 8 – 250, of (Grade 60) # $\emptyset$ 6 – 150 in de vloer minimaal een onderwapeningsnet (B 500 A) # $\emptyset$ 8 – 250, of (Grade 60) # $\emptyset$ 6 – 150 breed ca. 1000 mm aan te brengen. Dit om scheurvorming ten gevolge van mogelijke ongelijkmatige zettingen strokenfundering/begane grondvloer te voorkomen. Betondekking XS 1: onder 30 + 5 = 35 mm, boven 30 mm.

§ 4.4.2.2 Strokenfundering Saba en St. Eustatius

Alle buitenmuren, metselwerk > 1200 mm (6 lagen), tussen de funderingsstrook en de begane grondvloer moeten worden voorzien van een ringbalk 150 x 400 mm² zoals weergegeven in figuur 4.10c.

De starterbars $\emptyset$ 10 – 400 ($\frac{3}{8}$ " – 400) vanaf de helling moeten doorgaan tot ≥ 50 $\emptyset \geq 500$ mm boven de ringbalk en verankerd zijn in de met betonnen gevulde holle blokken.



Figuur 4.10 Voorbeelden strokenfundering op Saba en St. Eustatius

In zone 3 (aardbevingszone) en hoger zijn de aardbevingsbelastingen zeer hoog. In het geval van het plaatsen van blokken direct op het betonoppervlak, is de hechting tussen de blokken en het beton te laag om deze belastingen uit de aardbeving over te brengen.

Dat is de reden waarom in dit aanhechtingsgebied tussen het beton en de blokken extra starterbars $\varnothing 10 - 400$ worden geplaatst (figuur 4.10). De holle ruimte in de blokken moet worden opgevuld met beton.

De afmetingen van de funderingsstrook met de bijbehorende wapening moet, tenzij door berekening bepaald, voldoen aan:

Strookbreedte met bijbehorende hoogte (figuur 4.10):

- Bij dragende en niet dragende binnen- en buitenwanden in een éénlaagse bouw, dik ≥ 150 mm (6"): breed ≥ 600 mm, hoog ≥ 150 mm.
- Bij dragende binnen- en buitenwanden dik ≥ 150 mm (6") in éénlaagse bouw met een betonnen dak: breed ≥ 600 mm, hoog ≥ 200 mm (figuur 4.10a).
- Bij slappe kleigrond kies een bredere funderingsstrook, bijv. 700 mm, hoog 150 mm.

De afmetingen van de funderingsstrook met de bijbehorende wapening moet, tenzij door berekening bepaald, voldoen aan:

Strookbreedte met bijbehorende hoogte (figuur 4.10b en c):

- Bij niet dragende binnenwanden dik ≥ 150 mm (6"): breed ≥ 600 mm, hoog ≥ 150 mm.
- Bij dragende binnenwanden dik ≥ 150 mm (6") in éénlaagse bouw: breed ≥ 600 mm, hoog ≥ 150 mm (als in figuur 4.10c).
- Bij dragende buitenwanden dik ≥ 150 mm (6") in éénlaagse bouw: breed ≥ 600 mm, hoog ≥ 150 mm (figuur 4.10b en c).
- Bij dragende binnen- en buitenwanden dik ≥ 150 mm (6") in éénlaagse bouw met een betonnen dak: breed ≥ 600 mm, hoog ≥ 200 mm (figuur 4.10a).

Wapening strokenfundering dik 150 mm:

Voor één bouwlaag: hoofdwapening $\geq \varnothing 10 - 250$ (B 500 A), of:

Grade 60 staven $\frac{3}{8}" - 150$ ($\varnothing 10 - 150$).

Wapening bij voorkeur ten minste 90 mm opzetten langs de randen

- Verdeelwapening $\geq 3 \varnothing 10$ (B 500 A), of Grade 60 staven $3 \times \frac{1}{2}"$ ($3 \varnothing 12$).
- Starterbars $\varnothing 10 - 400$ ($\frac{3}{8}" - 400$) opnemen in blokvulling ≥ 400 mm boven de begane grondvloer (figuur 4.10). Voorkeur raakvlak metselwerk/beton opruwen (aanhechting).
- Beton sterkteklasse $\geq C 16/20$ (B20). Betondekking 35 mm rondom.

Als alternatief worden toegepast:

- Gepuntlaste wapeningsnetten Grade 60) # $\varnothing 10 - 150$ ($\frac{3}{8}" - 150$) voor strokenfundering onder een al of niet dragende binnenwanden in éénlaagse bouw.
Wapening bij voorkeur ten minste 90 mm opzetten langs de randen.
- Starterbars $\varnothing 10 - 400$ ($\frac{3}{8}" - 400$) opnemen in blokvulling tot minimaal 400 mm boven de begane grondvloer. Voorkeur raakvlak metselwerk/beton op te ruwen (aanhechting).
- Beton sterkteklasse $\geq C 16/20$ (B20). Betondekking 35 mm rondom.

Met dragende buiten- en binnenwanden, dik ≥ 150 mm (6") in gebouwen bestaande uit één verdieping met een betonnen dak, of met twee verdiepingen hoge gebouwen:

- Breedte ≥ 600 mm, hoogte ≥ 200 mm. Wapening: hoofdwapening: beugels $\varnothing 10 - 150$, langswapening, onderen boven: $3 \varnothing 12$ of $\varnothing 10 - 150$ (figuur 4.10a).

- Gebruik startstaven $\varnothing 10 - 400$ ($\frac{3}{8}$ " - 400) in blokvulling tot ≥ 500 mm boven de begane grond. Voorkeur om het metselwerk / betonoppervlak (hechting) op te ruwen.
- Beton sterkteklasse $\geq C 16/20$ (B 20). Betondekking ($30 + 5 = 35$ mm).

Bij hogere gebouwen de strookbreedte/dikte/wapening door de constructeur laten bepalen.

Opmerking: Bij de oplegging van de begane grondvloer (figuur 4.10c) wordt geadviseerd naast de bovenwapening (B 500 A) $\# \varnothing 8 - 250$, of (Grade 60) $\# \varnothing 6 - 150$ ($\frac{3}{4}$ " - 150) in de vloer minimaal een onderwapeningsnet (B 500 A) $\# \varnothing 8 - 250$, of (Grade 60) $\# \varnothing 6 - 150$ ($\frac{3}{4}$ " - 150) breed ca. 1000 mm aan te brengen. Dit om scheurvorming ten gevolge van mogelijke ongelijkmatige zettingen strokenfundering/begane grondvloer te voorkomen.

Betondekking XS 1: onder $30 + 5 = 35$ mm, boven 30 mm

§ 4.4.2.3 Strokenfundering bij gebouwen geplaatst op een helling; hellingshoek $\leq 15^\circ$

Bij funderingssloven loodrecht op de helling wordt de funderingssloof trapsgewijs in delen aangelegd. Steeds moet een horizontaal funderingsvlak worden gemaakt. Dit om afschuiven langs de helling te voorkomen. Afmetingen en wapening zie § 4.4.2.1 en § 4.4.2.2.

Wordt een gebouw geplaatst op een helling, hellingshoek $> 15^\circ$, dan moeten bij niet gesteunde funderingswanden hoog $> 2,0$ m (hoogte bovenkant begane grondvloer tot de bovenkant van de funderingsstrook) de afmetingen en de wapening van de steunconstructie door de constructeur worden bepaald.

§ 4.4.3 Plaatfundering

Het realiseren van de draagkrachtige grondlaag dient plaats te vinden overeenkomstig het gestelde in § 4.4.1.1. De afmetingen van de betonnen plaatfundering met de bijbehorende wapening moet, tenzij door berekening bepaald, minimaal voldoen aan:

- Dikte plaatfundering ≥ 150 mm, aan de buitenzijde altijd voorzien van een randbalk. Onderkant randbalk ≥ 400 mm onder het maaiveld, met breedte onder 250 mm en boven (tegen o.k. vloer) 400 mm (figuur 4.11 en 4.12).
- Onder de dragende binnenwanden en overige zware belastingstroken, wordt bij een vloerdikte van 150 mm een vloerverzwaring breed 300 mm, met eventueel 50 mm verlopende schuine zijanten, hoog ≥ 150 mm aangebracht (figuur 4.11 en 4.12).
- Beton sterkteklasse $\geq C 16/20$ (B20).
Betondekking vloer milieuklasse XS 1: onder $30 + 5 = 35$ mm, boven 30 mm.
Betondekking randbalk milieuklasse XS 1: onder $35 + 5 = 40$ mm,
- Bovenkant begane grondvloer ≥ 100 mm, bij voorkeur ≥ 200 mm, boven het straatpeil (i.v.m. mogelijk wateroverlast).

Lichte niet dragende scheidingswanden met een gewicht ≤ 1 kN/m¹ kunnen (zonder herberekening) rechtstreeks op de vloer worden geplaatst.

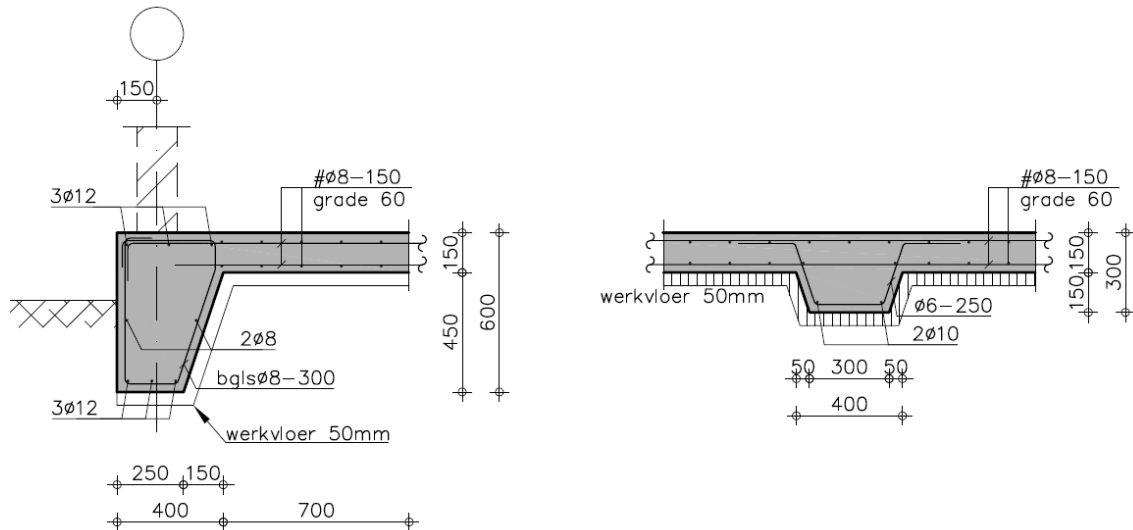
De wapening in de plaatfundering moet, tenzij door berekening bepaald, voldoen aan:

§ 4.4.3.1 Wapening plaatfundering (Bonaire)

De afmetingen van de betonnen plaatfundering (dik 150 mm) met de bijbehorende wapening moeten minimaal voldoen aan het volgende, tenzij bepaald door berekening:

- Wapening onder en boven B 500 A $\varnothing 8 - 200$, of: Grade 60 $\# \varnothing 8 - 150$ (figuur 4.11).
- Zwaar belaste vloeren/puntlasten: kies vloerdikte 200 mm met wapening o/b $\varnothing 10 - 125$, B 500 A, of: Grade 60 $\# \varnothing 10 - 100$.
- Beton sterkteklasse $\geq C 16/20$ (B20).
- Betondekking vloer:
 - Onder, bij milieuklasse XS 1 oncontroleerbaar: $30 + 5 = 35$ mm.
 - Boven, bij milieuklasse XS 1: 30 mm.
- Betondekking randbalk, bij milieuklasse XS 1 oncontroleerbaar: $35 + 5 = 40$ mm.
- De bovenwapening ten minste 100 mm ombuigen in de randbalken.

- **Let op!!** De trekspanning in de vloer ontstaat, door de zware metselwerk-wanden op de randbalken, aan de bovenzijde van de vloer. Dus altijd ook een bovennet aanbrengen. Minimaal een in de randbalk verankerd ondernet breed 700 mm aanbrengen (figuur 4.11)
- Bij de vloerverzwarend wordt een ondernet (breed strookbreedte + 2 x 500 mm) in de vloer aanbevolen. Dit om lastspreiding te bevorderen en scheurvorming te voorkomen.



Figuur 4.11 Voorbeeld plaatfundering; randbalk en vloerverzwarend (Bonaire)

Wapening randbalk (ductiliteitsklasse A):

Onder + boven 2 x 3 Ø 12, aan de einden voorzien van een omgebogen einde ≥ 300 mm. Beugels Ø 8 – 300, of Ø 6 – 250. Betondekking 35 + 5 = 40 mm.

Wapening vloerverzwarend (ductiliteitsklasse A):

Onder 2 Ø 10, of 3 Ø 8, aan de einden voorzien van een omgebogen einde ≥ 300 mm. Open beugels $\geq$ Ø 6 – 250 (figuur 4.11). Betondekking 30 + 5 = 35 mm.

Voorbeeld alternatieve plaatfundering:

Randbalken 250 x 600 mm² (wapening o/b 3 Ø 12, beugels Ø 8 – 300, betondekking 40 mm met een vloer dik 150 mm (wapening onder en boven Grade 60: # Ø 8 – 150 betondekking 35 mm). Ter plaatse van de lijnlasten indien nodig extra bijlegwapening toepassen.

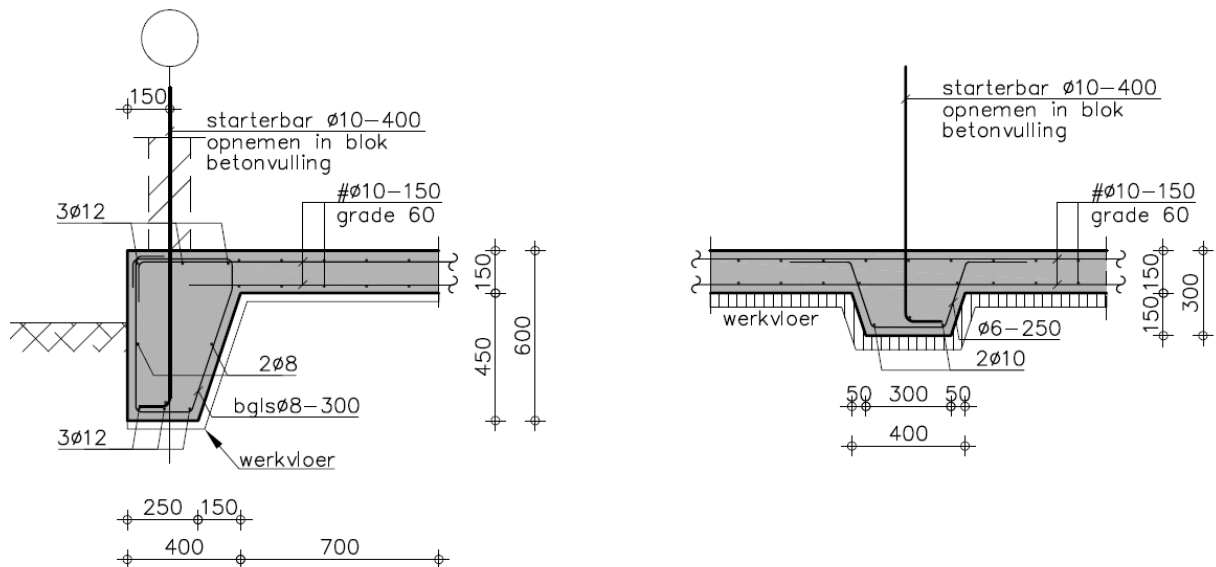
Gezien de beperkte hoogte van de randbalken dient te worden voorkomen dat bij zware regenval het zandpakket onder de plaatfundering uitspoelt.

§ 4.4.3.2 Wapening plaatfundering Saba en St. Eustatius

Vloerdikte 150 mm:

- Wapening onder en boven B 500 A Ø 10 – 200, of: Grade 60 # Ø ⅝" – 150 (figuur 4.12).
- Starterbars Ø 10 – 400 (⅝" – 400) steklengte ≥ 500 mm boven de begane grondvloer opnemen in blokvulling (figuur 4.12). De holle ruimte in de blokken opvullen met beton.
- Zwaar belaste vloeren/puntlasten: kies vloerdikte 200 mm en wapening: o/b Ø 10 – 125, B 500 A, of: Grade 60 # Ø ⅝" – 100.
- Beton sterkteklasse C 16/20 (B20).
- Betondekking (tabel 4.3) vloer:
 - Onder: bij milieuklasse XS 1 oncontroleerbaar: 30 + 5 = 35 mm.
 - Boven: bij milieuklasse XS 1: 30 mm.
- Betondekking randbalk: Onder: bij milieuklasse XS 1: 35 + 5 = 40 mm.

- De bovenwapening ten minste 100 mm ombuigen in de randbalken.
- **Let op!!** De trekspanning in de vloer ontstaat, door de zware metselwerk-wanden op de randbalken, aan de bovenzijde van de vloer. Dus altijd ook een bovennet aanbrengen. Minimaal een in de randbalk verankerd ondernet breed 700 mm aanbrengen (figuur 4.12)
- Bij de vloerverzwaring wordt een ondernet (breed strookbreedte + 2 x 500 mm) in de vloer aanbevolen. Dit om lastspreiding te bevorderen en scheurvorming te voorkomen.



Figuur 4.12 Voorbeeld plaatfundering; randbalk en vloerverzwaring (Saba en St. Eustatius)

Wapening randbalk (ductiliteitsklasse A):

Onder + boven 2 x 3 Ø 12, (2 x 3 staven ½") aan de einden voorzien van een omgebogen einde ≥ 300 mm. Beugels Ø 8 – 300, of Ø ¼" – 200. Starterbars Ø 10 – 400 (Ø ⅝" – 400), steklengte ≥ 500 mm in de holle blokken gevuld met beton (figuur 4.12). Betondekking balk: 35 + 5 = 40 mm.

Wapening vloerverzwaring (ductiliteitsklasse A):

Onder 2 Ø 10 (2 x ⅜" staven), of 3 Ø 8, aan de einden omgebogen einde ≥ 300 mm. Open beugels $\geq$ Ø 6 – 250 (¼" – 250). Starterbars Ø 10 – 400 (Ø ⅝" – 400), steklengte ≥ 500 mm in de holle blokken gevuld met beton (figuur 4.12). Betondekking 30 + 5 = 35 mm.

Voorbeeld alternatieve plaatfundering:

Randbalken 250 x 600 mm² (wapening o/b 3 Ø 12 (2 x 3 staven ½"), beugels Ø ¼" – 300 + starterbars Ø 10 – 400 (Ø ⅝" – 400), steklengte ≥ 500 mm in de holle blokken gevuld met beton (figuur 4.12). Betondekking XS 1: 35 + 5 = 40 mm.

Vloer dik 150 mm (wapening onder en boven Grade 60: # Ø ⅜" – 150 + starterbars Ø 10 – 400 (Ø ⅝" – 400), steklengte ≥ 500 mm in de holle blokken gevuld met beton (figuur 4.12), Betondekking XS 1: onder 30 + 5 = 35 mm, boven 30 mm).

Ter plaatse van de lijnlasten indien nodig extra bijlegwapening toepassen.

Opmerking: Gezien de beperkte hoogte van de randbalken dient te worden voorkomen dat bij zware regenval het zandpakket onder de plaatfundering uitspoelt.

In zone 3 (aardbevingszone) en hoger zijn de aardbevingsbelastingen zeer hoog. In het geval van het plaatsen van blokken direct op het betonoppervlak, is de hechting tussen de blokken en het beton te laag om deze belastingen uit de aardbeving over te brengen.

Dat is de reden waarom in dit aanhechtingsgebied tussen het beton en de blokken extra starterbars Ø 10 - 400 worden geplaatst (figuur 4.10 en 4.12). De holle ruimte in de blokken moet

worden opgevuld met beton.

*§ 4.4.4 Bepalingsmethode stabiliteit voor eenvoudige gebouwen op **Bonaire***

Bij eenvoudige gebouwen hoeft niet gerekend te worden met aardbevingsbelasting als volstaan wordt aan de hierna volgende regels:

§ 4.4.4.1 Dakconstructie

Geen aanvulling op § 2.3.6.

§ 4.4.4.2 Vloeren

De vloeren moeten worden verbonden met de ringbalken en tezamen worden uitgevoerd als een schijfconstructie, zodat de aardbevings- en windbelasting gelijkmatig naar de fundering wordt afgevoerd.

§ 4.4.4.3 Metselwerkwanden

Al of niet dragende wanden kunnen worden uitgevoerd als betonwanden, metalstud-wanden, houten (scheidings)wanden, metselwerkwanden enz.

Voor gebouwen uitgevoerd in dragend metselwerk kennen we de volgende bouwwijzen:

- Ongewapend niet opgesloten metselwerk, of
- opgesloten metselwerk, of
- gewapend metselwerk.

§ 4.4.4.3.1 Ongewapend niet opgesloten metselwerk volgens § 4.3.3.1

Bij éénlaagse bouw zijn de binnenwanden gangbaar niet vloer- of dakdragend (bijv. bij een sporenkap). In dit geval mogen deze wanden wel worden meegerekend als stabiliteitswand, mits de wanden, dik $\geq 6''$ (150 mm) worden opgenomen in het doorlopende ringbalkenframe en doorlopen tot het dak, al of niet dakdragend.

Raamopeningen in stabiliteitswanden

- De plaats en grootte van openingen in wanden hebben een groot effect op de sterkte van de wand en zijn vermogen om aardbevingskrachten te weerstaan.
Raamopeningen mogen worden geplaatst op een afstand $\geq \frac{1}{4}$ x hoogte opening ≥ 400 mm vanaf de L-, T-, of X-verbinding. Raamhoogte: $\leq \frac{1}{2}$ x verdiepingshoogte ≤ 1400 mm.
De horizontale afstand tussen twee openingen $\geq \frac{1}{2}$ hoogte kleinste opening ≥ 400 mm.
De totale lengte van de openingen in dragende wanden mag niet groter zijn dan de halve lengte van de wand gemeten tussen de dwarswanden.

Aanbeveling: Om scheurvorming in de hoeken te voorkomen: Raamopeningen $> 1,0$ m aan de boven- en bij voorkeur aan onderzijde voorzien van een latei, of voegwapening, overeenkomstig het gestelde in § 4.3.3.1.

§ 4.4.4.3.2 Opgesloten metselwerk

Dragend metselwerk

Naast de in § 4.3.3.2 'opgesloten metselwerk' gegeven voorwaarden gelden de volgende aanvullende voorwaarden:

- Alle buitenwanden en de dragende binnenwanden, niet vallend onder § 4.3.3.1, moeten worden uitgevoerd in 'opgesloten metselwerk'; metselwerk, omsloten door een (ring)balk en h.o.h ≤ 5 meter door betonnen kolommen.
- Het aanbrengen van de begane grondvloer tussen de funderingswanden is niet toegestaan.

Niet dragend metselwerk

Geen aanvulling op § 4.3.3.2

§ 4.4.4.3.3 Gewapend metselwerk

Geen aanvulling op § 4.3.3.3.

§ 4.4.4.4 Fundering op staal

Geen aanvulling op § 4.4.1.1, § 4.4.2.1 en § 4.4.3.1.

§ 4.4.4.5 Stabiliteitsregels voor eenvoudige gebouwen (zie § 6.1)

Behoudens het gestelde in § 4.3.3.1 moeten gemetselde stabiliteitswanden dragend zijn en worden uitgevoerd in opgesloten metselwerk.

Bij éénlaagse bouw zijn de binnenwanden uitgevoerd als al of niet opgesloten metselwerk gangbaar niet vloer- of dakdragend (sporenkap). In dit geval mogen deze wanden wel worden meegerekend als stabiliteitswand, mits de wanden, dik $\geq 6''$ (150 mm) worden opgenomen in het doorlopende ringbalkenframe en doorlopen tot het dak, al of niet dakdragend.

In NEN 6790 art. 10.3.1, respons van de constructie mag, bij de schematisering van de constructie volgens art. 10.1, de meewerkende flensbreedte bij stabiliteitskernen (art 10.1.4) deze flensbreedte worden meegerekend. Bij het bepalen van het oppervlak van de stabiliteitswanden mag, in de geest van art. 10.3.1 uit NEN 6790, deze meewerkende flensbreedte worden meegenomen bij het vaststellen van het % oppervlak van de stabiliteitswanden per richting mits de flenzen in $\geq 6''$ metselwerk wordt uitgevoerd.

De minimale oppervlakte van de stabiliteitswanden, uitgedrukt in een percentage van het bruto grondoppervlak van het gebouw, per richting is gegeven in tabel 4.5.

Tabel 4.5 mag worden toegepast bij 'eenvoudige' gebouwen (zie § 2.1.1) mits:

- Gebouw moet een rechthoekige vorm hebben, of zijn opgedeeld in rechthoekige vormen, met een verhouding $l : b \leq 1 : 4$.
- De verdiepingshoogte $\leq 3,0$ m.
- Gemetselde stabiliteitswanden moeten, inclusief met de er zich in bevindende ramen (uitgevoerd volgens § 4.4.4.3.1), dragende wanden zijn: lengte $\geq 1,20$ m.
- Stabiliteitswanden moeten ≥ 150 mm (6'') dik zijn.
- Stabiliteitswanden moeten regelmatig over het oppervlak worden verdeeld. Het zwaartepunt van de wanden moet overeenkomen met het zwaartepunt van de belasting.
- Niet uitsluitend stabiliteitswanden in de gevels. Activeer ook de binnenwanden, zodat een gelijkmatige krachtsverdeling ontstaat.
- Gebouwen met (stabiliteits-)wanden met een ongesteunde lengte loodrecht op de wand, h.o.h. $> 5,0$ m, vallen niet onder het toepassingsgebied van tabel 4.5.
- In de stabiliteitswand mag zich ter plaatse van de drukdiagonaal in het metselwerk geen sparing bevinden die ≥ 50 % van het oppervlak van de drukdiagonaal doorsnijdt (breedte drukdiagonaal $2 \times 5t$. Restant breedte drukdiagonaal dus $\geq 5t$).
- ≥ 75 % van het gebouwgewicht moet gedragen worden door deze stabiliteitswanden.
- De stabiliteitswanden moeten van boven tot onder in de fundering doorlopen.
 - Indien ≥ 70 % van de stabiliteitswanden een breedte, inclusief de er zich in bevindende ramen (uitgevoerd volgens § 4.4.4.3.1 of § 4.4.4.3.2), hebben van $\geq 3,0$ m, mag de vereiste lengte van de stabiliteitswanden bepaald volgens tabel 4.5 worden gereduceerd met een factor 1,25. Opmerking: Reductiefactor zie Eurocode 8-1: 9.7.2 Rules (1).
 - Indien ≥ 70 % van de stabiliteitswanden uitgevoerd in opgesloten metselwerk een breedte, inclusief de er zich in bevindende ramen (uitgevoerd volgens § 4.4.4.3.2),

hebben van $\geq 4,0$ meter, mag de vereiste lengte van de stabiliteitswanden bepaald volgens tabel 4.5 worden gereduceerd met een factor 1,50.

- Ter plaatse van de L-, T- en X- aansluiting moeten de in halfsteensverband met de wand gemetselde 'benen' een lengte hebben van tweemaal de wanddikte ≥ 400 mm om meegerekend te mogen worden als steunverbinding in een stabiliteitswand.
- De vloeren moeten schuifvast worden verbonden met de ringbalken en tezamen met de ringbalken worden uitgevoerd als schijfconstructie.
- De dakconstructie moet rechtstreeks worden verbonden met de ringbalken en tezamen met de ringbalken worden uitgevoerd als schijfconstructie.
- Het aanbrengen van een betonnen dak op een bestaand gebouw is verboden, tenzij is aangetoond dat de bestaande wanden + fundering in staat zijn de extra belasting te dragen en het gebouw in de gewijzigde vorm aardbevingsbestendig is.

Tabel 4.5a: Minimale % oppervlakte van de stabiliteitswanden per richting op Bonaire

Type metselwerk	Aantal verdiepingen/ bouwlagen	Grondtype onbekend Op staal gefundeerd
metselwerk	1	3,5 %
	(2) Betonnen zolder-/dakvloer	5,0 %
Opgesloten metselwerk	1	2,0 %
	2	3,0 %
	(3) Betonnen zolder-/dakvloer	4,0 %
Gewapend metselwerk	1	1,5 %
	2	2,0 %
	(3) Betonnen zolder-/dakvloer	3,0 %

Tabel 4.5b: Minimale % oppervlakte van de stabiliteitswanden per richting op Bonaire

Type metselwerk	Aantal verdiepingen/ bouwlagen	Grondtype stijf grondprofiel Op staal gefundeerd
metselwerk	1	2,6 %
	(2) Betonnen zolder-/dakvloer	3,8 %
Opgesloten metselwerk	1	1,5 %
	2	2,3 %
	(3) Betonnen zolder-/dakvloer	3,0 %
Gewapend metselwerk	1	1,1 %
	2	1,5 %
	(3) Betonnen zolder-/dakvloer	2,3 %

Opmerking: Het minimale % oppervlakte van de stabiliteitswanden per richting (eenvoudige gebouwen op Bonaire), type grondprofiel (harde) rots, kan worden bepaald zoals in de toelichting in § 8.4.2.5 is gegeven.

§ 4.4.5 Bepalingsmethode voor eenvoudige gebouwen op **Saba en St. Eustatius**

Bij eenvoudige gebouwen hoeft niet gerekend te worden met aardbevingsbelasting als volstaan wordt aan de hierna volgende uitvoeringsregels:

§ 4.4.5.1 Dakconstructie

Geen aanvulling op § 2.3.7.

§ 4.4.5.2 Vloeren

De vloeren moeten worden verbonden met de ringbalken en worden uitgevoerd als een schijfconstructie, zodat de aardbevings- en windbelasting gelijkmatig naar de fundering worden afgevoerd.

§ 4.4.5.3 Metselwerkwanden

Al of niet dragende wanden kunnen worden uitgevoerd als betonwanden, metalstud-wanden, houten (scheidings)wanden, metselwerkwanden enz.

Voor gebouwen uitgevoerd in (dragend) metselwerk kennen we de volgende bouwwijzen:

- Ongewapend niet opgesloten metselwerk, of
- opgesloten metselwerk: algemeen toepasbaar, of
- gewapend metselwerk.

§ 4.4.5.3.1 Ongewapend niet opgesloten metselwerk

Ongewapend niet opgesloten metselwerk is niet toegestaan.

§ 4.4.5.3.2 Opgesloten metselwerk

Naast de in § 4.3.3.2 'opgesloten metselwerk' gegeven voorwaarden gelden de volgende aanvullende voorwaarden:

- Alle buitenwanden en de dragende binnenwanden gelegen tussen de funderingsstrook en de begane grondvloer moeten worden uitgevoerd in opgesloten metselwerk; metselwerk, $t \geq 150$ mm, 6" blokken, omsloten door een ringbalk, of betonnen begane grondvloer en h.o.h. ≤ 4 m door betonnen kolommen.
- De ringbalk moet één geheel vormen, schijf, met de begane grondvloer.

Dragend metselwerk

Naast de in § 4.3.3.2 gegeven voorwaarden gelden de volgende aanvullende voorwaarden:

- Alle buitenwanden en de dragende binnenwanden moeten worden uitgevoerd in 'opgesloten metselwerk'; metselwerk omsloten door een ringbalk en h.o.h $\leq 4,0$ m door betonnen kolommen.
- Het aanbrengen van de begane grondvloer tussen de funderingswanden is niet toegestaan.

Niet dragend metselwerk

- Alle niet dragende binnenwanden, dik $\geq 6"$ (150 mm), moeten worden uitgevoerd in 'opgesloten metselwerk'; metselwerk omsloten door een ringbalk en h.o.h $\leq 4,0$ m door betonnen kolommen.
In verband met de instabiliteit van metselwerkwanden $< 6"$ (150 mm) tijdens een aardbeving in zone ≥ 3 moeten alle gemetselde wanden een dikte hebben $\geq 6"$ (150 mm).

Raamopeningen

- De plaats en grootte van openingen in wanden hebben een groot effect op de sterkte van de wand en zijn vermogen om aardbevingskrachten te weerstaan.
Raamopeningen mogen worden geplaatst op een afstand $\geq \frac{1}{4}$ x hoogte opening ≥ 400 mm vanaf de L-, T-, of X-verbinding. Raamhoogte: $\leq \frac{1}{2}$ x verdiepingshoogte ≤ 1400 mm. De horizontale afstand tussen twee openingen $\geq \frac{1}{2}$ hoogte kleinste opening ≥ 400 mm. De totale lengte van de openingen in dragende wanden mag niet groter zijn dan de halve lengte van de wand gemeten tussen de dwarswanden.
- Aanbeveling: Om scheurvorming in de hoeken te voorkomen: Raamopeningen $> 1,0$ m aan de boven- en bij voorkeur aan onderzijde voorzien van een latei, of voegwapening, overeenkomstig het gestelde in § 4.3.3.2. Plaats langs de zijranden wapening in de met beton gevulde holle ruimte van het metselblok. Wapening: $2 \varnothing 10$ ($2 \times \frac{3}{8}"$ staven).
- Langs de randen bij o.a. deuropeningen, van zowel dragend als niet dragend metselwerk, een kolom opnemen in het metselwerk wanddikte $t \times 200$ mm².
Voor kolommen, 150×200 mm²; kies voor $4 \varnothing 10$ ($4 \times \frac{3}{8}"$ staven) + beugels $\frac{1}{4}" - 250$.

Als alternatief: Plaats wapening in de met beton gevulde holle ruimte van het metselblok.
Wapening: 2 Ø 10 (2 x ⅜" staven), in beide holle ruimtes van het blok.

§ 4.4.5.3 Gewapend metselwerk

Geen aanvulling op § 4.3.3.3.

§ 4.4.5.4 Fundering op staal

Geen aanvulling op § 4.4.1.1, § 4.4.2.2 en § 4.4.3.2.

§ 4.4.5.5 Stabiliteitsregels voor 'eenvoudige' gebouwen (zie § 6.1)

Gemetselde stabiliteitswanden moeten dragend zijn en worden uitgevoerd in opgesloten of gewapend metselwerk. De verbinding metselwerk-betonvloer/-balk moet worden voorzien van Starterbars Ø 10 – 400 (⅜" – 400) steklengte ≥ 500 mm (figuur 4.10 en 4.12).

Bij éénlaagse bouw zijn de binnenwanden uitgevoerd in opgesloten metselwerk gangbaar niet vloer- of dakdragend (sporenkap). In dit geval mogen deze wanden wel worden meegerekend als stabiliteitswand, mits de wanden worden opgenomen in het doorlopende ringbalkenframe en doorlopen tot het dak, al of niet dakdragend.

In NEN 6790 art. 10.3.1, respons van de constructie mag, bij de schematisering van de constructie volgens art. 10.1, de meewerkende flensbreedte bij stabiliteitskernen (art 10.1.4) deze flensbreedte worden meegerekend. Bij het bepalen van het oppervlak van de stabiliteitswanden mag, in de geest van art. 10.3.1 uit NEN 6790, deze meewerkende flensbreedte worden meegenomen bij het vaststellen van het % oppervlak van de stabiliteitswanden per richting mits de flenzen in ≥ 6" metselwerk wordt uitgevoerd.

De minimale oppervlakte van de stabiliteitswanden, uitgedrukt in een percentage van het bruto grondoppervlak van het gebouw, per richting is gegeven in tabel 4.6.

Tabel 4.6: Minimale % oppervlakte van de stabiliteitswanden per richting op Saba en St. Eustatius

Type metselwerk	Aantal verdiepingen/ bouwlagen	Grondtype onbekend en Grondtype stijf grondprofiel Op staal gefundeerd
Opgesloten metselwerk	1	4,0 %
	(2) Betonnen zolder-/dakvloer	5,0 %
Gewapend metselwerk	1	3,0 %
	(2) Betonnen zolder-/dakvloer	4,0 %

Opmerking: Het minimale % oppervlakte van de stabiliteitswanden per richting (eenvoudige gebouwen op Saba en St. Eustatius), type grondprofiel (harde) rots, kan worden bepaald zoals in de toelichting in § 8.4.2.5 is gegeven.

Tabel 4.6 mag worden toegepast bij 'eenvoudige' gebouwen (zie § 2.1.1) mits:

- Gebouw moet een rechthoekige vorm hebben, of zijn opgedeeld in rechthoekige vormen, met een verhouding $l : b \leq 1 : 4$.
- De verdiepingshoogte $\leq 3,0$ m.
- Gemetselde stabiliteitswanden moeten, inclusief met de er zich in bevindende ramen (uitgevoerd volgens § 4.4.3.2), dragende wanden zijn met een lengte $\geq 1,20$ m. Dit om trekspanningen in de wand zo laag mogelijk te houden c.q. te voorkomen.
- Stabiliteitswanden moeten ≥ 150 mm (6") dik zijn.
- De dikte t van alle buitenwanden en al of niet dragende binnenwanden is ≥ 150 mm, 6" blokken met een hoogte $h \leq 3,0$ m. Indien $h > 3,0$ m, kies slankheid $\lambda = h/t \leq 20$.
- Stabiliteitswanden moeten regelmatig over het oppervlak worden verdeeld. Het

- zwaartepunt van de wanden moet overeenkomen met het zwaartepunt van de belasting.
- Niet uitsluitend stabiliteitswanden in de gevels. Activeer ook de binnenwanden, zodat een gelijkmatige krachtsverdeling ontstaat.
 - Gebouwen met (stabiliteits)wanden met een ongesteunde lengte loodrecht op de wand, h.o.h. > 4,0 m, vallen niet onder het toepassingsgebied van tabel 4.6.
 - In de stabiliteitswand mag zich ter plaatse van de drukdiagonaal in het metselwerk geen sparing bevinden die ≥ 50 % van het oppervlak van de drukdiagonaal doorsnijdt (breedte drukdiagonaal $2 \times 5t$. Restant breedte drukdiagonaal dus $\geq 5t$).
 - ≥ 75 % van het gebouwgewicht moet gedragen worden door deze stabiliteitswanden. Des te groter het totale gewicht op de wand, des te groter is de op te nemen aardbevingsbelasting.
 - De stabiliteitswanden moeten van boven tot onder in de fundering doorlopen.
 - Indien ≥ 70 % van de stabiliteitswanden een lengte, inclusief de er zich in bevindende ramen (uitgevoerd volgens § 4.4.5.3.2), hebben van $\geq 3,0$ meter, mag de vereiste lengte van de stabiliteitswanden bepaald volgens tabel 4.6 worden gereduceerd met een factor 1,25.
Opmerking: Reductiefactor zie Eurocode 8-1: 9.7.2 Rules (1).
 - Indien ≥ 70 % van de stabiliteitswanden uitgevoerd in opgesloten metselwerk een lengte, inclusief de er zich in bevindende ramen (uitgevoerd volgens § 4.4.5.3.2), hebben van $\geq 4,0$ meter, mag de vereiste lengte van de stabiliteitswanden bepaald volgens tabel 4.6 worden gereduceerd met een factor 1,50.
 - De stabiliteitswanden moeten zijdelings h.o.h. $\leq 4,0$ m gesteund worden via een L-, T- of X-verbinding met een dwarswand, of via een in zowel de x- als de ij-richting aan de bovenzijde gesteunde gewapend betonkolom met een breedte ≥ 300 mm.
 - Ter plaatse van de L-, T- en X- aansluiting moeten de in halfsteensverband met de wand gemetselde 'benen' een lengte hebben van tweemaal de wanddikte ≥ 400 mm om meegerekend te mogen worden als steunverbinding in een stabiliteitswand.
 - De vloeren moeten worden verbonden met de ringbalken en tezamen met de ringbalken worden uitgevoerd als schijfconstructie.
 - De dakconstructie moet rechtstreeks worden verbonden met de ringbalken en tezamen met de ringbalken worden uitgevoerd als schijfconstructie.
 - Het aanbrengen van een betonnen dak op een bestaand gebouw is verboden, tenzij is aangetoond dat de bestaande metselwerkwanden + fundering in staat zijn de extra belasting te dragen en het gebouw in de gewijzigde vorm aardbevingsbestendig is.

Hoofdstuk 5. Betonstaal

§ 5.1 Wapening algemeen geldend voor de BES-eilanden

De constructie van een gebouw moet zo zijn ontworpen dat 'bros' bezwijken van de constructie als geheel, of van de afzonderlijke constructie-elementen, wordt vermeden.

Om het nascheurgedrag van de (beton)constructie als geheel, of van de afzonderlijke constructie-elementen, te waarborgen wordt aan de wapening in de betonconstructie de volgende eisen gesteld:

- Voor de materiaalfactoren γ_m voor beton, betonstaal en voorspanstaal moeten in overeenstemming met NEN 6720 (VBC art. 6) bij de bijzondere belastingcombinatie aardbeving; $\gamma_m = 1,0$ worden aangehouden.
In NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB2016 (tabel 2.1N) geldt: voor beton $\gamma_c = 1,2$, voor betonstaal $\gamma_s = 1,0$ en voor voorspanstaal $\gamma_s = 1,0$. De partiële factoren zijn mede bedoeld om rekening te houden met de degradatie van de sterkte als gevolg van de cyclische vervormingen (zie aanbeveling in 5.2.4 (3) van NEN-EN 1998-1).
- Voor vloeren, wanden, plaatfunderingen, funderingsstroken en vergelijkbare schijfconstructies, niet deel uitmakend van een portaalconstructie met momentvaste verbindingen, moet wapening in de ductiliteitsklasse $\geq A$ ($A_{gt} \geq 2,5 \%$) worden toegepast. In deze schijfconstructies mag voor vloeren en wanden als wapening Grade 60 (zie 5.2) worden toegepast.
- Voor schijfconstructies uitgevoerd in ongewapend-, gewapend- en opgesloten metselwerk (zie § 4.3.3) moet voor de ringbalken en kolommen wapening in de ductiliteitsklasse A ($A_{gt} \geq 2,5 \%$) worden toegepast.
- De betonstaalsoort met de bijbehorende waarde voor A_{gt} en het koolstofgehalte ($C \leq 0,22 \%$) alsmede de herkomst, moeten vermeld worden op het bij de partij betonstaal behorende (fabrieks)certificaat. Op de wapeningstekening moet eenduidig worden aangegeven welke betonstaalsoort wordt vereist.
- Glad betonstaal is niet toegestaan.
- Betonstaal met een koolstofgehalte $C > 0,22 \%$ (te bros) is niet toegestaan.

Bonaire, aanvullend

In Eurocode 8 art. 3.2.1 (4) wordt aanbevolen dat bij een piekgrondversnelling $a_g \leq 0,1 g$ de wapening in de betonconstructie gedetailleerd mag worden overeenkomstig Eurocode 2, dus zonder extra voorwaarden.

In de NPR 9998 'Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen' wordt in art. 3.2.2.1 gesteld dat, onder voorwaarden, indien de referentiepiekgrondversnelling $a_g < 0,2 g$ de wapening in de betonconstructie gedetailleerd mag worden overeenkomstig Eurocode 2. Bonaire ligt in aardbevingszone 2A met een piekgrondversnelling a_g tussen 0,11 g en 0,15 g. Gezien het voorgaande geldt voor aardbevingszone 2A dat het gebruik van de VBC, **of** Eurocode 2, is toegestaan onder de volgende aanvullende voorwaarden:

- Bij de krachtsverdeling, ten gevolge van de aardbevingsbelastingcombinaties bepaald volgens § 4.2, in de constructie gebruik maken van de lineaire elasticiteitstheorie.
- Te gebruiken betonkwaliteit $\geq C 20/25$.
- In balken en kolommen, die al of niet deel uitmaken van een portaalconstructie met momentvaste verbindingen, moet wapening in de ductiliteitsklasse B, dus $A_{gt} \geq 5 \%$, worden toegepast. Beugels mogen worden toegepast in ductiliteitsklasse A, tenzij de dwarskrachtwapening is berekend met de vakwerkanalogie waarbij een helling van de drukdiagonaal $< 45^\circ$ wordt toegepast. Deze beugels moeten worden uitgevoerd in ductiliteitsklasse B (zie ook toelichting in § 8.4.1.2.1).
- In vloeren en wanden, die deel uitmaken van een portaalconstructie met momentvaste

- verbindingen, moet wapening in de ductiliteitsklasse B, $A_{gt} \geq 5\%$, worden toegepast.
- Wordt bij de krachtsverdeling in de constructie gebruik gemaakt van de plasticiteitstheorie, dan gelden dezelfde voorwaarden als gesteld voor Saba en St. Eustatius.
- Voor 'eenvoudige' gebouwen gelden afwijkende voorwaarden.

Saba en St. Eustatius, aanvullend

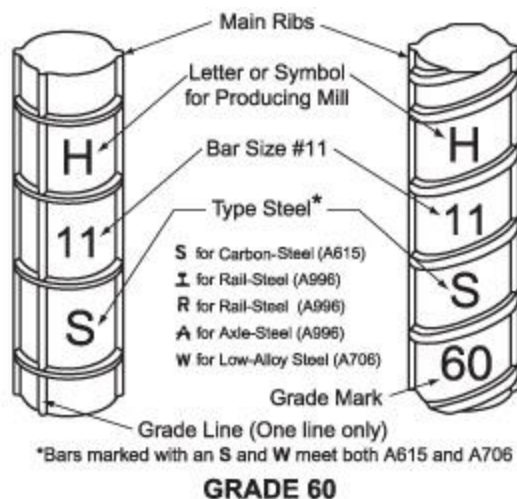
Saba en St. Eustatius liggen in aardbevingszone 3 met een piekgrondversnelling $a_g = 0,30 g$.

- Bij de krachtsverdeling in de constructie bij voorkeur gebruik maken van de lineaire elasticiteitstheorie.
- Te gebruiken betonkwaliteit $\geq C 20/25$.
- In balken en kolommen, die al of niet deel uitmaken van een portaalconstructie met momentvaste verbindingen, moet wapening in de ductiliteitsklasse C, dus $A_{gt} \geq 7,5\%$, worden toegepast. Beugels mogen worden toegepast in ductiliteitsklasse A, tenzij de dwarskrachtwapening is berekend met de vakwerkanalogie waarbij een helling van de drukdiagonaal $< 45^\circ$ wordt toegepast. Deze beugels moeten worden uitgevoerd in ductiliteitsklasse $\geq B$ (zie ook toelichting in § 8.4.1.2.1).
- In vloeren en wanden die deel uitmaken van een portaalconstructie met momentvaste verbindingen moet wapening in de ductiliteitsklasse C, $A_{gt} \geq 7,5\%$ worden toegepast.
- Voor 'eenvoudige' gebouwen gelden afwijkende voorwaarden.

§ 5.2 Grade 60

In afwijking van art. 6.2 uit NEN 6720 (de VBC) en art. 3.2 uit NEN-EN 1992-1-1 (Eurocode 2) mag als betonstaal Grade 60 worden toegepast.

Profilering Grade 60



Tenzij voorzien van een keuringsrapport met vermelding van de staalsoort wordt geribd betonstaal gelijk gesteld aan Grade 60.

Grade 60 is betonstaal welke gangbaar wordt gebruikt in gepuntlaste wapeningsnetten met een karakteristieke waarde van de vloeigrens (of 0,2 % rekgrens) $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$.

f_{yd} is de rekenwaarde van de trek-druksterkte: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 355 / 1,15 = 310 \text{ N/mm}^2$.

De letter A geeft ductiliteitsklasse, de rek bij maximale belasting A_{gt} , aan, zie overzicht.

Staalsoort	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	A_{gt} (%)	Opmerkingen:
Grade 60 A	355	310 (355)	200.000	2,5	Betonstaal geleverd als gepuntlaste wapeningsnetten. $C \leq 0,22\%$

Hoofdstuk 6. Termen en definities

§ 6.1 Gebruikelijke termen met betrekking tot ontwerp

Afschot

De helling ten opzichte van het horizontale vlak, aangebracht om te zorgen voor een goede afvoer van het regenwater.

Balkafmetingen

De balkafmetingen zijn gegeven als **netto**-maten (geschaafd).

De tussen haakjes geplaatste duimen-maten zijn de gangbaar in de bouw op de BES in het spraakgebruik gehanteerde balkafmetingen (bruto ongeschaafd), dus 38 x 88 mm² (2" x 4").

In de constructieve berekening dient gebruik te worden gemaakt van de netto-houtmaten.

Belastinggeval

Algemene benaming om onderscheid tussen soorten van belastingen aan te geven, bijv. het belastinggeval 'wind' of belastinggeval 'eigen gewicht'. Grootte en richting komen niet ter sprake.

Belastingcombinatie

Verzameling van verschillende soorten belastingen, belastinggevallen, en/of belasting-configuraties die gelijktijdig kunnen optreden.

Betrouwbaarheid

Geschiktheid van een constructie om te voldoen aan de voorgeschreven eisen, met inbegrip van de ontwerplevensduur, waarvoor zij is ontworpen.

Bijzondere belastingcombinatie

Aanvullende belastingcombinatie van permanente, veranderlijke en een bijzondere belasting die wordt gebruikt bij de beoordeling van de uiterste grenstoestand.

Bouwwerk

Elke constructie van enige omvang van hout, steen, metaal of ander materiaal, die op de plaats van bestemming hetzij direct hetzij indirect met de grond is verbonden, hetzij direct of indirect steun vindt in of op de grond, bedoeld om ter plaatse te functioneren.

Brandcompartiment

Gedeelte van één of meer bouwwerken bestemd als maximaal uitbreidingsgebied van brand.

Bruikbaarheidsgrenstoestand BGT (Serviceability Limit States SLS)

Grenstoestand die gebruikt wordt bij de toetsing aan de eisen voor vooropgesteld gebruik.

Definitie 'eenvoudige' gebouwen

- Op **staal gefundeerde** gebouwen bestaande uit één bouwlaag, vallend in de veiligheidsklassen 1 en 2 (NEN 6702), of de gevolgklasse CC 1 (NEN-EN 1990 en -1991), met een grondoppervlak $\leq 150 \text{ m}^2$ en $b \geq 0,7 h$.
- De fundering moet worden uitgevoerd als betonnen plaatfundering, of als een betonnen strokenfundering.
- Met daken van golfplaten van vezelcement, of stalen- of aluminium golfplaten (hellingshoek 15° - 30°).
- Met platte daken met een hellingshoek $\alpha < 15^\circ$.
- De draagconstructie is uitgevoerd in **metselwerk**.
- De stabiliteit van de gebouwen wordt verzorgd door dragende stabiliteitswanden van metselwerk in twee richtingen.
- Al of niet geplaatst op een helling, met hellingshoek $\leq 15^\circ$.

Houten vlierungen en zolders met een vrije hoogte $\leq 2,2$ meter mogen bij het bepalen van het aantal bouwlagen buiten beschouwing worden gelaten.

Wordt de zolder- of vlieringsvloer uitgevoerd in beton (hoog gewicht, dus nadelig bij hoge aardbevingsbelastingen), dan geldt deze als een **extra bouwlaag**. Het gebouw valt dan niet onder de definitie 'eenvoudige' gebouwen.

Waarin voor het bepalen van $b \geq 0,7 h$ geldt:

- b is de breedte van het gebouw.
- Voor de hoogte h de bovenkant van de ringbalk (waarop de dakvoet van de dakconstructie wordt bevestigd) aanhouden, gemeten vanaf het aansluitende maaiveld.

Fundamentele belastingcombinatie

Algemeen van toepassing zijnde belastingcombinatie van permanente en veranderlijke belastingen die wordt gebruikt bij de beoordeling van de uiterste grenstoestand.

Gordingendak

Bij een gordingendak lopen de balken (liggers) van de nokgording naar de dakvoet (de hoofddraagconstructie), waarbij de horizontale en verticale krachten uit de dakconstructie worden opgenomen door de vloer of de ringbalk, beide met of zonder muurplaat. Afhankelijk van de verdeling over de lengte van het gebouw worden de liggers/spanten op regelmatige afstanden variërend van h.o.h. 1,0 m – 2,0 m. Dwars over de liggers/spanten worden de gordingen bevestigd. Op het dak wordt al of niet dakbeschot aangebracht.

De horizontale- en verticale krachten worden opgenomen door de verankering op de vloer, muurplaat of ringbalk. Bij grote overspanningen kan het nodig zijn trek/drukplaten toe te passen.

Logiesfunctie

Gebruiksfunctie voor het bieden van recreatief verblijf of tijdelijk onderdak aan personen.

Meetniveau

Hoogte van het aansluitende terrein, gemeten ter plaatse van de toegang van het gebouw. Voor bouwwerken gelegen op een helling: Hoogte van het aansluitende terrein, gemeten op het laagste punt van het aansluitende terrein.

Ontwerplevensduur of referentieperiode

Tijdsbestek waarin een bouwconstructie aan de gestelde eisen moet voldoen met een vastgestelde mate van betrouwbaarheid.

Sporendak

Bij een sporendak lopen de sporen van de nokgording naar de dakvoet (de hoofddraagconstructie), waarbij de horizontale en verticale krachten uit de dakconstructie worden opgenomen door de vloer of de ringbalk, beide met of zonder muurplaat.

Dwars op de sporen worden de gordingen bevestigd. De sporen liggen op regelmatige afstanden, h.o.h. 0,61 m of 0,813 m, zodat de krachten gelijkmatig over de draagconstructie worden verdeeld. Het dak wordt al of niet voorzien van dakbeschot.

Bij grote overspanningen kan het nodig zijn trek/drukplaten toe te passen

Sterkte

Mechanische eigenschap die de geschiktheid aangeeft van een materiaal om belasting te weerstaan, meestal uitgedrukt in spanning N/mm².

Uiterste grenstoestand UGT (Ultimate Limit States ULS)

Grenstoestand die wordt gebruikt bij de toetsing aan de eisen ten aanzien van de constructieve veiligheid.

Vuurbelasting

Hoeveelheid warmte die vrijkomt per eenheid van vloeroppervlakte bij verbranding van alle in een gebouw of daarin gelegen ruimte aanwezige brandbare materialen.

Opmerking: Gangbaar wordt uitgegaan van een vuurbelasting $\leq 500 \text{ MJ/m}^2$ in gebouwen met een woonfunctie.

Woonfunctie

Gebruiksfunctie voor het wonen.

§ 6.2 Gebruikelijke termen met betrekking tot belastingen

Aardbevingsbelasting (A_E)

Belasting die ontstaat door groundbewegingen door een aardbeving

Belasting (F)

- a) stelsel van krachten (belastingen) werkend op een constructie (rechtstreekse belasting).
- b) stelsel van opgelegde vervormingen of versnellingen, veroorzaakt bijvoorbeeld door temperatuursveranderingen, vochtigheidsschommelingen, ongelijke zettingen of aardbevingen (niet rechtstreekse belastingen).

Belastingcombinatie

Samenstel van rekenwaarden gebruikt voor de toetsing van de constructieve betrouwbaarheid bij een grenstoestand waarbij verscheidene belastingen gelijktijdig werken.

Blijvende of permanente belasting (G)

Belasting die naar alle waarschijnlijkheid werkzaam is gedurende een gegeven referentieperiode (bijv. 50 jaar) en waar de variatie van haar grootte in de tijd verwaarloosbaar is.

Bijzondere belasting (A)

Belasting, gewoonlijk van korte duur maar van aanmerkelijke grootte, waarvan de kans van optreden tijdens de ontwerplevensduur van de constructie gering is.

Combinatiewaarde van een veranderlijke belasting, de momentane belasting ($\psi_0 Q_k$)

Waarde gekozen – voor zover deze kan worden bepaald op statistische gronden – zodanig, dat de kans, dat de effecten veroorzaakt door de combinatie worden overschreden, bij benadering dezelfde is als voor de karakteristieke waarde van een afzonderlijke belasting. Zij mag worden geformuleerd als een berekende fractie van de karakteristieke waarde gebruikmakend van een factor $\psi_0 \leq 1$.

Dynamische belasting

Belasting die een versnelling van betekenis van de constructie teweeg brengt.

Extreme belasting

Waarde voor de veranderlijke belasting waarvan de kans op overschrijding gedurende de referentieperiode van de constructie minimaal is.

Geotechnische belasting

Belastingoverdracht op de constructie door de grond, grondaanvulling of grondwater.

Karakteristieke waarde van de belasting (F_k)

Belangrijkste representatieve waarde van de belasting. Voor zover een karakteristieke waarde kan worden vastgelegd op statistische gronden, wordt zij gekozen in overeenstemming met de voorgeschreven kans om niet te worden overschreden naar de ongunstige kant gedurende een referentieperiode, rekening houdend met de ontwerplevensduur van de constructie.

Momentane belasting

Waarde voor de veranderlijke belasting die men zeer waarschijnlijk op een willekeurig tijdstip zal aantreffen.

Permanente belasting

Belasting die gedurende de referentieperiode slechts beperkt in grootte varieert, of een belasting waarvan de grootte tot een limiet nadert.

Quasi-statische belasting

Dynamische belasting die door een gelijkwaardige statische belasting in een statisch model wordt gerepresenteerd.

Referentieperiode

Tijdsbestek waarin de bouwconstructie of een deel daarvan aan de gestelde eisen moet voldoen met een vastgestelde mate van betrouwbaarheid.

Rekenwaarde van de belasting (F_d)

Waarde verkregen door vermenigvuldiging van de representatieve waarde met de partiële factor γ_F .

Representatieve waarde van de belasting (F_{rep})

Waarde gebruikt voor de toetsing van een grenstoestand. De representatieve waarde kan de karakteristieke waarde (F_k) of een gelijktijdige waarde ($\psi_0 F_k$) zijn.

Statische belasting

Belasting die geen versnelling van betekenis van de constructie teweegbrengt.

Veranderlijke belastingen (Q)

Belasting waarvan de variatie in grootte in de tijd niet verwaarloosbaar, noch gelijkmatig is.

Hoofdstuk 7. Symbolen

§ 7.1 Gebruikelijke symbolen met betrekking tot belastingen

F	Belasting
G	Permanente belasting
Q	Veranderlijke belasting
A	Bijzondere belasting
ψ_0	Factor voor de bepaling van de momentane belasting
ψ_t	Correctiefactor
q	Veranderlijke belasting
M	Moment
N	Normaalkracht
R	Oplegreactie
V	Dwarskracht
T	Trek
D	Druk

§ 7.2 Gebruikelijke symbolen met betrekking tot betonconstructies

A_s	Oppervlakte van de doorsnede van betonstaal
A_{gt}	De totale rek bij maximale belasting
B	Betonkwaliteit
c	Betondekking
d	Totale hoogte van de betondoorsnede
f_s	Rekenwaarde van de treksterkte van het betonstaal
$\emptyset$	Diameter

§ 7.3 Gebruikelijke symbolen met betrekking tot aardbevingsbelasting

E	De aardbevingsbelasting op (een element van) de constructie
E_h	De horizontale belasting toe te schrijven aan de basis schuifkracht V
E_v	De horizontale belasting toe te schrijven aan de verticale aardbevings-grond-beweging
E_{max}	De maximale aardbevingsbelasting
C_a	Een aardbevingscoëfficiënt
D	De rustende belasting op het betreffende constructie-element
I	Een belangrijkheidsfactor,
R	Factor afhankelijk van het gekozen bouwsysteem
S_D	Type aanduiding grondprofiel
V_h	Horizontale schuifkracht
W	De totale rustende belasting op het betreffende element/verdieping/begane grond/fundering
Z	Factor betrekking hebbend op de aardbevingszone
ρ	Een vergrotingsfactor voor de betrouwbaarheid
Ω_0	Een vergrotingsfactor

§ 7.4 Gebruikelijke symbolen met betrekking tot windbelasting

C_{eq}	Een drukvereffeningsfactor
C_{index}	De windvormfactoren, zoals: - C_{pe} voor externe druk of zuiging op vlakken te bepalen - $C_{pe,loc}$ voor lokale situaties in vlakken te bepalen - C_{pi} voor interne over- en onderdruk te bepalen - C_f voor wrijving te bepalen - C_t voor het bepalen van de totale windbelasting
$c_e(z)$	Een waarde die de windturbulentie op hoogte z in rekening brengt
p_{rep}	De windbelasting door winddruk, windzuiging, windwrijving en over- en onderdruk (kN/m^2)
p_w	Extreme waarde van de stuwdruk door wind
$q_b(z)$	De extreme waarde van de stuwdruk op hoogte z
$q_p(z)$	De basiswinddruk op hoogte z
ρ	Volumieke massa van lucht
ϕ_1	Een factor die de dynamische invloed op het bouwwerk in rekening brengt

§ 7.5 Indices

b	Breedte
d	Rekenwaarde van
h	Horizontaal, hoogte
k	Karakteristieke waarde van
rep	Representatieve waarde van
stp	Steunpunt
v	Verticaal, veld

Hoofdstuk 8. Nota van toelichting

§ 8.1 Artikelteksten constructieve veiligheid

§ 8.1.1 Algemene sterkte van een constructie (afdeling 2.1)

Bouwwerken of onderdelen van bouwwerken zijn, afhankelijk van de mogelijke gevolgen van bezwijken, ingedeeld in veiligheidsklasse 1, 2 en 3 (artikel 5.3.4 van NEN 6700).

Bouwwerken of onderdelen van bouwwerken zijn, afhankelijk van de mogelijke gevolgen van bezwijken, in NEN-EN 1990 bijlage B tabel B1 (normatief), ingedeeld in gevolklassen CC 1, CC 2 en CC 3.

Als uitgangsdOCUMENTEN voor de BES-code 2016 zijn naast de normen uit de NEN 6700 serie en de NEN-EN 1990 serie de volgende documenten geraadpleegd:

- IBC de International Building Code.
- 1997 Uniform Building Code Volume 2.
- NEN-EN 1998-1 Eurocode 8 Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 1 Algemene regels, seismische belastingen en regels voor het bouwen.
- Hurricane-Resistant Construction Manual Are You Well Connected? (Government of Montserrat).
- Caribbean Disaster Mitigation Project uitgevoerd door de Organization of American States (OAS).

In de artikelteksten worden de eisen vermeld waaraan de constructie moet voldoen:

- Functionele eisen.
- Regeling van de betrouwbaarheid.
- Ontwerplevensduur en duurzaamheid.

Functionele eisen

Een bouwwerk moet zo zijn ontworpen en uitgevoerd dat het bouwwerk, tijdens de voorziene levensduur, voldoende bestand is tegen alle belastingen en invloeden die kunnen optreden tijdens de uitvoering en het gebruik en geschikt zal blijven voor het gebruik waarvoor zij bestemd is.

Deze eis betekent dat de constructie voldoende weerstand (sterkte) en duurzaamheid moet bezitten. Tevens betekent dit dat de constructie zodanig moet zijn ontworpen en uitgevoerd dat zij niet zal bezwijken of onherstelbaar worden beschadigd bij voorvallen als:

- Aardbevingen.
- Orkanen.
- Gasexplosies.
- Botsing door een voertuig, of stootbelasting op vloeren en daken.

Regeling van de betrouwbaarheid

De vereiste betrouwbaarheid moet worden verkregen door het ontwerp en de berekening uit te voeren volgens de geldende voorschriften. Verschillende betrouwbaarheidsniveaus zijn aangenomen, bijvoorbeeld die met betrekking tot de constructieve weerstand (UGT).

Bij het vaststellen van de betrouwbaarheidsniveaus is rekening gehouden met:

- De mogelijke oorzaak en/of wijze van bereiken van een grenstoestand.
- De mogelijke gevolgen van bezwijken in termen van levensgevaar, letsel, eventuele economische verliezen.
- Publieke afkeer, of angst tegen bezwijken.
- De kosten nodig om het risico van bezwijken te verminderen.

Het verschil in betrouwbaarheidsklassen wordt geregeld in de belastingfactoren.

Klassen-indeling

Afhankelijk van de gevolgen is, met een betrouwbaarheid van de uitspraak, vastgesteld dat een bepaalde faalkans niet wordt overschreden. Hoe groter de gevolgen van bezwijken van een constructie, des te hoger is de betrouwbaarheid van de uitspraak en des te kleiner is de kans op falen.

NEN 6700 serie

Veiligheidsklasse volgens tabel 1 NEN 6702

- Klasse 1; Bouwwerken, waarbinnen, waaronder of waarin zich tijdens extreem slechte weersomstandigheden geen personen behoeven op te houden, zoals: overkappingen, loodsen, kassen, stallen, kunstobjecten en lichte industriefunctie.
- Klasse 2; Bouwwerken geen gebouw zijnde met een primaire maatschappelijke functie, waarbinnen, waaronder of waarin zich tijdens extreem slechte weersomstandigheden een beperkt aantal personen behoeven op te houden, zoals: eengezinswoningen, vakantiebungalows, industriefunctie $\leq$ twee bouwlagen.
- Klasse 3; Bouwwerken die bij bezwijken, naast grote financiële schade, tevens een grote hoeveelheid menselijk, emotioneel of maatschappelijk leed kunnen veroorzaken.
- Klasse 4; In aanvulling op NEN 6702 tabel 1 geldt voor windbelasting een extra veiligheidsklasse: Tot klasse 4 behoren bouwwerken die in geval van een calamiteit (orkaan, aardbeving, explosie, e.d.) essentieel zijn. Hierbij horen bouwwerken waarbinnen zich primaire diensten of functies bevinden die, tijdens een calamiteit, binnen een gemeenschap slecht kunnen worden gemist. De volgende bouwwerken vallen in klasse 4:
 - Bouwwerken voor openbare nutsvoorzieningen (bijvoorbeeld energievoorziening, drinkwatervoorziening, telecommunicatie, controletorens vliegveld, ziekenzorg, politiemeldkamer en brandweer.
 - Bouwwerken voor essentiële bestuurlijke functies en overheidsgebouwen. Eventueel kunnen in deze gebouwen speciale voorzieningen worden ingericht, een speciale ruimte in te richten voor de overheid aangaande rampenbestrijding.

Eurocode serie

Gevolklassen volgens NEN-EN 1990 tabel B1+Nationale Bijlage: (NB.20-B1 en NB.21-B1)

- CC1; geringe gevolgen ten aanzien van verlies van mensenlevens en/of kleine of verwaarloosbare economische, of sociale gevolgen voor de omgeving.
- CC2; middelmatige gevolgen ten aanzien van verlies van mensenlevens en/of aanzienlijke economische, of sociale gevolgen voor de omgeving.
- CC3; grote gevolgen ten aanzien van verlies van mensenlevens, of zeer grote economische, sociale gevolgen voor de omgeving.

De gevolklassen CC (Consequences Classes) worden gekoppeld aan de betrouwbaarheidsklassen RC (Reliability Classes).

Ontwerplevensduur en duurzaamheid

De constructie moet zo zijn ontworpen dat achteruitgang tijdens haar ontwerplevensduur, de referentieperiode, geen afbreuk kan doen aan de prestatie van de constructie tot beneden het vereiste niveau.

De richtwaarde van de ontwerplevensduur van monumentale gebouwen, bruggen en andere civieltechnische werken, wordt gesteld op 100 jaar (bepaald in overleg met de opdrachtgever). Voor de overige bouwwerken geldt een ontwerplevensduur van 15, resp. 50 jaar, zoals aangeven in Tabel 1 (NEN 6702).

§ 8.1.1.1 Beginselen van ontwerp en berekening op basis van grenstoestanden

De term belastingcombinaties wordt gebruikt voor het definiëren van de grootte van de belasting te hanteren in een grenstoestand waarin sprake is van het gezamenlijk optreden van verschillende belastingen.

De volgende stappen moeten worden ondernomen om de voor de berekening benodigde belasting vast te stellen:

- Bepaal de ontwerpsituatie, bijvoorbeeld tijdelijk, blijvend, bijzonder.
- Bepaal alle belastingen.
- Bepaal de partiële factoren.
- Rangschik de belastingen zodat de meest kritische waarden worden verkregen.

Er moet onderscheid worden gemaakt in:

- Uiterste grenstoestand, van toepassing bij de sterkteberekening (UGT).
- Bruikbaarheidsgrenstoestand, van toepassing bij toetsing van doorbuiging, uitbuiging, hinderlijke trillingen en scheurwijdeberekening voor betonconstructies (BGT).

Het bepalen van de belastingcombinaties omvat het combineren van de blijvende belasting G_k met de karakteristieke- Q_k , of momentane waarde van de veranderlijke belasting $\psi_0 Q_{ki}$.

Uiterste grenstoestanden UGT (sterkteberekening)

We kennen twee vormen van uiterste grenstoestanden:

- Fundamentele combinatie, belastingcombinaties voor de ontwerpsituatie. Zie hoofdstuk 1 afdeling 2.1.
- Belastingcombinaties voor de buitengewone ontwerpsituatie
Zie hoofdstuk 1 afdeling 2.2.

NEN 6700 serie

Belastingfactoren voor de uiterste grenstoestand volgens tabel 2 NEN 6702.

In aanvulling op NEN 6702 art. 5.2 gelden voor bouwwerken behorend tot veiligheidsklasse 4 de volgende belastingfactoren voor de uiterste grenstoestanden:

- Voor klasse 4 gelden dezelfde belastingfactoren voor de uiterste grenstoestand van de fundamentele combinaties en de bijzondere combinaties zoals aangegeven in NEN 6702- tabel 2 voor veiligheidsklasse 3, met uitzondering van $\gamma_{f;q,u}$ voor windbelasting.

Lees voor $\gamma_{f;q,wind,u} = 1,65$.

Dit leidt tot een aangepaste tabel 2:

Belastingfactoren in UGT voor bouwwerken

Veiligheids- klasse	Belastings- combinaties volgens 6.3.4	G_k ongunstig	G_k gunstig	Veranderlijke belasting Q
1	(1)	1,2	0,9	1,2
2	(1)	1,2	0,9	1,3
3	(1)	1,2	0,9	1,5
4	(1)	1,2	0,9	1,5
1-2-3-4	(2)	1,35	0,9	$\gamma_{f;q,wind,u} = 1,65$ -

Eurocode serie

Belastingfactoren volgens NEN-EN 1990 Bijlage A + NB. tabellen A 1.1 t.m. A 1.3

De uiterste grenstoestanden worden onderverdeeld in de volgende categorieën:

EQU Verlies van statisch evenwicht, kortweg de standzekerheid.

STR Intern bezwijken of buitensporige vervormingen van de totale constructie of een constructie-onderdeel.

GEO Bezwijken ten gevolge van buitensporige vervorming van de grond.

De grootte van de belastingfactoren wordt mede bepaald door de gevolgklasse en de betrouwbaarheidsklasse.

De betrouwbaarheidsklasse is gekoppeld aan de gevolgklasse en geeft, in eenvoudige bewoording gesteld, de geaccepteerde faalkans gedurende bijvoorbeeld een 50-jarige ontwerplevensduur.

Bij het opstellen van belastingcombinaties is 'standaard' uitgegaan van een constructie met een betrouwbaarheidsindex die hoort bij betrouwbaarheidsklasse RC 2, hetgeen het hanteren van gevolgklasse CC 2 impliceert.

De 'standaard' belastingcombinaties voor gevolgklasse CC 2 luiden voor vergelijking:

- 6.10a: $1,35 G_k + 1,5 Q_k \cdot \psi_0$. Hierbij worden alle bouwlagen belast gerekend met de momentane belasting.
- 6.10b: $1,35 \cdot \xi \cdot G_k + 1,5 Q_{k1} + 1,5 Q_{ki} \cdot \psi_0$ met $\xi = 0,89$. Hierbij wordt gerekend met een gunstig werkende belasting G middels de factor ξ , één veld of één vloer belast door de maximale veranderlijke belasting en de overige velden door de momentane veranderlijke belasting.

Deze belastingcombinaties worden gebruikt voor zowel de gewichtsberekening als de sterkteberekeningen.

Voor CC1 en CC3 worden de belastingfactoren afgeleid uit CC 2 middels een factor k_{FI} .

De minimum waarden voor de betrouwbaarheidsindex β (UGT) is:

Betrouwbaarheidsklasse RC met daaraan gekoppelde gevolgklasse CC	Minimumwaarden voor β 50 jaar referentieperiode
RC 3 (CC 3)	4,3
RC 2 (CC 2)	3,8
RC 1 (CC 1)	3,3

Factor k_{FI} voor belastingen behorende bij een betrouwbaarheidsklasse

RC 1	RC 2	RC 3
0,9	1,0	1,1

Dit leidt tot de volgende fundamentele belastingcombinaties STR/GEO vergelijking 6.10a:

CC 1: $0,9 \times 1,35 G_k + 0,9 \times 1,5 Q_k \psi_{0,1} = 1,2 G_k + 1,35 Q_k \psi_{0,1}$, of $0,9 G_k + 1,35 Q_k \psi_{0,1}$

CC 2: $1,0 \times 1,35 G_k + 1,0 \times 1,5 Q_k \psi_{0,1} = 1,35 G_k + 1,5 Q_k \psi_{0,1}$, of $0,9 G_k + 1,5 Q_k \psi_{0,1}$

CC 3: $1,1 \times 1,35 G_k + 1,1 \times 1,5 Q_k \psi_{0,1} = 1,5 G_k + 1,65 Q_k \psi_{0,1}$, of $0,9 G_k + 1,65 Q_k \psi_{0,1}$

Dit leidt tot de volgende fundamentele belastingcombinaties STR/GEO vergelijking 6.10b:

CC 1: $0,9 \times 1,35 G_k \xi + 0,9(1,5 Q_{k,1} + 1,5 Q_{k,2} \psi_{0,2}) = 1,1 G_k + 1,35(Q_{k,1} + Q_{k,2} \psi_{0,2})$,

of $0,9 G_k + 1,35 (Q_{k,1} + Q_{k,2} \psi_{0,2})$.

CC 2: $1,0 \times 1,35 G_k \xi + 1,0(1,5 Q_{k,1} + 1,5 Q_{k,2} \psi_{0,2}) = 1,2 G_k + 1,5(Q_{k,1} + Q_{k,2} \psi_{0,2})$,

of $0,9 G_k + 1,5(Q_{k,1} + Q_{k,2} \psi_{0,2})$.

CC 3: $1,1 \times 1,35 G_k \xi + 1,1(1,5 Q_{k,1} + 1,5 Q_{k,2} \psi_{0,2}) = 1,3 G_k + 1,65(Q_{k,1} + Q_{k,2} \psi_{0,2})$,

of $0,9 G_k + 1,65(Q_{k,1} + Q_{k,2} \psi_{0,2})$.

Bij een gunstig werkende blijvende belasting G geldt steeds $0,9 G_k$ en $\xi = 0,89$.

Voorbeeld:

Bepaal de maatgevende belastingcombinatie volgens de Eurocode:

Gevolgklasse: CC 2 met twee bouwlagen.

$G_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ (totale permanente belasting per laag).

$Q_{k,1} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ (veranderlijke belasting 1^e verdieping).

$Q_{k,2} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ (veranderlijke belasting 2^e verdieping).

$\Psi_{0,i} = 0,5$ is de momentaanfactor.

Vgl. 6.10a:

$$1,35 G_k + 1,5 Q_{k,i} \cdot \Psi_{0,i} = 1,35 \cdot 2 \cdot 5,0 + 1,5 \cdot 2,5 \cdot 0,5 + 1,5 \cdot 2,5 \cdot 0,5 = 17,25 \text{ kN/m}^2.$$

Vgl. 6.10b:

$$1,35 G_k \cdot \xi + 1,5 Q_{k,1} + 1,5 Q_{k,2} \cdot \Psi_{0,2} = 1,35 \cdot 0,89 \cdot 2 \cdot 5,0 + 1,5 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 2,5 \cdot 0,5 = 17,64 \text{ kN/m}^2.$$

In dit voorbeeld is vgl. 6.10b maatgevend t.o.v. 6.10a.

Bruikbaarheidsgrenstoestand BGT, uitsluitend voor betonconstructies

Bruikbaarheidsgrenstoelstanden voor zowel NEN 6702 als Eurocode 0 zijn onder andere:

- Vervormingen of scheurvorming die het uiterlijk of het doeltreffend gebruik van een constructie nadelig beïnvloeden, of die schade veroorzaken aan afwerkklagen of aan op de constructie staande metselwerkwanden.
- Hinderlijke trillingen die onderdelen of apparatuur nadelig beïnvloeden.

Scheurvorming in betonconstructies behoeft niet te leiden tot een uiterste grenstoestand. Op buiging belaste betonelementen, zoals vloeren en balken, uitgevoerd in gewapend beton, zullen onder invloed van de belasting gescheurd zijn. Deze scheurvorming is zelfs nodig om de wapening goed te laten functioneren.

De betondekking heeft o.a. de functie de wapening te beschermen tegen agressieve stoffen. Te grote scheuren in de betondekking kunnen echter de levensduur van de constructie beïnvloeden.

Naarmate de scheur wijder en dus dieper is, kunnen de agressieve stoffen gemakkelijker het beton binnendringen en de wapening aantasten, met mogelijke verkleining van de staafdoorsnede. Vandaar dat grenzen zijn gesteld aan de maximale scheurwijdte, zodat de kans op aantasting van de wapening gering is gedurende de ontwerplevensduur van de constructie.

De eisen die NEN 6720 (de VBC) en Eurocode 2 stelt aan de scheurwijdte zijn uitsluitend gericht op het voorkomen van aantasting van de wapening gedurende de referentieperiode in een bepaalde milieuklasse.

Voor de controle op scheurvorming is de staalspanning in het gebruiksstadium maatgevend. Tevens is de milieuklasse van belang. In een agressief milieu is de kans op aantasting van de wapening groter dan in een droog milieu.

Op de BES-eilanden wordt er van uit gegaan dat alle constructies, die blootgesteld worden aan het binnen- en buitenklimaat, zich ten minste in een agressief milieu (zeeklimaat), milieuklasse XS 1, bevinden.

Voor funderingsconstructies nat/droog en blijvend onder agressief grondwater (zeewater) geldt resp. milieuklasse XS 3 en XS 2 (zie § 4.3.2.3).

Aanvullende afspraken over de scheurwijdte, bijvoorbeeld bij 'schoon' beton, kunnen worden overeengekomen. Dit is een zaak die vooraf tussen de opdrachtgever (privaatrechtelijk) moet worden overeengekomen en is **geen** eis (publiekrechtelijk) uit de BES-code.

Bij de controle op scheurvorming en vervorming (bijv. doorbuiging) moeten we uitgaan van de

bruikbaarheidsgrenstoestand. Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand geldt voor alle belastingcombinaties, dat $\gamma_g = 1,0$ en $\gamma_Q = 1,0$.

Belastingfactoren in BGT voor bouwwerken

	G_k ongunstig	G_k gunstig	Veranderlijke belasting Q	Veranderlijke momentane belasting $\psi_0 Q_{ki}$	Buitengewone belasting A
Alle comb.	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

In de BES-code 2016 worden **geen** doorbuigingseisen en eisen aan de trillingshinder gesteld. Dit is een zaak die vooraf tussen de opdrachtgever (privaatrechtelijk) moet worden overeengekomen.

Opmerking: Voor trillingsgevoelige constructies, zoals radio-en telefooncentra, kunnen verzekeringsmaatschappijen aanvullende eisen stellen.

Zowel in de NEN 6700 serie, als in de Eurocodes zijn rekenregels opgenomen hoe aan deze privaatrechtelijke afspraken kan worden voldaan.

In de Eurocode onderscheiden we voor de bruikbaarheidsgrenstoestand de karakteristieke-, de frequente- en de quasi-blijvende belastingcombinatie.

- *De karakteristieke combinatie* in de bruikbaarheidsgrenstoestand moet worden gebruikt bij excessief overbelasten van de constructie, bijvoorbeeld de onmiddellijk optredende scheurvorming ten gevolge van deze belasting. De karakteristieke combinatie wordt normaliter gebruikt voor onomkeerbare grenstoestanden, bijvoorbeeld scheurvorming optredend ten gevolge van deze excessieve belasting met dusdanig grote scheurwijdte dat deze niet meer sluit als de belasting afwezig is.
- *De frequente combinatie* in de bruikbaarheidsgrenstoestand moet worden gebruikt bij een belasting die slechts gedurende een kortdurende tijdsbestek wordt overschreden. Ter indicatie kan worden vermeld dat deze grootte van de belasting gedurende ongeveer 1% van de referentieperiode zal worden overschreden. De frequente waarde wordt gebruikt voor het toetsen van de scheurwijdten als er sprake is van voorgespannen beton met aanhechting, VMA. Als de belasting weg is, is het effect ook weg.
- *De quasi-blijvende combinatie* in de bruikbaarheidsgrenstoestand moet worden gebruikt als er sprake is van langeduur-effecten. Denk daarbij aan de doorbuiging in een betonconstructie ten gevolge van krimp en kruip, omdat de belasting langdurend aanwezig is. De in rekening te brengen langeduur -belasting is de momentane waarde van de belasting, dus: $1,0 G_k + 1,0 \psi_0 Q_k$. Deze combinatie wordt ook gebruikt bij het toetsen van scheurvorming in gewapend beton en voorgespannen beton zonder aanhechting, VZA.

§ 8.1.1.2 Beperking lokaal bezwijken van gebouwen door onbekende oorzaak (artikel 2.3)

In hoofdstuk 1 artikel 2.3 'Buitengewone of bijzondere belastingcombinaties' is aangegeven: Een bouwwerk heeft een constructie die niet disproportioneel bezwijkt gedurende de in NEN 6702 bedoelde referentieperiode bij de bijzondere belastingcombinaties als bedoeld in NEN 6702, als dit leidt tot het bezwijken van een andere bouwconstructie die niet in de directe nabijheid ligt van die bouwconstructie. Hoe kan aan het gestelde in dit artikel worden voldaan? In de NEN 6700 serie is geen handvat gegeven hoe aan deze eis kan worden voldaan. In NEN-EN 1991-1-7 Bijlage A worden aanbevolen strategieën gegeven.

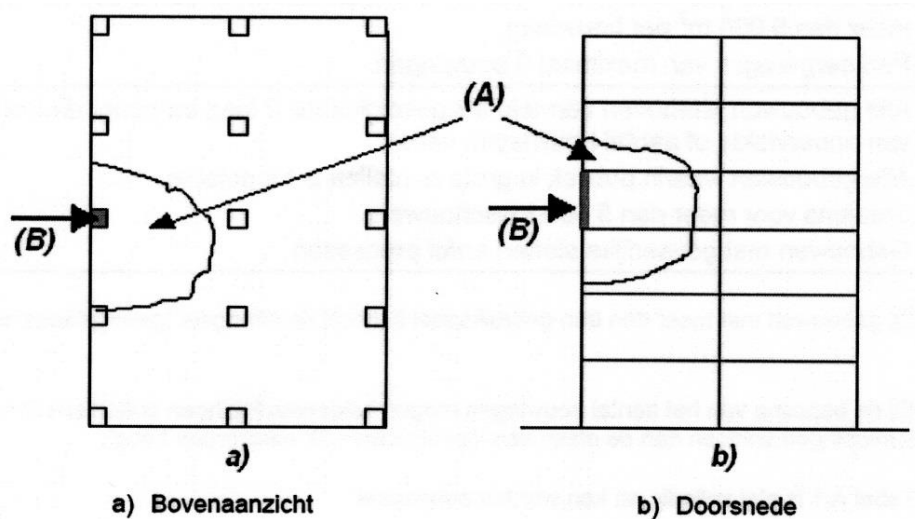
1. Wat betekent disproportioneel bezwijken in de eerste zin: Een bouwwerk heeft

een constructie die niet disproportioneel bezwijkt?

2. Aanbevolen strategieën die een gebouw moet opleveren met een aanvaardbaar niveau van robuustheid om lokaal bezwijken te doorstaan zonder een disproportioneel niveau van instorting.

1-De grens van toelaatbaar lokaal bezwijken, disproportioneel bezwijken, is gegeven in figuur A-1

- De lokale schade van iedere bouwlaag van twee aangrenzende bouwlagen mag niet groter zijn dan 15 % van de vloeroppervlakte met een maximum van 100 m² (zie (A) in figuur A-1).
- Denkbeeldige verwijdering van één willekeurige ondersteunende kolom/steunpunt/wand in het betreffende gebied (zie (B) in figuur A-1).
Opmerking: Indien kolom (B) is verwijderd, moet de kolom boven kolom (B) de tussenliggende vloer dragen. De vloer hangt dan als het ware aan deze kolom. In de kolom moet daarom altijd een trekwapening aanwezig zijn die in staat is de permanente en de veranderlijke belasting (exclusief ψ) van deze bouwlaag te dragen.



Figuur A-1 Grens toelaatbare schade

2-Aanbevolen strategieën

In gebouwen vallend in veiligheidsklasse 1 en 2 (of gevolgklasse CC 1) is geen beschouwing betreffende lokaal bezwijken noodzakelijk bij buitengewone belastingen. Hieronder vallen dus ook de 'eenvoudige' gebouwen.

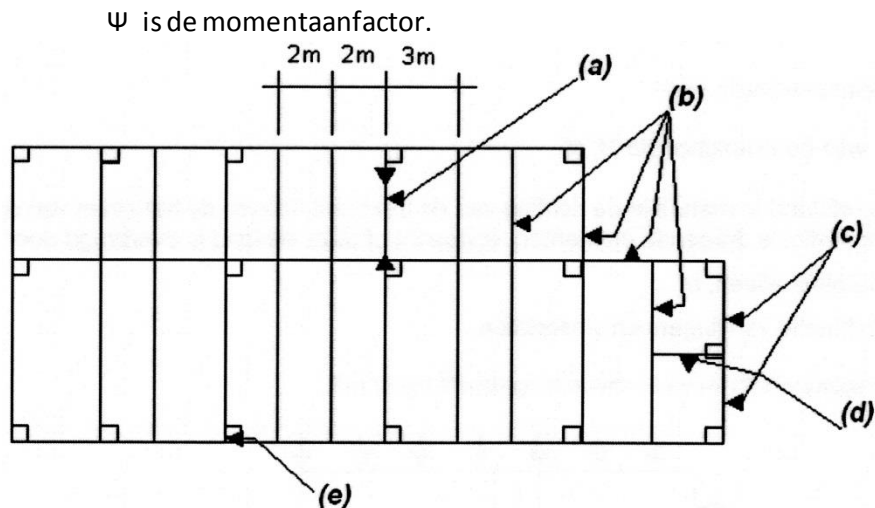
De aanbevolen strategieën geven regels voor het toepassen van voorgeschreven ontwerp-/detailleringsregels die voor een aanvaardbare robuustheid van de constructie zorgen. Bijvoorbeeld driedimensionale trekbanden voor aanvullende samenhang (zie figuur A-2).

Hierin is:

- (a) De beschouwde ligger uit het voorbeeld.
- (b) Alle liggers ontworpen en berekend om als trekband te werken.
- (c) Trekbanden langs de omtrek.
- (d) Trekband verankerd aan kolom.
- (e) Randkolom.

Voor de trekkracht in de trekband geldt:

- Interne trekband + zijn eindverankering: $T_i = 0,8(g_k + \psi q_k)sL \geq 75 \text{ kN}$.
- Trekband langs de omtrek + zijn eindverankering: $T_p = 0,4(g_k + \psi q_k)sL \geq 75 \text{ kN}$, waarin:
 s is de afstand tussen de trekbanden.
 L is de lengte van de trekband.



Figuur A-2 Voorbeeld van horizontale trekbanden in een constructie met kolommen

Voorbeeld:

Kantoorgebouw met $g_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$, $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ met $\psi = 0,5$.

Bereken de trekkracht in ligger (a) met een overspanning van 6,0 m.

$$T_i = 0,8 (5,0 + 0,5 \times 3,0) \times (3 + 2)/2 \times 6,0 = 78 \text{ kN} > 75 \text{ kN}.$$

Deze trekkracht kan worden opgenomen door $78000 : 500 \text{ (B 500)} = 156 \text{ mm}^2$ wapening, hetgeen overeenkomt met $2 \varnothing 10 \text{ (157 mm}^2\text{)}$.

Trekband langs de omtrek lang ca. 20 m:

$$T_p = 0,4(g_k + \psi q_k)sL \geq 75 \text{ kN},$$

$$T_p = 0,4 (5,0 + 0,5 \times 3,0) \times 6 \times 20 = 312 \text{ kN} > 75 \text{ kN}.$$

Deze trekkracht kan worden opgenomen door $312000 : 500 \text{ (B 500)} = 624 \text{ mm}^2$ wapening, hetgeen overeenkomt met $2 \varnothing 20 \text{ (628 mm}^2\text{)}$.

De trekbanden langs de omtrek (c) moeten doorgaand zijn en moeten zo dicht als praktisch mogelijk bij de randen van de vloeren en de hartlijnen van de kolommen worden aangebracht en aan de einden volledig worden verankerd.

De interne trekbanden moeten doorgaand zijn en moeten zo dicht mogelijk bij de hartlijnen van de kolommen (binnen de verticale hoekstaven van de kolommen) worden aangebracht en aan de einden volledig worden verankerd in de eindkolommen (d) en (e).

Verticale trekbanden in kolommen en wanden

Iedere kolom en wand behoort te zijn voorzien van een doorgaande trekband vanaf de fundering tot het dakniveau en aan de einden volledig worden verankerd.

In de kolom moet een trekwapening aanwezig zijn die in staat is de permanente en de veranderlijke belasting (exclusief ψ) van iedere willekeurige bouwlaag te dragen.

Voor de randkolom in ligger (a) betekent dit:

Kantoorgebouw met $g_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$, $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

Oplegkracht op de kolom wordt:

$$(5,0 + 3,0) \times \frac{1}{2} \times 14 \times \frac{1}{2} \times 6 = 168 \text{ kN}.$$

Deze trekkracht kan worden opgenomen door $168000 : 500 \text{ (B 500)} = 336 \text{ mm}^2$ wapening, hetgeen overeenkomt met $4 \varnothing 12 \text{ (452 mm}^2\text{)}$, de vier hoekstaven.

Voor aanvullende informatie wordt verwezen naar NEN-EN 1991-1-7 in Bijlage A.

§ 8.1.2 Sterkte bij brand (hoofdstuk 1 afdeling 2.2)

Tijdens de brand wordt de veiligheid gewaarborgd d.m.v. eisen van brandwerendheid op bezwijken. Deze eisen zijn zodanig dat het bouwwerk bij brand gedurende een redelijke tijd kan worden verlaten en doorzocht zonder dat er gevaar voor instorting is.

Afhankelijk van de grootte, hoogte en bestemming van een gebouw, geeft de BES-code brandwerendheidseisen met betrekking tot bezwijken. Deze benodigde 'ontruimingstijd' varieert voor gebouwen van 0, 30, 60, 90, of 120 minuten.

Naast de eisen aan de brandwerendheid met betrekking tot bezwijken, worden in voorkomende gevallen, eisen gesteld aan de brandwerendheid met betrekking tot de scheidende functie (het voorkomen van uitbreiding van de brand door branddoorslag). Dit betekent dat de constructie die een scheiding vormt tussen verschillende ruimten (compartimenten) een brand gedurende een bepaalde tijd buiten die ruimte moet houden.

Brand is een buitengewone belasting. Constructies moeten bestand zijn tegen brand, d.w.z. dat de constructies een zekere weerstand moeten bieden aan de brand, dus niet mogen bezwijken. Hierbij kan wel schade aan de constructie optreden. De belasting door brand onderscheidt zich hierdoor van de normale belastingen.

Nieuwbouw

Een controle van de brandwerendheid heeft altijd betrekking op de uiterste grenstoestand, de UGT. Voor de bepaling van de brandwerendheid bij nieuwbouw zie figuur 8.1.1.

Voor een woongebouw wordt de tijdsduur met 30 minuten bekort (zie tijdsduur tussen haakjes) indien geen vloer van een verblijfsgebied hoger ligt dan $\geq 7\text{m}$ boven het meetniveau (hoogte van het aansluitende terrein, gemeten ter plaatse van de toegang van het gebouw) en de volgens NEN 6090 bepaalde permanente vuurbelasting $\leq 500 \text{ MJ/m}^2$.

Voor een gebouw niet zijnde een woongebouw, wordt de tijdsduur met 30 minuten bekort (zie tijdsduur tussen haakjes) als de volgens NEN 6090 bepaalde permanente vuurbelasting $\leq 500 \text{ MJ/m}^2$.

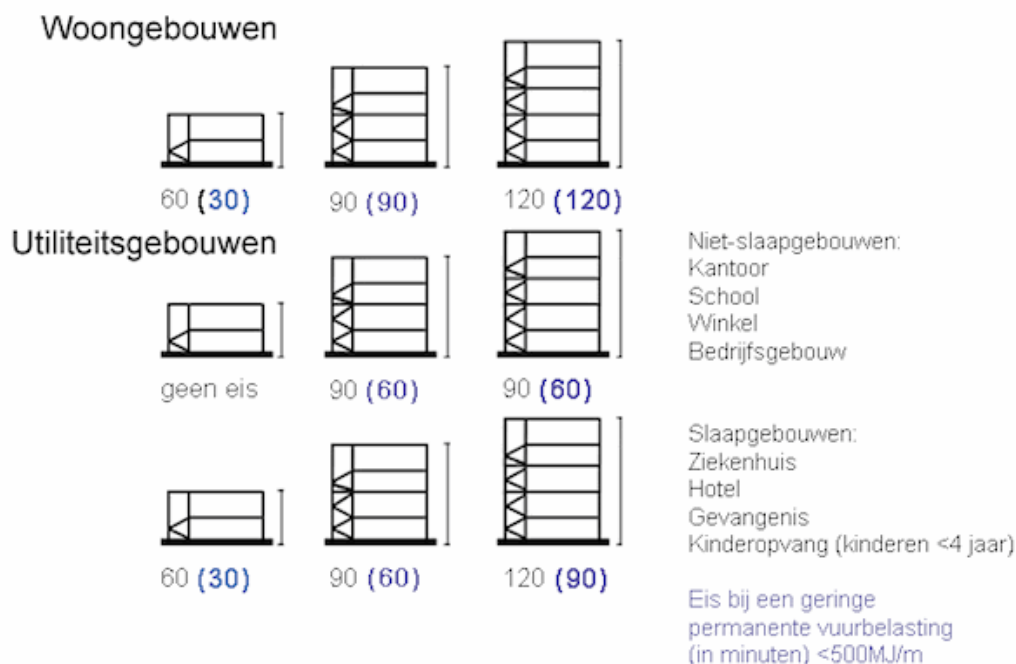
Vuurbelasting is de hoeveelheid warmte die vrijkomt per eenheid van vloeroppervlakte bij verbranding van alle in een gebouw of daarin gelegen ruimte aanwezige brandbare materialen. Gangbaar wordt uitgegaan van een permanente vuurbelasting $\leq 500 \text{ MJ/m}^2$ in gebouwen met een woonfunctie.

Betonconstructies

Het bekleden van betonconstructies, met bijvoorbeeld gipsplaten, is geen gebruikelijke oplossing. Voor het rekenkundig bepalen van de brandwerendheid van bouwdelen – Betonconstructies zie NEN 6071 'Rekenkundig bepaling van de brandwerendheid van bouwdelen – Betonconstructies', of NEN-EN 1992-1-2 Eurocode 2-Algemene regels- Ontwerp en berekening van constructies bij brand.

NEN 6071 geeft, uitgaande van de standaardbrandkromme, eenvoudige toetsingsmethoden om constructie-afmetingen en wapeningsafstanden, tot het aan de brand blootgestelde oppervlak, te bepalen.

In de Eurocode 2-1-2 kan overeenkomstig NEN 6071 met behulp van tabellen een element of constructie-onderdeel getoetst worden. Daarnaast kan er getoetst worden via een prestatiegerichte benadering.



Figuur 8.1.1 Bepaling brandwerendheid bij nieuwbouw.

Staalconstructies

Staalconstructies worden gebruikelijk brandwerend bekleed, met bijvoorbeeld gipsplaten, of kan worden gevuld met beton. Voor het rekenkundig bepalen van de brandwerendheid van bouwdelen – Staalconstructies zie NEN 6072' Rekenkundig bepalen van de brandwerendheid van bouwdelen – Staalconstructies' en NEN 1993-1-2, Eurocode 3 Algemene regels- Ontwerp en berekening van constructies bij brand. Beide normen zijn bedoeld om, uitgaande van de standaardbrandkromme, te worden toegepast op beklede en onbekte lijnvormige staalconstructies. Deze geven de methode voor de rekenkundige bepaling van de brandwerendheid met betrekking tot bezwijken van bouwdelen.

Houtconstructies

Houtconstructies worden gebruikelijk brandwerend bekleed, met bijvoorbeeld gipsplaten. Houtskeletbouw: de gegevens over brandwerendheid met betrekking tot bezwijken en de brandwerendheid met betrekking tot de scheidende functie moeten door de leverancier worden overlegd.

Voor het rekenkundig bepalen van de brandwerendheid van bouwdelen – houtconstructies zie NEN 6073 'Rekenkundig bepalen van de brandwerendheid van bouwdelen – houtconstructies' en NEN 1995-1-2, Eurocode 5 Algemeen - Ontwerp en berekening van constructies bij brand. Beide normen geven de methode voor de rekenkundige bepaling van de brandwerendheid met betrekking tot bezwijken van bouwdelen en de brandwerendheid met betrekking tot de scheidende functie van bouwdelen.

Sprinklerinstallatie

Om aan de gestelde eisen met betrekking tot de brandwerendheid te voldoen, behoort het aanbrengen van een (C.C.V./KOMO-)gecertificeerd automatisch sprinklersysteem tevens tot de mogelijkheden.

Een C.C.V. certificaatschema voor het leveren, het installeren en het onderhouden van de brandmeldinstallatie wordt aanbevolen. (CCV is het Centrum voor Criminaliteitspreventie en Veiligheid).

§ 8.2 Artikelteksten wind

§ 8.2.1 Belastingen (§ 2.1)

Windbelasting Q_w is een veranderlijke verdeelde vrije belasting die voor de bepaling van de krachtsverdeling in de constructie beschouwd moet worden als een quasi-statische belasting.

In de momentane belastingcombinaties geldt voor de windbelasting een momentane waarde van $\psi = 0$ met uitzondering van de bijzondere combinaties 'Gemeenschappelijk draagvermogen' en 'Brand'.

In die gevallen moet worden uitgegaan van een momentane waarde van de belasting met:

$\psi_0 = 0,2$, dus $0,2 Q_w$.

§ 8.2.1.1 Bepaling van de windbelasting p_{rep} (§ 2.1.2)

De basis-windbelasting op een hoogte z is opgebouwd volgens NEN 6702, artikel 8.6:

$p_{rep} = C_{dim} \cdot C_{index} \cdot C_{eq} \cdot \phi_1 \cdot q_p(z)$. Hierin is:

$q_b(z)$ is de extreme waarde van de stuwdruk op hoogte z (BES-code tabellen 2.1 en 2.2)

p_{rep} is de windbelasting door winddruk, windzuiging, windwrijving en over- en onderdruk (kN/m^2)

C_{dim} is een factor die de afmetingen van een bouwwerk in rekening brengt. Voor de gangbare gebouwen tot een hoogte van ca. 10 meter en een breedte van 20 meter ligt de waarde van C_{dim} tussen de 1,00 en 0,93. Gemakshalve stellen we $C_{dim} = 1,0$.

C_{index} zijn de windvormfactoren te bepalen volgens NEN 6702 art. 8.6.1.3.1

C_{eq} is een drukvereffeningsfactor te bepalen volgens NEN 6702 art. 8.6.5.1

ϕ_1 is een vergrotingsfactor die de dynamische invloed op het bouwwerk in rekening brengt, te bepalen volgens NEN 6702 art. 8.6.6.

Voor windbelasting in Eurocode 1 zie NEN-EN 1991-1-4.

§ 8.2.1.2 Stuwdruk $q_p(z)$ (§ 2.1.2.1)

De windbelasting is een karakteristieke waarde.

De gehanteerde waarde is ontleend aan ASCE 7 tabel 3.1, de hoogste windsnelheden die doorgaans in 3-seconden intervallen optreden in het open veld op 10 meter hoogte boven het maaiveld.

Deze windsnelheid wordt vermenigvuldigd met een factor waarin de piekfactor en de turbulentie-intensiteit een rol spelen.

De stuwdruk $q_p(z)$ op een hoogte z moet worden bepaald uit:

$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$, waarin:

- q_b is de basiswinddruk volgens $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$.
Voor de volumieke massa van lucht moet $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ worden aangehouden.
- v_b is de windsnelheid in m/sec gemeten op 10 meter hoogte.
- $c_e(z)$ is een waarde die de windturbulentie in rekening brengt. De waarde van $c_e(z)$ is af te lezen uit tabel 2.3. De windturbulentie is afhankelijk van de ruwheid van het voterrein, de bebouwingsdichtheid en de gemiddelde bouwhoogte.

Gezien de bestaande bebouwing op de BES-eilanden met een maximale bouwhoogte van 3 tot 4 bouwlagen en de afmetingen van de eilanden, kunnen we voor het bepalen van de ruwheid van het voterrein ons beperken tot één categorie:

- Cat. 0 Kustgebied, die rechtstreeks door de wind wordt aangeblazen met een vrije strijklengte van 5 km. (Let op: orkanen kunnen van alle richtingen komen).
- Voor Aruba, Curaçao en St. Maarten, moet het vaststellen van de categorie, i.v.m. de afmetingen van deze eilanden opnieuw worden beschouwd.

De stuwdruk $q_p(z)$ op een hoogte z moet worden bepaald uit $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$,
In BES-code tabel 2.1 zijn de waarden van de stuwdruk $q_p(z)$ in kN/m² gegeven.

Uitgangspunten bij BES-code tabellen 2.1 en 2.2:

De referentieperiode of ontwerplevensduur volgt uit NEN 6702 respectievelijk NEN -EN 1990. Als basiswaarde voor de windbelasting is gekozen voor een terugkeerperiode extreme wind 1/50 jaar.

Voor monumentale bouwwerken en bouwwerken voor civieltechnische werken (bepaald in overleg met de opdrachtgever) is gekozen voor een terugkeerperiode extreme wind 1/100 jaar.

Tijdens mijn inventarisatiegesprekken in 2010 werden de volgende waarden voor de windbelasting genoemd:

Bonaire en Curaçao:

- Traditionele eenvoudige gebouwen; geen windbelasting aangegeven.
- Veiligheidsklasse 3 gebouwen ASCE aanhouden.

Saba, St. Eustatius en St. Maarten:

- De windbelasting volgens ASCE aanhouden.

BES-code tabel 2.1: Stuwdruk $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ op hoogte z

Hoogte z boven maaiveld	Bonaire 1/50 jaar $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ (kN/m ²)	Bonaire 1/100 jaar $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ (kN/m ²)	Saba en St. Eustatius 1/50 jaar $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ (kN/m ²)	Saba en St. Eustatius 1/100 jaar $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ (kN/m ²)
5 m	1,02	1,41	2,86	3,38
10 m	1,12	1,56	3,17	3,74
15 m	1,20	1,66	3,37	3,98
20 m	1,27	1,76	3,57	4,22
30 m	1,35	1,88	3,82	4,51
40 m	1,41	1,96	3,98	4,70
50 m	1,46	2,03	4,12	4,87

Voor tussenliggende hoogten z mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

Tabel 2.3: Een bij een hoogte z behorende waarde voor $c_e(z)$ (UBC 1997 table 16G)

Hoogte boven maaiveld ¹⁾	Cat. 0 kustgebied
5 m	1,41
10 m	1,56
15 m	1,66
20 m	1,76
30 m	1,88
40 m	1,96
50 m	2,03

¹⁾Voor het bouwen op berghellingen gelden aangepaste waarden voor $c_e(z)$

Voor een kortere referentieperiode of ontwerplevensduur kan de windbelasting worden bepaald met behulp van de correctiefactoren gegeven in NEN 6702 tabel 4 respectievelijk NEN -EN 1990 bijlage A1.1.

Uitgaande van table 3-1 'Peak gust wind speed (mph) in flat open terrain as a function of return period for selected locations in the Caribbean' uit ASCE 7 en de gegevens Meteorologische Dienst Curaçao (Meteo), overzicht jaarlijkse extreme winden (knopen) zoals geregistreerd te luchthaven Flamingo van Bonaire in de periode 1993 t/m 2010, wordt gevonden:

Bonaire (volgens ASCE 7):

1/50j; 77 mph = $77 \times 0,44 = 34 \text{ m/s}$; $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 34^2 \times 10^{-3} = \mathbf{0,72 \text{ kN/m}^2}$ (ASCE 7 aangehouden).

Meteo: 53,5 knopen; 27,5 m/s; $\frac{1}{2} \times 1,25 \times 27,5^2 \times 10^{-3} = 0,47 \text{ kN/m}^2$.

1/100j; 101 mph = $101 \times 0,44 = 45 \text{ m/s}$; $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 45^2 \times 10^{-3} = \mathbf{1,27 \text{ kN/m}^2}$.

Meteo: 56,5 knopen; 29,0 m/s; $\frac{1}{2} \times 1,25 \times 29^2 \times 10^{-3} = 0,53 \text{ kN/m}^2$

1/100j; 91 mph = $91 \times 0,44 = 40 \text{ m/s}$; $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 40^2 \times 10^{-3} = \mathbf{1,00 \text{ kN/m}^2}$.

(Gezien de gegevens van Meteo: ca. 1,5 x TGB als maatgevend in de BES-code aangehouden)

Saba en St. Eustatius:

1/50j; 129 mph = $129 \times 0,44 = 57 \text{ m/s}$; $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 57^2 \times 10^{-3} = \mathbf{2,03 \text{ kN/m}^2}$.

1/100j; 141 mph = $141 \times 0,44 = 62 \text{ m/s}$; $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 62^2 \times 10^{-3} = \mathbf{2,40 \text{ kN/m}^2}$.

$c_e(z)$ is een waarde die de windturbulentie in rekening brengt. De windturbulentie is afhankelijk van de ruwheid van het voorterrein, de bebouwingsdichtheid en de gemiddelde bouwhoogte.

$c_e(z)$ kan worden afgeleid uit UBC table 16-G (weergegeven in tabel 2.3).

De stuwdruk $q_p(z)$ op een hoogte z moet worden bepaald uit:

$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$, zodat: Bonaire 5 m hoogte 1/50j: $1,41 \times 0,72 = 1,02 \text{ kN/m}^2$, zie tabel 2.1.

$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$, zodat: Bonaire 5 m hoogte 1/100j: $1,41 \times 1,0 = 1,41 \text{ kN/m}^2$, zie tabel 2.1.

Ter informatie:

hurricaneklasse	benaming	windsnelheid	schade
TS	Tropische storm	63 – 118 km/uur; 18 – 32 m/s	Nihil
1	Orkaan	119 – 154 km/uur ; 33 – 43 m/s	Licht
2	Orkaan	155 – 178 km/uur ; 44 – 49 m/s	Matig
3	Orkaan	179 – 210 km/uur; 50 – 58 m/s	Groot
4	Orkaan	211 – 250 km/uur ; 59 – 69 m/s	Extreme
5	Orkaan	> 250 km/uur; > 69 m/s	Catastrofaal

Bonaire

Dit betekent dat voor Bonaire wordt gerekend met een opneembare windbelasting van:

34 m/sec = 122 km/uur. Komt overeen met hurricaneklasse 1, resp.:

40 m/sec = 144 km/uur. Komt overeen met hurricaneklasse 1

De stuwdruk $q_p(z)$ moet vermenigvuldigd worden met een belastingfactor $\gamma_w = 1,5$ voor

veiligheidsklasse 3, resp. CC 1 en 2. Dit betekent voor de windsnelheid $v_{1,5} = 1,225 \times$

Voor veiligheidsklasse 4, resp. CC 3 geldt $\gamma_w = 1,65$. de windsnelheid $v_{1,65} = 1,285 \times$

De windsnelheid in de rekenwaarde van de belasting bij bezwijken bedraagt dan:

$1,285 \times 122 = 157 \text{ km/uur}$ Hurricaneklasse 2, resp. $1,285 \times 144 = 185 \text{ km/uur}$, Hurricaneklasse 3.

Opmerking: Hogere windsnelheden dan 34 m/sec, resp. 40 m/sec. kunnen worden gezien als een buitengewone belasting. De materiaalfactor van het constructiemateriaal kan in de buitengewone belastingcombinatie gesteld worden op $\gamma_m = 1,0$.

Voor houtconstructies (daken) geldt: $\gamma_m = 1,4$, zodat de windsnelheden $v_{1,4} = 1,183 \times$ genomen mogen worden.

De windsnelheid in de rekenwaarde van de buitengewone belastingcombinatie bedraagt dan:
 $1,183 \times 157 = 186$ km/uur (52 m/s) Hurricaneklasse 3, resp. $1,183 \times 185 = 219$ km/uur 61 m/s, Hurricaneklasse 4.

Saba en St. Eustatius:

Dit betekent dat voor Saba en St. Eustatius wordt gerekend met een windbelasting $\gamma_w = 1,5$ van
57 m/sec = 207 km/uur. Komt overeen met hurricaneklasse 3, resp.:
62 m/sec = 223 km/uur. Komt overeen met hurricaneklasse 4.

Voor gebouwen in veiligheidsklasse 3, resp. CC 2 betekent dit een rekenwaarde van $\gamma_w = 1,5$.
De windsnelheid in de rekenwaarde van de buitengewone belastingcombinatie bedraagt dan:
 $1,225 \times 207 = 254$ km/uur, resp. $1,225 \times 223 = 273$ km/uur, Hurricaneklasse 5.

Voor gebouwen in veiligheidsklasse 4, resp. CC 3 betekent dit een rekenwaarde van $\gamma_w = 1,65$.
De windsnelheid in de rekenwaarde van de buitengewone belastingcombinatie bedraagt dan:
 $1,285 \times 207 = 266$ km/uur, resp. $1,285 \times 223 = 287$ km/uur, Hurricaneklasse 5.

Opmerking: Hogere windsnelheden dan 57 m/sec, resp. 62 m/sec. kunnen worden gezien als een buitengewone belasting.

De materiaalfactor van het constructiemateriaal kan gesteld worden op $\gamma_m = 1,0$.
Voor houtconstructies geldt: $\gamma_m = 1,4$, zodat de windsnelheden $v_{1,4} = 1,183 \times$ genomen mogen worden.

De windsnelheid in de rekenwaarde van de buitengewone belasting bij bezwijken bedraagt dan:
 $1,183 \times 254 = 300$ km/uur Hurricaneklasse 5, resp. $1,183 \times 273 = 323$ km/uur, Hurricaneklasse 5.

Tijdens orkaan IRMA werden pieksnelheden gemeten van 295 km/uur (hoogste waarde ooit gemeten op de Bovenwindse Antillen).
Juist haalbaar binnen de BES-code.

Windbelasting op berghellingen (§ 2.1.2.2)

Het effect van de windversnelling, voor bouwwerken gelegen op (berg)hellingen, op de waarde $c_e(z)$ moet in de berekening worden opgenomen middels de vergrotingsfactor c_0 . De verhoging van de windsnelheid op hellingen hangt af van de hellingshoek en wordt tot uitdrukking gebracht in de vergrotingsfactor c_0 op de waarde $c_e(z)$ uit tabel 2.3. De waarden uit BES-code tabel 2.1 moeten voor stuwdrukwaarden op hellingen dus verhoogd worden met de vergrotingsfactor c_0 (NEN-EN 1991-1-4 Annex A.3).

De factor c_0 wordt:

- $c_0 = 1 + 2 \cdot s \cdot \varnothing$ voor $\varnothing \leq 0,3$.
- $c_0 = 1 + 0,6 \cdot s$ voor $\varnothing > 0,3$.

Voor hellingen met $\varnothing \leq 0,05$ (hellingshoek 3°) mag $c_0 = 1$ worden gesteld.

Hierin is:

- $\varnothing$ de tangens van de hellingshoek.
- s is afhankelijk van de plaats op de helling.

Onderaan de helling: $s = 0$.

Bovenaan de helling: $s = 0,75$.

Voor tussenliggende waarden mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

Het hele eiland Saba is als het ware een berg. Voor de buitenhellingen moet de windbelasting berekend met bovengenoemde vergrotingsfactor.

Het middendeel met de woonkernen The Bottom, Windwardside, St. John's en Hell's Gate ligt ongeveer op $\frac{1}{2}$ à $\frac{2}{3}$ x de hoogte van de omliggende bergen.

Om praktische reden is voor de woonkernen een constante waarde c_0 aangehouden:

$c_0 = 1 + 0,6 \times 0,42 = 1,25$. (Voor $s = \frac{1}{2}$ à $\frac{2}{3} \times 0,75 = 0,42$ aangehouden).

In tabel 2.2 is de stuwdrukwaarde $q_p(z)$ in kN/m², woonkernen op Saba gegeven.

BES-code tabel 2.2 Stuwdruk $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ op hoogte z

Hoogte z boven maaiveld	Woonkernen Saba 1/50 jaar $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ (kN/m ²)	Woonkernen Saba 1/100 jaar $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ (kN/m ²)
5 m	3,57	4,23
10 m	3,96	4,68
15 m	4,21	4,98
20 m	4,46	5,28

Het vlakke deel van Saba bij het vliegveld en bij de haven mag worden berekend met de stuwdruk uit BES-code tabel 2.1.

§ 8.2.2 Veiligheidsklassen (§ 2.2.1)

In aanvulling op NEN 6702 geldt voor wind de volgende extra veiligheidsklasse:

5.1.5 Klasse 4.

Tot klasse 4 behoren bouwwerken die in geval van een calamiteit (orkaan, aardbeving, explosie, e.d.) essentieel zijn. Hierbij horen bouwwerken waarbinnen zich primaire diensten of functies bevinden die, tijdens een calamiteit, binnen een gemeenschap onmisbaar zijn.

De volgende bouwwerken vallen in klasse 4:

- Bouwwerken voor openbare nutsvoorzieningen (bijvoorbeeld energievoorziening, drinkwatervoorziening, telecommunicatie, controletorens vliegveld, ziekenzorg, politiemeldkamer en brandweer).
- Overheidsgebouwen voor essentiële bestuurlijke functies en rampenbestrijding

Voor deze bouwwerken wordt in UBC 1997 als stuwdruk $q_p(z) \times 1,15$ aangehouden.

In de BES-code 2016 is er voor gekozen een extra veiligheidsklasse te introduceren: klasse 4.

Voor klasse 4 geldt: i.p.v. een $\gamma_{f,q \text{ wind};u} = 1,50$ een $\gamma_{f,q \text{ wind};u} = 1,65$ aanhouden.

§ 8.2.3 Bepalingsmethode voor eenvoudige gebouwen (§ 2.3)

Zoals aangegeven in § 2.1.1. Algemeen: Bij 'eenvoudige gebouwen' met daken van golfplaten van vezelcement, of stalen- of aluminium golfplaten (hellingshoek 15° - 30°), **kan** voor de **dakconstructie** met 'deem to satisfy- uitvoeringsregels' worden volstaan.

Dit onder voorwaarde dat voldaan wordt aan de beschreven uitvoeringsregels.

Wat betekenen deze uitvoeringsregels voor de gangbare bouwwijze op de BES-eilanden?

§ 8.2.3.1 Sporen/liggers/spanten opleggings-/verankeringsvoorbeelden

Het bepalen van de hoofdafmetingen van de onderdelen van het houten sporendak of het gordingendak via detailregelgeving is niet mogelijk (zie § 2.3.1). De h.o.h. afstand, de overspanning en de wijze van oplegging van de liggers/spanten leiden tot steeds wisselende balk

/spant /muurplaat-afmetingen en verankeringen. De constructeur/leverancier zal de dakconstructie moeten ontwerpen en berekenen.

Aandachtpunten zijn:

- Overstekken dak, wegens hoge plaatselijk op- en neerwaartse krachten uit windbelasting; Bonaire ≤ 600 mm, Saba en St. Eustatius ≤ 300 mm.
- Houd rekening met het optreden van mogelijke spatkrachten op de ringbalk. Wapening in de ringbalk eventueel verzwaren met extra flankstaven, of de spatkrachten middels koppelstaven afvoeren.
- Verankeren met **getordeerd stripstaal**, dat met stalen nagels in de ringbalk of in/aan metselwerkblokken is bevestigd, is **verboden**. Door de hoge windbelasting wordt met grote wisselende trek- drukbelasting aan de verankering gerukt. Getordeerd stripstaal is niet vormvast, de stalen nagels zullen losgetrokken worden uit het beton en zeker uit de metselwerkblokken. Er kan met deze verankering dus veel fout gaan. Er zijn verschillende betere, minder uitvoeringsgevoelige alternatieven voorhanden.

§ 8.2.3.2 Uitvoeren doelmatige verankering van de dakconstructie aan de muurplaat

In § 2.3.2 staat: De sporen/liggers moeten **rechtstreeks** (of via een afdoende aan de ringbalk verankerde muurplaat) op de betonnen ringbalk worden opgelegd en verankerd.

Wegens de hoge windbelasting en/of aardbevingsbelasting mag de ringbalk niet met 1 of 2 lagen metselwerkblokken (waar overheen de muurplaat) als oplegging van de sporen/liggers op hoogte worden gebracht. In dat geval moet over het metselwerk een afdoende aan de ringbalk verankerde muurplaat worden aangebracht waarop de sporen/liggers worden opgelegd en verankerd.

Hoe moet de dakconstructie worden opgelegd en doelmatig worden verankerd aan de ringbalk?

Voorbeelden doelmatige opleggingen en verankeringen zijn:

- Uit de ringbalk steken h.o.h. 610, resp. 813 mm (h.o.h. afstand van de sporen) haarspelden, of beugels $\varnothing 10$ aan weerszijden van de spoor één (figuur 8.2.1a).
Op $\frac{2}{3}$ à $\frac{3}{4}$ van de balkhoogte, vanaf de o.k. balk gemeten, loopt door gaten $\varnothing 16$ in de balken een doorgaande ankerstaaf $\varnothing 16$.
In plaats van haarspelden of beugels kunnen ook stekeinden $\varnothing 12$ worden toegepast. Deze stekeinden buigen we strak om deze ankerstaaf $\varnothing 16$. Vervolgens de ruimte tussen de balken aanstorten tot tegen het dakbeschot.
Plaats de stekken/beugels om de ankerstaaf zo dicht mogelijk naast de sporen.
- Aan weerszijden van de balkoplegging stekken $\varnothing 10$ uit de ringbalk laten steken. Bovenkant balk licht inkepen, en de beide stekeinden over de balk heen buigen. De einden met krammen vastzetten. Vervolgens de ruimte tussen balken aanstorten tot tegen het dakbeschot.
Het aanstorten heeft twee functies:
 - De stekeinden tegen corrosie beschermen
 - Voorkomen dat de wind onder het dak kan komen en het dak kan optillen.
- Het rechtstreeks verankeren van de sporen/liggers met voorgeboorde gegalvaniseerde J-bouten $\varnothing 12$ ter plaatse van iedere spoor (figuur 8.2.2). Wordt slechts sporadisch toegepast.

- Thermisch verzinkte metalen banden, de zgn. Hurricane straps, verankerd in de ringbalk worden toegepast (figuur 8.2.1c). De metalen banden middels schroeven, aantal en afmetingen volgens opgave fabrikant, bevestigen aan de spoor/ligger. Deze verbinding wordt slechts sporadisch toegepast.
- Aan beide zijden van de spoor/ligger stalen hoekstalen breed 100 mm toepassen. Op $\frac{2}{3}$ à $\frac{3}{4}$ van de balkhoogte, vanaf de o.k. balk gemeten, bouten $\varnothing 12$ door en door aanbrengen. Voorverbinding met bouten zie NEN 6760 art 12.4.
- Ruimtes tussen het dakbeschot en de ringbalk moet afgesloten worden om te voorkomen dat de wind er onder kan komen en het dak kan optillen. Dit kan middels het aanstorten van de opening tussen het dakbeschot, al of niet in combinatie met het dichten van de ruimtes door multiplex of plywood (figuur 8.2.2).
- Het doelmatig bevestigen van de ligger of het spant van het gordingendak aan de ringbalk door de constructeur laten bepalen.

Windbelasting op daken geeft zowel trek-, schuif- als drukkrachten in de nokconstructie als in de oplegging. Bij een opwaartse, of neerwaartse kracht op het dak ontstaan zijwaartse horizontale (figuur 8.2.2) naar binnen, resp. naar buiten gerichte krachten, de zogenaamde spatkrachten, in de oplegging. Deze horizontale krachten opnemen middels:

- de opleggingen met een trek-/drukstaaf, ev. opgenomen in het verlaagd plafond, te verbinden met een stabiliteitswand.
- een trek-/drukstaaf in de vorm van twee 1" x 6" planken aan weerszijden van de spoor/spant op ca. 1 meter uit de nok aanbrengen (figuur 8.2.3). De nokverbinding moet tenminste gelijkwaardig zijn aan de in figuren 8.2.3 en 8.2.4 getoonde verbindingen. De bout/draadeind-verbinding $\varnothing 16$ (figuur 8.2.3) moet op max. $\frac{1}{4}$ h vanaf de onderkant van de nokgording worden aangebracht om het openbuigen van de hoek te voorkomen. Het verdient aanbeveling een extra spijkerstrip lang 2 x 400 mm over de nok aan te brengen, om het opbarsten (bij een naar boven gerichte kracht uit windzuiging) te voorkomen.
- De nokverbinding (figuur 8.2.4) uitsluitend met schroeven uitvoeren. Spijkers zijn niet bestand tegen dynamische opwaai-krachten (zie ook § 2.3.1.1). Om splijten van de balkeinden te voorkomen de op afschuiving belaste $4\frac{1}{2}$ " schroeven voorboren (figuur 8.2.4a). Hecht lengte schroef in de nokgording ≥ 30 mm. De verbinding met gegalaniseerde stalen schoenen (milieuklasse XS 1) verdient de voorkeur (figuur 8.2.4b). Wordt nu nog slechts sporadisch toegepast.

§ 8.2.3.3 Dakbeschot (zie § 2.3.3)

Dakbeschot ≥ 12 mm multiplex, plywood o.d., of voor schoon werk T1-11.

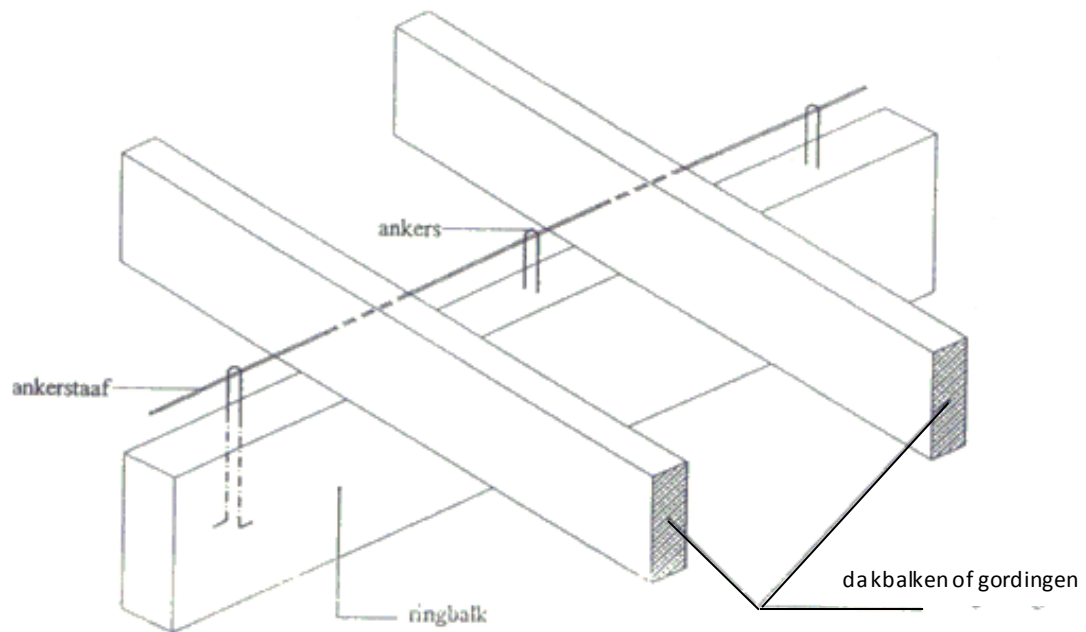
Bevestiging met 3" schroeven (zgn. Hurricane schroeven) h.o.h. ≤ 100 mm in iedere gording/balk.

§ 8.2.3.4 Verankering/oplegging sporen/liggers/spanten (§2.3.2)

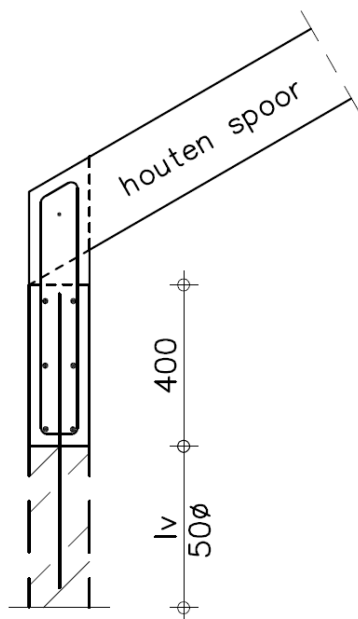
Om het metselwerk goed aan de ringbalk te verankeren is het raadzaam (hoge windbelasting en aardbevingsbelasting) op Saba en St. Eustatius stekken 3 $\varnothing 10 - 400$ ($3 \times \frac{3}{8}" - 400$), lang 900 mm, aan te brengen (figuur 8.2.1b).

Deze wapening over ca. 1 m, in het midden tussen twee kolommen, aanbrengen in de met beton gevulde gaten in de holle metselwerkblokken; verankeringslengte: 500 mm ≈ 3 lagen.

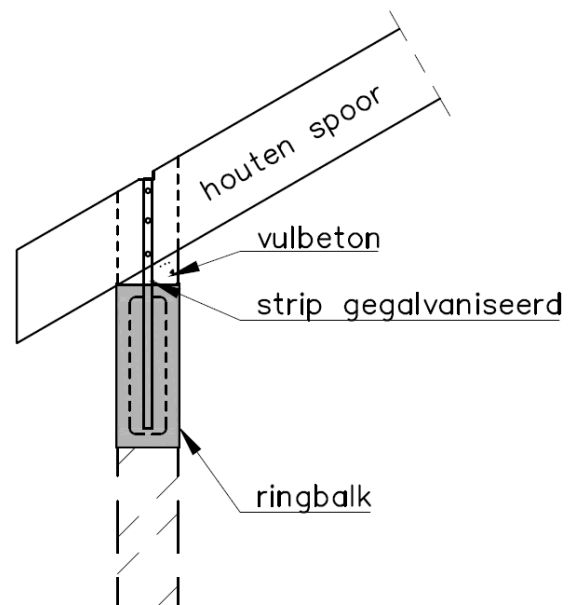
a)



b)

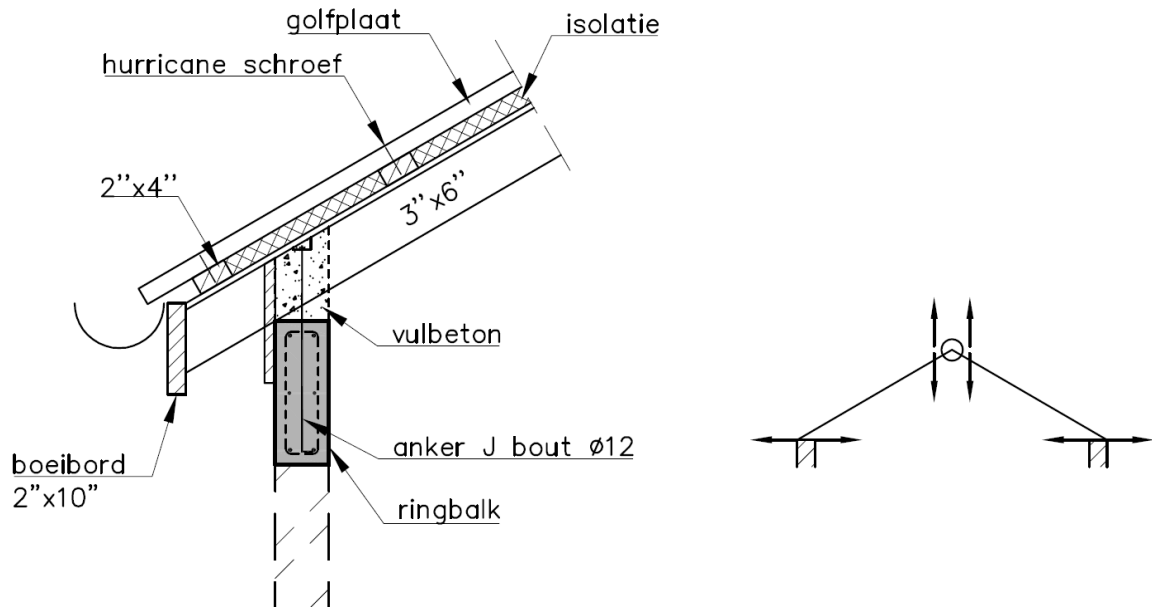


c)



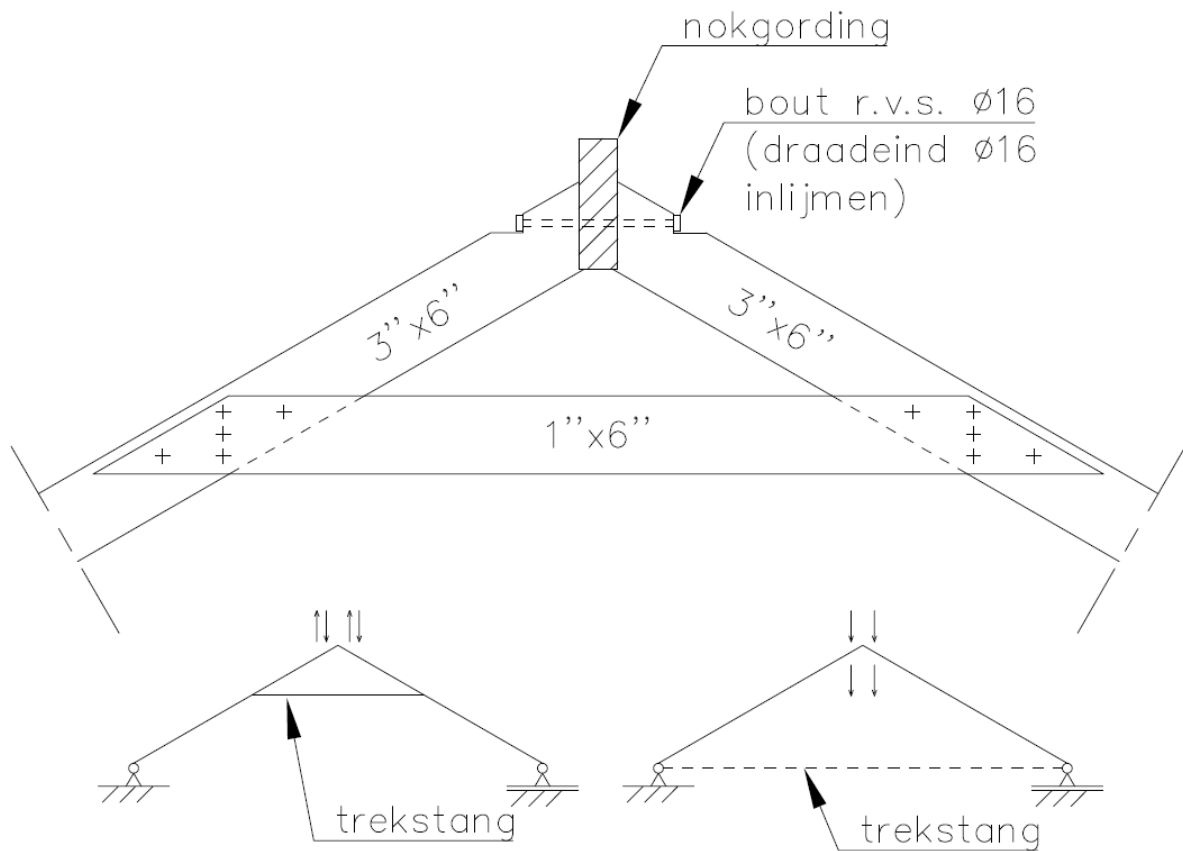
Figuur 8.2.1 Sporen, opleggings-/verankeringsvoorbeelden.

Opmerking: De verankering met gegalvaniseerde strippen aan beide zijden van de houten balk wordt nauwelijks toegepast daar het stellen in de ringbalk zeer nauwkeurig moet geschieden.



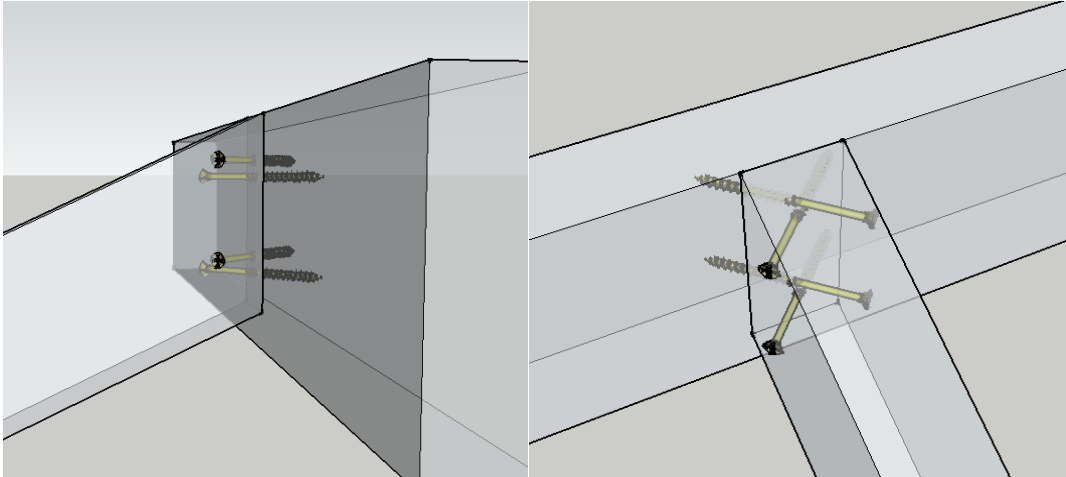
Figuur 8.2.2 Voorbeeld dakoplegging, verankering met een J-bout $\varnothing 12$.

Opmerking: Deze verankering vereist een zeer nauwkeurige plaatsing van de J-bout in de ringbalk.

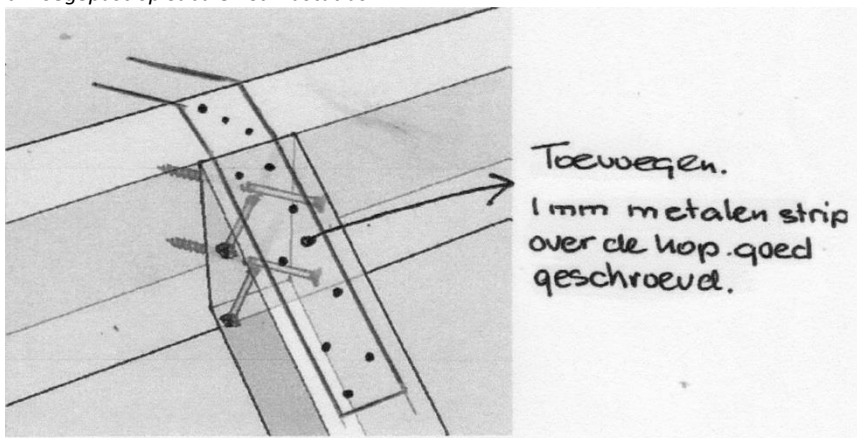


Figuur 8.2.3 Voorbeeld nokconstructie (toegepast bij steilere- en pannendaken)

a. Toegepast op Bonaire



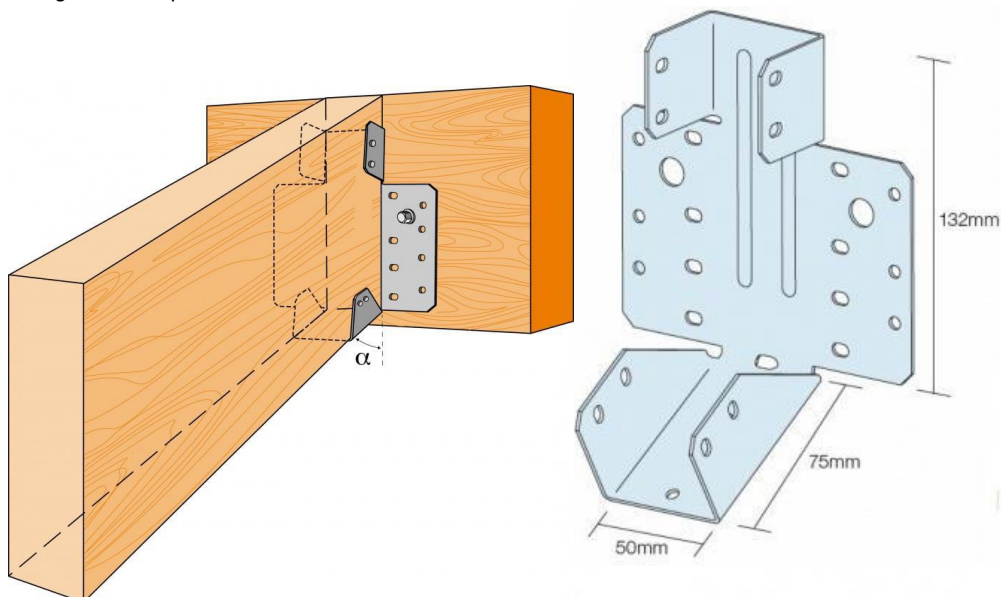
b. Toegepast op Saba en St. Eustatius



Bevestiging sporen/liggers aan nokgording met $4 \times 4\frac{1}{2}$ " schroeven $\varnothing 5$ hechtlengthe ≥ 30 mm

Bij schuine schroeven moet de afstand tot het einde $\geq 10 d$, hier dus ≥ 50 mm, te zijn. Deze verbindingen dienen altijd met schroeven (milieuklasse XS 1) te worden gerealiseerd. Spijkers zijn niet of nauwelijks bestand tegen de dynamische opwaai krachten. Deze verbindingen met schroeven belast op afschuiving, de schroeven altijd voorboren.

c. Algemeen toepasbaar



Verbinding met gegalvaniseerde stalen schoenen (milieuklasse XS 1). Deze met 2 bouten $\varnothing 12$ + houtschroeven $\varnothing 5$ bevestigen aan zowel de nokgordingen als aan de sporen.

Figuur 8.2.4 Voorbeelden nokconstructie sporenkap $\approx 17^\circ$

§ 8.2.4 Hout

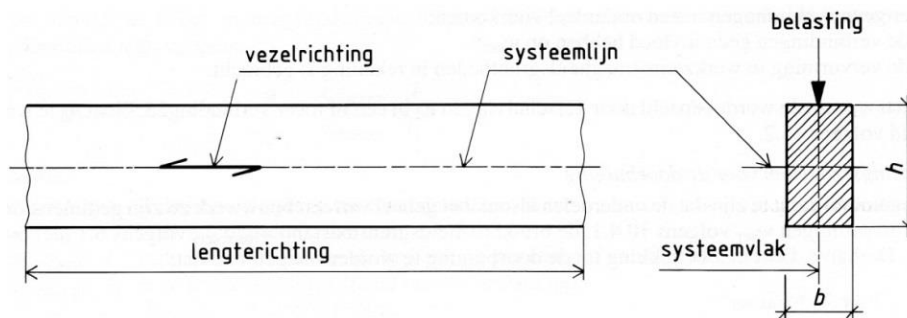
In NEN 6700, 'de TGB 1990 Algemene eisen' zijn de voorwaarden gegeven waaraan bouwconstructies moeten voldoen, ongeacht het materiaal waarvan zij zijn gemaakt. De materiaal-gebonden TGB's zijn per materiaal uitgewerkt in een reeks normen waarin de reken- en controleregels zijn opgenomen. In de BES-code is in art. 2.5 'Eurocodes' gesteld: In plaats van NEN 6760 kan uitgegaan worden van NEN-EN 1995. Het is niet toegestaan het door elkaar gebruiken van de NEN 6700 serie en de NEN-EN 1990 serie. Voor houtconstructies geldt:

- NEN 6760:2008 Technische grondslagen voor bouwconstructies –TGB 1990 – Houtconstructies –Basiseisen –Eisen en bepalingmethoden (juli 2008).
- NEN-EN 1995-1-1 + C1 + A1/NB Eurocode 5 – Ontwerp en berekening van houtconstructies –Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen (juli 2013).

§ 8.2.4.1 Mechanische eigenschappen hout

De mechanische eigenschappen van hout worden hoofdzakelijk bepaald door de opbouw ervan. De moleculen in de celwanden en de vezelstructuur vormen belangrijke elementen die de sterkte bepalen. Vooral de vezelrichting speelt een belangrijke rol:

- In de richting van de vezels geeft het sterkte- en het vervormingsgedrag een veel hogere waarde dan die van loodrecht op de vezel.



- Loodrecht op de vezels is de treksterkte $f_{t;90;rep}$ gering t.o.v. de treksterkte evenwijdig aan de vezels $f_{t;0;rep}$, zie tabel 8.1. De treksterkte evenwijdig aan de vezels $f_{t;0;rep}$ wordt bepaald door het bezwijken van de aanhechting tussen de vezels.
- Loodrecht op de vezels is de druksterkte $f_{c;90;rep}$ gering t.o.v. de druksterkte evenwijdig aan de vezels $f_{c;0;rep}$, zie tabel 8.1. De druksterkte evenwijdig aan de vezels $f_{c;0;rep}$ wordt bepaald door het uitknikken van de afzonderlijke vezels. Opvallend is dat hout beter bestand is tegen druk dan tegen trek, bijna 2x zo hoog.
- Helaas verschuiven de houtvezels onderling in de lengterichting vrij gemakkelijk. Hout bezit daarom een beperkte afschuifsterkte.

Voor het maken van constructie-berekeningen moet de sterkteklasse met de bijbehorende materiaaleigenschappen, de balkafmetingen en de maximale balklengte (max 5,2 m) bekend zijn.

Veel voorkomende balkafmetingen zijn:

2" x 3" (38 x 63 mm²).

2½" x 3" (51 x 63 mm²).

2" x 4" (38 x 88 mm²).

2½" x 4" (51 x 88 mm²).

3" x 6" (63 x 140 mm²).

2" x 8" (38 x 184 mm²). Gebruik als boeiiboord (fascia board)

3" x 8" (63 x 184 mm²).

3" x 10" (63 x 235 mm²) Let op deze smalle/hoge balk is mogelijk kip-gevoelig.

4" x 10" (88 x 235 mm²).

Hoe wordt de sterkteklasse, de ingang tot tabel 8.1, bepaald?

In tabel 8.1 zijn de volgende symbolen gebruikt:

$f_{m,0,rep}$	is de representatieve waarde van de buigsterkte evenwijdig aan de vezel
ρ_{rep}	is de volumieke massa.
$E_{0,ser,rep}$	is de representatieve waarde van de elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezel in de BGT.
$f_{t,0,rep}$	is de representatieve waarde van de treksterkte evenwijdig aan de vezel.
$f_{t,90,rep}$	is de representatieve waarde van de treksterkte loodrecht op de vezel.
$f_{c,0,rep}$	is de representatieve waarde van de druksterkte evenwijdig aan de vezel.
$f_{c,90,rep}$	is de representatieve waarde van de druksterkte loodrecht op de vezel.
$f_{v,0,rep}$	is de representatieve waarde van de schuifsterkte.
$E_{0,u,rep}$	is de representatieve waarde van elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezel in de uiterste grenstoestand.
$E_{90,ser,rep}$	is de representatieve waarde van de elasticiteitsmodulus loodrecht op de vezel
$G_{ser,rep}$	is de representatieve waarde van de afschuivingsmodulus.

§ 8.2.4.1.1 Sterkteklasse

NEN 6760

De in tabel 8.1 genoemde waarden zijn representatieve waarden bijv. f_{rep} .

Deze waarden (NEN 6760) zijn het vertrekpunt voor de constructeur.

Grootheid	Symbool	Sterkteklassen												Eenheid
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	
buigsterkte	$f_{m,0,rep}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	N/mm ²
volumieke massa	ρ_{rep}	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	kg/m ³
treksterkte (evenwijdig)	$f_{t,0,rep}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	N/mm ²
treksterkte (loodrecht)	$f_{t,90,rep}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	N/mm ²
druksterkte (evenwijdig)	$f_{c,0,rep}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	N/mm ²
druksterkte (loodrecht)	$f_{c,90,rep}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,0,rep}$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8	N/mm ²
elasticiteitsmodulus in de bruikbaarheids-grenstoestand	$E_{0,ser,rep}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	kN/mm ²
elasticiteitsmodulus in de uiterste grenstoestand	$E_{0,u,rep}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	kN/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{90,ser,rep}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	kN/mm ²
afschuivingsmodulus	$G_{ser,rep}$	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	kN/mm ²
OPMERKING 1 De waarden voor de volumieke massa ρ_{rep} mogen niet worden gehanteerd bij het bepalen van de op een constructie aangrijpende krachten (zoals de permanente belasting door het eigengewicht). OPMERKING 2 Naalddhout dat voldoet aan de kwaliteitsklasse B van NEN 5466 mag worden ingedeeld in sterkteklasse C24. Naalddhout dat voldoet aan de kwaliteitsklasse C van NEN 5466, of volgens vergelijkbare criteria (zoals SFS 5878 INSTA 142), mag worden ingedeeld in sterkteklasse C18. OPMERKING 3 Sommige loofhoutsoorten kunnen voor wat betreft de sterkte-eisen niet worden ingedeeld in een sterkteklasse D en worden daarom in een sterkteklasse C ingedeeld. OPMERKING 4 De tabelwaarden hebben betrekking op hout met een vochtgehalte dat overeenkomt met een temperatuur van 20 °C en een relatieve vochtigheid van 65 %.														

Tabel 8.1a Representatieve waarden van de materiaaleigenschappen van gezaagd populierenhout en naalddhout (tabel K1 in bijlage K van NEN 6760).

Opmerking: Soms wordt de sterkteklasse aangegeven in een K waarde. C 18 = K 18.

Eurocode 5

Karakteristieke eigenschappen van gezaagd naalddhout Eurocode 5.

Voor meer informatie zie houtinfo.nl-infoblad.

De materiaaleigenschappen voor de sterkteklassen C 18 en C 24 volgens Eurocode 5 zijn gegeven in tabel 8.1b.

Voor de volumieke massa geldt: Naaldhout C 18: $\rho_k = 320 \text{ kg/m}^3$ en voor C 24: $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$.

Eigenschap	Symbol	C 18	C 24	Eenheid
Buigsterkte	$f_{m;k}$	18	24	N/mm ²
Treksterkte evenwijdig	$f_{t;0;k}$	10	14,5	N/mm ²
treksterkte loodrecht	$f_{t;90;k}$	0,4	0,4	N/mm ²
Druksterkte evenwijdig	$f_{c;0;k}$	18	21	N/mm ²
Druksterkte loodrecht	$f_{c;90;k}$	2,2	2,5	N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v;k}$	3,4	4,0	N/mm ²
Elasticiteitsmodulus in de UGT	$E_{0,05}$	6,0	7,4	kN/mm ²

Tabel 8.1b Representatieve waarden van de materiaaleigenschappen van gezaagd naaldhout

Algemeen:

Aangezien de sterkte en stijfheid door diverse omstandigheden wordt beïnvloed, wordt de **rekenwaarde van de sterkte van hout** gecorrigeerd naar de omstandigheden waarin het materiaal zich bevindt.

Voor het bepalen van de rekenwaarde van de materiaaleigenschap moet deze waarde f_{rep} worden gedeeld door een **materiaalfactor** γ_m en vervolgens worden vermenigvuldigd met een **modificatiewaarde** k_{mod} voor de klimaat- en de belastingduurklasse en met een **modificatiewaarde** k_h die de balkhoogte in rekening brengt.

Voor de **rekenwaarde van de sterkte van gezaagd hout** (art. 9.1.1.1 NEN 6760) geldt:

$$f_{u;d} = (f_{rep} / \gamma_m) \cdot k_{mod} \cdot k_h$$

De materiaalfactor γ_m wordt mede bepaald door de spreiding in proefresultaten. Hoe groter de spreiding des te hoger is de materiaalfactor γ_m . In NEN 6760 is de materiaalfactor $\gamma_m = 1,2$ in de UGT (**U**iterste **G**ren**T**oestand) en is de materiaalfactor $\gamma_m = 1,0$ in de BGT (**B**ruikbaarheids **G**ren**T**oestand).

In Eurocode 5 worden in art. 2.4.1 tabel 2.3 afwijkende waarden voor de materiaalfactor γ_m gegeven. Blijkbaar is na 2005 geconstateerd dat de spreiding van de proefresultaten groter is dan voorheen bekend. Voor gezaagd hout is $\gamma_m = 1,3$ in de UGT. In de BGT blijft $\gamma_m = 1,0$.

Nadat het hout is gesorteerd op *kwali teitsklasse* worden per bepaalde kwaliteit per houtsoort de *volumieke massa*, de *buigtreksterkte* en de *stijfheid* bepaald.

De *volumieke massa* wordt bepaald door wegen.

Met behulp van de drie- of de vierpunts-buigproef wordt de *buigtreksterkte* en de *stijfheid* bepaald. Na een statistische bewerking van de proefresultaten zijn de representatieve waarden vastgesteld. Dit volstaat voor het vaststellen van de sterkteklasse. De sterkteklasse wordt aangeduid met C (soms met een K) gevolgd door een getal. Voorbeeld: C 24 resp. K 24 (zie tabel 3.1 alleen de C aangegeven). Het getal geeft aan de representatieve waarde van de buigsterkte evenwijdig aan de vezel.

In NEN-EN 338 zijn de sterkteklassen aangegeven. Voor gezaagd naaldhout en populierenhout wordt daarbij de letter C gevolgd door een getal. Voor gezaagd loofhout de letter D en voor gelamineerd hout met een homogene opbouw met de letter GL. Het getal geeft aan de representatieve waarde van de buigsterkte evenwijdig aan de vezel.

Voor het maken van constructieberekeningen in hout moet de sterkteklasse van de betreffende houtsoort bekend zijn. In Europa is een bij de partij behorende CE-certificaat met daarop de gegarandeerde sterkteklasse verplicht.

§ 8.2.4.1.2 Klimaatklassen

De sterkte van hout neemt af naarmate het klimaat waarin het zich bevind vochtiger is.

- **Klimaatklasse I:**
Onder Klimaatklasse I vallen doorgaans woningen, kantoren en andere goed geventileerd omsloten ruimten.
- **Klimaatklasse II:**
Onder Klimaatklasse II vallen doorgaans overdekte maar rondom open of gedeeltelijk open ruimten.
- **Klimaatklasse III:**
Onder Klimaatklasse III vallen vochtige, slecht geventileerde ruimten, alsook niet-overdekte constructies en constructies onder water.

§ 8.2.4.1.3 Belastingduurklasse

De sterkte van hout neemt af naarmate de duur van belasten toeneemt. Voor de klasse-indeling met betrekking tot de belastingduur van de belastingen houden we de volgende indeling aan (tabel 8.2a voor de NEN 6760):

Voor de permanente- en de momentane veranderlijke belastingen en de opslag van goederen geldt de klasse I (lang).

Voor de extreme waarden van de veranderlijke belasting, windbelasting en belasting door regenwater wordt de klasse III kort aangehouden.

klasse I (lang)	alle permanente belastingen en de momentane waarde van de veranderlijke belasting voor bouwwerken met een referentieperiode groter dan 15 jaar
klasse II (middellang)	alle permanente belastingen en de momentane waarde van de veranderlijke belasting voor bouwwerken met een referentieperiode kleiner dan 15 jaar
klasse III (kort)	geldt voor alle extreme waarden van de veranderlijke belastingen behoudens die genoemd in klasse IV
klasse IV (zeer kort durend)	de bijzondere belastingen van NEN 6702:1991

Tabel 8.2a Belastingduurklassen volgens NEN 6760

Eurocode 5 NB juli 2013 hanteert een iets andere beschrijving voor de belastingduurklassen (tabel 8.2b). Voor de vloeren, het eigen gewicht is minimaal t.o.v. de veranderlijke belasting, dus moet voor vloeren gerekend worden met middellang.

Belastingduurklasse	Belastingvoorbeelden
Blijvend	Eigen gewicht
Lang	Opslag
Middellang	Opgelegde vloerbelasting
Kort	Wind
Zeer kort	Wind. Bijzondere belasting

Tabel 8.2b Belastingduurklassen volgens Eurocode 5

§ 8.2.4.1.4 Modificatiewaarde k_{mod}

Voor hout moeten we, voor de invloeden van het klimaat (zie § 8.2.4.1.2) en belastingduur (§ 8.2.4.1.3), als modificatiefactor k_{mod} met betrekking tot de **sterkte** van gezaagd hout de waarden uit tabel 8.3 aanhouden. De waarden voor k_{mod} in Eurocode 5 (NB juli 2013) verschillen met die van NEN 6760.

De waarden uit tabel 8.3 gelden **niet** voor de treksterkte **loodrecht** op de vezelrichting.

Belastingduurklasse volgens 3.1.3	Klimaatklasse I en II NEN 6760 (Eurocode 5)		Klimaatklasse III NEN 6760 (Eurocode 5)	
Klasse I (langen blijvend)	0,70	(0,50)	0,60	(0,40)
Klasse II (middellang)	0,75	(0,65)	0,65	(0,55)
Klasse III (kort)	0,85	(0,80)	0,70	(0,65)
Klasse IV (zeer kort)	1,10	(1,10)	0,95	(0,75)

Tabel 8.3 Modificatiefactoren gezaagd hout met betrekking tot de sterkte k_{mod} (NEN 6760 en Eurocode 5)

Ongeacht de belastingduurklasse moet met betrekking tot de **vervormingen** (Elasticiteitsmodulus E en de afschuivingsmodulus G) van hout, aan de hand van de klimaatklasse voor de modificatiefactor k_{mod} de volgende waarden worden aangehouden (volgens NEN 6760 en Eurocode 5:

- Voor klimaatklasse I; $k_{mod} = 1,00$.
- Voor klimaatklasse II; $k_{mod} = 0,90$.
- Voor klimaatklasse III; $k_{mod} = 0,80$.

§ 8.2.4.1.5 Modificatiewaarde k_h met betrekking tot de hoogte h (art. 9.3.4.1 NEN 6760 en Eurocode 5 art. 3.2)

De kans op al/of niet zichtbare fouten, zoals kwasten en groeistoornissen, wordt groter naarmate het volume van het hout toeneemt. Dit volume-effect heeft vooral invloed op de sterkte-eigenschappen van de treksterkte en de buigsterkte.

Let op: De hoogte h is dus de grootste afmeting van het profiel en niet de hoogte van het element in de constructie.

Dit betekent dat in combinatie met $f_{t;0;rep}$ en $f_{m;0;rep}$ de waarde voor de modificatiewaarde k_h wordt (NEN 6760/Eurocode 5):

- $k_h = 1,3$ als $h < 40$ mm.
- $k_h = 1,0$ als $h \geq 150$ mm.
- $k_h = (150/h)^{0,2}$ als $40 \leq h < 150$ mm.

NEN 6760

Het effect op de druksterkte, de schuifsterkte en de elasticiteitsmodulus is geringer. Voor die combinaties geldt: $k_h = 1,0$.

Eurocode 5

In Eurocode 5 worden de invloeden van belastingduur en vocht op de sterkte in rekening gebracht. De invloed k_h van de afmetingen van het element op de sterkte **mag** in rekening worden gebracht (art. 3.2).

§ 8.2.5 Rekenwaarde van de sterkte

Houten daken en vloeren worden voornamelijk belast door de veranderlijke belasting. Het eigen gewicht is slechts een klein deel van de rekenwaarde van de belasting.

Volgens NEN 6760 tabel 8.2a moeten we voor de veranderlijke belasting uitgaan van klasse III (kort). De Eurocode gaat uit van klasse II (middellang).

Om de handberekeningen niet onnodig lang te maken gaan we voor de dakconstructie belast door wind (meestal maatgevend) voor de belastingduurklasse steeds uit van:

Voor de rekenwaarde van de sterkte gaan we, zowel voor NEN 6760 als voor Eurocode 5, voor de belastingduurklasse uit van kort.

NEN 6760 art. 9.1.1.1

De rekenwaarde van de sterkte $f_{u;d}$ van gezaagd hout wordt bepaald met de vergelijking:

$$f_{u;d} = (f_{rep} / \gamma_m) \cdot k_{mod} \cdot k_h$$

Hierin is:

$f_{u;d}$ is de rekenwaarde van de sterkte

f_{rep} is de representatieve waarde van de sterkte

γ_m is de materiaalfactor

k_{mod} is de modificatiefactor (§ 8.2.4.1.3)

k_h is de modificatiefactor voor de hoogte (zie § 8.2.4.1.4)

Eurocode 5 art. 2.4.3

De rekenwaarde van de weerstand (sterkte) R_d moet als volgt zijn berekend:

$$R_d = (R_k / \gamma_m) \cdot k_{mod} \cdot k_h$$

Hierin is:

R_d is de rekenwaarde van de sterkte

R_k is de karakteristieke waarde van de sterkte

γ_m is de materiaalfactor

k_{mod} is de modificatiefactor

k_h is de modificatiefactor voor de hoogte

Voor de materiaaleigenschappen zie NEN-EN 338 Hout voor constructieve toepassingen – Sterkteklassen of houtinfo.nl.

§ 8.2.5.1 Voorbeeld buigsterkte

NEN 6760:

Kies balken 3" x 8" (63 x 184 mm²) sterkteklasse (veel toegepaste houtsoort Pitch Pine) C 24 in klimaatklasse I en II.

Voor de rekenwaarde van de buigsterkte $f_{m;0;d}$ in de **UGT** geldt:

$f_{m;0;rep}$ is de representatieve waarde van de buigsterkte van de betreffende sterkteklasse:

$f_{m;0;rep} = 24 \text{ N/mm}^2$ voor C 24 (tabel 8.1a).

γ_m is de materiaalfactor: voor de UGT is: $\gamma_m = 1,2$ (art. 9.3.1 NEN 6760).

k_{mod} is de modificatiefactor.

Voor klimaatklasse I en II, kortdurende belasting wind: $k_{mod} = 0,85$ (tabel 8.3).

Balken 3" x 8" (63 x 184 mm), $k_h = 1,0$, immers $h > 150 \text{ mm}$.

Sterkteklasse C 18, of C 24 met $k_h = 1,0$ klimaatklasse I en II:

$$C 18: f_{m,0;d} = (f_{m,0;rep} / \gamma_m) \cdot k_{mod} \cdot k_h = (18/1,2) \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 12,8 \text{ N/mm}^2.$$

$$C 24: f_{m,0;d} = (f_{m,0;rep} / \gamma_m) \cdot k_{mod} \cdot k_h = (24/1,2) \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 17,0 \text{ N/mm}^2.$$

Dit betekent voor de vaak toegepaste sterkteklassen C 18 en C 24 (de meeste Amerikaanse naaldhoutsoorten) de volgende aan te houden uiterst toelaatbare rekenwaarden van de buigsterkte $f_{m,0;d}$ voor veel voorkomende balkafmetingen in klimaatklasse I en II bij een kortdurende belasting (tabel 8.4a):

Grootste balkafmeting h	Sterkteklasse C 18	Sterkteklasse C 24
3" = 68 mm met $k_h = 1,17$ (gording: 2" x 3")	15,0 N/mm ²	20,0 N/mm ²
4" = 88 mm met $k_h = 1,11$ (gording 2" x 4")	14,2 N/mm ²	18,9 N/mm ²
6" = 140 mm met $k_h = 1,01$ (gording/spant 3" x 6")	13,0 N/mm ²	17,3 N/mm ²
≥ 8" = 184 mm met $k_h = 1,00$ (gording/spant 3" x 8")	12,8 N/mm ²	17,0 N/mm ²

Tabel 8.4a Rekenwaarde van de buigsterkte // vezels $f_{m,0;d}$ van balkafmetingen in klimaatklasse I en II, kort (NEN 6760)

Eurocode 5:

Kies balken 3" x 8" (63 x 184 mm²) sterkteklasse (veel toegepaste houtsoort Pitch Pine) C 24 in klimaatklasse I en II.

Voor de rekenwaarde van de buigsterkte $f_{m,d}$ in de **UGT** geldt:

$f_{m,k}$ is de karakteristieke waarde van de buigsterkte van de betreffende sterkteklasse:

$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$ voor C 24 (tabel 3.1).

γ_m is de materiaalfactor: voor de UGT is: $\gamma_m = 1,3$ (art. 2.4.1 tabel 2.3 Eurocode 5).

k_{mod} is de modificatiefactor. Voor klimaatklasse I en II, kortdurende belasting: $k_{mod} = 0,80$, resp. 0,65 vloeren (tabel 8.3).

Balken 3" x 8" (63 x 184 mm), $k_h = 1,0$, immers $h > 150 \text{ mm}$.

Sterkteklasse C 18, of C 24 met $k_h = 1,0$ klimaatklasse I en II,

$$C 18: f_{m,d} = (f_{m,k} / \gamma_m) \cdot k_{mod} \cdot k_h = (18/1,3) \cdot 0,80 \cdot 1,0 = 11,1 \text{ N/mm}^2.$$

$$C 24: f_{m,d} = (f_{m,k} / \gamma_m) \cdot k_{mod} \cdot k_h = (24/1,3) \cdot 0,80 \cdot 1,0 = 14,8 \text{ N/mm}^2.$$

Dit betekent voor de vaak toegepaste sterkteklassen C 18 en C 24 (de meeste Amerikaanse naaldhoutsoorten) de volgende aan te houden uiterst toelaatbare rekenwaarden van de buigsterkte $f_{m,0;d}$ voor veel voorkomende balkafmetingen in klimaatklasse I en II, bij een kortdurende belasting (tabel 8.4b). Voor middellang, vloeren (...):

Grootste balkafmeting h	Sterkteklasse C 18	Sterkteklasse C 24
3" = 68 mm met $k_h = 1,17$ (gording: 2" x 3")	13,0 (10,5) N/mm ²	17,3 (14,0) N/mm ²
4" = 88 mm met $k_h = 1,11$ (gording 2" x 4")	12,3 (10,0) N/mm ²	16,4 (13,3) N/mm ²
6" = 140 mm met $k_h = 1,01$ (gording/ligger 3" x 6")	11,2 (9,1) N/mm ²	14,9 (12,1) N/mm ²
≥ 8" = 184 mm met $k_h = 1,00$ (gording/ligger 3" x 8")	11,1 (9,0) N/mm ²	14,8 (12,0) N/mm ²

Tabel 8.4b Rekenwaarde van de buigsterkte // vezels $f_{m,d}$ van balkafmetingen in klimaatklasse I en II, kort (Eurocode 5)

We zien relatief grote verschillen tussen NEN 6760 en Eurocode 5 van c.a 15 %. We zien dat des te langer de belasting aanwezig is des te lager de buigsterkte.

Steeds moet getoetst worden of de rekenwaarde van de optredende buigsterkte $\sigma_{m,0;d} \leq f_{m,0;d}$, waarin: $\sigma_{m,0;d} = M_d / W_{balk}$.

§ 8.2.6 Verbindingen met houtschroeven

Bouten/ringen/moeren, schroeven, draadeinden, beugels, klemmen enz. moeten gedurende de referentieperiode bestand zijn tegen aantasting in milieuklasse XS 1 (bloot gesteld aan zouten uit de lucht maar niet in aanraking komend met zeewater). De volgende materialen volstaan:

- DIN-A4, AISI 316, werkstofnr. 1.4401 bevestigingsmiddelen zijn resistent tegen het XS 1 klimaat.
De RVS uitvoering in de DIN-A2, AISI 304 werkstofnr. 1.4301 blijkt onvoldoende bestand tegen het zeer agressieve klimaat XS 1 op de BES-eilanden.
- Silicon bronze,
- Hot-Dip-Galvanized steel (ASTMA 153 Class C) protection cover.

In de dakconstructie zijn de gordingen verbonden met houtschroeven aan de sporen of aan de liggers. Op het dak zijn de verbindingen belast door trek- en afschuifkrachten, t.g.v. windzuiging.

Algemene voorwaarden houtschroeven

De middellijn van de kop van de schroef moet $\geq 1,8$ x de middellijn van de gladde schacht d_{nominaal} .
De dikte van de kop van de schroef is $\geq 0,4 d_{\text{nominaal}}$.

Op trek belaste schroeven

In constructieve verbindingen hout op hout worden houtschroeven toegepast met nominale diameters $\emptyset 5$ en $\emptyset 6$. In NEN 6760 Houtconstructies worden in 12.3 'Verbindingen met houtschroeven' de spelregels aangegeven waaraan de verbindingen met houtschroeven moeten voldoen.

Per verbinding moeten ten minste twee houtschroeven zijn aangebracht (art. 12.4.1).

Met betrekking tot de rand- en tussenafstand, de afstand van het hart van de houtschroef, voor houtschroeven **belast op trek** geldt:

NEN 6760

Voor de **onbelaste** rand- en eindafstand:

$$s_{\text{rand}} \geq 3 d_{\text{nominaal}}$$

$$s_{\text{h.o.h.}} \geq 4 d_{\text{nominaal}}$$

Voor de **belaste** rand- en eindafstand:

$$s_{\text{rand}} \geq 4 d_{\text{nominaal}}$$

$$s_{\text{h.o.h.}} \geq 7 d_{\text{nominaal}}$$

Waarschuwing: Plaats de schroeven aan het eind van een balk niet te dicht bij het uiteinde (splijtgevaar). In dit geval voorboren met een boordiameter van ca. $0,7 \emptyset_{\text{schroef}}$.

Voor d_{nominaal} moet de nominale diameter worden aangehouden.

$$\emptyset 5: d_{\text{nominaal}} = 5,0 \text{ mm.}$$

$$\emptyset 6: d_{\text{nominaal}} = 6,0 \text{ mm.}$$

Houd als rand- en tussenafstand voor houtschroeven **belast op trek** tabel 8.5a aan:

Diameter	$s_{rand} \geq$	$s_{h.o.h.} \geq$
Ø 5	15 mm	20 mm
Ø 6	20 mm	25 mm

Tabel 8.5a Rand- en tussenafstanden houtschroeven belast op trek NEN 6760

Het effect van het schroefdeel van de houtschroef moet worden gehanteerd om het draagvermogen van de schroef vast te stellen door middel van de effectieve diameter d_{ef} . De effectieve diameter moet genomen worden ter plaatse van het gladde deel.

Voor een houtschroef:

Ø 5: $d_{ef} = 4,1$ mm.

Ø 6: $d_{ef} = 4,9$ mm.

Eurocode 5

d is de nominale diameter van de schroef, de diameter van het draadgedeelte van de schroef
 d_{ef} is de effectieve diameter van de schroef gemeten over het gladde deel van de schroef

Voor de **onbelaste** rand- en eindafstand:

$s_{rand} \geq 4 d$

$s_{h.o.h.} \geq 5 d$

Voor d moet de nominale diameter worden aangehouden.

Ø 5: $d = 5,0$ mm.

Ø 6: $d = 6,0$ mm.

Voor de **belaste** eindafstand:

$s_{rand} \geq 10 d$

Waarschuwing: Plaats de schroeven aan het eind van een balk niet te dicht bij het uiteinde.

Het effect van het schroefdeel van de houtschroef moet worden gehanteerd om het draagvermogen van de schroef vast te stellen door middel van de effectieve diameter d_{ef} . De effectieve diameter moet genomen worden ter plaatse van het gladde deel.

Voor een houtschroef:

Ø 5: $d_{ef} = 4,1$ mm.

Ø 6: $d_{ef} = 4,9$ mm.

Mits **houtdikte $t \geq 12 d_{nominaal}$** , houd als rand- en tussenafstand voor houtschroeven **belast op trek** tabel 8.5b aan:

Diameter d	$s_{rand} \geq$	$s_{h.o.h.} \geq$
Ø 5	20 mm	25 mm
Ø 6	25 mm	30 mm

Tabel 8.5b Rand- en tussenafstanden houtschroeven belast op trek Eurocode 5

§ 8.2.6.1 Uittreksterkte houtschroeven belast op trek

De volgende punten zijn van belang om het draagvermogen van de schroef:

- Het bezwijken of uittrekken van het deel van de schroef met schroefdraad

- Het bezwijken op doortrekken van de schroefkop
- Het op trek bezwijken van de schroef

NEN 6760 art. 12.4

De uittreksterkte van de houtschroef is afhankelijk van de hecht lengte en de volumieke massa van het betreffende hout. De volumieke massa is gekoppeld aan de hout-sterkteklasse (zie tabel 8.1a).

De hecht lengte is de lengte l_{eff} van het schroefdraad waarover de schroef zijn belasting overdraagt aan de ondergrond. Voor l_{eff} geldt: $l_{\text{eff}} \geq 4 d_{\text{nominaal}}$.

In verband met het inleiden van de kracht in het omliggende hout als hecht lengte $l_{\text{hec};2}$ aanhouden:

$$l_{\text{hec};2} = l_{\text{eff}} - d_{\text{nominaal}} \geq 4 d_{\text{nominaal}}$$

De rekenwaarde van de uittreksterkte van de houtschroef wordt bepaald uit (art 9.2):

$$F_{u;d} = (F_{u;\text{rep}} / \gamma_m) \cdot k_{\text{mod}}$$

waarin:

$$\gamma_m = 1,2 \text{ (art. 9.3.1)}$$

$k_{\text{mod}} = 0,85$ (kort durende belasting in klimaatklasse II, voor dak- en vloerconstructies de meest ongunstige (tabel 8.3).

$$F_{u;\text{rep}} = (1,5 + 0,6 d_{\text{nominaal}}) (l_{\text{hec};2} - d_{\text{nominaal}}) \sqrt{\rho_{\text{rep}}}$$

De volumieke massa ρ_{rep} is gekoppeld aan de sterkteklasse van het hout.

Voor de Amerikaanse naaldhoutsoorten sterkteklasse C 24 geldt $\rho_{\text{rep}} \geq 350 \text{ kg/m}^3$.

Voorbeeld

De rekenwaarde van de uittreksterkte van de houtschroef $\emptyset 5$ in hout sterkteklasse C 18, hecht lengte $l_{\text{eff}} = 25 \text{ mm}$, wordt:

$$F_{u;d} = (F_{u;\text{rep}} / \gamma_m) \cdot k_{\text{mod}}$$

$$F_{u;\text{rep}} = (1,5 + 0,6 d_{\text{nominaal}}) (l_{\text{hec};2} - d_{\text{nominaal}}) \sqrt{\rho_{\text{rep}}}$$

$$d_{\text{nominaal}} = 5,0 \text{ mm}$$

$$l_{\text{hec};2} = l_{\text{eff}} - d_{\text{nominaal}} \geq 4 d_{\text{nominaal}}$$

$$l_{\text{eff}} = 25 \text{ mm}$$

$$l_{\text{hec};2} = 25 - 5 = 20 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{rep}} = 320 \text{ kg/m}^3$$

$$F_{u;\text{rep}} = (1,5 + 0,6 \cdot 5) (20 - 5) \sqrt{320} = 1207 \text{ N.}$$

$$F_{u;d} = (1207 / 1,2) \cdot 0,85 \text{ (klimaatklasse II)} = 855 \text{ N, met 2 schroeven per verbinding:}$$

$$1710 \text{ N} = 1,71 \text{ kN (zie tabel 8.6a)}$$

Hechtlengte l_{eff} (in mm)	Schroeven 2 Ø 5 $d_{\text{nominaal}} = 5 \text{ mm}$		Schroeven 2 Ø 6 $d_{\text{nominaal}} = 6 \text{ mm}$	
	C 18	C 24	C 18	C 24
20 mm	1,14 kN	1,19 kN		
25 mm	1,71 kN	1,79 kN	1,68 kN	1,76 kN
30 mm	2,28 kN	2,39 kN	2,33 kN	2,43 kN
35 mm	2,85 kN	2,98 kN	2,97 kN	3,11 kN
40 mm	3,42 kN	3,58 kN	3,62 kN	3,78 kN
50 mm	4,56 kN	4,77 kN	4,91 kN	5,14 kN

Tabel 8.6a Rekenwaarde uittreksterkte van de houtschroef in hout sterkteklasse C 18 en C 24, $k_{\text{mod}} = 0,85$ (NEN 6760)

De rekenwaarde van de uittreksterkte van 2 houtschroeven per verbinding is samengevat in tabel 8.6a. Wordt gekozen voor een bevestiging met 3 houtschroeven, dan de waarde uit tabel 8.6a vermenigvuldigen met $\sqrt[3]{2}$, enz.

De rekenwaarde van de uittreksterkte van de houtschroef Ø 5 in hout C 24, hechtlengte $l_{\text{eff}} = 20$ mm zal slechts minimaal afwijken (ca. 5 %) van de uittreksterkte van de houtschroef Ø 5 in hout C 18. Immers: $\sqrt{320} = 17,9$ en $\sqrt{350} = 18,7$.

De houtschroeven belast op trek niet voorboren, tenzij om splijten bij een balkeinde te voorkomen (boordiameter ca. $0,7 d_{\text{nominaal}}$).

Eurocode 5

d is de nominale diameter van de schroef

d_{ef} is de effectieve diameter van de schroef gemeten over het gladde deel van de schroef

De uittreksterkte van de houtschroef is afhankelijk van de hechtlengte en de volumieke massa van het betreffende hout.

De hechtlengte is de lengte l_{eff} van het schroefdraad waarover de schroef zijn belasting overdraagt aan de ondergrond. Voor l_{eff} geldt: $l_{\text{eff}} \geq 6 d$ (art. 8.7.2 (3) A1). In verband met het inleiden van de kracht in het omliggende hout als hechtlengte l_{hecht} aanhouden:

$$l_{\text{ef}} = (l_{\text{eff}} - d)$$

De rekenwaarde van de uittreksterkte van de houtschroef wordt bepaald uit (art 2.4.3):

$$R_d = (R_k / \gamma_m) \cdot k_{\text{mod}}$$

Of formule 8.38 (zie correctieblad C1):

$$F_{\text{ax,k,Rd}} = k_{\text{mod}} F_{\text{ax,k,Rk}} / \gamma_m$$

waarin:

$$\gamma_m = 1,3 \text{ (art. 9.3.1)}$$

$$k_{\text{mod}} = 0,90 \text{ (kort en klimaatklasse II, tabel 8.3).}$$

$$F_{\text{ax,k,Rk}} = n_{\text{ef}} f_{\text{ax,k}} d l_{\text{ef}} k_d / (1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha) \text{ (zie correctieblad C1)}$$

$$n_{\text{ef}} = n^{0,9} = 2^{0,9} = 1,866$$

$$f_{\text{ax,k}} = 0,52 d^{-0,5} l_{\text{ef}}^{-0,5} \gamma^{0,8}$$

$$k_d = d/8 \leq 1,0$$

In Eurocode 5 wordt als eis gesteld: De **houtdikte** voldoet aan $t \geq 12 d$ (art. 8.7.2) en houdt als rand- en tussenafstand voor houtschroeven **belast op trek** tabel 8.5b aan.

Dat betekent voor een houtschroef $\emptyset 5$:

- $s_{rand} \geq 20$ mm. Een minimum houtbreedte bij één rij schroeven is 40 mm
- $s_{h.o.h.} \geq 25$ mm. Een minimum houtbreedte bij twee rijen schroeven is $40 + 25 = 65$ mm. Een $2\frac{1}{2}''$ (51 mm) brede balk voldoet niet. Minimaal vereist dus een $3''$ brede balk.
- Houtdikte waarin wordt bevestigd is $12 \times 5 = 60$ mm ($3''$).

Dat betekent voor een houtschroef $\emptyset 6$:

- $s_{rand} \geq 25$ mm. Een minimum houtbreedte bij één rij schroeven is 50 mm ($2'' = 38$ mm).
- $s_{h.o.h.} \geq 30$ mm. Een minimum houtbreedte bij twee rijen schroeven is $50 + 30 = 80$ mm. Een $3''$ (63 mm) brede balk voldoet niet. Minimaal vereist een $4''$ brede balk.
- Houtdikte waarin wordt bevestigd is $12 \times 6 = 72$ mm ($3\frac{1}{2}''$).

Voorbeeld: Schroeven $2 \emptyset 5$ staal 4.6; Sterkteklasse C 18; $l_{eff} = 35$ mm; klimaatklasse II; kort, met $k_{mod} = 0,9$ en $\gamma_M = 1,3$ (art. 9.3.1)

De karakteristieke uittreksterkte van een schroef is (formule 8.38):

$$F_{ax,k,Rk} = n_{ef} f_{ax,k} d l_{ef} k_d / (1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha)$$

Controle: $l_{eff} \geq 6 d$: $35 \text{ mm} \geq 6 d = 6 \cdot 5 = 30$ mm, akkoord.

$$l_{ef} = 35 - d = 35 - 5 = 30 \text{ mm}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} l_{ef}^{-0,1} \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 5^{-0,5} \cdot 30^{-0,1} \cdot 320^{0,8} = 16,71 \text{ N/mm}^2$$

$$k_d = d/8 = 5/8 = 0,625 < 1 \text{ (formule 8.40)}$$

$$n_{ef} = n^{0,9} = 2^{0,9} = 1,866$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (loodrecht de vezel)}$$

$$d = 5 \text{ mm}$$

waaruit volgt:

$$F_{ax,k,Rk} = 1,866 \cdot 16,71 \cdot 5 \cdot 30 \cdot 0,625 / (1,2 \cdot 0 + 1) = 2923 \text{ N.}$$

De rekenwaarde wordt:

$$F_{ax,k,Rd} = k_{mod} F_{ax,k,Rk} / \gamma_M = 0,9 \cdot 2923 / 1,3 = 2024 \text{ N} = 2,024 \text{ kN.}$$

Het vaststellen van de uittrekwaarde van schroeven belast op trek kan, door de zeer uitgebreide formules, alleen met de computer worden uitgevoerd. De resultaten zijn vastgelegd in tabel 8.6b.

De karakteristieke doortrekweerstand van de schroefkop (formule 8.40b) (zie computer print-out) en de treksterkte van de schroef (formule 8.40c) zijn gangbaar niet maatgevend.

hechtlengte l_{eff}	Schroeven $2 \emptyset 5$ $d = 5$ mm		Schroeven $2 \emptyset 6$ $d = 6$ mm	
	C 18	C 24	C 18	C 24
30 mm	1,717 kN	1,845 kN		
35 mm	2,024 kN	2,174 kN		
40 mm	2,325 kN	2,498 kN	2,977 kN	3,199 kN
50 mm	2,915 kN	3,131 kN	3,755 kN	4,034 kN

Tabel 8.6b Rekenwaarde van de uittreksterkte van de houtschroef in hout sterkteklasse C 18 en C 24 (Eurocode 5)

Computeruitdraai hout sterkteklasse C 24 en $l_{\text{eff}} = 40 \text{ mm}$.

Berekening houten staven volgens NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011+NB:2013

Invoerveld

Invoer										HOUTEN Verbinding ENKELSNEIDIG																					
Uitgangspunten		Verbindingsmiddel		Schroeven met gladde schacht		Klimaatklasse		2																							
boutdiameter		d		=		5,0 mm		Belastingduurkl.		Kort																					
diameter gladde schacht		d _{ef}		=		4,1 mm		Opmerkingen kooffect ≤ 1 x Johansendeel 8.2.2 (2) <u>Afschuiving:</u> - voorw aarden voldaan 8.7.1 (2) - regels 8.3.1. van toepassing 8.7.1 (5) <u>Detailering:</u> voorboren niet vereist 10.4.5 (1)																							
karacteristieke treksterkte		f _{u,k}		=		400 N/mm ² klasse 4.6																									
lengte verbindingsmiddel		l		=		90 mm																									
tot. aantal belaste sneden		n _t		=		2 st (tot. verbinding, trek)																									
aantal verbindingsmiddelen		n		=		2 st (in rij,krachtrichting)																									
tussenafst. in krachtrichting		a ₁		=		100 mm																									
		M _{y,Rk}		=		7880 Nmm (8.14)																									
Voorgeboord?		ja		element 1				element 2 (puntzijde)																							
		b ₁		=		50 mm		b ₂		=		50 mm																			
		h ₁		=		156 mm		h ₂		=		156 mm																			
		Sterktekl.		=		C24		Sterktekl.		=		C24																			
		Materiaal		=		Gezaagd hout		Materiaal		=		Gezaagd hout																			
				=		naaldhout				=		naaldhout																			
		ρ _k		=		350 kg/m ³		ρ _k		=		350 kg/m ³																			
		k _{mod}		=		0,90 [-]		k _{mod}		=		0,90 [-] (tab. 3.1)																			
		γ _M		=		1,30 [-]		γ _M		=		1,30 [-] (tab 2.3)																			
β = 1		f _{h,0,k}		=		27,27 N/mm ²		f _{h,0,k}		=		27,27 N/mm ² (8.16)																			
Hoek tussen kracht en vezel		α		=		90		α		=		90																			
Toets voorboren		b1		>		35,0 mm		b2		>		35,0 mm (8.18)																			
Detailering Afschuiving (fig 8.7)										Axiaal belast (fig 8.11.a)																					
Tabel 8.4					Minimale afstanden					Tabel 8.6					Minimale afstanden					t ≥ 60mm											
a ₁ (// vezelrichting)					=					20,0 mm					a ₁					=					35 mm					8.7.2 (2)	
a ₂ (└ vezelrichting)					=					20 mm					a ₂					=					25 mm						
a _{3,t} (belast eind)					=					80 mm					a _{1,CG}					=					50 mm						
a _{3,c} (onbelast eind)					=					35 mm					a _{2,CG}					=					20 mm						
a _{4,t} (belasterand)					=					20 mm					minimale hechtlengte										30 mm					8.7.2 (3)	
a _{4,c} (onbelaste rand)					=					15 mm																					
Axiaal belaste schroeven										Doortrekweerstand																					
6mm ≤ d ≤ 12mm d = 5,0 mm X 8.7.2 (4)										f _{head,k} = 30 N/mm ²																					
0,6 ≤ d ₁ /d ≤ 0,75 d ₁ /d = 0,82 X										ρ _a = 320 kg/m ³																					
! Controleer handmatig de uittrekkraft vlgsg opgave fabrikant (8.40a)										d _h = 8,0 mm schroefkop																					
Uittrekken van het deel van de schroef met schroefdraad										F _{ax,α,RK} = 3849 N (8.40b)																					
Hechtlengte = 40 mm ≥ 6d = 30 mm 8.7.2 (3)										Trek op de schoef																					
l _{ef} = 35 mm = hechtlengte - d										f _{tens,k} = 25 kN																					
F _{ax,k,Rk} = 3608 N (8.38)										F _{t,RK} = 46652 N (8.40c)																					
f _{ax,k} = 17,68 N/mm ² (8.39)										Maatgevend Uittrekw eerstand																					
k _d = 0,625 (8.40)										F _{ax,k,Rk} = 3608 N (8.38)																					
n _{ef} = 1.866 (8.41)										F _{ax,k,Rd} = 2498 N (2.17)																					

De rekenwaarde van de uittreksterkte van de schroef $\varnothing 5$ in hout C 24, hechtlengte $l_{\text{eff}} = 20 \text{ mm}$ zal slechts minimaal afwijken (ca. 5 %) van de uittreksterkte van de houtschroef $\varnothing 5$ in hout C 18. Immers: $\sqrt{320} = 17,9$ en $\sqrt{350} = 18,7$.

De houtschroeven belast op trek niet voorboren, tenzij om splijten bij een balkeinde te voorkomen (boordiameter ca. $0,7 d_{\text{nominaal}}$).

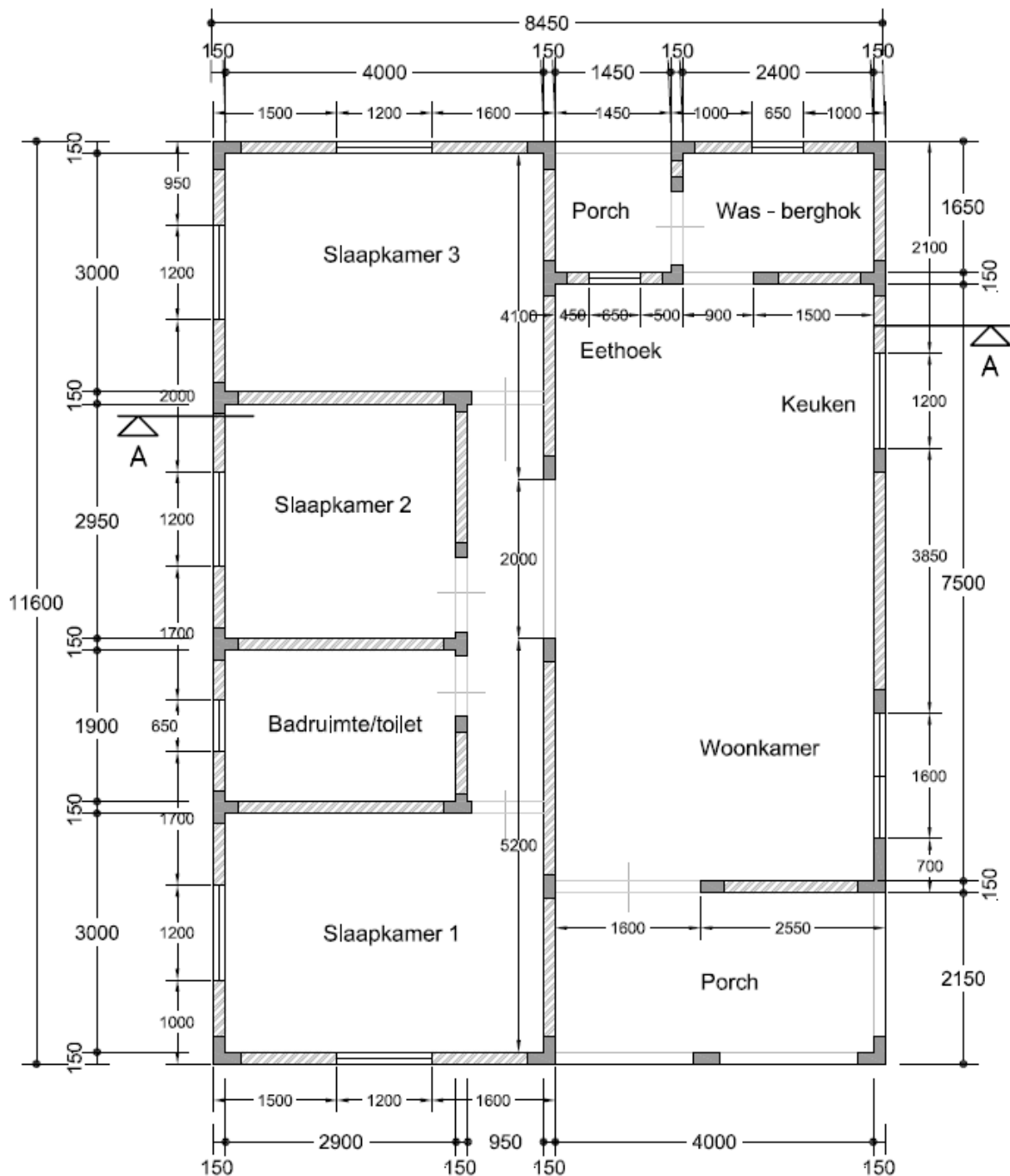
§ 8.2.7 Bepalingsmethode dakconstructie eenvoudige gebouwen (Saba en St. Eustatius)

§ 8.2.7.1 Afmetingen gordingen + bevestiging aan onderliggende sporen (§ 2.3.6.1 en § 2.3.7.1)

Voorbeeld: Een woning $8,45 \times 11,6 \text{ m}^2$ (zie figuur 8.2.5) van één bouwlaag met een schuin dak $\approx 17^\circ$ met een overstek $\leq 300 \text{ mm}$ in veiligheidsklasse 2 (Gevolgsklasse CC1).

Dakconstructie: Sporen waarover $\frac{5}{8}$ " dakbeschoot, gordingen en golfplaten.

Bovenkant ringbalk $2,70 \text{ m}$ met de nokhoogte op $3,9 \text{ m} + \text{Peil}$



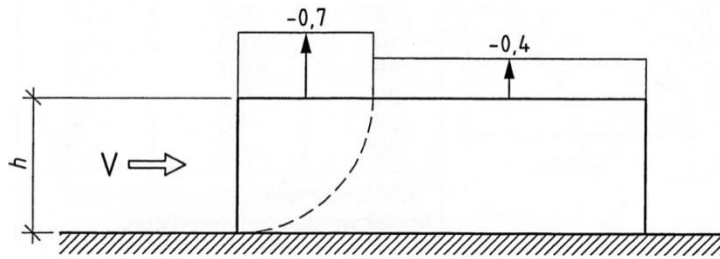
Plattegrond St. Eustatius, Saba

Figuur 8.2.5 Voorbeeld: Begane grond van vrijstaande woning met 3 slaapkamers

Controleberekening bevestigingen gording $38 \times 88 \text{ mm}^2$ ($2'' \times 4''$), met $2 \times 5\frac{1}{2}''$ ($88 + 12 + 35 = 135 \text{ mm} = 5\frac{1}{2}''$) houtschroeven $\varnothing 5 \text{ mm}$, hechtlengte $\geq 35 \text{ mm}$, aan sporen:

Voor de berekening van de **hoofddraagconstructie**, de sporen, liggers, spanten en gordingen en de onderlinge verbindingen/verankeringen moet worden gerekend met de volgende (wind)belasting:

- Windbelasting zuiging op het dak + overdruk. Indien de wind waait op de kopgevel, dan is de hellingshoek van het dak kleiner dan 10° (figuur 8.2.6).



Figuur 8.2.6 Windvormfactoren C_{pe} voor daken met een hellingshoek $\leq 10^\circ$

We moeten over een breedte van $h_{\text{gemiddeld}} = (2,7 + 3,9)/2 = 3,3$ m rekenen met zuiging $C_{pe} = 0,7$ en een overdruk van $C_{pe} = 0,3$. Wind kan bij een Hurricane-dreiging waaien uit alle richtingen (NEN 6702 figuur A.6 hier weergegeven als figuur 8.2.6).

Voor het overige deel met een zuiging $C_{pe} = 0,4$ en een overdruk van $C_{pe} = 0,3$.

- Windbelasting druk op het dak + onderdruk. Indien de wind waait op de zijgevel, dan is de hellingshoek van het dak kleiner dan 25° . We moeten rekenen met druk $C_{pe} = 0$ en over- en onderdruk van $C_{pe} = 0,3$ (NEN 6702 art. 8.6.4.4).
- De hoofdconstructie behoeft niet op de verhoogde lokale windvormfactoren te zijn berekend (NEN 6702 art. 8.6.4.3).

Voorbeeld:

Overspanning, hart-op-hart afstand sporen 610 mm.
 Max. hart-op-hart afstand gordingen 610 mm.
 q_{pe} (stuwdruk wind) St. Eustatius (tabel 2.6): $2,86 \text{ kN/m}^2$.
 c_{pe} (uitgaande van zone $h = 3,3$ m van het dak) $0,7 + 0,3 = 1,0$.
 De rekenwaarde van de windbelasting op het dak voor de gordingen:
 Overdruk + windzuiging $(0,7 + 0,3) \cdot 2,86 = 2,86 \text{ kN/m}^2 \uparrow$.
 $q_g = 0,1 \text{ kN/m}^2$ (aanname eigen gewicht gording + dakplaat) $\downarrow$

St. Eustatius:

Rekenwaarde van de belasting voor de gordingen en verbindingen van de gordingen aan de sporen is: $0,9 \times 0,1 \downarrow - 1,3 \times 2,86 \uparrow = 3,63 \text{ kN/m}^2 \uparrow$, per m^1 gording $0,61 \times 3,63 = 2,21 \text{ kN/m} \uparrow$.

Gordingen: $2'' \times 4''$ ($38 \times 88 \text{ mm}^2$) sterkteklasse C 24 h.o.h. 0,61 m, leidt tot:

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot q_d l^2 = \frac{1}{8} \cdot 2,21 \cdot 0,61^2 = 0,10 \text{ kNm}.$$

$$W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 38 \cdot 88^2 = 49045 \text{ mm}^3.$$

$$\sigma_{m;0;d} = 0,10 \cdot 10^6 / 49045 = 2,1 \text{ N/mm}^2 < 20,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabel 8.4a), ofwel:}$$

$$\text{u.c.: } \sigma_{m;0;d} / f_{m;0;d} = 2,1 / 20,0 = 0,10 \leq 1,0.$$

Saba

Rekenwaarde van de belasting voor de gordingen en verbindingen van de gordingen aan de sporen is: $0,9 \times 0,1 - 1,3 \times 3,57 = 4,55 \text{ kN/m}^2 \uparrow$, per m^1 gording $0,61 \times 4,55 = 2,78 \text{ kN/m}$.

Gordingen: $2'' \times 4''$ ($38 \times 88 \text{ mm}^2$) sterkteklasse C 24 h.o.h. 0,61 m, leidt tot:

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot q_d l^2 = \frac{1}{8} \cdot 2,78 \cdot 0,61^2 = 0,13 \text{ kNm}.$$

$$W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 38 \cdot 88^2 = 49045 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{m;0;d} = 0,13 \cdot 10^6 / 49045 = 2,6 / \text{mm}^2 < 20,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabel 8.4a), ofwel:}$$

$$\text{u.c.: } \sigma_{m;0;d} / f_{m;0;d} = 2,6 / 20,0 = 0,13 \leq 1,0 \text{ de balkafmeting gording voldoet.}$$

Verbinding gording aan de sporen (St. Eustatius):

Bij een h.o.h. afstand van de sporen van 0,61 m en een gording afstand h.o.h. 0,61 m wordt de trekkracht op de verbinding gording/spoor: $0,61 \times 0,61 \times 3,63 = 1,35 \text{ kN} \uparrow$.

De maximaal toelaatbare trekbelasting op $2 \times 6''$ (88 + 12, korte tengel + 15 dakbeschot + 35 = 150 mm) houtschroeven $\emptyset 5$ met een hecht lengte 35 mm bedraagt: 2,98 kN (tabel 8.6a) u.c. $1,35 / 2,98 = 0,45 < 1,0$.

Verbinding gording aan de sporen (Saba):

Bij een h.o.h. afstand van de sporen van 0,61 m en een gording afstand h.o.h. 0,61 m wordt de trekkracht op de verbinding gording/spoor: $0,61 \times 0,61 \times 4,55 = 1,69 \text{ kN} \uparrow$.

De maximaal toelaatbare trekbelasting op $2 \times 6''$ houtschroeven $\emptyset 5$ met een hecht lengte 35 mm bedraagt: 2,98 kN (tabel 8.6a) u.c. $1,69 / 2,98 = 0,57 < 1,0$.

Mede gezien de in tabel 8.6b (Eurocode) gegeven resultaten wordt gekozen voor een $5\frac{1}{2}''$ schroef $\emptyset 5$, hecht lengte 35 mm.

Conclusie: Afmetingen gordingen + bevestiging gordingen aan de sporen (Saba en St. Eustatius):

- Gordingen $2'' \times 4''$ ($38 \times 88 \text{ mm}^2$) hout sterkteklasse C 24 h.o.h. 610 mm
- Bevestiging gordingen aan de sporen (sterkteklasse C 24) h.o.h. 610 mm:
 $2 \times 6''$ houtschroeven $\emptyset 5$ met een hecht lengte 35 mm.

§ 8.2.7.1.1 Bevestiging gordingen aan onderliggende liggers/spanten, gordingendak (§ 2.3.1)

Voor de woning van figuur 8.2.5 wordt gekozen voor een ligger/spant-afstand van:

$(11600 - 300 - 2 \times 38 \times \frac{1}{2}) : 8 = \text{h.o.h. } 1410 \text{ mm}$.

St. Eustatius:

Gekozen afmetingen gordingen: $2'' \times 4''$ ($38 \times 88 \text{ mm}^2$) sterkteklasse C 24 h.o.h. 0,61 m.

Rekenwaarde van de belasting voor de gordingen en verbindingen van de gordingen aan de ligger is: $0,9 \times 0,1 - 1,3 \times 2,86 = 3,63 \text{ kN/m}^2 \uparrow$, per m^1 gording $0,61 \times 3,63 = 2,21 \text{ kN/m} \uparrow$.

Liggers/spanten h.o.h. 1,41 m:

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot q_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 2,21 \cdot 1,41^2 = 0,55 \text{ kNm}.$$

$$W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 38 \cdot 88^2 = 49045 \text{ mm}^3.$$

$$\sigma_{m,0;d} = 0,55 \cdot 10^6 / 49045 = 11,1 \text{ N/mm}^2 < 20,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (NEN 6760 art. 9.1.1.1), ofwel:}$$

$$\text{u.c.: } \sigma_{m,0;d} / f_{m,0;d} = 11,1 / 20,0 = 0,56 \leq 1,0 \text{ de balkafmeting gording voldoet.}$$

Verbinding gording aan de liggers:

Bij een h.o.h. afstand van de liggers/spanten van 1,41 m en een gording afstand h.o.h. 0,61 m wordt de trekkracht op de verbinding gording/spoor: $1,41 \times 0,61 \times 3,63 = 3,12 \text{ kN} \uparrow$.

De maximaal toelaatbare trekbelasting op houtschroeven $2 \emptyset 5$ met een hecht lengte 50 mm bedraagt: 4,77 kN (tabel 8.6a) u.c. $3,12 / 4,77 = 0,65 < 1,0$. Mede gezien de in tabel 8.6b (Eurocode) gegeven resultaten wordt gekozen voor een $6\frac{1}{2}''$ schroef $\emptyset 5$, hecht lengte 50 mm. Geadviseerd wordt de gording met een klos te bevestigen op de liggers.

Saba

Gekozen afmetingen gordingen: $2'' \times 4''$ ($38 \times 88 \text{ mm}^2$) sterkteklasse C 24 h.o.h. 0,61 m.

Rekenwaarde van de belasting voor de gordingen en verbindingen van de gordingen aan de ligger is:

$$0,9 \times 0,1 - 1,3 \times 3,57 = 4,55 \text{ kN/m}^2 \uparrow, \text{ per } \text{m}^1 \text{ gording } 0,61 \times 4,55 = 2,78 \text{ kN/m}.$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot q_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 2,78 \cdot 1,41^2 = 0,69 \text{ kNm bij een h.o.h. afstand sporen van 0,61 m.}$$

$$W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 38 \cdot 88^2 = 49045 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{m,0;d} = 0,69 \cdot 10^6 / 49045 = 14,1 / \text{mm}^2 < 20,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (NEN 6760 art. 9.1.1.1), ofwel:}$$

$$\text{u.c.: } \sigma_{m,0;d} / f_{m,0;d} = 14,1 / 20,0 = 0,71 \leq 1,0 \text{ de balkafmeting gording voldoet.}$$

Verbinding gording aan de liggers:

Bij een h.o.h. afstand van de liggers/spanten van 1,41 m en een gording afstand h.o.h. 0,61 m wordt de trekkracht op de verbinding gording/spoor: $1,41 \times 0,61 \times 4,55 = 3,91 \text{ kN} \uparrow$.

De maximaal toelaatbare trekbelasting op houtschroeven 2 Ø 5 met een hecht lengte 50 mm bedraagt: 4,77 kN (tabel 8.6a) u.c. $3,91 / 4,77 = 0,82 < 1,0$. Mede gezien de in tabel 8.6b (Eurocode) gegeven resultaten wordt gekozen voor een 6½" schroef Ø 5, hecht lengte 50 mm. Geadviseerd wordt de gording met een klos te bevestigen aan de liggers/spanten.

Mede gezien de in tabel 8.6b (Eurocode) gegeven resultaten en de vereiste bevestiging met 6½" schroeven + klos wordt geadviseerd voor deze woning te kiezen voor een sporenkap.

§ 8.2.7.2 Afmetingen sporen + bevestiging aan de ringbalk en de nokgording (sporenkap)

De rekenwaarde van de windbelasting op het dak:

- Overdruk + windzuiging deel $h = 3,3 \text{ m}$: $(0,7 + 0,3) 2,86 = 2,86 \text{ kN/m}^2 \uparrow$
(overige deel: $(0,4 + 0,3) 2,86 = 2,00 \text{ kN/m}^2 \uparrow$).
- Dakgewicht $0,3 \text{ kN/m}^2 \downarrow$.
- Rekenwaarde van de belasting voor de sporen en de verbindingen is:
Voor St. Eustatius: $q_{d,\text{wind}} = 0,9 \times 0,3 - 1,3 \times 2,86 = 3,45 \text{ kN/m}^2 \uparrow$ maatgevend.
(overige deel: $0,9 \times 0,3 - 1,3 \times 2,00 = 2,33 \text{ kN/m}^2 \uparrow$).
(Voor Saba: $q_{d,\text{wind}} = 0,9 \times 0,3 - 1,3 \times 3,57 = 4,37 \text{ kN/m}^2 \uparrow$ maatgevend.
(overige deel: $0,9 \times 0,3 - 1,3 \times 0,7 \times 3,57 = 2,98 \text{ kN/m}^2 \uparrow$).

Sporen h.o.h. 0,61 m en gordingen h.o.h. 0,61 m.

Lengte spoor 4,25 (hart ringbalk – zijkant nokgording) + 0,3 (overstek) = 4,55 m.

Reken de belasting uit de gordingen als een gelijkmatige belasting: $0,61 \cdot 3,45 = 2,10 \text{ kN/m}$

$R_{A,\text{ringbalk}} = (2,10 \cdot 4,55 \cdot 4,55/2) / 4,25 = 5,11 \text{ kN}$. Voor Saba $(4,37/3,45) 5,11 = 6,47 \text{ kN}$.

$R_{B,\text{nok}} = 4,55 \times 2,10 - 5,11 = 4,45 \text{ kN}$. Voor Saba $(4,37/3,45) 4,45 = 5,64 \text{ kN}$.

$M_d = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \times 2,10 \times 4,25^2 = 4,74 \text{ kNm}$. Voor Saba: $M_d = 4,74 \times 4,37/3,45 = 6,00 \text{ kNm}$

In tabel 8.4a is afgeleid voor een balk 3" x 8" (63 x 184 mm²) voor sterkteklasse **C 24**:

$f_{m,0;d} = 17,0 \text{ N/mm}^2$, zodat:

Spoor: 3" x 8" (63 x 184 mm²).

$W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 63 \cdot 184^2 = 355488 \text{ mm}^3$.

$\sigma_{m,0;d} = 4,74 \cdot 10^6 / 355488 = 13,3 \text{ N/mm}^2 < 17,0 \text{ N/mm}^2$, ofwel:

u.c.: $\sigma_{m,0;d} / f_{m,0;d} = 13,3 / 17,0 = 0,78 \leq 1,0$.

Voor Saba: $\sigma_{m,0;d} = 6,00 \cdot 10^6 / 355488 = 16,9 \text{ N/mm}^2 < 17,0 \text{ N/mm}^2$.

Opmerking: Gelet op de in tabel 8.4b (Eurocode) gegeven waarden zou gekozen moeten worden voor een zwaardere balkafmeting. Gezien de bijdrage in stijfheid door het op de sporen (met 3" schroeven Ø 5 h.o.h. 150 mm) geschroefde ½" dakbeschoot wordt de gekozen spoorafmeting verantwoord geacht.

§ 8.2.7.2.1 Controle schuifspanning spoor (NEN 6760 art. 9.1.1.1 en Eurocode 5 art. 2.4.3)

NEN 6760 art. 9.1.1.1

De rekenwaarde van de sterkte van gezaagd hout wordt bepaald met de algemene vergelijking:

$$f_{u;d} = (f_{\text{rep}} / \gamma_m) \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_h$$

Voor de afschuifsterkte, dwarskracht geeft tabel 8.1a de waarden voor $f_{v,0;\text{rep}}$.

Voor de sterkteklasse C 18: $f_{v,0;\text{rep}} = 2,0 \text{ N/mm}^2$. Voor de sterkteklasse C 24: $f_{v,0;\text{rep}} = 2,5 \text{ N/mm}^2$.

Voor het bepalen van de uiterst toelaatbare rekenwaarde van de schuifsterkte gelden dezelfde regels als bij het bepalen van de buigsterkte.

Voorbeeld:

Een 8" (188 mm) hoge balk sterkteklasse C 24 met $\gamma_m = 1,2$, $k_{mod} = 0,85$ (kort en klimaatklasse I of II en $k_h = 1,0$ leidt tot:

$$f_{v,d} = (f_{v,0,ep} / \gamma_m) \cdot k_{mod} \cdot k_h.$$

$$f_{v,d} = (2,5 / 1,2) \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 1,77 \text{ N/mm}^2.$$

Dit betekent voor de vaak toegepaste sterkteklassen C 18 en C 24 de volgende aan te houden rekenwaarden van de schuifsterkte $f_{v,d}$ bij dwarskracht voor veel voorkomende balkafmetingen in klimaatklasse I en II bij een kortdurende belasting (tabel 8.7a):

Grootste balkafmeting h	Sterkteklasse C 18	Sterkteklasse C 24
3" = 68 mm met $k_h = 1,17$ (gording 2" x 3")	1,66 N/mm ²	2,07 N/mm ²
4" = 88 mm met $k_h = 1,11$ (gording 2" x 4")	1,57 N/mm ²	1,97 N/mm ²
6" = 140 mm met $k_h = 1,01$ (gording/ligger 3" x 6")	1,44 N/mm ²	1,79 N/mm ²
$\geq 8" = 184 \text{ mm}$ met $k_h = 1,00$ (gording/ligger 3" x 8")	1,42 N/mm ²	1,77 N/mm ²

Tabel 8.7a Rekenwaarde van de schuifsterkte $f_{v,d}$ van balkafmetingen in klimaatklasse I en II, kort (NEN 6760)

Steeds moet getoetst worden of de rekenwaarde van de optredende dwarskracht $\sigma_{v,d} \leq f_{v,d}$ (art. 11.11.1), waarin: $\sigma_{v,d} = V_d / \frac{2}{3} A_{balk}$ en $\sigma_{v,d} \leq f_{v,d}$ ofwel via:

$$V_d \leq \frac{2}{3} f_{v,d} \cdot b \cdot h.$$

Eurocode 5 art. 2.4.3

De rekenwaarde van de weerstand (sterkte) R_d moet als volgt zijn berekend:

$$R_d = (R_k / \gamma_m) \cdot k_{mod} \cdot k_h$$

waarin:

R_d is de rekenwaarde van de sterkte

R_k is de karakteristieke waarde van de sterkte, voor C 18: $f_{v,k} = 3,4 \text{ N/mm}^2$ en voor C 24: $f_{v,k} = 4,0 \text{ N/mm}^2$ (tabel 8.1b).

γ_m is de materiaalfactor = 1,3.

k_{mod} is de modificatiefactor (kort) (zie tabel 8.3) = 0,90. Voor vloeren, middellang: $k_{mod} = 0,80$

k_h is de modificatiefactor voor de hoogte (zie 8.2.4.1.5)

Voor de materiaaleigenschappen zie tabel 8.1b.

$$f_{v,d} = (f_{v,k} / \gamma_m) \cdot k_{mod} \cdot k_h$$

Voorbeeld:

De schuifsterkte voor een gording sterkteklasse C 18 $\geq 8"$ met $k_{mod} = 0,90$ wind en klimaatklasse I of II (tabel 8.3) en voor een 8" (188 mm) hoge balk $k_h = 1,0$, sterkteklasse C 24 met $\gamma_m = 1,2$.

$$f_{v,d} = 3,4 / 1,3 \times 0,9 \times 1,0 = 2,35 \text{ N/mm}^2, \text{ zie tabel 8.7b.}$$

Dit betekent voor de vaak toegepaste sterkteklassen C 18 en C 24 (de meeste Amerikaanse naaldhoutsoorten) de volgende aan te houden uiterst toelaatbare rekenwaarden van de schuifsterkte $f_{v,d}$ voor veel voorkomende balkafmetingen in klimaatklasse I en II (tabel 8.7b) **(Voor middellang, vloeren, waarden x 0,80 / 0,90 = x 0,89):**

Grootste balkafmeting h	Sterkteklasse C 18	Sterkteklasse C 24
3" = 68 mm met $k_h = 1,17$ (gording 2" x 3")	2,75 N/mm ²	3,34 N/mm ²
4" = 88 mm met $k_h = 1,11$ (gording 2" x 4")	2,61 N/mm ²	3,07 N/mm ²
6" = 140 mm met $k_h = 1,01$ (gording/ligger 3" x 6")	2,38 N/mm ²	2,80 N/mm ²
≥ 8" = 184 mm met $k_h = 1,00$ (gording/ligger 3" x 8")	2,35 N/mm ²	2,77 N/mm ²

Tabel 8.7b Rekenwaarde van de schuifsterkte $f_{v,d}$ van balkafmetingen in klimaatklasse I en II, kort (Eurocode 5)

Steeds moet getoetst worden of de rekenwaarde van de optredende dwarskracht:

$$\sigma_{v,d} \leq f_{v,d} \text{ (art. 6.1.7).}$$

waarin: $\tau_{v,d} = V_d / \frac{2}{3} A_{balk}$, en $\tau_{v,d} \leq f_{v,d}$ art. 6.1.7, ofwel via:

$$V_d \leq \frac{2}{3} f_{v,d} \cdot b \cdot h.$$

Nu weer naar ons voorbeeld: Schuifspanning spoor 3" x 8" (St. Eustatius):

$$V_d = 4,45 \text{ kN} \uparrow.$$

$$\sigma_{v,d} = V_d / \frac{2}{3} A_{balk} = 4450 / \frac{2}{3} \cdot 63 \cdot 184 = 0,57 \text{ N/mm}^2 < 1,77 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabel 8.7a), ofwel:}$$

$$\text{u.c.: } \sigma_{v,d} / f_{v,d} = 0,57 / 1,77 = 0,32 < 1,0 \text{ de balkafmeting voldoet.}$$

Voor **Saba** geldt een spanning $q_{d,wind \text{ Saba}} / q_{d,wind \text{ St. Eustatius}} \times \sigma_{v,d} = 4,37/3,45 \times 0,57 = 0,72 \text{ N/mm}^2 < 1,77 \text{ N/mm}^2$ (tabel 8.7a), ofwel: u.c.: $\sigma_{v,d} / f_{v,d} = 0,72 / 1,77 = 0,41 < 1,0$.

De gekozen spoorafmeting 3" x 8" (63 x 184 mm²) sterkteklasse C 24 voldoet voor **Saba en St. Eustatius**.

§ 8.2.7.2.2 Krachtswerking bevestiging spoor aan de ringbalk

Voor St. Eustatius: $R_{Ad} = 5,11 \text{ kN} \uparrow$. Voor Saba (4,37/3,45) 4,45 = 5,64 kN

Deze waarden geldt voor de sporen gelegen in de eerste en laatste 3,3 m van het dak.

In het tussenstuk gelden: $R_{Ad} = 5,11 \times (2,33 / 3,45) = 3,45 \text{ kN} \uparrow$

Voor Saba waarden maal (4,37/3,45) 3,45 = 4,37 kN $\uparrow$.

Gekozen wordt voor de bevestiging volgens figuur 8.2.1a, met een ankerstaaf $\varnothing 16$ met aan weerszijde van de spoor een steekend $\varnothing 12$ strak om de ankerstaaf gebogen.

Als alternatief kan gekozen worden voor een $J_{bout} \varnothing 12$ (erg uitvoeringsgevoelig).

§ 8.2.7.2.3 Krachtswerking enkelsnede verbinding belast op afschuiving

De maatgevende reactie van de spoor op de nokgording is: 4,45 kN $\uparrow$. Voor Saba 5,64 kN $\uparrow$.

De verbinding wordt belast op afschuiving.

Hoe groot is de kracht van een schroef $\varnothing 5$ belast op afschuiving die kan worden opgenomen?

Bij de enkelsnede verbinding van de sporen met de nokgording wordt de verbinding door de opwaartse belasting uit windzuiging belast op afschuiving.

Voor de rekenwaarde van de schuifweerstand geldt:

NEN 6760

$$F_{v,u;d} = (F_{v;rep} / \gamma_m) k_{mod} \text{ (art 9.2.1),}$$

waarin:

$$\gamma_m = 1,2 \text{ (art 9.3.1)}$$

$$k_{mod} = 0,85 \text{ (kort durende belasting in klimaatklasse II.)}$$

$$F_{v;rep} = f_{emb;rep;i} \cdot l_{hec;2} \cdot \delta \cdot d_{nom} \text{ (art. 12.2.11 formule 108).}$$

$$\text{Stuiksterkte: } f_{emb;rep;i} = 0,13 \cdot \rho_{rep} \cdot d_{nom}^{-0,36} \text{ (art. 12.2.11).}$$

$$\text{Zijn de gaten niet voorgeboord, dan wordt: } f_{emb;rep;i} = 0,09 \cdot \rho_{rep} \cdot d_{nom}^{-0,36}$$

We gaan er van uit dat houtschroeven belast op afschuiving altijd zijn voorgeboord met een diameter van ca. 0,7 Ø.

Met betrekking tot de rand- en tussenafstanden voor houtschroeven belast op afschuiving moet voldaan zijn aan:

$$s_{rand} \geq 4 d_{nominaal} \text{ in de belaste richting en } s_{rand} \geq 3 d_{nominaal} \text{ in de onbelaste richting}$$

$$s_{h.o.h.} \geq 7 d_{nominaal} \text{ in de belaste richting en } s_{h.o.h.} \geq 4 d_{nominaal} \text{ in de onbelaste richting}$$

Voorbeeld:

Een schroef Ø 5 in hout sterkteklasse C 24, $\rho_{rep} = 350 \text{ kg/m}^3$ (Pitch Pine)

$l_{hec;2}$ is de hecht lengte t.p.v. de punt van het schroefdraadgedeelte l_{eff} min de nominale schroefdiameter $d_{nominaal}$:

$$l_{hec;2} = l_{eff} - d_{nominaal} \geq 4 d_{nominaal}$$

$$\delta = f_{emb;rep;2} / f_{emb;rep;1}$$

$$f_{emb;rep;2} = 0,13 \cdot 350 \cdot 5^{-0,36} = 25,5$$

$$f_{emb;rep;1} = 0,13 \cdot 350 \cdot 5^{-0,36} = 25,5$$

$$\delta = f_{emb;rep;2} / f_{emb;rep;1} = 1, \text{ bij een houtsterkteklasse die van elk onderdeel hetzelfde is.}$$

Voor de schuifverbinding spoor met de nokgording (figuur 8.2.4) geldt:

$$F_{v;rep} = f_{emb;rep;i} \cdot l_{hec;2} \cdot d_{nom} \text{ (art. 12.2.11), met } l_{hec;2} = l_{eff} - d_{nominaal} \geq 4 d_{nominaal}$$

Bereken de schuifweerstand $F_{v,u;d}$ voor een houtschroef Ø 5, hecht lengte $l_{eff} = 35 \text{ mm}$

$$F_{v;rep} = f_{emb;rep;i} \cdot l_{hec;2} \cdot d_{nom}, \text{ met:}$$

Sterkteklasse C 24: $\rho_{rep} = 350 \text{ kg/m}^3$ en $d_{nominal} = 5 \text{ mm}$ (Ø 5) hecht lengte $l_{eff} = 35 \text{ mm}$, zodat:

$$l_{hec;2} = l_{eff} - d_{nominaal} \geq 4 d_{nominaal} = 35 - 5 = 30 \text{ mm} \geq 4 \times 5 = 20 \text{ mm.}$$

$$F_{v;rep} = 25,5 \cdot 30 \cdot 5 = 3824 \text{ N}$$

$$F_{v,u;d} = (F_{v;rep} / \gamma_m) k_{mod}$$

$$\gamma_m = 1,2$$

$$k_{mod} = k_{mod} = 0,85 \text{ (kort durende windbelasting in klimaatklasse II, tabel 8.3).}$$

$$F_{v,u;d} = (3824 : 1,2) \cdot 0,85 = 2708 \text{ N} = 2,708 \text{ kN (zie tabel 8.8a).}$$

Houtschroeven belast op afschuiving zijn altijd voorgeboord met een diameter van ca. 0,7 Ø

Hechtlengte l_{eff} (in mm)	Schroeven $\varnothing 5$ $d_{\text{nominaal}} = 5 \text{ mm}$		Schroeven $\varnothing 6$ $d_{\text{nominaal}} = 6 \text{ mm}$	
	C 18	C 24	C 18	C 24
20 mm	1,238 kN	1,354 kN		
25 mm	1,650 kN	1,806 kN	1,881 kN	2,059 kN
30 mm	2,063 kN	2,258 kN	2,377 kN	2,601 kN
35 mm	2,476 kN	2,708 kN	2,872 kN	3,143 kN
40 mm	2,888 kN	3,161 kN	3,367 kN	3,684 kN
50 mm	3,713 kN	4,063 kN	4,375 kN	4,769 kN

Tabel 8.8a Rekenwaarde van de schuifweerstand van de houtschroef in hout sterkteklasse C 18 en C 24 (NEN 6760)

De schroeven van een schuifverbinding altijd voorboren, boordiameter ca. $0,7 d_{\text{nominaal}}$

Eurocode 5

De rekenwaarde van de afschuifsterkte van de houtschroef wordt bepaald uit (art 2.4.3):

$$R_d = (R_k / \gamma_m) \cdot k_{\text{mod}}$$

Of formule 8.38 (zie correctieblad C1)

$$F_{h,u;d} = (F_{h,k} / \gamma_m) k_{\text{mod}}$$

waarin:

$k_{\text{mod}} = 0,90$ (kort durende belasting in klimaatklasse I of II, tabel 8.3),

$\gamma_m = 1,3$ (art. 9.3.1)

Voor de karakteristieke sterkte van schroeven per snede en per schroef moet de kleinste waarde worden aangehouden van de in art. 8.2.2 formules (8.6) aangegeven uitdrukkingen (a) t.m.(f).

De karakteristieke stuiksterkte van het hout is zeer belangrijk.

Voor schroeven met een gladde schacht en met een diameter $d \leq 6 \text{ mm}$ zijn de regels in 8.3.1, voor niet gladde nagels van toepassing (art. 8.7.1).

Bij een belasting op afschuiving gaat het er om dat de stuiksterkte van het hout niet wordt overschreden. Voor schroeven $\leq \varnothing 6$ en nagels tot 8 mm geldt:

- $f_{h,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3}$ in N/mm^2 zonder voorgeboorde gaten
- $f_{h,k} = 0,082 \rho_k (1 - 0,01d)$ in N/mm^2 met voorgeboorde gaten

Hierin is:

$f_{h,k}$ = de karakteristieke stuiksterkte

ρ_k = de karakteristieke volumieke massa van het hout (zie tabel 8.1a)

d = de nominale nagel- of schroefdiameter

Voor hout sterkteklasse C 18, $\rho_k = 320 \text{ kg/m}^3$, bij schroeven $\varnothing 5$ met voorgeboorde gaten wordt:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot 320 (1 - 0,01 \cdot 5) = 24,928 \text{ N/mm}^2$$

Voor hout sterkteklasse C 24, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$, bij schroeven $\varnothing 5$ met voorgeboorde gaten wordt:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot 350 (1 - 0,01 \cdot 5) = 27,265 \text{ N/mm}^2$$

Voorbeeld:

Twee elementen dik 50 mm ($b_1 = b_2 = 50 \text{ mm}$), beide delen sterkteklasse C18 en 2 schroeven $\varnothing 5$.

Voor een schroef $\varnothing 5$ hechtlengte $l_{\text{eff}} = 30 \text{ mm} \geq 6d$ en sterkteklasse C 18 leidt tot:

$$l_{\text{ef}} = 30 - d = 30 - 5 = 25 \text{ mm.}$$

In element 2 bevindt zich de punt van de schroef

$$f_{h,k,1} = f_{h,k,2} = 24,93 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = f_{h,k,1} / f_{h,k,2} = 1 \quad (8.8) \text{ Gelijke hout sterkteklasse C 18.}$$

De karakteristieke waarde van het vloeimoment van de schroef: $M_{y,Rk} = 0,3 f_u d^{2,6}$ (formule 8.14).

Met een treksterkte van de schroef: $f_u = 400 \text{ N/mm}^2$ (staal 4.8) waaruit volgt:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 400 \cdot 5^{2,6} = 7880 \text{ Nmm}$$

t_1 is de kleinste waarde van $b_1 = 50 \text{ mm}$ en de hecht lengte = 50mm (schroef geheel door het element heen). Dus $t_1 = 50 \text{ mm}$

t_2 is de kleinste waarde van $b_2 = 50 \text{ mm}$ en de hecht lengte = 30mm (schroef met de punt in het element). Dus $t_2 = 30 \text{ mm}$.

De karakteristieke uittreksterkte $F_{ax,Rk}$ volgt uit formule 8.38.

De kleinste waarde geldt voor element 2.

$$F_{ax,k,Rk} = n_{ef} f_{ax,k} d l_{ef} k_d / (1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha) \quad (\text{formule 8.38}) \quad (\text{zie correctieblad C1})$$

$$l_{ef} = 25 \text{ mm}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} l_{ef}^{-0,1} \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 5^{-0,5} \cdot 25^{-0,1} \cdot 320^{0,8} = 17,02 \text{ N/mm}^2$$

$$k_d = d/8 = 5/8 = 0,625 < 1 \quad (\text{formule 8.40})$$

$$k_{eff} = 1 \quad (\text{tabel 8.1, tussenafstand} > 14d = 70 \text{ mm}), \text{ zodat:}$$

$$n_{ef} = \text{aantal schroeven is 2 (het koordeffect voor 2 schroeven wordt zo meegenomen).}$$

$$\alpha = 90^\circ \quad (\text{loodrecht op de vezelrichting})$$

$$d = 5 \text{ mm (de diameter van de buitenkant van de schroefdraad).}$$

$$\text{Invullen in de formule geeft: } F_{ax,k,Rk} = 2 \cdot 17,02 \cdot 5 \cdot 25 \cdot 0,625 / (1,2 \cdot 0 + 1) = 2659 \text{ N.}$$

De term $F_{ax,k,Rk} / 4$ is de bijdrage van het koordeffect.

Voor schroeven moet dit aandeel $\leq 100\%$ van de eerste term (Johansen part) 8.7.2 (2)

Met alle parameters afgeleid volgens de formule uit art. 8.7.1 (2) vullen we deze waarden in in de formules gegeven in art. 8.2.2.

$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,2,k} t_2 d \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$	(a)	6232	N	(a)
	(b)	3739	N	(b)
	(c)	2795	N	(c)
	(d)	2964	N	(d)
	(e)	2191	N	(e)
	(f)	2232	N	(f)

Maatgevend (e) 2191 N.

Er zijn per verbinding 4 meewerkende schroeven zodat de effectieve karakteristieke sterkte van de in tweemaal één rij evenwijdig aan de vezelrichting geplaatste schroeven volgt uit:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} F_{v,Rk} = 2 \cdot 2191 = 4382 \text{ N} \quad (8.1)$$

De rekenwaarde van de opneembare schuifkracht:

$$F_{v,ef,Rd} = k_{mod} F_{v,ef,Rk} / \gamma_M = 0,9 \cdot 4382 / 1,3 = 3034 \text{ N} = 3,034 \text{ kN. Per schroef } 3,034 : 2 = 1,517 \text{ kN.}$$

Opmerking: Zonder het koord-effect (1 schroef) zijn de resultaten gegeven in tabel 8.8b. De waarden moeten worden gezien als een richtwaarde (orde grootte). De randvoorwaarden zijn steeds verschillend. Dus per randvoorwaarde de juiste randvoorwaarden in de berekening (per computer) invullen. Tevens is het effect te zien van de prestaties van een schroef versus een nagel (0,7 x). Eurocode 5 geeft aan: Schroef $\leq \emptyset 6$ regels volgen voor de niet gladde nagels.

Hechtlengthe l_{eff}	Schröef $\emptyset 5$ $d = 5 \text{ mm}$		Schröef $\emptyset 6$ $d = 6 \text{ mm}$	
	C 18	C 24	C 18	C 24
30 mm	1,318 kN	1,414 kN		
35 mm	1,387 kN	1,458 kN	1,851 kN	1,983 kN
40 mm	1,427 kN	1,502 kN	1,940 kN	2,040 kN
50 mm	1,506 kN	1,586 kN	2,044 kN	2,152 kN

Tabel 8.8b Rekenwaarde van de schuifweerstand van de houtschroef in hout sterkteklasse C 18 en C 24 (Eurocode 5)

Het voorbeeld gaat uit van 2 schroeven. De tabel is gevuld op basis van 1 schroef. Omdat het koord-effect minder uitgesproken is, vinden we per schroef een lagere weerstand per schuifvlak.

Door de vele steeds wisselende randvoorwaarden heeft het geen zin een tabel samen te stellen met rekenwaardes. Steeds zal (per computer) de rekenwaarde van de schuifkracht vastgesteld moeten worden.

We gaan ervan uit dat houtschroeven belast op afschuiving altijd zijn voorgeboord met een diameter van ca. $0,7 \emptyset_{\text{nominaal}}$.

We zagen de berekening van houtconstructies met Eurocode 5 soms problemen geven met de traditionele dakconstructies in tegenstelling tot NEN 6760.

Samenvatting:

- Rekenwaarde buigsterkte ca. 3% lager.
- Rekenwaarde schuifkracht ca. 25% hoger (zelden leidend).
- Rekenwaarde van op trek belaste schroeven ca. 30 % lager.
- Rekenwaarde van de op afschuiving belaste schroeven ca. 35 % lager.
- Houtdikte, rand- en h.o.h. maten zijn groter.

Opmerking: de traditionele bouwmethode volgens Eurocode 5 is vaak niet mogelijk.

We gaan verder met de NEN 6760.

We gaan weer verder met het voorbeeld.

Verbinding spoor/nokgording $4 \times 4\frac{1}{2}$ " houtschroeven $\emptyset 5$, hoek ca. 60° , (figuur 8.2.4b), voorgeboord met een middellijn van 3,25 – 3,75 mm, hechtlengthe van $\geq 30 \text{ mm}$ (reken 25 mm).

Opneembare schuifkracht schroef $\emptyset 5$: 1,806 kN (tabel 8.8a).

$$\text{u.c. } 4,45 / (1,806 \times 4) = 0,62 < 1,0 \text{ (st. Eustatius).}$$

$$\text{Voor Saba: u.c. } 5,64 / (1,806 \times 4) = 0,78 < 1,0.$$

Gebruik bij voorkeur RVS schroeven. De schuifweerstand van de schroeven die zijn voorgeboord in vergelijking met schroeven die niet zijn voorgeboord is ongeveer een factor 1,5.

Dus schroeven belast op afschuiving altijd voorboren.

§ 8.2.7.3 Afmetingen nokgording, en de verankering van nokgording aan de ringbalk

Kies de volgende verankering van de nokgording over de tussenmuur van de woning figuur 8.2.5:

- Alle betonkolommen in de tussenwand lopen door als steunpunten/verankering voor de nokgording.
- Kies i.v.m. de verankering niet voor een te kleine kolomafmeting.

Controle afmeting nokgording 3" x 8" (63 x 184 mm²). Pitch Pine. Sterkteklasse C 24.

Voor St. Eustatius: $R_{B,nok} = 4,45 \text{ kN} \uparrow$. Voor Saba $R_{B,nok} = (4,37/3,45) 4,45 = 5,64 \text{ kN} \uparrow$.

Deze waarden geldt voor de sporen gelegen in de eerste en laatste $h_{\text{gemiddeld}} = 3,3 \text{ m}$ van het dak.

In het tussenstuk gelden: $R_{B,nok} = 4,45 \times (2,33 / 3,45) = 3,01 \text{ kN} \uparrow$

Voor **Saba**: $R_{B,nok} = (2,98/4,37) 5,64 = 3,85 \text{ kN} \uparrow$.

St. Eustatius:

De reactie van de spoor aan beide zijden van de nokgording:

$R_{B,nok} = 2 \times 4,45 \text{ per } 0,61 \text{ m}$.

We beschouwen de nokgording als een ligger over zes steunpunten belast door een gelijkmatig verdeelde belasting: $q_d = 2 \times 4,45 : 0,61 = 14,6 \text{ kN/m}^1 \uparrow$.

De maximum tussenafstand van de steunpunten is $5200 - 2000 \text{ (porch)} - 300 \text{ (kolom)} - 300 \text{ (kolom naast sparing)} = 2600 \text{ mm}$.

Reken met een minimum opleglengte van 100 mm:

De theoretische overspanning wordt: $l_{\text{theoretisch}} = 2600 + \frac{1}{2} \times 100 + \frac{1}{2} \times 100 = 2700 \text{ mm}$.

Het maximum (steunpunts)moment M bij zes steunpunten is $1/10 q l^2$. Dit leidt tot:

$M_{\text{max}} = 1/10 \cdot 14,6 \cdot 2,7^2 = 10,64 \text{ kNm}$.

$W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 63 \cdot 184^2 = 355488 \text{ mm}^3$.

$\sigma_{m,0;d} = 10,64 \cdot 10^6 / 355488 = 29,9 \text{ N/mm}^2 > 17,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabel 8.4a)}$.

Kies als nokgording een balkafmeting van 4" x 10" (88 x 235 mm²).

$W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 88 \cdot 235^2 = 809967 \text{ mm}^3$.

$M_{\text{max}} = 10,64 \text{ kNm}$

$\sigma_{m,0;d} = 10,64 \cdot 10^6 / 809967 = 13,1 \text{ N/mm}^2 < 17,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabel 8.4a)}$. u.c = $0,77 < 1,0$

De gekozen nokbalkafmeting 4" x 10" (88 x 235 mm²) Pitch Pine, sterkteklasse C 24 voldoet

Alternatief:

Afmeting nokgording 3" x 8" (63 x 184 mm²). $W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 63 \cdot 184^2 = 355488 \text{ mm}^3$.

$M_{\text{toelaatbaar}} = 17,0 \times 355488 = 6,04 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 6,04 \cdot 10^6 \text{ kNm}$.

In het deel $h = 3,3 \text{ m}$: $q_d = 14,6 \text{ kN/m}^1 \uparrow$,

$M_{\text{max}} = 1/10 \cdot 14,6 \cdot x^2 = 6,04 \text{ kNm}$. $x = 2,0 \text{ m}$. geeft een $l_{\text{theoretisch}} = 2,0 \text{ m}$.

De maximale h.o.h. afstand verankering nokbalk in het deel $h = 3,3 \text{ m}$ is $2,0 \text{ m}$.

In het overige deel $q_d = 2 \times 3,01 : 0,61 = 9,87 \text{ kN/m}^1 \uparrow$.

$M_{\text{max}} = 1/10 \cdot 9,87 \cdot x^2 = 6,04 \text{ kNm}$. $x = 2,5 \text{ m}$.

Samenvatting:

- Verankering nokgording in de voor- en de achtergevel ter plaatse van de eerste spoor.
- Verankering in deel $h = 3,3 \text{ m}$: afstand $\leq 2,0 \text{ m}$.
In het 'tussenstuk' verankeringsafstand $\leq 2,5 \text{ m}$.
Vanaf de voor- en de achtergevel 1^e – 4^e – 7^e – 11^e – enz. iedere 4^e spoor (7 punten).
- Metselwerk loopt door tot o.k. nokgording (contra gewicht tegen opwaaien).
- Afmeting nokgording 3" x 8" (63 x 184 mm²).

Saba:

Nokgording 4" x 10" (88 x 235 mm²) voldoende? Pitch Pine. Sterkteklasse C 24.

$$W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 38 \cdot 235^2 = 809967 \text{ mm}^3.$$

Bij een theoretische overspanning wordt: $l_{\text{theoretisch}} = 2600 + \frac{1}{2} \times 100 + \frac{1}{2} \times 100 = 2700 \text{ mm}$:

$$\sigma_{m,0;d} = (4,37 / 3,45) 13,1 = 16,6 \text{ N/mm}^2 < 17,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabel 8.4a). u.c. } 0,98 < 1,0.$$

De gekozen nokbalkafmeting 4" x 10" (88 x 235 mm²) Pitch Pine, sterkteklasse C 24 voldoet.

Alternatief

Afmeting nokgording 3" x 8" (63 x 184 mm²). $W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 63 \cdot 184^2 = 355488 \text{ mm}^3.$

$$M_{\text{toelaatbaar}} = 17,0 \times 355488 = 6,04 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 6,04 \cdot 10^6 \text{ kNm}.$$

$$q_d = (2 \times 5,64) : 0,61 = 18,49 \text{ kN/m}^1 \uparrow.$$

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{10} \cdot 18,49 \cdot x^2 = 6,04 \text{ kNm. } x = 1,8 \text{ m, geeft een } l_{\text{theoretisch}} = 1,8 \text{ m.}$$

De maximale h.o.h. afstand verankering nokbalk in het deel $h = 3,3 \text{ m}$ is 1,8 m.

In het overige deel $q_d = 2 \times 3,85 : 0,61 = 12,62 \text{ kN/m}^1 \uparrow.$

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{10} \cdot 12,62 \cdot x^2 = 6,04 \text{ kNm. } x = 2,2 \text{ m.}$$

Samenvatting:

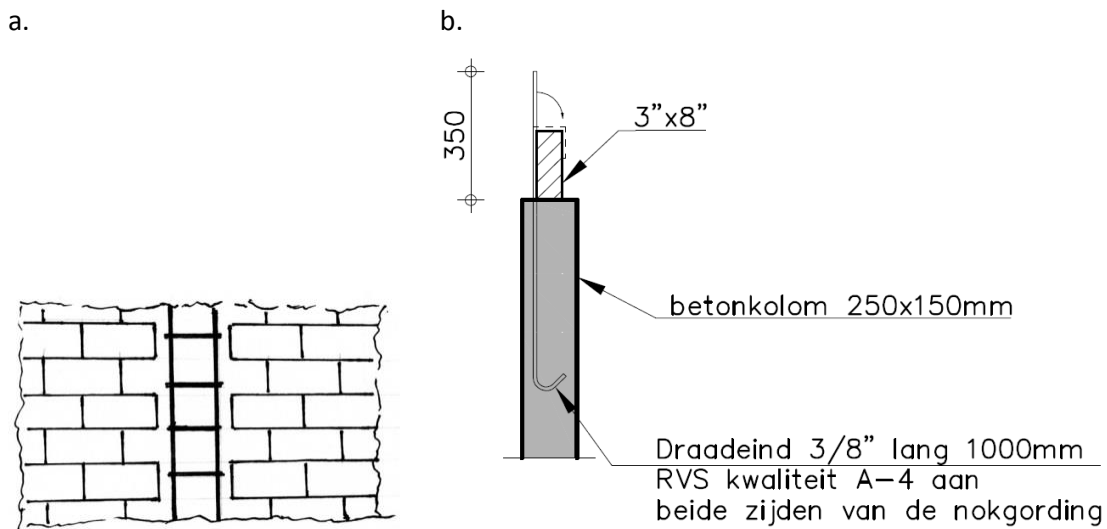
- Verankering nokgording in de voor- en de achtergevel ter plaatse van de eerste spoor.
- Verankering in deel $h = 3,3 \text{ m}$: afstand $\leq 1,8 \text{ m}$.
In het 'tussenstuk' verankeringsafstand $\leq 2,2 \text{ m}$.
Vanaf de voor- en de achter-gevel: 1^e – 4^e – 7^e – (tussen de 10^e en de 11^e) – 14^e
enz. iedere 3½^e spoor (7 punten).
- Metselwerk loopt door tot o.k. nokgording (contra gewicht tegen opwaaien).
- Afmeting nokgording 3" x 8" (63 x 184 mm²).

§ 8.2.7.4 Verankeringen nokgording

Ter plaatse van de verankering wordt een betonkolommetje 250 x 150 (= 6" metselwerk) mm² op de ringbalk geplaatst. Wapening 4 Ø 10 (4 staven ¾"), beugels Ø 6 – 150 (¼" – 150).

De vertanding van het metselwerk zo veel mogelijk in takt laten, zodat de betonkolom één geheel vormt met het metselwerk (figuur 8.2.7a).

Veranker in de kolom 2 RVS-draadeinden, kwaliteit A4 lang 1000 mm (figuur 8.2.7b) aan beide zijden van de nokgording. Buig het draadeind om de nokgording (nokgording indien nodig inkepen) en spijker het draadeind met minimaal 4 krammen vast aan de nokgording.



Figuur 8.2.7 Verankering nokgording aan betonkolommetjes op de ringbalk

§ 8.2.7.5 Houtverbindingen in de nokbalk

De lengte van de (nok)gording $11600 + 2 \times 600$ (overstek) = 12800 mm is te lang om in één stuk geleverd te worden. Balklengtes tot maximaal 5,2 m gangbaar.

De **verbindingen in de (nok)gording** met een schuine liplas, met een overlapping van $2\frac{1}{2}$ à 3 h (figuur 8.2.8). Voor een balk hoog 184 mm dus ca. 400 mm.

Hart liplas aanbrengen op $\approx \frac{1}{4}l$, waarin l is de tussenafstand van de ondersteuning/ankers. Hier is het moment gering.

Uitgangspunt bij de sterkteberekening: Reken ter plaatse van de liplas altijd met een scharnier.

Door de hoge windbelasting in de eindstukken over de breedte h is de opwaartse windbelasting, zuiging, het grootst. **Vermijd daarom een liplas in het deel breed $h = 3,3$ m vanaf de dakrand t.p.v. de voor- en de achtergevel.**

De twee eindbalken (in $h = 3,3$ m) met de neus van de liplas aan de bovenkant. De tussenbalk met de neuzen aan de onderkant. De opwaartse belasting $\uparrow$ door windzuiging wordt op deze manier met uitsluitend druk in de liplas opgenomen.

De nokgording draagt ook het eigen gewicht van het dak + een nuttige belasting op het dak $\downarrow$.

De schuine liplas breed 400 mm (figuur 8.2.8a) wordt gezekerd door schroeven $2 \varnothing 5$, randafstand 100 mm, h.o.h. 50 mm, hechtlengte ≥ 35 mm in het linker deel van de liplas in de bovenkant aan te brengen + schroeven $2 \varnothing 5$ randafstand 100 mm, h.o.h. 50 mm, hechtlengte ≥ 35 mm in het rechter deel in de onderkant.

Op deze wijze wordt de verbinding met $4 \varnothing 5$ hechtlengte ≥ 35 mm verbonden.

Opneembaar in de verbinding een kracht van $2 \times 2,80$ (tabel 8.6a) = 5,60 kN $\downarrow$ en $\uparrow$.

Voldoende om ev. het dakgewicht $\downarrow$ + de nuttige belasting $\downarrow$ te dragen.

Alternatief: Verbinding gegeven in figuur 8.2.8b.

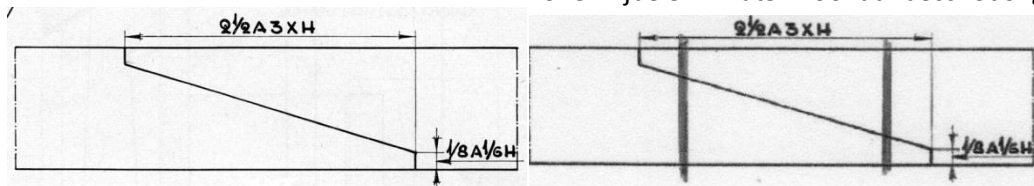
a.

b. Liplas met $2 \times \frac{1}{2}$ " bouten met volgplaat en moer.

Bouten h.o.h. $\frac{1}{3}$ à $\frac{1}{2}$ x breedte liplas.

Randafstand ≥ 60 mm = $5d$

Bovenzijde ev. inlaten voor dakbeschot of golfplaat.



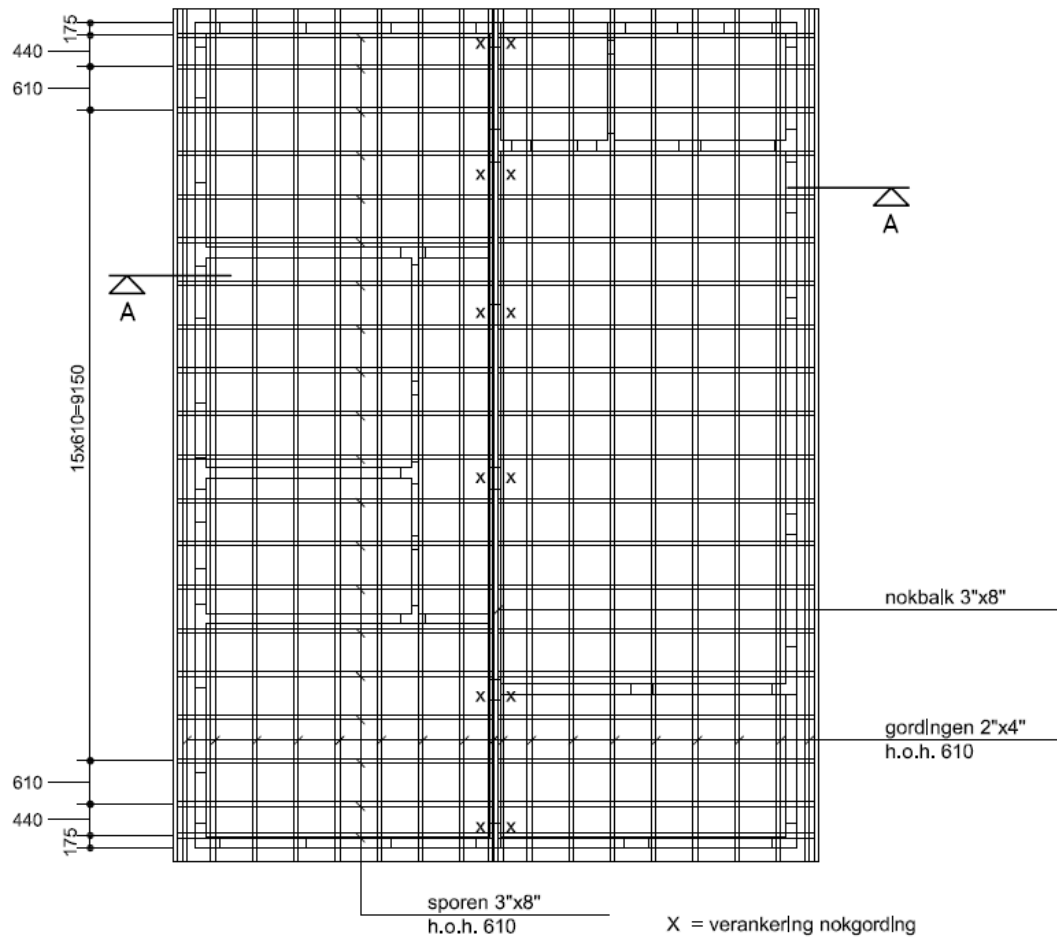
Figuur 8.2.8 Schuine liplas

§ 8.2.7.6 Samenvatting dakconstructie van de woning figuur 8.2.5 op Saba en St. Eustatius (figuur 8.2.9).

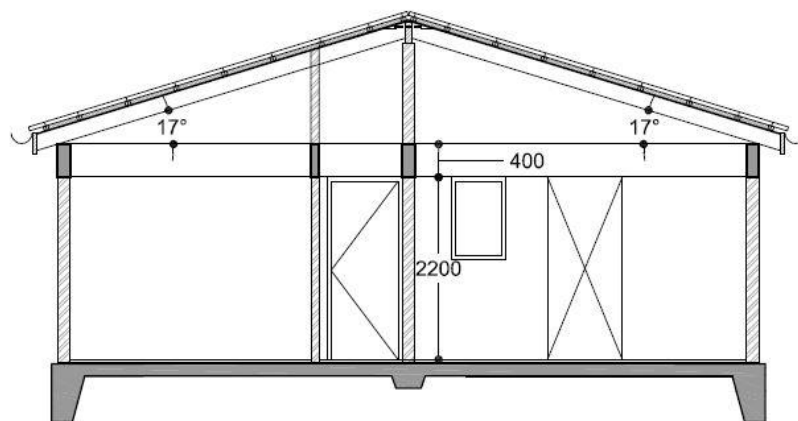
Sporenkap, met:

- Gordingen $2'' \times 4''$ (38×88 mm²) sterkteklasse C 24 h.o.h. 610 mm
- $\frac{5}{8}''$ dakbeschot op de sporen geschroefd met $3''$ schroeven $\varnothing 5$ h.o.h. 150 mm.
- Bevestiging gordingen aan de sporen h.o.h. 610 mm met $2 \times 6''$ houtschroeven $\varnothing 5$ met een hechtlengte ≥ 35 mm.
- Spoorafmeting $3'' \times 8''$ (63×184 mm²) sterkteklasse C 24 h.o.h. 610 mm.

- Bevestiging sporen/ringbalk volgens figuur 8.2.1a, met een ankerstaaf $\varnothing 16$ met aan weerszijde van de spoor een steekend $\varnothing 12$ strak om de ankerstaaf gebogen.



Plattegrond sporenkap St. Eustatius, Saba



Doorsnede A-A

Figuur 8.2.9 Sporenkap woning figuur 8.2.5 (+ verankerling nokbalk St. Eustatius)

- Verbindingspoor/nokgording 4 x 4½" schroeven Ø 5, hoek ca. 60°, (figuur 8.2.4b), voorgeboord met een middellijn van 3,25 – 3,75 mm, hechtlengthte van ≥ 30 + strip over de kop geschroefd met 2" schroeven Ø 5 (figuur 8.2.4).
- Nokgording 3" x 8" (63 x 184 mm²):
- Verankeringen van de nokgording (figuur 8.2.7):
Verankering in de voor- en achtergevel na de eerste spoor (ca 80 mm naast het gevelmetselwerk). Dit betekent:
Verankeringsafstand in deel $h = 3,3$ m op **St. Eustatius** ≤ 2,0 m.
Maximum verankeringsafstand van de nokgording in het tussenstuk ≤ 2,5 m.
Dit betekent: 1^e anker ligt op 80 mm na voorgevel. 2^e anker na 2000 mm.
3^e anker na 2350 mm. (2^e veld ligt voor ca. 3300 – 300 – 150 – 80 – 2000 = 770 mm is ca 70% in het overige deel).
Vanaf de achtergevel kies plaats kolommetjes + verankeringen overeenkomstig.
Tussenstuk nabij de sparing van 2000 mm wordt:
 $11600 - 2 \times 150 = 11300 \text{ mm} - 2 (80 + 2000 + 2350) = 2440 \text{ mm} < 2500 \text{ mm}$.
Nokgording op minimaal 6 punten verankerd aan de ringbalk (figuur 8.2.9), of:
vanaf de voor- en de achtergevel: 1^e – 4^e – 7^e – 11^e – enz. iedere 4^e spoor (7 punten).
- Verankeringsafstand in deel $h = 3,3$ m op **Saba** ≤ 1,8 m.
Maximum verankeringsafstand van de nokgording in het tussenstuk ≤ 2,2 m.
Dit betekent: Stuk 5200 mm in drieën verdelen, 1^e anker t.p.v. 1^e spoor, 2^e anker na 1800 mm, 3^e anker na 1800 mm. 4^e anker in kolom naast sparing 2000 mm.
Stuk 4100 mm: 7^e anker na 1^e spoor naast de gevel, 6^e anker na 1800 mm (200 mm boven de ringbalk verbrede) kolom porch/eethoek. 5^e anker na 1800 mm net in de kolom naast sparing 2000 mm. Lengte 2^e veld 4100 – 1880 – 200 (plaats anker 80 mm vanaf zijkant kolom, ev. kolom 50 mm verbreden) = 2000 mm. Het 2^e veld ligt voor ca 50 % in overige deel (naast $h = 3,3$ m). Maat 2000 verantwoord.
4^e anker na 2200 mm, is zijkant kolom naast sparing. Kolom 100 mm verbreden.
Nokgording op minimaal 7 punten verankerd aan de ringbalk. Sluitstuk 3^e – 4^e anker:
 $11300 - 1880 + 1800 + x + 2200 + 2000 + 1880 = 1540 \text{ mm} < 2200 \text{ mm}$.
Eventueel stuk 5200 mm verdelen in drie gelijke stukken.
Nokgording op 7 punten verankerd aan de ringbalk, of vanaf de voor- en de achtergevel: 1^e – 4^e – 7^e – (tussen de 10^e en de 11^e) – 14^e enz. 'iedere 3½^e' spoor (7punten).
- Metselwerk loopt door tot o.k. nokgording (contragewicht tegen opwaaien).

§ 8.2.8 Bepalingsmethode dakconstructie eenvoudige gebouwen (Bonaire)

Voorbeeld: Een woning 8,45 x 11,6 m² (zie figuur 8.2.10) van één verdieping met een schuin dak ≈ 17° met een overstek ≤ 600 mm in veiligheidsklasse 2 (Gevolgklasse CC1).

Bovenkant ringbalk 2,70 m met de nokhoogte op 3,9 m + Peil.

Stel we kiezen voor een sporendak, met sporen 3" x 6" (63 x 140 mm²) h.o.h. 813 mm.

De sporen worden eventueel afgedekt met dakbeschoot, waarover gordingen 2" x 3" (38 x 63 mm²) aangebracht. De golfplaten worden vervolgens bevestigd op de gordingen.

Een h.o.h. gordingafstand Bonaire > 1,0 m wordt ontraden. Voordeel van het gebruik van het dakbeschoot is de schijfwerking van het dak die zo wordt gewaarborgd.

Dakbeschoot dik ≥ 12 mm (½") multiplex, plywood o.g. wordt geschroefd met 2" schroeven Ø 5 h.o.h. 200 mm. Dit dakbeschoot is vaak niet beloopbaar en dient gangbaar slechts als 'plafond'.

Een sporendak wordt op Bonaire weinig toegepast.

De gordingenkap met liggers wordt op **Bonaire** veel toegepast.

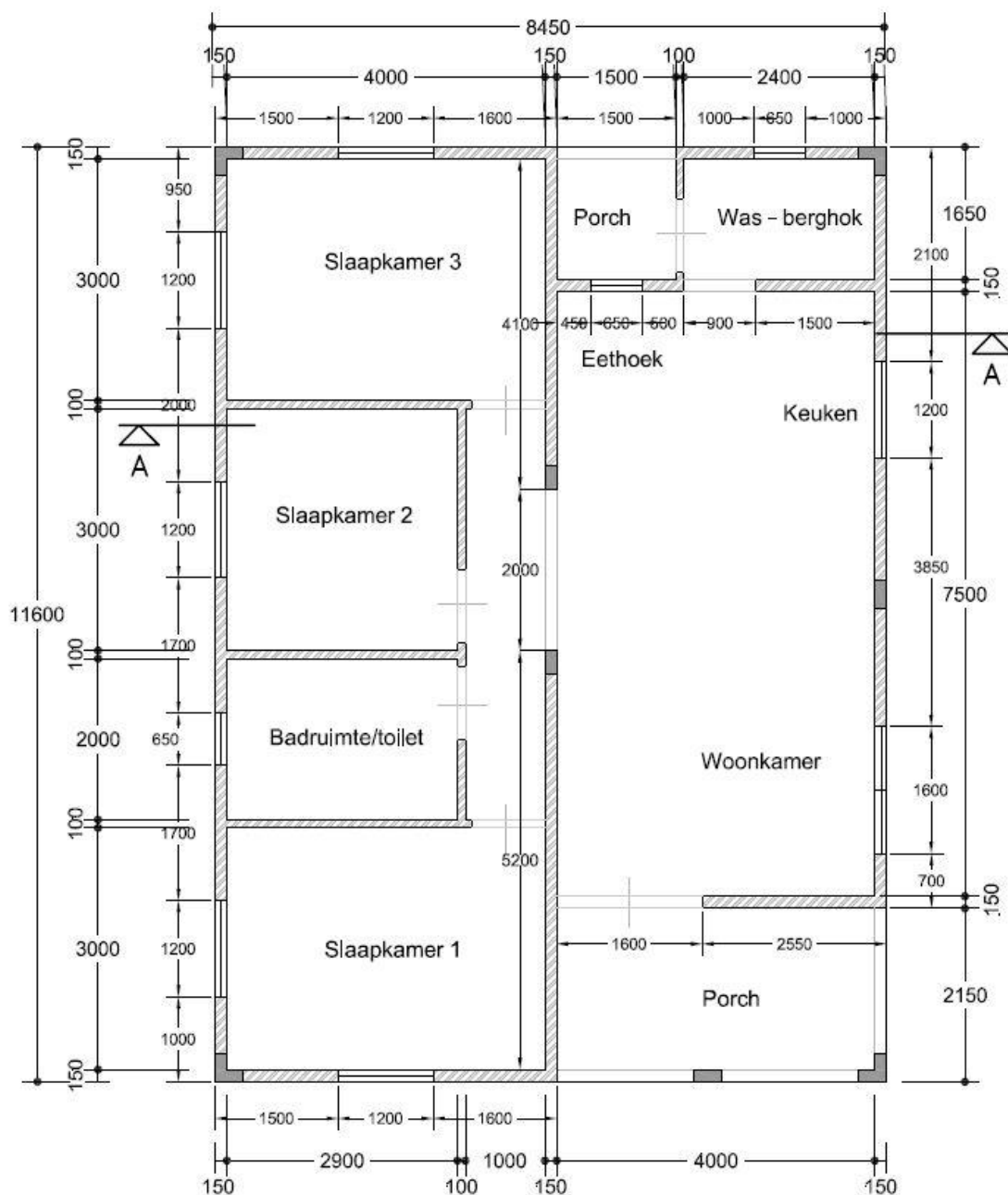
Bij een gordingendak wordt de hoofdconstructie verzorgd door houten- of stalen liggers.

- Bij een h.o.h. liggerafstand ≤ 1,7 m, een overspanning tot ca. 5,0 m, wordt een houten ligger 3" x 6" (63 x 140 mm²) toegepast.

- Voor een h.o.h. liggerafstand 1,7– 2,0 m met een overspanning tot 5,0 m kies een 3" x 8" (63 x 184 mm²) ligger.
- Voor h.o.h. afstand > ca. 2,0 m of een overspanning > 5,0 m kiest men gangbaar voor een stalen ligger.
- Bij stalen loodsen, met grote overspanning, wordt vaak een spantconstructie toegepast.

De h.o.h. afstand van de draagliggers is afhankelijk van de verdeling ervan over de lengte van het gebouw. De liggers worden eventueel afgedekt met dakbeschot, waarover de gordingen worden aangebracht. Ook worden de gordingen rechtstreeks bevestigd op de liggers, de open dakconstructie. De golfplaten worden vervolgens bevestigd op de gordingen.

Een h.o.h. gordingafstand > 1,0 m wordt ontraden.



Figuur 8.2.10 Voorbeeld: Plattegrond vrijstaande woning met 3 slaapkamers

Algemene opmerking:

Wegens het ontbreken van het dakbeschot, in het 'open' gordingendak met liggers en in het 'open' sporendak, kunnen deze dakconstructies niet zonder meer worden gezien als dakschijven. De dakconstructie dient zelf stabiel te zijn, met indien nodig windverbanden (kruizen) aanbrengen onder of op de gordingen.

De dragende metselwerkwanden moeten worden doorgetrokken tot onderkant dak.

Alle metselwerkwanden (zijdelingse steun in de L-T- en X-verbindingen, of een betonkolom) doorlopend tot het dak en opgenomen in het ringbalkenframe, dienen de stabiliteit van de dakconstructie te garanderen.

Door verankering van de nokgording, via betonkolommetjes (windzuiging) opgenomen in het metselwerk, aan de ringbalk kan een stijf geheel worden gewaarborgd.

§ 8.2.8.1 Gordingendak: Afmetingen gordingen + bevestiging aan onderliggende liggers (§ 2.3.6)

Symmetrische dakconstructie van een éénlaagse woning (figuur 8.2.10) met rondom een dakoverstek van ≤ 600 mm.

We kiezen voor de houtsoort **Pitch Pine sterkteklasse C 24** of gelijkwaardig.

Op de liggers, zonder dakbeschot, gordingen bevestigen waarover de golfplaten.

In de **airco-gekoelde ruimtes** wordt bij voorkeur dakbeschot met isolatie toegepast.

In dit voorbeeld kiezen we voor een open-gordingenkap met liggers over het woongedeelte + porch (rechter deel). Voor het linker deel, het slaapgedeelte, kiezen we voor het toepassen van dakbeschot + isolatie (airco-gekoelde kamers). De h.o.h. afstand van de **liggers** is afhankelijk van de lengte van het gebouw, de woning van figuur 8.2.10.

De eerste en laatste ligger wordt aan de binnenzijde van de beide kopgevelwanden geplaatst.

De resterende lengte $11600 - 2 \times 150 - 2 \times \frac{1}{2} \text{ liggerbreedte} = 11250$ mm.

Kies 7 liggers h.o.h. $11250 : 6 = 1900$ mm.

Als alternatief: Kies 9 liggers: $11250 : 8 = 1410$ mm.

Exacte h.o.h. afstand liggers in het werk te bepalen.

Keuze liggers: $3'' \times 6''$ ($63 \times 140 \text{ mm}^2$) of liggers $3'' \times 8''$ ($63 \times 184 \text{ mm}^2$), met in het linker deel, daar overheen een $\frac{5}{8}''$ dakbeschot dik 15 mm (let op bij een $\frac{1}{2}''$ dakbeschot van 12 mm: dit dakbeschot is wegens de grote h.o.h. afstand van de liggers **niet beloopbaar** en moet gezien worden als een plafond!). Voor de dakopbouw zie airco-gekoelde kamers.

Bij toepassen van dakbeschot ter plaatse van de liggers op het dakbeschot eerst korte tengels dik ≥ 10 mm haaks onder de gordingen aanbrengen (ter voorkoming van ev. ophopen water en vuil).

De h.o.h. afstand van de gordingen is afhankelijk van de golfplaatlengte. De maximale ondersteuningsafstanden volgens voorschriften fabrikant aanhouden.

De lengte van de het dak is ca. $4,40 + 0,60$ (overstek) = 5,0 m. Kies als h.o.h. maat van de gordingen 3×1000 mm met aan de boven- en onderzijde een pasmaat van ca. 1000 mm, dus 6 gordingen.

Afmeting nokgording: $3'' \times 8''$ ($63 \times 184 \text{ mm}^2$) Pitch Pine in de sterkteklasse C 24.

De nokgording wordt (grotendeels) ondersteund door de tussenmuur. De nokgording wordt via gewapende betonkolommetjes h.o.h. $\leq 5,0$ m aan de ringbalk verankerd (windzuiging).

Deze dakconstructie met (in het linkerdeel een geschroefd dakbeschot, airco) kan worden gezien als een dakschijf die mee kan doen in de stabiliteit van de dakconstructie.

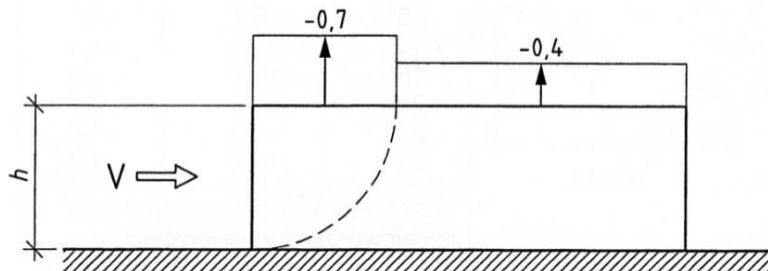
In het rechterdeel wordt op de liggers rechtstreeks de gordingen aangebracht.

§ 8.2.8.1 Afmetingen gordingen + bevestiging aan onderliggende liggers

Controleberekening bevestigingen gording $38 \times 88 \text{ mm}^2$ (2" x 4"), met 2 x 5½" (88 + 15 + 35 = 138 mm is 5½") houtschroeven $\varnothing 5 \text{ mm}$, hechtlengthe $\geq 35 \text{ mm}$, aan liggers:

Voor de berekening van de **hoofddraagconstructie**, de sporen, liggers, spanten en gordingen en de onderlinge verbindingen/verankeringen moet worden gerekend met de volgende (wind)belasting:

- Windbelasting zuiging op het dak + overdruk. Indien de wind waait op de kopgevel, dan is de hellingshoek van het dak kleiner dan 10° (figuur 8.2.6 herhaling).



Figuur 8.2.6 Windvormfactoren C_{pe} voor daken met een hellingshoek $\leq 10^\circ$

- We moeten over een breedte van $h = 3,9 \text{ m}$ (ev. $h_{\text{gemiddeld}} = 2,7 + 3,9 = 3,3 \text{ m}$) rekenen met zuiging $C_{pe} = 0,7$ en een overdruk van $C_{pe} = 0,3$. Wind kan bij een Hurricane-dreiging waaien uit alle richtingen (NEN 6702 figuur A.6 hier weergegeven als figuur 8.2.6). Voor het overige deel met een zuiging $C_{pe} = 0,4$ en een overdruk van $C_{pe} = 0,3$.
- Windbelasting druk op het dak + onderdruk. Indien de wind waait op de zijgevel, dan is de hellingshoek van het dak kleiner dan 25° . We moeten rekenen met druk $C_{pe} = 0$ en over- en onderdruk van $C_{pe} = 0,3$ (NEN 6702 art. 8.6.4.4).
- De hoofddraagconstructie behoeft niet op de verhoogde lokale windvormfactoren te zijn berekend (NEN 6702 art. 8.6.4.3).

Windbelasting zuiging op het dak + overdruk

Het dakgewicht, gording + golfplaat ($0,10 \text{ kN/m}^2$), werkt gunstig en mag slechts voor 90 % in mindering worden gebracht.

Uit veiligheidsoverwegingen schrijft de BES-code 2018 voor dat de windbelasting x 1,3 (veiligheidsklasse 2) en het gunstig werkende eigen gewicht x 0,9 moet worden genomen om de rekenwaarde van de belasting te bepalen.

De rekenwaarde van de windbelasting op het dak over het deel breed $h = 3,9 \text{ m}$:

- Overdruk + windzuiging ($0,7 + 0,3$) $1,02 = 1,02 \text{ kN/m}^2 \uparrow$
(overige deel: ($0,4 + 0,3$) $1,02 = 0,71 \text{ kN/m}^2 \uparrow$).
- Dak-gewicht, gording + golfplaat, is $0,1 \text{ kN/m}^2 \downarrow$.
- Rekenwaarde van de belasting voor de gordingen, de liggers en hun onderlinge verbindingen is: $0,9 \times 0,1 - 1,3 \times 1,02 = 1,24 \text{ kN/m}^2 \uparrow$ maatgevend.
(overige deel: ($0,9 \times 0,1 - 1,3 \times 0,71 = 0,83 \text{ kN/m}^2 \uparrow$).

Gording 2" x 4" ($38 \times 88 \text{ mm}^2$) h.o.h. $\leq 1,0 \text{ m}$, hout C 24, liggerafstand 1410 mm, resp. 1900 mm

De rekenwaarde van de opwaartse belasting op het dak is berekend op $1,24 \text{ kN/m}^2$.

Bij een liggerafstand h.o.h. 1900 mm

Bij een h.o.h. afstand van de liggers van 1,9 m en een gording afstand h.o.h. 1,0 m wordt de

trekkracht op de verbinding gording/ligger: $1,9 \times 1,0 \times 1,24 = 2,36 \text{ kN} \uparrow$.

De maximaal toelaatbare trekbelasting op houtschroeven $2 \times 5\frac{1}{2}'' \text{ } \varnothing 5$ met een hecht lengte 35 mm bedraagt: 2,80 kN (tabel 8.6a) u.c. $2,36 / 2,80 = 0,84 < 1,0$.

De eindliggers liggen juist binnen het gevelmetselwerk. Het dakoverstek is 600 mm, zodat de lengte van de gording + overstek wordt: $600 + 150$ (metselwerk) + halve liggerbreedte + $1900/2$ (h.o.h. liggers) = ca. 1750 mm < 1900 mm.

Bij een liggerafstand h.o.h. 1410 mm

Bij een h.o.h. afstand van de liggers van 1,410 m en een gording afstand h.o.h. 1,0 m wordt de trekkracht op de verbinding gording/spant: $1,410 \times 1,0 \times 1,24 = 1,75 \text{ kN} \uparrow$.

De maximaal toelaatbare trekbelasting op houtschroeven $2 \times 5\frac{1}{2}'' \text{ } \varnothing 5$ met een hecht lengte 35 mm bedraagt: 2,98 kN (tabel 8.6a) u.c. $1,75 / 2,98 = 0,59 < 1,0$.

De eindliggers liggen juist binnen het gevelmetselwerk.

Het dakoverstek is 600 mm, zodat de lengte van de gording + overstek wordt: $600 + 150$ (metselwerk) + halve liggerbreedte + $1395/2$ (h.o.h. liggers) = ca. 1478 mm > 1410 mm.

Belasting $(1,478/1,410) \cdot 1,75 = 1,83 \text{ kN}$. u.c. $0,61 < 1,0$.

Gordingen in het deel $h = 3,9 \text{ m}$: $2'' \times 4''$ ($38 \times 88 \text{ mm}^2$) sterkteklasse C 24 en h.o.h. $\leq 1,0 \text{ m}$, liggerafstand 1,9 m.

Het overstek na de laatste ligger. Lengte ca. 800 mm.

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot q_d l^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,24 \cdot 0,8^2 = 0,40 \text{ kNm}.$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot q_d l^2 = \frac{1}{8} \cdot 1,24 \cdot 1,9^2 = 0,56 \text{ kNm}.$$

$$W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 38 \cdot 88^2 = 49045 \text{ mm}^3.$$

$$\sigma_{m,0;d} = 0,56 \cdot 10^6 / 49045 = 11,4 \text{ N/mm}^2 < 18,9 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabel 8.4a), ofwel:}$$

$$\text{u.c.: } \sigma_{m,0;d} / f_{m,0;d} = 11,4 / 18,9 = 0,60 \leq 1,0 \text{ de balkafmeting gording voldoet.}$$

Conclusie keuze:

- Gordingen $2'' \times 4''$ ($38 \times 88 \text{ mm}^2$) h.o.h. $\leq 1,0 \text{ m}$, houtsoort sterkteklasse C24.
- Bevestiging gordingen aan de liggers (h.o.h. 1410 mm resp. 1900 mm):
Schroeven $2 \times 5\frac{1}{2}''$ ($88 + 12$ - dakbeschot + $35 = 135 \text{ mm} = 5\frac{1}{2}''$) $\varnothing 5$ hecht lengte ≥ 35 mm voor het gehele dak (zonder dakbeschot zou $2 \times 5''$ schroeven $\varnothing 5$ volstaan).

§ 8.2.8.2 Afmetingen liggers + bevestiging aan de ringbalk en de nokgording

Eerst bekijken we het maatgevende ligger in het deel $h = 3,9 \text{ m}$. Bij een h.o.h. afstand van de liggers van 1,9 m en een lengte van de ligger, hart oplegging op de ringbalk (de trekverankering) – zijkant nokgording, geldt een $l_{\text{theoretisch}} = 4,25 \text{ m}$.

De puntlast uit de gording (h.o.h. 1,0 m) $P_d = 1,9 \cdot 1,0 \cdot 1,24 = 2,36 \text{ kN} \uparrow$.

De puntlast uit de laatste gording (h.o.h. 1,0 m) $P_d = (1,9 \cdot 1,0 \cdot 1,24)/2 = 1,18 \text{ kN} \uparrow$.

Dit leidt tot het belastingschema gegeven in figuur 8.2.11.

Bepaal de oplegreacties en de liggerafmetingen :

$$R_A = (1,18 \times 0,0 + 2,36 \times 1,0 + 2,36 \times 2,0 + 2,36 \times 3,0 + 2,36 \times 4,0 + 1,18 \times 5,0) / 4,25 = 6,94 \text{ kN}.$$

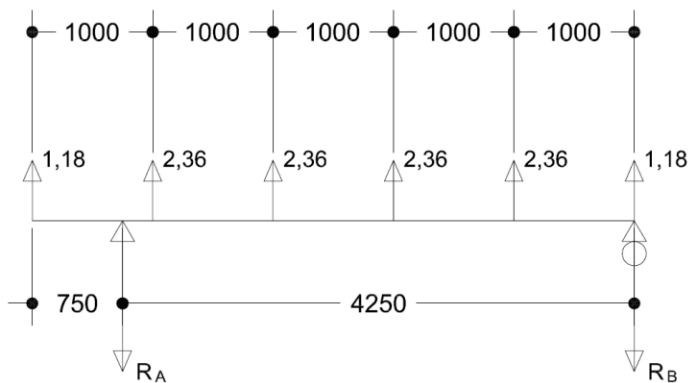
$$R_B = 4 \times 2,34 + 1,18 + 1,18 - 6,94 = 4,78 \text{ kN}.$$

De dwarskracht is 0 t.p.v. de tweede $P_d = 2,36 \text{ kN}$ op 2,0 m uit steunpunt B.

$$M_d = (4,78 - 1,18) \times 2,0 - 2,34 \times 1,0 = 4,86 \text{ kNm}.$$

$$\text{Ligger: } 3'' \times 8'' \text{ (} 63 \times 184 \text{ mm}^2 \text{): } W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 63 \cdot 184^2 = 355488 \text{ mm}^3.$$

$$\sigma_{m,0;d} = 4,86 \cdot 10^6 / 355488 = 13,7 \text{ N/mm}^2 < 17,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (tabel 8.4a).}$$



Figuur 8.2.11 Belastingenschema ligger

Krachtswerking verbinding ligger met de nokgording

Met behulp van figuur 8.2.11 is bepaald:

$$R_A = 6,94 \text{ kN} \uparrow$$

Bevestiging ligger/ringbalk volgens figuur 8.2.1a, met een ankerstaaf $\varnothing 16$ met aan weerszijde van de spoor een stekeind $\varnothing 12$ strak om de ankerstaaf gebogen.

Spanning in 2 $\varnothing 12 = 226 \text{ mm}^2$: $\sigma = 6940 : 226 = 31 \text{ N/mm}^2$ ruim toelaatbaar.

$$R_B = 4,78 \text{ kN} \uparrow, \text{ verankeren aan de nokgording (figuur 8.2.4a).}$$

Verbinding ligger/nokgording 4 x 4½" houtschroeven $\varnothing 5$, hoek ca. 60°, (figuur 8.2.4b), voorgeboord met een middellijn van 3,25 – 3,75 mm, hechtlengthte van $\geq 30 \text{ mm}$ (gerekend 25 mm). Opneembare schuifkracht schroef $\varnothing 5$: 1,806 kN (tabel 8.8a).

$$\text{u.c. } 4,78 / (1,806 \times 4) = 0,66 < 1,0.$$

§ 8.2.8.3 Afmetingen nokgording en de verankering van de nokgording aan de betonkolommetjes op de ringbalk

Om de grote horizontale krachten op de ringbalken en de verbinding ligger/nokgording te beperken kunnen we de nokgording als oplegging voor de liggers uitvoeren.

De nokgording zal, om de grote opwaartse kracht $\uparrow$ uit de windbelasting op te kunnen nemen, verankerd moeten worden.

Kies de volgende verankering (zie figuur 8.2.7):

- Betonkolommetje ($150 \times 300 \text{ mm}^2$) opgenomen in het metselwerk in de voor- en in de achtergevel. Kies i.v.m. de verankering niet voor een te kleine kolomafmeting.
- De beide doorgetrokken kolommen ($150 \times 300 \text{ mm}^2$) naast de sparing van 2000 mm, op ca. 5,2 m uit de voorgevel (hart kolom – hart kolom is ca. $5200 - 300 = 4900 \text{ mm}$) en 4,1 m uit de achtergevel (hart kolom – hart kolom is ca. $4100 - 300 = 3800 \text{ mm}$).
- Alle betonnen kolommen in de scheidingswand lopen door als steunpunten / verankering voor de nokgording.
- Kies i.v.m. de verankering niet voor een te kleine kolomafmeting.

§ 8.2.8.3.1 Controleer de afmetingen van de nokgording 3" x 8" ($63 \times 184 \text{ mm}^2$) Pitch Pine, C 24

Uit figuur 8.2.11 volgt: $R_B = 4,78 \text{ kN} \uparrow$.

De totale reactie van de liggers, in het deel $h = 3,9 \text{ m}$, aan beide zijden van de nokgording h.o.h. 1,9 m wordt: $2 \times 4,78 = 9,56 \text{ kN} \uparrow$.

In het overige deel: De reactie is $9,56 (0,83/1,24) = 6,40 \text{ kN} \uparrow$.

Het deel $h = 3,9$ m vanaf de achtergevel:

De eerste liggers liggen op 600 (overstek) + 150 (metselwerk + $63/2$ (ligger)) = ca. 800 mm uit de dakrand.

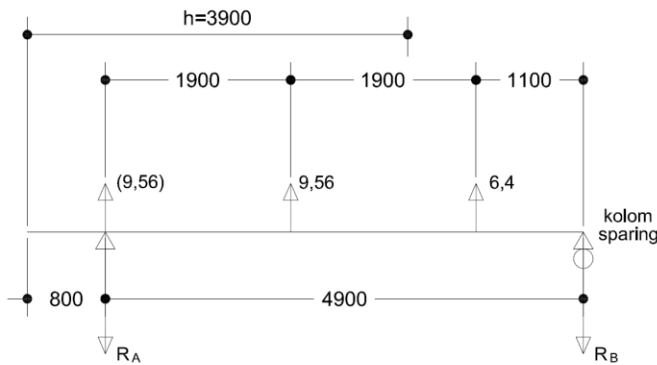
$F = 9,56 \text{ kN} \uparrow$ (rechtstreeks op de T-kolom in de achtergevel).

De tweede ligger op $800 + 1900 = 2700 \text{ mm}$ uit de dakrand. Reken $F = 9,56 \text{ kN} \uparrow$.

De derde ligger ligt op 4600 mm uit de dakrand. Reken $F = 6,40 \text{ kN} \uparrow$ (overige deel).

Deze ligger ligt ongeveer 1,1 m naast hart kolom naast de sparing.

De tweede en de derde ligger veroorzaken een moment in de nokgording van (figuur 8.2.12):



Figuur 8.2.12 Belastingschema nokgording

$$R_A = (1,1 \times 6,4 + 3,0 \times 9,56) / 4,9 = 7,29 \text{ kN} \uparrow \quad R_B = 6,4 + 9,56 - 7,29 = 8,67 \text{ kN} \uparrow$$

Moment is maximaal waar de dwarskracht 0 is, dus ter plaatse van de puntlast 9,56 kN.

Het moment aldaar wordt: $7,29 \times 1,9 = 13,8 \text{ kNm}$ is M_1 .

De trekbelasting op de eindkolom achtergevel wordt $9,56 + 7,29 = 16,85 \text{ kN} \uparrow$.

De vierde ligger grijpt aan ongeveer in het midden tussen de twee kolommen naast de sparing breed 2,0 m aan. De reactie uit de liggers is $6,40 \text{ kN} \uparrow$.

De trekbelasting op de 2^e kolom vanaf de achtergevel, de kolom naast de sparing van 2000 mm wordt: $8,67 + 6,4/2 = 11,87 \text{ kN} \uparrow$.

Het deel $h = 3,9$ m vanaf de voorgevel:

De eerste ligger ligt op 600 (overstek) + 150 (metselwerk + $63/2$ (ligger)) = ca. 800 mm uit de dakrand. $F = 9,56 \text{ kN} \uparrow$.

Hart gevelkolom ligt op ca. 800 mm uit de dakrand.

De tweede kolom(hart) ligt op $5100 + 800 = 5900 \text{ mm}$ uit de dakrand.

De tweede ligger op $800 + 1900 = 2700 \text{ mm}$ uit de dakrand en 1900 mm uit hart gevelkolom.

Reken $F = 9,56 \text{ kN} \uparrow$.

De derde ligger ligt op 4600 mm uit de dakrand en 3800 uit hart gevelkolom. Reken $F = 6,4 \text{ kN} \uparrow$.

Deze ligger ligt ca. $5900 - 4600 = 1300 \text{ mm}$ naast de kolom (hart) naast de sparing.

Reactie eerste kolom: $(1,3/5,1) 6,4 + (3,2/5,1) 9,56 = 7,63 \text{ kN} \uparrow$.

De reactie tweede kolom = $6,4 + 9,56 - 7,63 = 8,33 \text{ kN} \uparrow$.

Het maximum moment ligt t.p.v. de plaats waar de dwarskracht nul is dus op 1,9 m uit de eerste kolom: $M_{\max} = 1,9 \times 8,33 = 15,8 \text{ kNm} = M_3$.

De trekbelasting op de eindkolom voorgevel wordt $9,56 + 7,63 = 17,19 \text{ kN} \uparrow$.

De vierde ligger grijpt aan ongeveer in het midden tussen de twee kolommen naast de sparing breed 2,0 m aan.

De reactie van de liggers $F = 6,4 \text{ kN} \uparrow$. Reken naar de kolommen aan weerszijden van de sparing breed 2000 mm.

De trekbelasting op de derde kolom vanaf de voorgevel wordt: $6,87 + 6,4/2 = 10,07 \text{ kN} \uparrow$.
Het optredende moment: $\frac{1}{4} Fl = \frac{1}{4} \cdot 6,4 \cdot 2,3 = 3,7 \text{ kNm} = M_2$.

Samengevat:

De momenten zijn bepaald alsof de liggers op twee steunpunten vrij opgelegd zijn:
 $M_1 = 13,8 \text{ kNm}$. $M_2 = 3,7 \text{ kNm}$. $M_3 = 13,1 \text{ kNm}$. De maximale oplegreactie is $17,19 \text{ kN} \uparrow$.

De betonkolom is gewapend met $\geq 4 \varnothing 8$.

Benodigd (stp. 1 voorgevel): $17190 / 355 = 49 \text{ mm}^2$, aanwezig $\geq 201 \text{ mm}^2$.

De kolom bijv. $300 \times 150 \text{ mm}^2$ kan gezien worden als onderdeel van het metselwerk.

Wapening $4 \varnothing 8$ beugels $\varnothing 6 - 150$.

Kies verankering nokgording aan de betonkolommetjes met $2 \times \frac{3}{8}$ " draadeind gebogen om de nokgording (figuur 8.2.7). $\sigma_{\text{draadeind}} = 17190 : 2 \times 69$ (is oppervlak $\frac{3}{8}$ ") = 125 N/mm^2 .

Controle afmeting nokgording $3'' \times 8''$ ($63 \times 184 \text{ mm}^2$). Pitch Pine sterkteklasse C 24.

$F_{m;0;d} = 17,0 \text{ N/mm}^2$ (tabel 8.4a).

$W = \frac{1}{6} bh^2 = \frac{1}{6} \cdot 63 \cdot 184^2 = 355488 \text{ mm}^3$.

$M_{\text{opneembaar}} = 17,0 \times 355488 = 6,04 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 6,04 \text{ kNm}$.

De optredende momenten M_1 en $M_3 \gg 6,04 \text{ kNm}$.

Kies: $4'' \times 10''$ ($88 \times 235 \text{ mm}^2$).

De toelaatbare buigspanning is $17,0 \text{ N/mm}^2$.

$W = \frac{1}{6} bh^2 = \frac{1}{6} \times 88 \times 235^2 = 809967 \text{ mm}^3$.

Opneembaar: $M_{\text{opneembaar}} = \sigma_{m;0;d} W = 17,0 \times 809967 = 13,8 \times 10^6 \text{ Nmm} = 13,8 \text{ kNm} \geq M_{1;2;3}$.

Beter kunnen we kiezen voor een nokgording: $3'' \times 8''$ ($63 \times 184 \text{ mm}^2$).

We zullen dan een extra kolommetje moeten plaatsen op de ringbalk t.p.v. de tweede oplegging van de liggers op de nokgording in de 4,1 m overspanning en de 5,2 m overspanning.

De verankeringen (figuur 8.2.7) laten samenvallen met de liggers.

De momenten zullen kleiner zijn dan $\frac{1}{4} Fl = \frac{1}{4} \cdot 6,4 \cdot (1,9 + 1,1) = 5,28 \text{ kNm} < 6,04 \text{ kNm}$.

Nokgording voldoet.

Controleer of er **voldoende contragewicht** aanwezig is.

Ringbalk + ca. 0,7 m metselwerk = $0,150 \times 0,400 \times 24 + 0,7 \times 12 = 9,84 \times 0,9$ (gunstig werkend) = $8,86 \text{ kN/m} \downarrow$.

Benodigde lengte ringbalk + metselwerk:

$4 \times 9,56 + 3 \times 6,40 = 57,4 \text{ kN} \uparrow$, dus $57,4 : 8,86 = 6,5 \text{ m} < 11,6 \text{ m}$.

Hieraan wordt ruimschoots voldaan.

Samenvatting:

In de woning van figuur 8.2.10, met liggers h.o.h. 1900 mm, wordt de nokbalk in de beide korte gevels met T-betonkolommetjes aan de ringbalk verankerd.

Trek de beide kolommen $150 \times 300 \text{ mm}^2$ naast de sparring van 2000 mm door tot o.k. nokbalk

Plaats extra betonkolommetje ($150 \times 300 \text{ mm}^2$) onder de liggeropleggingen in de 4,1 en 5,2 m overspanningen.

Veranker de nokbalk met $2 \times \frac{3}{8}$ " draadeind gebogen om de nokgording (figuur 8.2.7).

Op deze wijze is de dakconstructie (op zes plaatsen) afdoende tegen windzuiging geborgd.

De tweede keus:

Kies 9 liggers: $11250 : 8 = 1410 \text{ mm}$.

De puntlasten binnen $h = 3,9 \text{ m}$: $F = 9,56 \times 1410/1900 = 7,09 \text{ kN}$.

Stel we plaatsen de verankering van de nokgording op $2 \times 1,41 = 2,82 \text{ m}$, dus de 2^e puntlast rust op de nokgording: $M = \frac{1}{4} \times 7,09 \times 2,82 = 5,0 \text{ kNm} < 6,04 \text{ kNm}$.

Dus 1^e verankering nokgording in de gevel, de tweede verankering op $2,82 \text{ m}$ uit de 1^e verankering uit de gevel.

De derde verankering ligt in het overige deel: $F = 6,40 \times 1410/1900 = 4,75 \text{ kN} \uparrow$.

Resterende lengte 5640 mm , waarop 3 puntlasten $F = 4,75 \text{ kN} \uparrow$.

$R = 3 \times 4,75 / 2 = 7,13 \text{ kN}$. De dwarskracht is nul onder de middelste puntlast, dus:

$M = 7,13 \times 5,640/2 - 4,75 \times 1,41 = 13,4 \text{ kNm} > 6,04 \text{ kNm}$.

We zullen dus een extra verankering moeten plaatsen onder de middelste puntlast.

$M = \frac{1}{4} \times 4,75 \times 2,82 = 3,35 \text{ kNm} < 6,04 \text{ kNm}$.

§ 8.2.8.4 Samenvatting Bonaire algemeen:

Kies voor Bonaire (gordingendak met liggers) over de breedte $h = 3,9 \text{ m}$ (figuur 8.2.6) verankering van de nokgording:

- T.p.v. alle liggers in de breedte $h = 3,9 \text{ m}$ (figuur 8.2.6).
- In het 'tussenstuk' verankeringsafstand om de ligger met een max. van $\leq 3,8 \text{ m}$.
- Metselwerk loopt door tot o.k. nokgording (contra gewicht tegen opwaaien).
- Verankering zoals aangegeven in figuur 8.2.7

Het kapplan met liggers h.o.h. 1900 mm is getekend in figuur 8.2.13

De bevestiging van de golfplaten is zoals aangegeven in BES-code § 2.3.4.

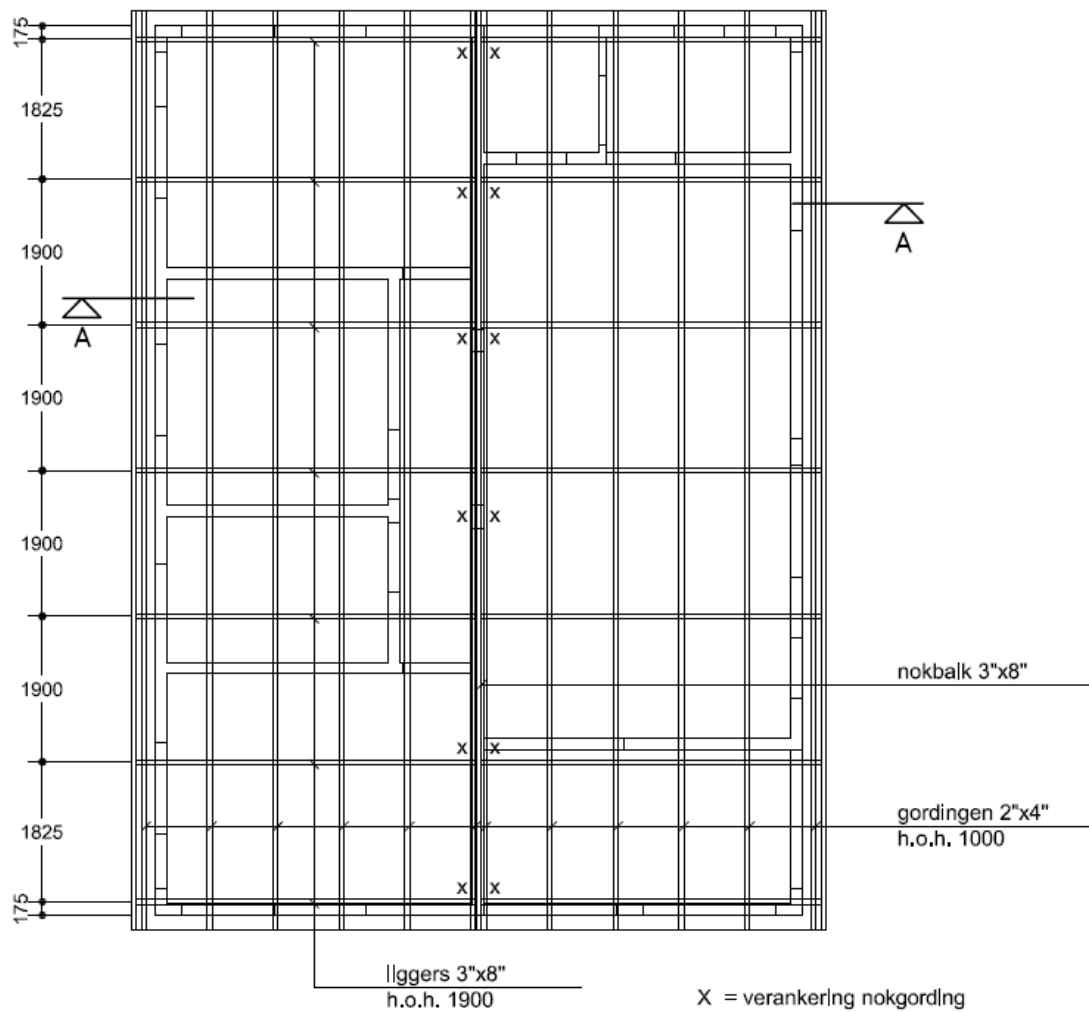
Golfplaten van vezelcement, of stalen- of aluminium golfplaten, alsmede sandwichpanelen bevestigen conform de richtlijnen van de fabrikant (let op de aangehouden windbelasting).

Aanvullend op de fabrikanten-voorschriften geldt:

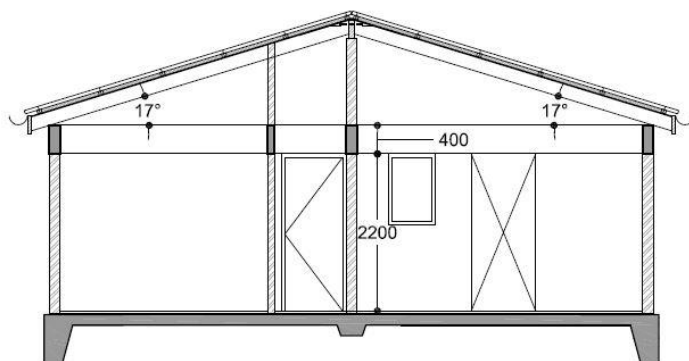
- Ondersteuning/bevestiging op houten gordingen met een nominale breedte van $\geq 2''$ (komt overeen met een werkelijke balkbreedte van 38 mm).
- Golfplaat bevestigen met golfplaatbouten $\geq \varnothing 6$ met een in de vorm van de dakplaat gevormde volgplaat + flexibele ring (geen schroefspijkers).

Aantal bevestigingen van de golfplaten aan de ondersteuning bedraagt minimaal:

- Op alle plaathoeken
- Ter plaatse van de zijdelingse plaatoverlappingsen aan alle ondersteuning.
- Bij een werkende (aluminium en stalen golfplaten) plaatbreedte van 760 mm (figuur 8.2.14) 1 extra bout per plaatbreedte per ondersteuning.
- Bij een werkende (vezelcement) plaatbreedte van 1047 mm (figuur 8.2.15) 1 extra bevestiging per plaatbreedte per ondersteuning.
- Langs de dakranden evenwijdig aan de overspanning over een breedte van $1,0 \text{ m}$ om de twee golven per ondersteuning.

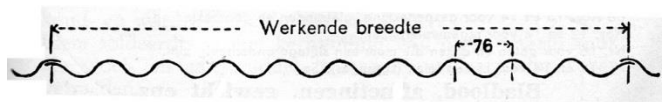


Plattegrond gordingenkap Bonaire

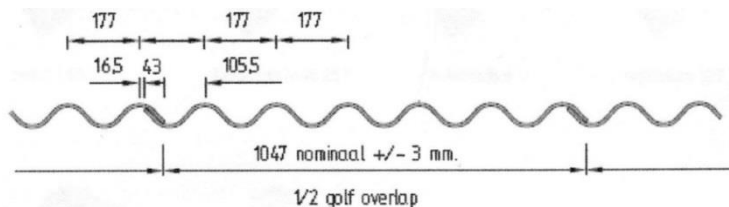


Doorsnede A-A

Figuur 8.2.13 Dakplan gordingenkap: houtsoort Pitch Pine sterkteklasse C 24



Figuur 8.2.14 Stalen- of aluminiumgolfplaat, werkende breedte 760 mm,



Opmerking: Vanwege het brosse gedrag wordt deze plaat niet toegepast op Saba en St. Eustatius. Vallende voorwerpen geven een grote kans op breuk.

Figuur 8.2.15 Vezelcementen golfplaat, werkende breedte 1047 mm, dik 6,5 mm

§ 8.2.9 Bestaande daken, reparatie/renovatie

De bestaande daken moeten regelmatig worden gecontroleerd op gebreken die in de loop der tijd zijn ontstaan door roestvorming o.d.

Aandacht moet worden besteed aan:

- Bevestiging van de golfplaten:
Is het aantal bevestigingen in overeenkomstig het in § 2.3.4 van de BES-code gestelde?
Zo niet, plaats de ontbrekende golfplaatbouten.
De golfplaatbouten $\varnothing 6$ kunnen aangetast zijn. Vervang deze aangetaste bouten door plaatsing in de naastgelegen golf.
- Controleer de kwaliteit van de golfplaten. Bij gebreken vervang de platen.
- Controleer de toestand van de houten balken en versterk deze indien aangetast.
- Controleer de bevestiging gording-sporen/ligger verbindingen; zijn deze geschroefd?
- Controleer de verankeringen van de sporen/liggers aan de ringbalk (bijv. uitgevoerd als aangegeven in figuur 8.2.1 en geen roestvorming te zien).
- Controleer de verankering sporen/liggers aan de nokgording; overeenkomstig uitgevoerd als aangegeven in figuur 8.2.4?
- Controleer de verankering nokgording; aanwezig en uitgevoerd volgens figuur 8.2.7?

Zijn deze controles uitgevoerd en de slechte onderdelen aangepast, dan is het dak weer hersteld.

- Is het dak in een slechte conditie, verwijder eerst de golfplaten en controleer:
Verbindingen van de gordingen met de sporen/liggers/spanten zijn deze gespijkerd?
Zo ja het dak is niet Hurricane-bestendig.
Breng ter versterking een extra schroef $\varnothing 5$, hecht lengte 50 mm in deze verbinding aan, zodat het dynamische karakter van de windbelasting kan worden opgevangen.
- Verbindingen sporen/liggers met de nokgording zijn deze gespijkerd? Zo ja:
Indien de koppen van de sporen/liggers niet gespleten zijn en er ruimte is voor een schroefverbinding, herstel de verbinding zoals aangegeven in figuur 8.2.4. Zo niet:
Breng aan beide zijden van de sporen/liggers een hoekstaal L 120 .80 . 8 met bouten $\varnothing 10$ ($\frac{3}{8}$ ") aan. Bevestiging deze aan de nokgording met bouten $\varnothing 10$ ($\frac{3}{8}$ ") door en door.
- Is de nokgording tegen windzuiging verankerd aan de onderliggende ringbalk?
Zo niet, zorg voor een goede verankering door kolommetje in te zagen en een verbinding te maken zoals aangegeven in figuur 8.2.7.

Plaats de verankeringen van de nokgording op:

St. Eustatius:

Afmeting nokgording 3" x 8" (63 x 184 mm²).

- Verankering nokgording in de voor- en de achtergevel ter plaatse van de eerste spoor.
- Verankering in deel $h = 3,3$ m: afstand $\leq 2,0$ m.
In het 'tussenstuk' verankeringsafstand $\leq 2,5$ m.
Vanaf de voor- en de achtergevel 1^e – 4^e – 7^e – 11^e – enz. iedere 4^e spoor (7 punten).
- Metselwerk loopt door tot o.k. nokgording (contra gewicht tegen opwaaien).

Saba:

Afmeting nokgording 3" x 8" (63 x 184 mm²).

- Verankering nokgording in de voor- en de achtergevel ter plaatse van de eerste spoor.
- Verankering in deel $h = 3,3$ m: afstand $\leq 1,8$ m.
In het 'tussenstuk' verankeringsafstand $\leq 2,2$ m.
Vanaf de voor- en de achtergevel: 1^e – 4^e – 7^e – (tussen de 10^e en de 11^e) – 14^e
enz. iedere 3½^e spoor (7 punten).
- Metselwerk loopt door tot o.k. nokgording (contra gewicht tegen opwaaien).

Kies als alternatieve verankering (voorbeeld):

Plaats aan beide zijden van de nokgording:

Gegalvaniseerde strippen 3 x 70 mm².

Bevestig de strippen met een bout $\varnothing 10$ (⅜") door de nokgording.

Frees t.p.v. de strippen het metselwerk weg

Bevestig de strippen met een chemisch anker $\varnothing 10$ (⅜") aan de ringbalk (ca. 80 mm vanaf de o.k. ringbalk), of kies voor een doorgaande bout $\varnothing 10$ (⅜") door de ringbalk.

- Breng de golfplaten aan zoals bij nieuwbouw omschreven.
- Het vervangen van houten daken door een betonnen dak moet sterk worden ontraden.
Het eigen gewicht van het dak zal met ca. 4,5 kN/m² toenemen.
Dit betekent voor de beide langsgevels een extra belasting van $4,5 \times 2,5 = 11,25$ kN/m¹.
Voor de tussenwand wordt de toename ca. $4,2 \times 4,5 = 19,0$ kN/m¹, ca. een verdubbeling van de belasting!!
Door de vaak slechte staat van de stroken- en plaatfundering (onvoldoende gewapend en roestvorming van de wapening wegens onvoldoende betondekking) is de kans groot dat er verzakkingen zullen optreden, dus grote scheurvorming in het metselwerk.

Door het zware dak neemt de kans op bezwijken door de aardbevingsbelasting vooral op **Saba en St. Eustatius** toe (zie § 8.4).

Bij de zgn. Curaçaose bouw op **Saba en St. Eustatius**, uitgevoerd in niet opgesloten metselwerk en met 4" scheidingswanden, is de kans op instorting tijdens een aardbeving groot.

De fundering zal moeten worden versterkt en in de 6" metselwerkwanden zullen h.o.h. $\leq 4,0$ m betonkolommen moeten worden ingezaagd en gewapend.

Kortom het slopen en opnieuw bouwen lijkt goedkoper en vooral beter.

Raadpleeg een constructeur

§ 8.3 Belasting door regenwater

§ 8.3.1 Belasting (§ 3.1)

De belasting door regenwater is een vrije belasting, waarbij rekening moet zijn gehouden met het optreden van wateraccumulatie door het doorbuigen van de constructie.

Tevens moet rekening worden gehouden dat het afvoeren van water via de reguliere waterafvoeren door verstopping o.d. niet mogelijk is. Waterafvoer via de dakrand of noodafvoeren is wel mogelijk.

Indien gebruik wordt gemaakt van de praktische uitvoeringsregels `afvoeren regenwater` moet, bij de berekening van daken, luifels, terrasdaken e.d. met een hellingshoek $\alpha < 15^\circ$ worden uitgegaan van een belasting door regenwater $p_{\text{rep}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

Dit onder voorwaarde dat voldaan wordt aan de uitvoeringsregels.

§ 8.3.1.1 De representatieve belasting door regenwater (§ 3.1.2)

NEN 6702 gaat uit van een regenintensiteit $i_r = 0,047 \times 10^{-3} \text{ m/sec}$.

De Eurocode 1991-1-3 +CI/NB gaat uit van een regenintensiteit $i_r = 0,05 \times 10^{-3} \text{ m/sec}$.

Hierbij hoort een neerslag van 81 mm/etmaal (zie neerslagstatistiek KNMI dd 16 maart 2011)

Op 2 december 1970 werd op Curaçao een recordhoeveelheid van liefst 287 mm op één dag gemeten. Tevens viel op 31 oktober 2010 in ca. 7 uur 265 mm in Sunset Heights.

Persbericht Meteorologische Dienst Curaçao: Effecten van Tropische Storm Tomás op de Benedenwindse Eilanden.

Dit zou leiden tot een regenintensiteit van $(15/81) \times 287 = 53 \text{ mm}$ in 5 minuten.

Dit zou een $i_r = 53 : 300 \text{ sec.} = 0,177 \text{ mm/sec}$.

Gegevens van Meteo Curaçao period 1971 – 2000 geven voor Flamingo Airport Bonaire een max. regenval in 24 uur van 175,8 mm, dus van $(15/81) \times 175,8 = 32,5 \text{ mm}$ in 5 minuten.

Dit zou een $i_r = 32,5 : 300 \text{ sec.} = 0,1085 \text{ mm/sec}$.

Voor Beatrix Airport Aruba gaf dit rapport voor dezelfde periode slechts 90,7 mm/etmaal.

Gelet op het voorgaande is voor Bonaire een regenintensiteit $i_r = 0,100 \times 10^{-3} \text{ m/sec}$ aangehouden.

Voor Roosevelt Airport St. Eustatius gaf dit rapport voor dezelfde periode 183,6 mm/etmaal.

De Meteo op St. Maarten geeft een max. dag-neerslag aan van 258 mm.

De regenintensiteit op de Bovenwindse eilanden is aanzienlijk hoger dan op de ABC-eilanden. Voor de regenintensiteit aldaar is $i_r = 0,140 \times 10^{-3} \text{ m/sec}$ aangehouden.

De regenafvoeren worden gedimensioneerd op deze waarden van de regenintensiteit.

Voor een extreme regenval, met een kortdurende overschrijding van de regenintensiteit, is het legitiem rekening te houden met de extra regenafvoer van de noodafvoeren.

§ 8.3.2 Bepalingsmethode afvoercapaciteit van noodafvoeren op Bonaire (§ 3.2.2)

Noodafvoeren moeten voldoen aan de minimale afmetingen volgens tabel 3.1 en 3.2.

Het aanwezige afvoergebied mag ook verdeeld worden over meer noodafvoeren.

Voorbeeld:

Afvoergebied $15 \times 4 = 60 \text{ m}^2$. Afschot richting noodoverstorten:

Tabel 3.1:

Afvoergebied $60 \text{ m}^2 > 40 \text{ m}^2$.

Kies voor $2 \times 30 \text{ m}^2$: dus $2 \times 350 \text{ mm}$ breedte van de noodoverstorten, bijvoorbeeld h.o.h 7,0 m (bijv. $4 - 7 - 4 = 15 \text{ m}$),

Evt. kan ook gekozen worden voor $3 \times 250 \text{ mm}$ (bijv. $2,5 - 5 - 5 - 2,5 = 10 \text{ m}$).

Minimum breedte van de noodafvoer $\geq 250 \text{ mm}$.

Tabel 3.2:

Kies voor twee noodafvoeren $\varnothing$ 125 mm (bijv. $4 - 7 - 4 = 15$ m).

Aanwezige afvoergebied mag ook verdeeld worden (bijv. 60 m^2 in $4 \times 15 \text{ m}^2$) over 4 noodafvoeren $\varnothing$ 100 mm ($1,5 - 4 - 4 - 4 - 1,5 = 15$ m).

Minimum inwendige middellijn noodafvoer 100 mm.

§ 8.3.3 Bepalingsmethode afvoercapaciteit van noodafvoeren op *Saba en St. Eustatius* (§ 3.2.3)

Noodafvoeren moeten voldoen aan de minimale afmetingen volgens tabel 3.3 en 3.4.

Aanwezige afvoergebied mag ook verdeeld worden over meer noodafvoeren.

Voorbeeld:

Afvoergebied $10 \times 4 = 40 \text{ m}^2 \leq 40 \text{ m}^2$. Afschot richting noodoverstorten

Tabel 3.3:

Kies voor $2 \times 20 \text{ m}^2$: dus 2×350 mm breedte van de noodoverstorten h.o.h $6,0$ m (bijv. $2 - 6 - 2 = 10$ m)

§ 8.3.4 Controleberekening noodafvoeren volgens NEN 6702 art. 8.7.1.5 en NEN-EN 1991-1-3

Controle spuwerbreedte bij een dakoppervlak van 40 m^2 , waarbij wordt uitgegaan van een maximale doorbuiging van 40 mm in het midden van het dak en een maximale waterhoogte van 100 mm in het midden. Dit correspondeert met een maximale waterbelasting van $1,0 \text{ kN/m}^2$.

Opmerking: Indien gebruik wordt gemaakt van de uitvoeringsregels volgens § 3.2.2 en § 3.2.3, dan is deze controleberekening uiteraard niet nodig.

Het debiet dat door de noodafvoeren in het afvoergebied moet worden afgevoerd, in m^3/sec :

$Q_h = A \cdot i_r$, waarin:

A = oppervlakte afvoergebied in m^2 ; $A = 40 \text{ m}^2$.

i_r is de regenintensiteit in m/sec .

Voor **Saba en St Eustatius**:

$i_r = 0,140 \times 10^{-3} \text{ m}/\text{sec}$.

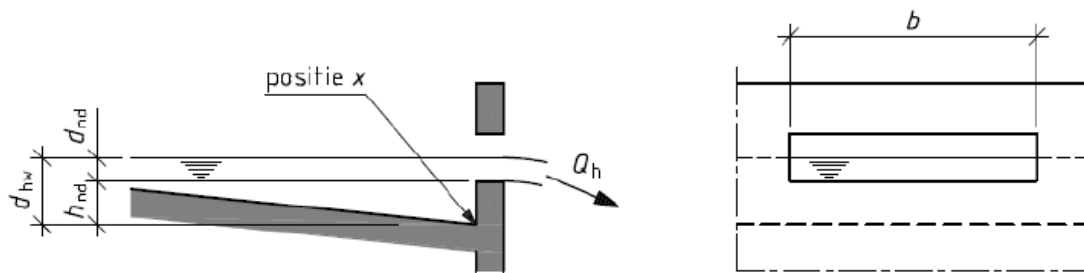
Noodafvoer met rechte vrije noodafvoer met een breedte b geeft een waterhoogte boven noodafvoer in m:

$d_{nd} = 0,70 \times (Q_h / b)^{2/3}$.

Noodafvoer in de vorm van een ronde steekafvoer met een inwendige diameter d :

$Q_h = 2,5 \times d^{5/2}$.

BEREKENING NOODAFVOEREN VOLGENS NEN-EN 1991-1-3+c1:2011/NB:2011



Dakvlak-40 m²

Oppervlak afvoergebied - $A_w := 40 \text{ m}^2$

regenintensiteit 50 jaar - $i_r := 0.140 \cdot 10^{-3} \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Af te voeren debiet debiet - $Q_h = 0.006 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ $Q_h := A \cdot i_r$

waterhoogte boven noodafvoeren - $d_{nd} := 30 \text{ mm}$

hoogte onderkant noodafvoeren boven het dakvlak - $h_{nd} := 30 \text{ mm}$

gezamenlijke benodigde breedte van de noodafvoeren - $b_{\text{benodigd}} := \frac{\frac{Q_h}{\frac{\text{m}^3}{\text{s}}}}{\left(\frac{\frac{d_{nd}}{\text{m}}}{0.7}\right)^{\frac{3}{2}}} \cdot \text{m}$ $b_{\text{benodigd}} = 631.2 \text{ mm}$

de waterhoogte boven het dakvlak tpv de dakrand

$$d_{hw0} := d_{nd} + h_{nd}$$

$$d_{hw0} = 60 \text{ mm}$$

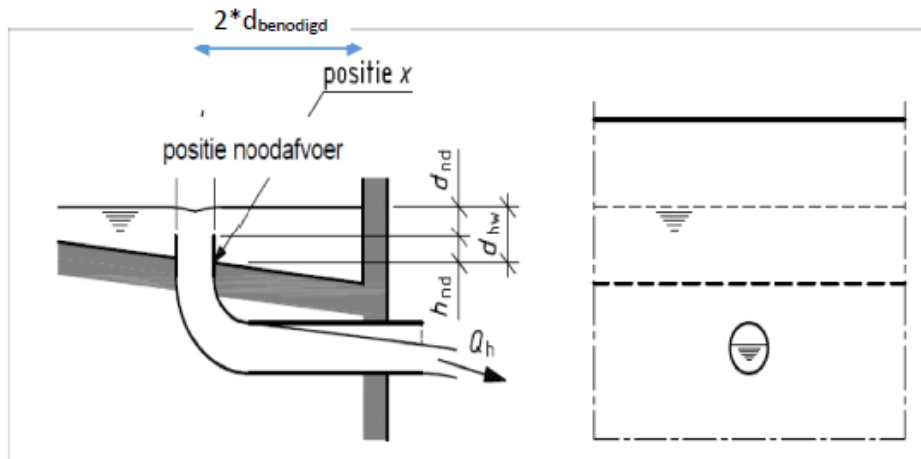
Bij een gemiddelde doorbuiging van 40mm in het midden van het dak zal de waterhoogte onder de 100mm blijven.

Uit de controleberekening blijkt dat de opgegeven noodafvoer-afmetingen voor een dakvlak van 40 m² ruim voldoet.

Volgens tabel 3.3 afvoergebied 40 m²: Breedte noodafvoer totaal 650 mm > 631,2 mm.

Controle diameter ronde steekafvoer bij een dakoppervlak van 40 m², waarbij wordt uitgegaan van een maximale doorbuiging van 40 mm in het midden van het dak en een maximale waterhoogte van 100 mm in het midden. Dit correspondeert met een maximale waterbelasting van 1,0 kN/m²:

BEREKENING NOODAFVOEREN VOLGENS NEN-EN 1991-1-3+c1:2011/NB:2011



Dakvlak-40 m²

Oppervlak afvoergebied - $A := 40 \text{ m}^2$

regenintensiteit 50 jaar - $i_r := 0.140 \cdot 10^{-3} \frac{\text{m}}{\text{s}}$
 $Q_h := A \cdot i_r$

Af te voeren debiet - $Q_h = 0.006 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$

waterhoogte boven noodafvoeren - $d_{nd} := 30 \text{ mm}$

hoogte onderkant noodafvoeren boven het dakvlak - $h_{nd} := 30 \text{ mm}$

gezamenlijke benodigde breedte van de noodafvoeren - $d_{\text{benodigd}} := \frac{\frac{Q_h}{\frac{\text{m}^3}{\text{s}}}}{\left(\frac{\frac{d_{nd}}{\text{m}}}{0.29}\right)^{\frac{3}{2}}} \cdot \text{m}$ $d_{\text{benodigd}} = 168.3 \text{ mm}$

de waterhoogte boven het dakvlak t.p.v. de dakrand

$$d_{\text{hw0}} := d_{nd} + h_{nd}$$

$$d_{\text{hw0}} = 60 \text{ mm}$$

Bij een gemiddelde doorbuiging van 40mm in het midden van het dak zal de waterhoogte onder de 100mm blijven.

De hoogte van de ronde steekafvoer boven het aangrenzende dakvlak, $h_{nd} = 30 \text{ mm}$.

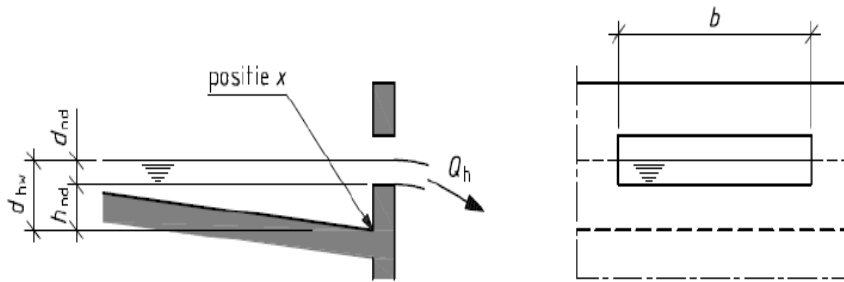
De horizontale afstand van de ronde steekafvoer tot de dakopstand moet ten minste tweemaal de middellijn van de afvoer bedragen, dus $2 d_{\text{benodigd}} = 2 \times 168,3 \text{ mm} = 336,6 \text{ mm}$.

Kies voor een vrije ruimte van 350 mm tussen de dakopstand en de ronde afvoer.

Uit de controleberekening blijkt dat de opgegeven afmetingen voor een ronde steekafvoer bij een dakvlak van 40 m² voldoet.

Volgens tabel 3.4 afvoergebied 40 m²: Noodafvoer totaal $\varnothing 200 \text{ mm} > \varnothing 168,3 \text{ mm}$.

BEREKENING NOODAFVOEREN VOLGENS NEN-EN 1991-1-3+c1:2011/NB:2011



Dakvlak-40 m²

Oppervlak afvoergebied - $A_v := 40 \text{ m}^2$

regenintensiteit 50 jaar - $i_r := 0.100 \cdot 10^{-3} \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Af te voeren debiet debiet - $Q_h = 0.004 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ $Q_h := A_v \cdot i_r$

waterhoogte boven noodafvoeren - $d_{nd} := 30 \text{ mm}$

hoogte onderkant noodafvoeren boven het dakvlak - $h_{nd} := 30 \text{ mm}$

gezamenlijke benodigde breedte van de noodafvoeren - $b_{\text{benodigd}} := \frac{\frac{Q_h}{\frac{\text{m}^3}{\text{s}}}}{\left(\frac{\frac{d_{nd}}{\text{m}}}{0.7}\right)^{\frac{3}{2}}} \cdot \text{m}$ $b_{\text{benodigd}} = 450.8 \text{ mm}$

de waterhoogte boven het dakvlak tpv de dakrand $d_{hw0} := d_{nd} + h_{nd}$ $d_{hw0} = 60 \text{ mm}$

Bij een gemiddelde doorbuiging van 40mm in het midden van het dak zal de waterhoogte onder de 100mm blijven.

Uit de controleberekening blijkt dat de opgegeven noodafvoer-afmetingen voor een dakvlak van 40 m² net voldoet.

Volgens tabel 3.1 afvoergebied 40 m²: Breedte noodafvoer totaal 450 mm ≈ 450,8 mm.

§ 8.3.4 Bestaande dak, reparatie/renovatie

Controleer het afschot:

Voor **lichte daken, luifels, terrasdaken** e.d. met $\alpha < 15^\circ$ (bijv. houten- of stalen daken).

- Afschot $\geq 3\%$. Afschot richting spuwer.

Voor **'zware' betonnen daken, luifels, terrasdaken e.d.** met $\alpha < 15^\circ$ en een eigen gewicht $\geq 3,0 \text{ kN/m}^2$.

- Afschot $\geq 1,6\%$. Afschot richting spuwer.

Tevens moet aan de volgende voorwaarden worden voldaan:

- Ieder afschotgebied (afvoergebied regenwater) moet voorzien zijn van tenminste één noodafvoer.
- Aantal noodafvoeren ≥ 1 per 40 m^2 dakvlak afvoergebied.
Als noodafvoeren van een hoger gelegen dak afvoeren op een lager gelegen dak, dan vormen deze twee daken tezamen één afvoergebied.
- Als tussen de noodafvoeren geen afschot richting noodafvoer aanwezig is, de afstand tussen de noodafvoeren beperken tot 7 m.

Controleer of de afmetingen van de noodafvoeren voldoen en controleer op ev. verstoppingen van de noodafvoeren.

§ 8.4 Aardbevingen: belastingen, belastingcombinaties en bepalingsmethode

§ 8.4.1 Aardbevingsbelasting BES-eilanden algemeen (§ 4.1.1)

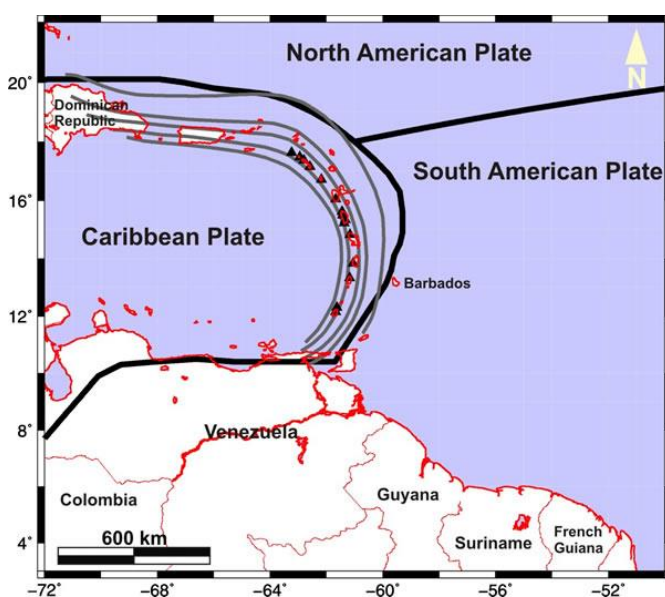
Een bouwwerk heeft een constructie die niet disproportioneel (§ 8.1.1.2) bezwijkt ten gevolge van een aardbevingsbelasting die incidenteel op de constructie kan werken. Hierbij moet worden uitgegaan van gelijktijdig optredende belasting, de momentane veranderlijke belasting en de aardbevingsbelasting. Een constructie mag niet disproportioneel bezwijken als gevolg van deze belastingen. Bij disproportioneel bezwijken is het toegestaan dat een constructie-onderdeel dat direct wordt belast bezwijkt, zolang dit maar niet leidt tot een voortschrijdende instorting.

Hoofdstuk 4 is van toepassing op het ontwerp, de berekening en de detaillering van bouwwerken in aardbevingsgebieden en voldoet aan de beginselen en eisen ten aanzien van de veiligheid van constructies die de grondslag vormen voor hun ontwerp en toetsing, zoals deze zijn gedefinieerd in NEN 6700 resp. in NEN-EN 1990.

Een aardbeving is in feite een trilling in de aardkorst veroorzaakt door inwendige oorzaken zoals het instorten van ondergrondse gangen (mijnen), het wegpompen van olie en gas, het uitbarsten van een vulkaan en zoals in het Caribisch gebied doordat verschillende aardlagen verschuiven. Meestal gaat het hierbij om een tektonische aardbeving die wordt veroorzaakt door het schuiven van de aardschollen. Bij dit schuiven, wat zeer langzaam gebeurt, wordt er langs de randen een spanning opgebouwd (door wrijving). Op een gegeven moment is de spanning zo hoog dat er breuk optreedt; een aardbeving. Dit leidt tot seismische golven in de grond die aan de oppervlakte in trillingen resulteren. Deze trillingen leiden voornamelijk tot horizontale bewegingen van de bodem, waarbij de versnelling van de grond van belang is.

Op de aarde zijn er gebieden waar aardbevingen vaker (kunnen) voorkomen dan in andere gebieden. Dit heeft te maken met zogenaamde breuklijnen. Breuklijnen zijn grenzen tussen twee platen in de aardkorst. Ter plaatse van zo'n breuklijn ontstaan vaak aardbevingen.

De breuklijn van de Caribbean Plate loopt van de kust van Venezuela rond de oostelijke eilanden van de Caribbean bovenlangs Saba, St. Eustatius en de Dominicaanse Republiek (zie figuur 8.4.1).



Figuur 8.4.1 Breuklijn Caribbean Plate

De trillingen van een aardbeving verspreiden zich als uitdijende kringen over het aardoppervlak. Het midden van die cirkel wordt aangeduid met epicentrum. Aangezien het epicentrum het punt op het aardoppervlak is dat het dichtst bij de haard is, is dit ook het punt waar de aardbevingsgolven het sterkst gevoeld worden en vaak vindt men rond het epicentrum de meeste verwoestingen.

Een aardbeving heeft een punt waar de trillingen het sterkst zijn. Dit punt bevindt zich meestal (ver) onder de aardkorst; het hypocentrum.

Het **hypocentrum** is de locatie onder de aardkorst tussen twee of meer tektonische platen, waar een aardbeving ontstaat. Onder epicentrum verstaat men het punt op het aardoppervlak loodrecht boven het hypocentrum (ondergronds) van een aardbeving.

Het punt op het aardoppervlak loodrecht boven het hypocentrum noemen we het epicentrum.

De trillingen uit het hypocentrum planten zich verder voort als oppervlakte-trillingen. Hoe verder de trillingen van het epicentrum verwijderd zijn, des te minder sterk zullen ze zijn.

Voor de uitwerking van een aardbeving op een gebouwde omgeving is daarom de hevigheid van de trilling op maaiveldniveau van belang. Deze trilling leidt hoofdzakelijk tot **horizontale bewegingen** en mogelijk beperkte verticale bewegingen van de bodem, waarbij de versnelling van de grond van belang is. De trillingen worden via de fundering in de constructie geleid.

Het Caribische gebied is afhankelijk van de sterkte van de oppervlakte-trillingen/versnellingen onderverdeeld in aardbevingszone's.

De afbakening van de verschillende Seismic Zone's is gegeven in tabel 8.4.1.

Seismic Zone	Oppervlakte versnelling maximaal
Zone 0	0,00 <i>g</i>
Zone 1	0,075 <i>g</i>
Zone 2A	0,15 <i>g</i>
Zone 2B	0,20 <i>g</i>
Zone 3	0,30 <i>g</i>
Zone 4	0,40 <i>g</i>

Tabel 8.4.1 Seismic zones' met de maximale oppervlakteversnelling

Bonaire ligt in Zone 2A, onder invloed van de breuklijn nabij Venezuela. Trillingen van de aardbeving met het epicentrum gelegen net boven Venezuela (zie figuur 8.4.1) zijn in Bonaire waarneembaar met een oppervlakte-versnelling van 0,08 *g* – 0,15 *g*.

Saba en St. Eustatius liggen in Zone 3, onder invloed van de breuklijn ten noorden van de eilanden. Trillingen van de aardbeving met het epicentrum gelegen net boven de eilanden (zie figuur 8.4.1) zijn daar waarneembaar met een oppervlakte-versnelling van $\approx 0,30$ *g*.

Een aardbeving in Mexico City met een piekgrondversnelling van slechts 0,18 *g* (dus overeenkomend met zone 2B) leidde tot 7000 à 10000 dodelijke slachtoffers. In Mexico City was sprake van veel hoge gebouwen met een relatief beperkte stijfheid.

Bij de eerste schokken nam door scheurvorming de beginstijfheid in de gebouwen af, waardoor de eigen frequentie ervan daalde naar waarden die dicht bij de trillingsperiode van de hoogste

aardbevingsbelasting lagen. Bij latere schokken trad daardoor een aanzienlijke versterking van de bodembeweging op met het noodlottige resultaat voor vele constructies.

Deze aardbeving leerde ons dat de **trillingsperiode van vooral hoge gebouwen, aangeduid met T** , van groot belang kan zijn.

Respons van gebouwen onder aardbevingsbelasting

Grondtrillingen door een aardbeving veroorzaken horizontale en verticale versnellingen. Verticale versnellingen, ca. 50% - 67% van de horizontale versnelling, hebben veel minder invloed op de constructie. De seismische belasting op (een element van) de bouwconstructie wordt daarom in hoofdstuk 4 vereenvoudigd uitgedrukt in een maximale statische horizontale belasting op de bouwconstructie, welke afhankelijk is van de aardbevingszone.

De verticale aardbevingskrachten worden als het ware enigszins in rekening gebracht door in de UGT slechts te rekenen met een (gangbaar gunstig werkende) belasting door van de rustende belasting G van slechts $0,9 G$ (zie § 4.2.1).

Met in acht name van de gegeven uitgangspunten kan voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de aardbevingsbelasting ook gebruik worden gemaakt van: UBC (Uniform Building Code Volume 2) 1997 met name:

- Section 1612-Combinations of loads,
- Section 1630-Minimum design lateral forces and related effects
- Section 1631-Dynamic analysis procedures
- Section 1632- Lateral forces on elements of structures, nonstructural components and equipment supported by structures
- Section 1633- Detailed systems design requirements
- Division IV-Earthquake design en
- Division V-Soil profile types

Een aardbeving is een al of niet heftige trilling van de aardkorst met bewegingen in verticale en horizontale richtingen. Tijdens deze bewegingen wordt het gebouw gedwongen deze verplaatsingen te volgen.

Beschouwen we de fundering, geheel ingebed in de aardkorst, dan zullen er verticale en horizontale krachten tussen de fundering en het daar op geplaatste bouwwerk ontstaan. Hoe stijver het grondprofiel, des te kleiner is de aardbevingsbelasting (tabellen 4.1 en 4.2). De stijfheid van de fundering moet geschikt zijn om de krachten van de bovenliggende constructie zo gelijkmatig mogelijk naar de ondergrond te verdelen.

Het toepassen van één funderingstype verdient de voorkeur.

De horizontale krachten ontstaan door de horizontale verplaatsing van de aardkorst. De stijfheid en de massa van het bouwwerk zijn mede van invloed op de grootte van deze horizontale krachten. Des te groter de stijfheid en de massa van het bouwwerk des te groter de horizontale krachten die in de constructie ontstaan door de horizontale verplaatsing van de aardkorst.

De verticale krachten op het bouwwerk ontstaan door de verticale verplaatsing van de aardkorst. De massa van het bouwwerk is mede van invloed op de grootte van deze verticale krachten. Deze per bouwlaag gesommeerde verticale verplaatsingen leiden tot horizontale- en verticale krachten in de dragende elementen. Verticale versnellingen, ca. 50% - 67% van de horizontale versnelling, hebben veel minder invloed op de constructie. Daarom worden alleen de horizontale krachten gekwantificeerd en opgeteld bij de krachten die ontstaan bij de horizontale aardbevingsbeweging.

Door de verticale en horizontale beweging die tijdens een aardbeving ontstaan worden dus uitsluitend de horizontale krachten gesommeerd in rekening gebracht.

De op de constructie uitgeoefende kracht F kan worden berekend uit de massa m van het gebouw en de grondversnelling a volgens de wet van Newton:

$$F = m a$$

In werkelijkheid zal het gebouw zich niet als een oneindig stijve constructie gedragen, maar zal het gebouw een eindige stijfheid bezitten; het gebouw zal als het ware een deel van de kracht absorberen, waardoor de kracht F zal verminderen. Des te buigzamer de constructie, des te kleiner is de kracht F .

Tevens zal de aardbevingskracht beïnvloed worden door het grondprofiel van de ondergrond onder het gebouw. Van elk constructief systeem kan de eigenfrequentie worden berekend. Ligt de eigenfrequentie van de constructie in de buurt van de trillingsperiode van de aardbeving, dan kan een opslingereffect ontstaan, met als gevolg grotere krachten. Voor bouwwerken die in geval van een calamiteit zeer essentieel (belangrijk) zijn, wordt een hogere betrouwbaarheid vereist; de zogenaamde importance factor (belangrijkeheidsfactor).

Samengevat betekent dit voor de in de BES-code 2016 gehanteerde formules:

- De aardbevingsbelasting wordt aangeduid met E .
- De massa m van het gebouw wordt aangeduid met W .
- Het grondprofiel wordt meegenomen middels een factor C_a en C_v .
- De trillingsperiode (eigenfrequentie) van het gebouw wordt aangeduid met T .
- De buigzaamheid van de constructie wordt aangeduid met R .
- De belangrijkheidsfactor wordt in rekening gebracht middels de factor I .

§ 8.4.1.1 De representatieve aardbevingsbelasting (§ 4.1.1.1)

- De belangrijkheidsfactor wordt in rekening gebracht middels de factor I .
- De 'BES' wordt onderverdeeld in gebieden met per gebied een constante seismische belasting.
Bonaire ligt in aardbevingszone 2A. Saba en St. Eustatius in aardbevingszone 3.
- Bron een USGS publikatie: Seismicity of the Earth 1900-2007.
<http://pubs.usgs.gov/sim/3064/>
- Seismic Hazard Map of the Caribbean.
<http://www.oas.org/CDMP/document/seismap/leeward.htm>
<http://www.oas.org/CDMP/document/seismap/regional.htm>
- De seismische belasting wordt uitgedrukt in een maximale statische horizontale belasting.
- Voor 'eenvoudige' gebouwen kan in geval van een lage seismische belasting, aardbevingszone ≤ 3 , met deem to satisfy-uitvoeringsregels worden volstaan.

De volgende statische aardbevingsbelastingen op (een element van) de bouwconstructie moeten worden aangehouden en toegepast in de belastingcombinaties:

- (1) $E_k = pE_h + E_v$ voor elementen uit de draagconstructie van het gebouw.
- (2) $E_{k,max} = \Omega_0 E_h$ voor het gebouw als geheel (t.b.v. de kantelveiligheid en de grondmechanische beschouwing).

Hierin is:

E_k is de equivalente statische *horizontale* aardbevingsbelasting op een *afzonderlijk element* uit de constructie bestaande uit een bijdrage ten gevolge van de horizontale grondbeweging tijdens een aardbeving: ρE_h , plus een toename van de *horizontale* belasting door een verticale grondbeweging tijdens een aardbeving: E_v .

$E_{k,max}$ is de maximale equivalente statische *horizontale* aardbevingsbelasting voor *het gebouw als geheel*, bestaande uit een horizontale component $\Omega_0 E_h$, die zich op de constructie als geheel kan ontwikkelen.

Ω_0 is een versterkingsfactor, die vereist is om de benodigde extra sterkte van de constructie zeker te stellen (grotere stijfheid van de constructie leidt tot een hogere horizontale aardbevingsbelasting).

$E_{k,max}$ is van belang bij het toetsen van de kantelveiligheid van het gebouw als geheel en bij het toetsen van de stabiliteit van het talud bij bouwconstructies geplaatst op een helling met een hellingshoek $> 15^\circ$. In dit laatste geval moet middels een grondmechanische beschouwing de stabiliteit van het talud worden gewaarborgd.

De verdeling van deze, gangbaar per bouwlaag gesommeerde, horizontale kracht grijpt aan op de horizontale schijven in het bouwwerk; de vloeren. Vervolgens moeten de verticale schijven, portalen, of combinatie van beide deze belasting, veroorzaakt door de horizontale beweging van de aardkorst, opnemen.

De volgende aardbevingsbelasting op (een element van) de bouwconstructie moet worden aangehouden en toegepast in de belastingcombinaties:

$$E_k = \rho E_h + E_v$$

E_h is de horizontale aardbevingsbelasting toe te schrijven aan de horizontale kracht V voor het gebouw als geheel, waarin voor aardbevingszones 1, 2A, 2B en 3 geldt:

$$V = C_v \cdot I \cdot W / (R \cdot T).$$

- Voor V hoeft geen grotere waarde worden aangehouden dan:
 $V_{max} = 2,5 C_a \cdot I \cdot W / R.$
- Voor V mag geen kleinere waarde worden aangehouden dan:
 $V_{min} = 0,11 C_a \cdot I \cdot W.$

De horizontale aardbevingsbelasting V per verdieping (niveau) x moeten worden vastgesteld volgens:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Voor de geconcentreerde kracht F_t aan de top geldt:

$$F_t = 0,07 T V, \text{ met } F_t \leq 0,25 V, \text{ of } F_t = 0 \text{ indien } T \leq 0,7.$$

Het resterende deel van de basis-schuifkracht moet over de hoogte van het gebouw worden verdeeld, volgens:

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_p h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

E_v is de horizontale kracht die is toe te schrijven aan de verticale aardbevingsbeweging met:

$$E_v = 0,5 C_a \cdot I \cdot W \text{ voor het gebouw als geheel.}$$

Deze krachten per verdieping (niveau) x moeten worden vastgesteld volgens: $E_{vx} = 0,5 C_a \cdot I \cdot W_p$

Voorbeeld:**Gegeven:**

Een kantoorgebouw (veiligheidsklasse 2), met stabiliteitswanden in beide richtingen, op Bonaire:

- Begane grond op Peil.
- Verdiepingsvloer ($W_p = 6981$ kN) op 3,70 +P.
- Dakvloer ($W_p = 1617$ kN) op 8,0 +P.
- Geplaatst op een harde massieve klip, grondprofiel S_B rots (massieve klip).

Gevraagd:

1. Bereken de horizontale aardbevingsbelasting per verdieping: $E_{kx} = \rho E_{hx} + E_{vx}$.
2. Bereken de horizontale aardbevingsbelasting per verdieping volgens de 'vereenvoudigde methode': $E_{kx} = \rho E_{hx} + E_{vx}$.
3. Conclusie.

Oplossing;**Vraag 1:**

$$E_{kx} = \rho E_{hx} + E_{vx} \text{ met } \rho = 1,0$$

$$E_h = V = C_v \cdot I \cdot W / (R \cdot T), \text{ waarin:}$$

$$C_v = 0,15 \text{ (} Z = 0,15 \text{ tabel 4.2).}$$

$$I = 1 \text{ (veiligheidsklasse 2).}$$

$$W = 6981 + 1617 = 8598 \text{ kN.}$$

$$R = 4,5.$$

$$T = C_t (h_n)^{3/4}, \text{ waarin:}$$

h_n is de hoogte van het gebouw in meters gemeten vanaf het funderingsniveau: $h = 8,0$ m.

$$C_t = 0,050.$$

$$T = 0,23784, \text{ zodat:}$$

$$V = (0,15 \cdot 1,0 \cdot 8598) / (4,5 \cdot 0,23784) = 1205 \text{ kN.}$$

$$V_{\min} = 0,11 C_a \cdot I \cdot W = 0,11 \cdot 0,15 \cdot 8598 = 141,9 \text{ kN met (} C_a \text{ bij } Z = 0,15 \text{ tabel 4.1),}$$

$$V_{\max} = 2,5 C_a \cdot I \cdot W / R = 2,5 \cdot 0,15 \cdot 1,0 \cdot 8598 / 4,5 = 716,5 \text{ kN (maatgevend).}$$

De belasting V per verdieping x moet worden vastgesteld volgens:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Voor de geconcentreerde kracht F_t aan de top geldt:

$$F_t = 0,07 T V, \text{ met } F_t \leq 0,25 V, \text{ en:}$$

$$F_t = 0 \text{ indien } T \leq 0,7.$$

$$\text{In het voorbeeld: } T = 0,23784 < 0,7 \text{ dus } F_t = 0.$$

Het resterende deel van de basis-schuifkracht moet over de hoogte van het gebouw worden verdeeld, volgens:

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_p h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Voor het dak:

$$F_x = (716,5 - 0) 1617 \cdot 8 / (1617 \cdot 8 + 6981 \cdot 3,7) = 239,1 \text{ kN.}$$

Voor de eerste verdieping:

$$F_x = (716,5 - 0) \cdot 6981 \cdot 3,7 / (1617 \cdot 8 + 6981 \cdot 3,7) = 477,4 \text{ kN.}$$

De belasting E_{vx} per verdieping x moet worden vastgesteld volgens: $E_{vx} = 0,5 C_a \cdot I \cdot W_p$

$C_a = 0,15$ (tabel 4.1),

$$E_{vdak} = 0,5 \cdot 0,15 \cdot 1,0 \cdot 1617 = 121,2 \text{ kN.}$$

De totale horizontale belasting op het dak wordt: $E_{kx} = \rho E_{hx} + E_{vx} = 1,0 \cdot 239,1 + 121,2 = 360,3 \text{ kN.}$

$$E_{v\text{verd.}} = 0,5 \cdot 0,15 \cdot 1,0 \cdot 6981 = 523,6 \text{ kN.}$$

De totale horizontale belasting op de verdieping wordt:

$$E_{kx} = \rho E_{hx} + E_{vx} = 1,0 \cdot 477,4 + 523,6 = 1001,0 \text{ kN.}$$

Vraag 2:

Wordt de 'vereenvoudigde methode' toegepast, dan wordt gevonden in:

$$E_{kx} = \rho E_{hx} + E_{vx} \text{ met } \rho = 1,0$$

$$E_{hx} = V_x = 3,0 C_a \cdot W_p / R \text{ en } E_{vx} = 0,5 C_a \cdot I \cdot W_p.$$

Voor het dak:

$$V_x = 3,0 \cdot 0,15 \cdot 1617 / 4,5 = 161,7 \text{ kN.}$$

$$E_{vx} = 0,5 \cdot 0,15 \cdot 1,0 \cdot 1617 = 121,2 \text{ kN}$$

De totale horizontale belasting op het dak wordt: $E_{kx} = \rho E_{hx} + E_{vx} = 1,0 \cdot 161,7 + 121,2 = 282,9 \text{ kN.}$

Voor de verdieping:

$$V_x = 3,0 \cdot 0,15 \cdot 6981 / 4,5 = 698,1 \text{ kN.}$$

$$E_{vx} = 0,5 \cdot 0,15 \cdot 1,0 \cdot 6981 = 523,6 \text{ kN}$$

De totale horizontale belasting op de verdieping: $E_{kx} = \rho E_{hx} + E_{vx} = 1,0 \cdot 698,1 + 523,6 = 1221,7 \text{ kN}$

Vraag 3: Conclusie:

Door het 'opslingerende' effect, veroorzaakt door de aardbevingsbelasting V , zal deze belasting gedeeltelijk verplaatsen van de eerste verdieping naar het dak.

In de vereenvoudigde formule wordt geen rekening gehouden met dit 'opslingerende' effect.

Tevens is hierbij geen beperking aan $V_{\max}$ en $V_{\min}$ gesteld.

De totale aardbevingsbelasting V bedraagt bij de 'vereenvoudigde methode':

$$V = 161,7 + 698,1 = 859,8 \text{ kN} > 716,5 \text{ kN.}$$

De aardbevingsbelasting dient naar ratio van de stijfheid verdeeld te worden over de verschillende stabiliserende elementen.

In aardbevingsgebieden moet het aspect 'aardbevingsgevaar' in een vroeg stadium in het concept-ontwerp worden meegenomen. Dit om te waarborgen dat het concept-ontwerp zal voldoen aan de fundamentele eisen en de kostprijs aanvaardbaar blijft.

Om te voldoen aan de fundamentele eisen (§ 4.2), moeten de volgende grenstoestanden worden gecontroleerd:

- Uiterste grenstoestand (UGT) met betrekking tot sterkte en kantelveiligheid.
Deze UGT is die grenstoestand die verbonden is aan het voorkomen van instorten, of andere vormen van bezwijken die de veiligheid van personen in gevaar kan brengen en/of tot economische of sociale gevolgen voor de omgeving zal leiden.
- Uiterste grenstoestand (UGT) met betrekking tot het ontstaan van schades.

Deze UGT is die grenstoestand die verbonden is aan schades ten gevolge van vervormingen die de vervormingen in de bruikbaarheidsgrenstoestand te boven gaan en die de veiligheid van personen in gevaar kunnen brengen en/of tot economische of sociale gevolgen voor de omgeving zal leiden

§ 8.4.1.2 Ontwerpuitlegangspunten

Of een gebouw orkaan- en aardbevingsbestendig is kan worden uitgerekend. Er zijn echter een aantal basisprincipes die een gebouw bestendig maken tegen deze uitwendige belastingen. Door deze bij het ontwerp toe te passen, is de kans groter dat het gebouw bij berekening voldoet. Deze principes zijn:

- Kies een eenvoudig, bij voorkeur symmetrisch constructie-systeem met een gelijkmatige stijfheidsverdeling
- Zorg voor een goede fundering.
Kolommetjes in de aansluiting tussen de poer en de funderingsbalk (functioneren gangbaar uitsluitend als pendels) moeten worden ontraden
- Zorg voor schijfwerking op elk niveau
- Zorg voor een hiërarchie van sterkte van verschillende constructie-elementen
- Laat plastische scharnieren bewust ontstaan voordat er brosse breuk optreedt

Voorbeeld:

Zorg voor een gedegen eindverankering van de onder- en bovenwapening zodat een plastisch scharnier ook in een eindbalk kan ontstaan; Let op: De aardbevingsbelasting kan optreden uit iedere willekeurige richting. **Dus ook de onderwapening in de balk optimaal verankeren.** Eindverankering is vaak de belangrijkste (mede)oorzaak van instortingen.

- Zorg voor een geschikt bezwijkmechanisme
Voorbeelden:
 - In een knoop moeten de balken eerder een vloeischarnier vormen dan in de kolommen.
 - Wordt de stabiliteit verzorgd door een portaalconstructie vloer/wand; In een knoop moeten de vloeren eerder een vloeischarnier vormen dan in de wanden
 - Balken laten bezwijken op buiging, niet op dwarskracht.
 - Vloeren laten bezwijken op buiging, niet op pons.
 - Stabiliteitsverbanden in staal- en houtskeletconstructies laten bezwijken voor de kolommen bezwijken.

§ 8.4.1.2.1 Bezwijkmechanismen portaalconstructie (§ 4.3.2)

Zoals bij de ontwerpuitlegangspunten is aangegeven, 'balken in portaalconstructies laten bezwijken op buiging, niet op dwarskracht' zijn detailleringregels gegeven om mogelijk bros bezwijken te voorkomen en tevens krachten als gevolg van verhinderde vervormingen op te nemen.

In portaalconstructies belast op aardbevingsbelasting is de balkzone net naast de kolom een kritische zone. Door in deze zone **extra** beugels te plaatsen met een beperkte h.o.h. afstand, het beton als het ware te omsluiten, is de kans op bezwijken daar aanzienlijk verkleind.

Wat betekent dit in de praktijk voor een balk 400 x 400 mm²?

De extra beugelwapening komt voor een balk breed 400 mm, langswapening Ø 16, overeen met: Beugel Ø 6 h.o.h. $s_{\max} = \min. (h_{\text{balk}}/4; 8 \phi_{\text{hoofdwap.}}; 125 \text{ mm})$, $s_{\max} = 400 : 4 = 100 \text{ mm}$, dus beugels $\phi 6 - 100 = 565 \text{ mm}^2/\text{m}$ als extra beugelwapening over een lengte $h_{\text{balk}} = 400 \text{ mm}$.

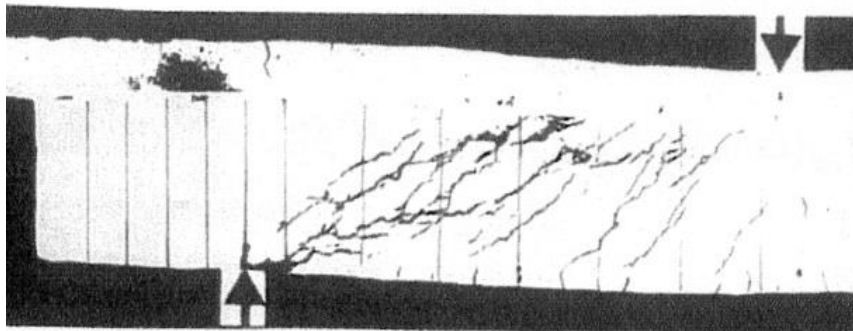
- Geen dwarskrachtwapening vereist:
Bij een praktische beugelkeuze Ø 8 – 300 in het gebied $l_{\text{cr}} = h_{\text{balk}} = 400 \text{ mm}$ met: $s_{\max} = 400 : 4 = 100 \text{ mm}$; plaats 2 x 2 beugels extra. Dit betekent over een afstand van 500 mm 6 Ø 8 – 100. Door deze extra toevoeging wordt het beugelpatroon niet verstoord.

- Dwarskrachtwapening vereist, stel $\emptyset 10 - 150$ ($1047 \text{ mm}^2/\text{m}$) + extra $565 \text{ mm}^2/\text{m}$ in het gebied l_{cr} :
Plaats in het gebied $l_{cr} = h_{balk} = 400 \text{ mm}$ met $s_{max} = 400 : 4 = 100 \text{ mm}$ 2 x 1 beugel extra.
Dit betekent over een afstand van 500 mm 5 $\emptyset 10 - 75$. Door deze extra toevoeging wordt het beugelpatroon niet verstoord.

Dwarskrachten en de Eurocode

De basis van de dwarskrachtberekening in Eurocode 2 komt in grote lijnen overeen met de VBC, met uitzondering van:

- Indien $\tau_d > \tau_1$ moet de bijdrage van $\tau_1 = 0$ worden gesteld. De gehele dwarskracht moet dan door middel van beugels worden opgenomen.
- De Eurocode laat in de vakwerkanalogie een relatief kleine helling θ van de drukdiagonaal toe, naar eigen keuze: $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$. Het gevolg van een kleinere helling van de drukdiagonaal is, dat dan meer beugels een dwarskrachtscheur doorsnijden en dus bij dezelfde beugelafstand een grotere dwarskracht kan worden opgenomen.
Bij het op dwarskracht bezwijken van de balk zien we telkens scheurvorming ontstaan onder een hoek van ca. 45° . Zou de balk met voldoende dwarskrachtwapening zijn gewapend, dan zou zich bij het verder belasten van de balk zich aanvullende scheurvorming ontwikkelen met grotere scheuren onder een kleinere hoek (figuur 8.4.2). De rekapaciteit van de beugels moet wel dusdanig zijn dat ze herverdeling van de scheuren mogelijk maakt.



Figuur 8.4.2 Scheurvorming bij verder belasten van de balk

Het is maar de vraag of de rekapaciteit van de beugel wel voldoende is; $A_{gt} \geq 5\%$ is vereist. In deze situatie zal de scheurvorming ook plaats vinden over de korrels, waardoor de bijdrage van wrijvingskrachten via veranding (aggregate interlock) grotendeels te niet wordt gedaan.

- De bijdrage van τ_1 wordt aanzienlijk kleiner, dus stelt de Eurocode in dat geval $\tau_1 = 0$.
- De keuze van dwarskrachtvakwerk, met een **kleinere helling van de drukdiagonaal dan 45°** met de bijkomende kans op extra en grotere scheurvorming, lijkt voor een balk deel uitmakend van een portaalconstructie die belast wordt op een aardbevingsbelasting, zeker op Saba en St. Eustatius (aardbevingszone 3) **niet aan te raden**.
Door deze scheurvorming zal bij de eerste schokken de stijfheid van de constructie extra afnemen, waardoor de eigen-frequentie ervan kan dalen tot dicht bij de trillingsperiode van de aardbevingsbelasting; Denk aan de aardbeving in Mexico City, met een piekgrondversnelling van slechts $0,18g$ (overeenkomstig de BES-eilanden). Bij de eerste schokken nam door scheurvorming de beginstijfheid van de gebouwen af, waardoor de eigen frequentie daalde naar waarden die dicht bij de trillingsperiode van de

aardbevingsbelasting lagen. Bij latere schokken trad daardoor een aanzienlijke versterking van de bodembeweging op met het noodlottige resultaat voor vele constructies.

In de BES-code is in § 4.3.2.1 extra voorwaarden gesteld aan de plaatselijke stijfheid en incasservermogen in de kritische zone, overeenkomstig Eurocode 8.

Deze voorwaarden hebben tot doel de vorming van **grote scheuren** in het dwarskrachtgebied naast het steunpunt te **beperken**.

- Bij het verschuiven van de momentenlijn zou, bij gebruik van verticale beugels (90°) en de drukdiagonaal onder $21,8^\circ$, deze verschuiving groter moeten zijn. Eurocode art. 9.2.1.3(2) geeft aan dat ongeacht de grootte van de hoek θ een verschuiving over een afstand d als benadering volstaat. De VBC, $\theta = 45^\circ$, geeft een verschuiving over een afstand: $z = 0,9 d$.

De wapening in het drukgebied $A_{s;drukzone} \geq \frac{1}{2} A_{s;trekzone} \geq A_{s;min}$ in de trekzone, waarin het minimum wapeningspercentage in de trekzone ρ_{min} is:

$$\rho_{min} = 0,5 f_{ctm}/f_{yd}$$

Wat betekent dit in de praktijk?

Neem beton C 20/25, $f_{ctm} = 2,21 \text{ N/mm}^2$ en betonstaal B 500 C: $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$.

$$\rho_{min} = 0,5 f_{ctm}/f_{yd} = 0,5 \times 2,21/435 = 0,25 \%$$

Let op! De aardbevingsbelasting kan van alle kanten op de constructie werken. Dit betekent dat de onderwapening in de balk ook in de trekzone kan liggen!

De wapening in het druk- en trekgebied moet zijn voorzien van de **volledige basisverankeringslengte l_{vo}** .

Om de bezwijkvolgorde toe te passen verdient het, zeker voor de eindkolommen, aanbeveling de extra wapening in l_{cr} aan te brengen. Plaats in $l_{cr} = h_{kolom}$ twee extra beugels tussen de praktische beugelwapening.

Bij het laten ontstaan van plastische scharnieren is de effectiviteit van de hoekstaven (kans op uitbreken) kleiner dan de tussenliggende staven. Kies in de balk/kolom-knoop voor minimaal één of meer tussenstaven tussen de hoekstaven. De zwaarste staven zijn tussenstaven.

Bij het bezwijken van gebouwen tijdens een aardbeving valt het op dat in veel gevallen, bij een portaalconstructie, **de verankering van de onderstaven in de balk onvoldoende is**.

Vaak is het verschuiven van de momentenlijn over een afstand z vergeten. Wordt de dwarskrachtwapening berekend volgens Eurocode 2, dan mag gerekend worden met een hellingshoek van de drukdiagonaal van $21,8^\circ$. Het verschuiven van de momentenlijn moet dan over een afstand $2z$, met $z = 0,9 h$. Tevens kan de aardbevings- en de windbelasting van een willekeurige richting komen.

Voorzie daarom de onder- en bovenstaven in de balk van een volledige verankeringslengte. Voorzie tevens de kolomwapening in de knoop van een volledige verankeringslengte.

Maak waar mogelijk in de knopen gebruik van haarspelden en verleng de staven ervan middels een volledige overlappingslaslengte met de aansluitende wapening.

Indien de tussenruimte van de staven ter plaatse van de las onvoldoende is, maak de overlappingslas door de staven boven elkaar te leggen.

Waarschuwing: Achteraf aan te brengen ankers onder aardbevingsbelasting

Bij een aardbevingsbelasting zal de constructie vervormingen/horizontale uitbuigingen vertonen. Deze vervormingen leiden, zeker in het gebied waar de plastische knopen zijn ontworpen, tot het ontstaan en openen van scheuren in de betonconstructie. Dit betekent dat bij achteraf aan te brengen ankers deze geschikt moeten zijn voor het functioneren in gescheurd beton. In het gebied waar de plastische knopen zijn ontworpen, kan, bij het vloeien van de wapening, beduidende scheurvorming optreden.

In het algemeen geldt dat ankers waarop een gecontroleerde voorspankracht wordt aangebracht en die in staat zijn tot naspreiding wanneer scheurvorming optreedt, geschikt zijn voor seismische belasting. Naspreiding houdt in dat bijvoorbeeld bij het segment-anker, door vergroting van de scheurwijdte, de segmenten van het anker het vermogen hebben om over de conus verder te spreiden.

Ook achter-insnijdende ankers hebben een goede werking tijdens aardbevingsbelastingen. Het gebruik van verplaatsings-gecontroleerde spreidankers en slagankers moet worden ontraden daar het gedrag van dit type ankers onder aardbevingsbelasting instabiel is gebleken.

De ankerprestaties (in de VS) moeten worden beoordeeld met ACI 318 Appendix D voor mechanische ankers en AC 308 voor chemische lijmankeers. Prekwalificatie-rapporten bieden de gewenste technische informatie.

In Europa geldt het Technical Report EOTA TR 045 als standaard voor het seismische ontwerp van staal-betonverbindingen. De in dit Technical Report omschreven ankerberekeningsmethodiek is afgestemd op ETAG 001 Annex E, de in april 2013 uitgegeven richtlijn waarin testen staan omschreven voor het verkrijgen van seismische ankerdata.

§ 8.4.2 Detailleren metselwerkwallen (§ 4.3.3)

In aanvulling op NEN 6790 en NEN-EN 1996 moet worden uitgegaan van de volgende detailleringsregels:

De algemeen op de BES-eilanden gebruikte massieve, of holle metselwerkblokken hebben een lengte van 390 mm + voegdikte 20 mm (voegdikte massieve blokken 10 mm), dus werkend blok + voeg = 410 mm, resp. 400 mm, passend binnen het metselwerkstramien.

- De blokken zijn verkrijgbaar in dikten van 90 (4"), 140 (6"), en 190 (8") mm. Gangbaar spreekt men van nominaal 100, 150, en 200 mm wallen.
- De holle blokken hebben gangbaar een karakteristieke druksterkte $\geq 4,5 \text{ N/mm}^2$.
- De massieve blokken hebben gangbaar een karakteristieke druksterkte van $\geq 4,5 \text{ N/mm}^2$.

De blokhoogte is 190 mm + voegdikte 20 mm (resp. 10 mm), dus werkend 210 mm, (resp. 200 mm). De hoogte van de ringbalken gestort op de metselwerkblokken heeft daarom een hoogte van $190 + 20 + 190 = 400 \text{ mm}$, (resp. 390 mm).

Gangbaar spreekt men van een ringbalk met een nominale hoogte van 400 mm.

De breedte van de ringbalken wordt afgeleid van de blokbreedten 90, 140, 190 mm.

Gangbaar spreekt men van (nominaal) 100, 150, en 200 mm brede ringbalken en kolomdikte.

Opmerking: Deze nominale waarden worden vaak gebruikt en ook aangegeven op constructie-tekeningen. Deze nominale waarden worden in de BES-code 2016 gebruikt.

Minimale oppervlakken van metselwerkdoorsneden en wapeningsdoorsneden zijn gegeven om mogelijk bros bezwijken te voorkomen en tevens krachten als gevolg van verhinderde vervormingen op te nemen.

Al of niet dragende wanden kunnen worden uitgevoerd als betonwanden, metalstud-wanden, houten (scheidings)wanden, metselwerkwanden enz.

Voor gebouwen uitgevoerd in dragend metselwerk kennen we de volgende bouwwijzen:

- Ongewapend niet opgesloten metselwerk, of
- opgesloten metselwerk, of
- gewapend metselwerk.

§ 8.4.2.1 Ongewapend niet opgesloten metselwerk (§ 4.3.1.1)

Ongewapend metselwerk mag worden toegepast in éénlaags bouw, of de bovenste laag van een meer-verdiepingen gebouw in aardbevingszones $\leq 2A$. Het ongewapend metselwerk moet aan de bovenzijde worden afgesloten door een doorgaande horizontale betonnen ringbalk.

Bij éénlaagse bouw zijn de binnenwanden gangbaar niet vloer- of dakdragend (sporenkap). In dit geval mogen deze wanden wel worden meegerekend als stabiliteitswand, mits de wanden worden opgenomen in het doorlopende ringbalkenframe en doorlopen van de fundering tot het dak, al of niet dakdragend.

De voorwaarden waaronder ongewapend niet opgesloten metselwerk op Bonaire mag worden toegepast zijn gegeven in § 4.3.3.1.

Voorbeelden van ringbalkdoorsneden zijn gegeven in figuur 4.6.

Voorbeelden van gewapend betonkolommen, één geheel vormend met het metselwerk, zijn gegeven in figuur 8.4.3.

§ 8.4.2.2 Opgesloten metselwerk (§ 4.3.3.2)

Opgesloten metselwerk wordt verkregen door het metselwerk te omsluiten door een gewapende betonnen portaalconstructie.

Om een effectieve aanhechting tussen de betonnen portaalconstructie en het metselwerk te verkrijgen, moet de omsluitende portaalconstructie pas worden gestort nadat het metselwerk is aangebracht. Metselwerk uitvoeren in halfsteens verband zodat geen doorgaande verticale voegen ontstaan.

De halfsteense vertanding ter plaatse van de kolommen, zo veel mogelijk handhaven, zodat één geheel met de betonkolom wordt gevormd. Vervolgens worden de kolommen en balken gewapend, bekist en gestort.

De voorwaarden waaronder opgesloten metselwerk mag worden toegepast zijn gegeven in § 4.4.4.3.2 voor Bonaire en § 4.4.5.3.2 voor Saba en St. Eustatius.

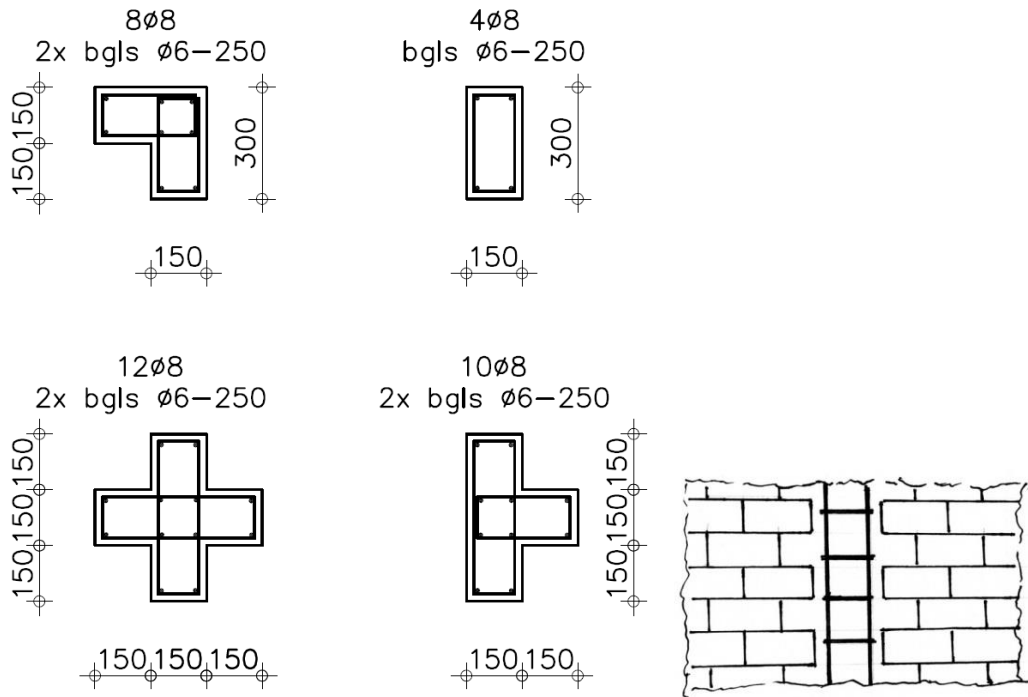
Voorbeelden van ringbalkdoorsneden zijn gegeven in figuur 4.6.

Voorbeelden van gewapend betonkolommen, één geheel vormend met het metselwerk, zijn voor **Bonaire** gegeven in figuur 8.4.3.

Voor **Saba en St. Eustatius** wordt voor de staven $\emptyset 8$ staven $\frac{3}{8}$ " ($\emptyset 10$) voorgeschreven.

Voor alle doorsneden geldt dat de in figuur 8.4.3 getekende betonddoorsnede de nettomaat is aangegeven. De vertanding in het metselwerk is niet aangegeven. Zo kan voor de rechthoekige doorsnede $150 \times 300 \text{ mm}^2$ dat deze kolom ook ter plaatse van een X-L- of T-aansluiting kan worden toegepast. De aansluitende vertanding in het metselwerk zorgt voor een goede samenwerking betonkolom-metselwerk.

De beugels zijn voorzien van schuine haken (figuur 4.4 vorm c).



Figuur 8.4.3 Voorbeelden van kolommen in opgesloten metselwerk (Bonaire)

§ 8.4.2.3 Gewapend metselwerk (§ 4.3.3.3)

Gewapend metselwerk moet worden toegepast op Saba en St. Eustatius in metselwerkwallen vanaf de fundering tot en met de begane grondvloer en bij grondkerende wallen.

De voorwaarden waaronder gewapend metselwerk mag worden toegepast zijn gegeven in § 4.4.4.3.3 voor Bonaire en § 4.4.5.3.3 voor Saba en St. Eustatius.

§ 8.4.2.4 Raamopeningen

- De plaats en grootte van openingen in wallen hebben een groot effect op de sterkte van de wand en zijn vermogen om aardbevingskrachten te weerstaan.
Raamopeningen mogen worden geplaatst op een afstand $\geq \frac{1}{4}$ x hoogte opening ≥ 400 mm vanaf de hoeken. Raamhoogte: $\leq \frac{1}{2}$ x verdiepingshoogte ≤ 1400 mm.
De horizontale afstand tussen twee openingen $\geq \frac{1}{2}$ hoogte kleinste opening ≥ 400 mm.
De totale lengte van de openingen in dragende wallen mag niet groter zijn dan de halve lengte van de wand gemeten tussen de dwarswallen.
- Aanbeveling: Om scheurvorming aan de onder- en bovenzijde van de raamsparing, > 1000 mm te voorkomen, extra wapening $2 \text{ } \varnothing 6$ (verzinkt volgens opgave fabrikant bij agressief zeemilieu $\geq \text{XS } 1$) aanbrengen ter plaatse van een speciaal 'holletjes' (zodat de staaf rondom een dekking heeft van ≥ 5 mm) onderin de blokken zodat de staven goed door de voegspecie omhuld (krachtoverdracht) worden.
Alternatief: een murfor-ligger, in de voeg opnemen. Eventueel kan gebruik worden gemaakt van Aramide-metselwerkwapeningsmatjes.
Bovenkant raamsparing is onderkant ringbalk.

(Raam)openingen in stabiliteitswallen die de diagonalen doorsnijden

Keuze: Bovenkant (raam)sparing is onderkant ringbalk. Eventueel de ringbalk vergroten.

Plaats (raam)openingen bij voorkeur symmetrisch tussen de zijdelingse steunen (L-, T-, X-verbinding of een betonkolom) van de wand. De plaats en grootte van openingen in wallen

hebben een groot effect op de sterkte van de wand en zijn vermogen om aardbevingskrachten te weerstaan.

Openingen die de diagonalen (figuren 8.4.4) niet doorsnijden mogen zonder aanvullende voorzieningen worden toegepast.

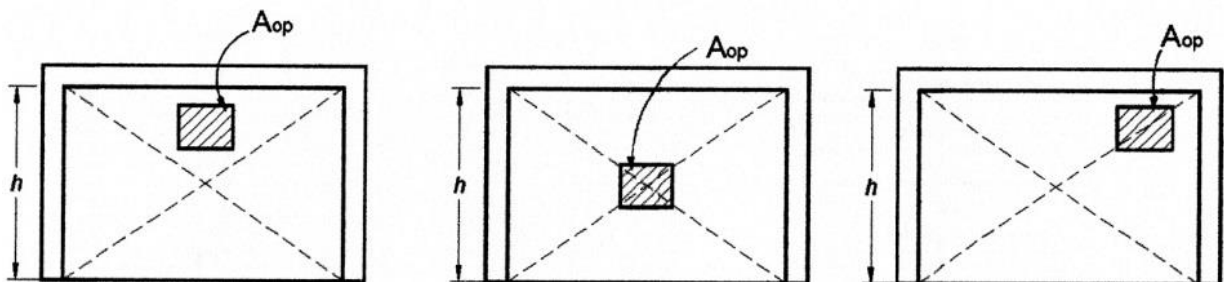
Voor de overige situaties geldt (figuur 8.4.5).

Onder de sparing moet een trekband (wapening) worden aangebracht.

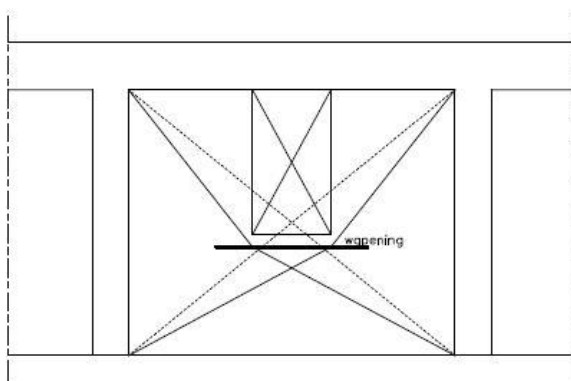
Om de metselwerkwand met een (raam)opening als stabiliteitswand in rekening te mogen brengen gelden aanvullende voorwaarden.

Onder de (raam)opening moet door het afbuigen van de diagonalen, een trekband onder de sparing worden aangebracht (krachtenevenwicht). Voor het principe van de krachtswerking in het metselwerk zie figuur 8.4.5.

- Als trekband kan gekozen worden voor een gewapend betonlatei.
- In de eerste voeg, voegdikte 15 mm, onder de opening wapening $2 \text{ } \varnothing 5$ (verzinkt volgens opgave fabrikant bij agressief zeemilieu $\geq \text{XS } 1$, of RVS) of bij een voegdikte van 10 mm de wapening aanbrengen ter plaatse van een speciaal 'holletjes' (zodat de staaf rondom een dekking heeft van $\geq 5 \text{ mm}$) onderin de blokken en de staven goed door de voegspecie omhuld (krachtsoverdracht) worden. Lengte wapening: $300 + \text{breedte sparing} + 300 \text{ mm}$.
- Een murfor-ligger (figuur 8.4.6), in de voeg opnemen. Lengte wapening: $300 + \text{breedte sparing} + 300 \text{ mm}$.
- Eventueel kan gebruik worden gemaakt van Aramide -metselwerk-wapening, breed ca. 65 mm, dik 1 mm en op rol verkrijgbaar. Treksterkte 7,8 kN/Aramide-strook. Lengte wapening: $300 + \text{breedte sparing} + 300 \text{ mm}$. Voegdikte 10 mm.



Figuur 8.4.4 Sparingen in opgesloten metselwerk



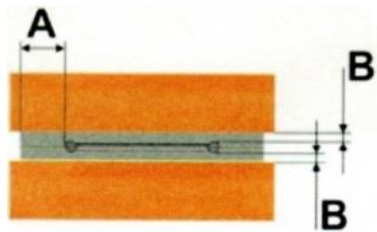
Figuur 8.4.5 Aanvullende voorzieningen bij raamsparing in metselwerkwallen als stabiliteitswand

Murfor-ligger

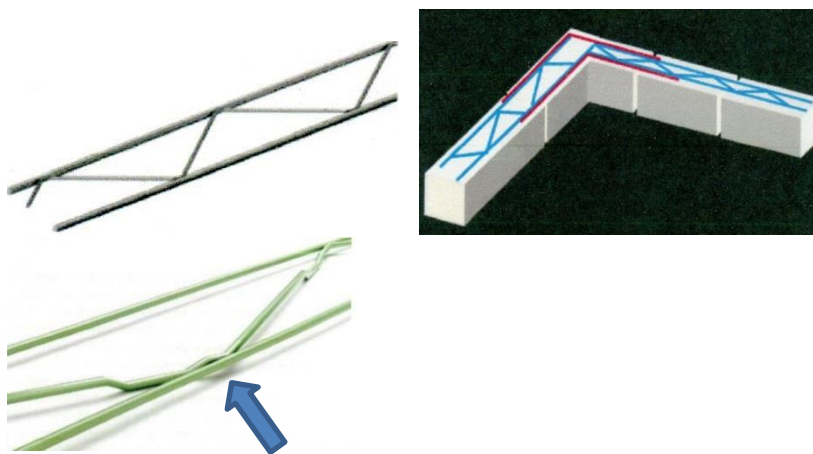
Een Murfor-ligger is een geprefabriceerde RVS-wapening (bestand tegen agressief milieu XS 1) die in de lintvoegen van het metselwerk wordt gelegd (figuur 8.4.6).

Een Murfor-ligger is een vlak draadnetwerk bestaande uit evenwijdig lopende, al of niet geprofileerde, langsdraden $2 \text{ } \varnothing 5$ waartussen een zig-zag-draad is gelast.

De nieuwe Murfor-ligger is voorzien van een afstandhouder, knikken (zie pijl in figuur 8.4.6) in de diagonaaldraden, zodat de ligger midden in de mortellaag kan worden aangebracht. De morteldekking A op langsdraad t.o.v. de buitenzijde van de voeg moet ten minste 15 mm bedragen. De morteldikte B op en onder de langswapening moet ≥ 5 mm bedragen (figuur 8.4.6). Een voegdikte van 15 mm volstaat.



Morteldekking op de wapening: $A \geq 15$ mm en $B \geq 5$ mm



Figuur 8.4.6 Murfor-liggers

§ 8.4.2.5 Stabiliteitsregels voor eenvoudige gebouwen op **Bonaire** volgens tabel 4.5

Ongewapend niet opgesloten metselwerk mag worden toegepast in éénlaagse bouw in aardbevingszones $\leq 2A$, dus op Bonaire. Het ongewapend metselwerk moet aan de bovenzijde worden afgesloten door een doorgaande horizontale betonnen ringbalk. Deze ringbalk dient minimaal op vier locaties (bij voorkeur op de buitenhoeken van het gebouw) gekoppeld te worden aan de funderingsstrook dan wel aan de funderingsplaat.

Aanvullend geldt:

- Het dragende en niet-dragende metselwerk moet op de hoeken (L-) en bij T- of X-aansluitingen in halfsteens verband worden gemetseld, zodat het metselwerk één geheel vormt.
- Het dragende en niet-dragende metselwerk moet zijdelings h.o.h. $\leq 5,0$ m gesteund worden via:
 - Een L-, T-, of X-verbinding.
 - Via een gewapend betonkolom, die één geheel vormt met het metselwerk, met een breedte ≥ 150 mm en een dikte als die van de metselwerkwand.
 - Door wapening geplaatst in de met beton gevulde holle ruimte van het metselblok.
- Stabiliteitswanden moeten een dikte hebben van ≥ 150 mm (6").

De minimale oppervlakte van de stabiliteitswanden, uitgedrukt in een percentage van het bruto grondoppervlak van het gebouw, per richting is gegeven in tabel 4.5.

Tabel 4.5a geeft het % oppervlak van de stabiliteitswanden per richting voor een onbekend

grondtype.

Bij éénlaagse bouw zijn de binnenwanden, uitgevoerd als al of niet opgesloten metselwerk, gangbaar niet vloer- of dakdragend (sporenkap). In dit geval mogen deze wanden wel worden meegerekend als stabiliteitswand, mits de wanden worden opgenomen in het doorlopende ringbalkenframe en doorlopen tot het dak, al of niet dakdragend.

In NEN 6790 art. 10.3.1, respons van de constructie mag, bij de schematisering van de constructie volgens art. 10.1, de meewerkende flensbreedte bij stabiliteitskernen (art 10.1.4) deze flensbreedte worden meegerekend.

Bij het bepalen van het oppervlak van de stabiliteitswanden mag, in de geest van art. 10.3.1 uit NEN 6790, deze meewerkende flensbreedte worden meegenomen bij het vaststellen van het % oppervlak van de stabiliteitswanden per richting mits de flenzen in $\geq 6''$ metselwerk wordt uitgevoerd.

De seismische belasting (§ 4.1.1.3) wordt uitgedrukt in een maximale statische horizontale belasting, volgens:

$E_k = \rho E_h + E_v$, en $E_{k,max} = \Omega_0 E_h$, waarin:
 $\rho = 1,0$ en $\Omega_0 = 2,8$.

E_h is de horizontale aardbevingsbelasting toe te schrijven aan de *horizontale* kracht V voor het gebouw als geheel, waarin voor aardbevingszones 2A geldt:

$E_h = V = 3,0 C_a \cdot W/R$, met $C_a = 0,30$ en $R = 4,5$.

W is de totale rustende- + momentane belasting, dus: $\Sigma G_k + \Sigma \psi_0 Q_k$.

$E_h = 3,0 \cdot 0,30/4,5 W = 0,20 W$

$E_v = 0,5 C_a \cdot I \cdot W$ met $I = 1,0$.

$E_v = 0,5 \cdot 0,30 \cdot W = 0,15 W$,

$E_k = 0,2 W + 0,15 W = 0,35 W$

$E_{k,max} = \Omega_0 E_h = 2,8 \cdot 0,2 W = 0,56 W$. Voor het toetsen van bijv. de kantelveiligheid van het gebouw als geheel.

BES-code tabel 4.5b geeft het % oppervlak van de stabiliteitswanden per richting voor een stijf grondprofiel.

Op overeenkomstige wijze wordt gevonden:

$E_h = 3,0 \cdot 0,22/4,5 W = 0,15 W$.

$E_v = 0,5 C_a \cdot I \cdot W$ met $I = 1,0$ en $C_a = 0,22$.

$E_v = 0,5 \cdot 0,22 \cdot W = 0,11 W$.

$E_k = 0,15 W + 0,11 W = 0,26 W$.

$E_{k,max} = \Omega_0 E_h = 2,8 \cdot 0,15 W = 0,42 W$. Voor het toetsen van bijv. de kantelveiligheid van het gebouw als geheel.

De verhouding tussen grondtype onbekend (BES-code tabel 4.4a) en een stijf grondprofiel (BES-code tabel 4.4b) bedraagt:

$E_h = 3,0 \cdot 0,30/4,5 W = 0,20 W$ en $E_h = 3,0 \cdot 0,22/4,5 W = 0,15 W$.

$0,15 / 0,20 = 0,75$.

$E_v = 0,15 W$ en $E_v = 0,11 W$:

$0,11 / 0,15 = 0,75$.

Resp. $E_{k,max} = \Omega_0 E_h = 2,8 \cdot 0,2 W = 0,56 W$ en $E_{k,max} = \Omega_0 E_h = 2,8 \cdot 0,15 W = 0,42 W$.

$0,42 / 0,56 = 0,75$.

De waarden van BES-code tabel 4.5b zijn 0,75 x de waarden uit BES-code tabel 4.5a.

§ 8.4.2.6 *Stabiliteitsregels voor eenvoudige gebouwen op Saba en St. Eustatius volgens tabel 4.6*
BES-code tabel 4.6 geeft het % oppervlak van de stabiliteitswanden per richting voor een onbekend grondtype.

De factor $C_a = 0,36$ voor zowel een onbekend grondprofiel als voor een stijf grondprofiel.

Tabel 4.6 voor zowel een onbekend grondprofiel als voor een stijf grondprofiel komt overeen.

§ 8.4.2.7 *Traditionele woningbouw op de BES-eilanden*

Wat betekent dit voor een plattegrond van een traditionele woning op de BES-eilanden?

Voorbeeld:

Bonaire

Een plattegrond van een woning met drie slaapkamers volgens figuur 8.4.7.

De woningen worden op staal gefundeerd via een plaatfundering zoals aangegeven in figuur 4.11.

De draagkrachtige laag wordt uitgevoerd zoals beschreven in § 4.4.1, zodat een stijf grondprofiel wordt gerealiseerd, dus BES-code tabel 4.5b gebruiken.

De vrije hoogte in de woningen is 2,60 m, te weten 2,2 m metselwerk + ringbalk van 400 mm.

Plafond van op regels bevestigde gipsplaten.

Het symmetrische sporendak met sporen h.o.h. 610 mm of 813 mm, helling ongeveer 17°, bestaat uit golfplaten van vezelcement + isolatie en bebording.

De gekozen stabiliteitswanden dik 150 mm (6") worden over de volledige hoogte van de woning van het dak tot de begane grond doorgezet.

De wanden worden opgenomen in het doorlopende ringbalkenframe.

Het dragende en niet-dragende metselwerk moet zijdelings h.o.h. $\leq 5,0$ m gesteund worden via:

- Een L-, T-, of X-verbinding.
- Een gewapend betonkolom, die één geheel vormt met het metselwerk, met een breedte ≥ 150 mm en een dikte als die van de metselwerkwand.
- Door wapening geplaatst in de met beton gevulde holle ruimte van het metselblok.

Hieraan wordt voldaan, behoudens bij de tussenwanden. Ter plaatse van de opening wordt in het metselwerk doorlopende verticale wapening $2\varnothing 12$ (226 mm^2) geplaatst in de met beton gevulde holle ruimte van het metselblok, of bij massieve blokken wordt aan de einden een gewapende betonkolom met een breedte ≥ 300 mm met een wapening $4\varnothing 8$ beugels $\varnothing 6 - 250$ geformeerd.

In de rechtergevel is een extra betonkolom aangebracht (ongesteunde lengte $> 5,0$ m).

Op de vier hoeken van de woning zijn L-vormige gewapend betonkolommen (wapening $8\varnothing 8 +$ beugels $2 \times \varnothing 6 - 250$, zie figuur 8.4.3) gedacht die een verbinding vormen tussen de ringbalken en de funderingsplaat.

De plaats en grootte van openingen in wanden hebben een groot effect op de sterkte van de wand en zijn vermogen om aardbevingskrachten te weerstaan.

Raamopeningen in de stabiliteitswanden mogen worden geplaatst op een afstand $\geq \frac{1}{4} \times$ hoogte opening ≥ 400 mm vanaf de L-, T-, of X-verbinding.

Raamhoogte: $\leq \frac{1}{2} \times$ verdiepingshoogte ≤ 1400 mm.

De horizontale afstand tussen twee openingen $\geq \frac{1}{2}$ hoogte kleinste opening ≥ 400 mm. De totale lengte van de openingen in dragende stabiliteitswanden mag niet groter zijn dan de halve lengte van de wand gemeten tussen de dwarswanden (§ 4.4.4.3.1 en § 4.4.5.3.2).

Hieraan voldoen de raamsparingen gepland in de plattegrond van figuren 8.4.7, zodat de wand, inclusief de raamsparingen, kan worden meegenomen bij het bepalen van de stabiliteit met behulp van BES-code tabel 4.5a en b.

Aanbeveling: Om scheurvorming in de hoeken te voorkomen: Raamopeningen $> 1,0$ m aan de onderzijde voorzien van een latei, of voegwapening, overeenkomstig het gestelde in § 4.3.3.1.

Bovenzijde raam- en deurkozijnen is onderkant ringbalk (zie figuur 8.4.5).

De eenlaagse woningen op **Bonaire** worden uitgevoerd in ongewapend niet opgesloten metselwerk.

De horizontale ringbalk wordt minimaal op de vier hoekpunten verbonden met de fundering.

De stabiliteitswanden moeten van boven tot onder in de fundering doorlopen.

- Indien ≥ 70 % van de stabiliteitswanden een breedte, inclusief de er zich in bevindende ramen (uitgevoerd volgens § 4.4.4.3.1), hebben van $\geq 3,0$ meter, mag de vereiste lengte van de stabiliteitswanden bepaald volgens tabel 4.5 worden gereduceerd met een factor 1,25. Opmerking: Reductiefactor zie Eurocode 8-1: 9.7.2 Rules (1).
- Indien ≥ 70 % van de stabiliteitswanden uitgevoerd in opgesloten metselwerk een breedte, inclusief de er zich in bevindende ramen (uitgevoerd volgens § 4.4.4.3.1), hebben van $\geq 4,0$ meter, mag de vereiste lengte van de stabiliteitswanden bepaald volgens tabel 4.5 worden gereduceerd met een factor 1,50 (zie § 4.4.4.5 en § 4.4.5.5). Opmerking: Reductiefactor zie Eurocode 8-1: 9.7.2 Rules (1).
- Gemetselde stabiliteitswanden moeten, inclusief met de er zich in bevindende ramen (uitgevoerd volgens § 4.4.4.3.1), dragende wanden zijn: lengte $\geq 1,20$ m.
- Bij éénlaagse bouw zijn de 6" binnenwanden uitgevoerd als al dan niet opgesloten metselwerk gangbaar niet vloer- of dakdragend (sporenkap). In dit geval mogen deze wanden wel worden meegerekend als stabiliteitswand, mits de wanden worden opgenomen in het doorlopende ringbalkenframe en doorlopen tot het dak, al of niet dakdragend.

Woning figuur 8.4.7 op Bonaire

Het oppervlak van de stabiliteitswanden van de woning figuur 8.4.7, per richting is 2,6 % (BES-code tabel 4.5b stijf grondprofiel) van $8,450 \times 11,600 = 98 \text{ m}^2 \times 2,6 \% = 2,55 \text{ m}$.

De vereiste lengte van de stabiliteitswanden dik 0,150 m (6") bedraagt: $2,55 : 0,150 = 17,0 \text{ m}$.

Uitgaande dat ≥ 70 % van deze wanden een lengte, inclusief met de er zich in bevindende ramen hebben van $\geq 3,0$ meter, mag de vereiste lengte van de stabiliteitswanden bepaald volgens tabel 4.5b worden gereduceerd met een factor 1,25. De vereiste lengte wordt dan: $17,0 : 1,25 = 13,6 \text{ m}$.

Bij het bepalen van de vereiste lengte van de stabiliteitswanden dik 0,150 m (6") mag ter plaatse van de L-, T-, of X-verbinding een flensbreedte worden meegerekend groot $0,2 l \leq 0,5 L$, met l is de wandhoogte en L is de dagmaat tussen de 'lijven' van de aangrenzende wanden (zie § 4.4.4.5). De wandhoogte $l = 2,6 \text{ m}$, zodat de meewerkende flensbreedte wordt: $0,2 \times 2,6 = 0,5 \text{ m} < 0,5 L$.

Langsstabiliteit:

Beide langsgevels;

Linkerwand: $11600 + 2 \times 500$ (flenzen op de hoeken) = 12600 mm.

Rechterwand: $700 + 500$ (flens op de hoek) + 3850 + 2100 + 500 (flens op de hoek) = 7650 mm.

De binnenwand is $11600 - 2000$ (opening) + 500 (flens op de hoek) + 3600 + 500 (flens op de hoek) = 10600 mm.

Totaal: $12,6 + 7,65 + 10,6 = 30,85 \text{ m} > 17,0 \text{ m}$.

Dwarsstabiliteit:

Voorgevel: $4300 + 2 \times 500$ (flenzen op de hoeken) = 5300 mm.

Achtergevel: $4300 + 2 \times 500$ (flenzen op de hoeken) + 2650 + 500 (flens op de hoek) = 8450 mm.

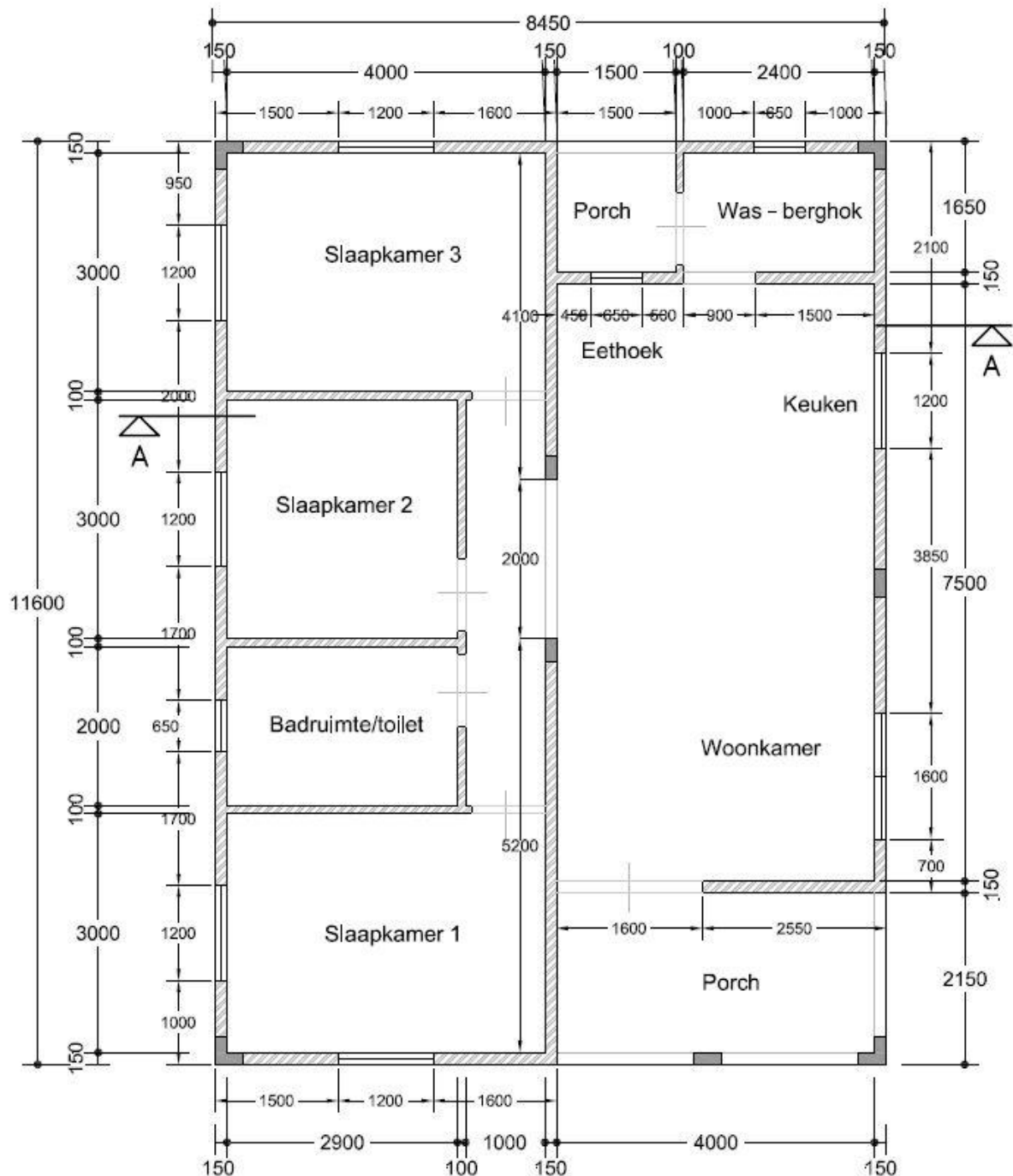
Tussenmuur washok: $1650 + 2 \times 500$ (flenzen op de T- hoek) + 1750 + 2 x 500 (flenzen op de T- hoek) = 5400 mm.

Muur porch voorzijde: $2550 + 500$ (flens op de hoek) = 3050 mm.

Totaal $5,3 + 8,45 + 5,4 + 3,05 = 22,2 \text{ m} > 17,0 \text{ m}$.

Controle 70% regel: $5,3 + 5,3 + 3,15 + 3,05 = 16,8 \text{ m} > 9,5 \text{ m}$.

De stabiliteit van de woning is verantwoord.



Figuur 8.4.7 Voorbeeld: Plattegronden begane grond van vrijstaande woning met 3 slaapkamers

Stel op deze woning (nieuwbouw) wordt een betonnen dak toegepast (fundering ev. verzwaren).

Deze woning valt nu niet meer onder de definitie 'eenvoudige gebouwen' (zie § 2.1.1).

Het oppervlak van de stabiliteitswanden van de woning figuur 8.4.7, per richting is 3,8 % (BES-code tabel 4.5b stijf grondprofiel) van $8,450 \times 11,600 = 98 \text{ m}^2 \times 3,8 \% = 3,72 \text{ m}^2$.

De vereiste lengte van de stabiliteitswanden dik 0,150 m bedraagt: $3,72 : 0,150 = 24,8 \text{ m}$.

Bij 70 % regel, 70 % van $24,8 = 17,4 \text{ m}$ moet een lengte $\geq 3,0 \text{ m}$ hebben, betekent dit een lengte van $24,8 / 1,25 = 19,8 \text{ m}$.

Langsstabiliteit:

Totaal: $12,6 + 7,65 + 10,6 = 30,85\text{ m} > 24,8\text{ m}$.

Aan de $\geq 70\%$ voorwaarde wordt ook ruimschoots voldaan.

Dwarsstabiliteit:

Totaal $5,3 + 8,45 + 5,4 + 3,05 = 22,2\text{ m} < 24,8\text{ m}$.

Aan de $\geq 70\%$ voorwaarde wordt niet voldaan, (totale wandlengte $\geq 3,0\text{ m}$:

$5,3 + (5,3 + 3,15) = 8,45 + 3,05 = 16,8\text{ m} < 70\% \text{ van } 24,8 = 17,4\text{ m}$.

We zullen bijv. de badruimte/slaapkamer 2 wand 6" (150 mm) moeten maken.

Opmerking:

Bij een onbekend grondprofiel wordt het percentage per richting: 5,0% (tabel 4.5a):

$8,450 \times 11,600 = 98\text{ m}^2 \times 5,0\% = 4,9\text{ m}^2$.

De vereiste lengte van de stabiliteitswanden dik 0,150 m bedraagt: $4,9 : 0,150 = 32,7\text{ m}$.

Bij 70 % regel, 70 % van 32,7 = 22,9 m moet een lengte $\geq 3,0\text{ m}$ hebben, betekent dit een lengte van $32,7 / 1,25 = 26,2\text{ m}$.

Langsstabiliteit:

Totaal: $12,6 + 7,65 + 10,6 = 30,85\text{ m} > 26,2\text{ m}$.

Aan de $\geq 70\%$ voorwaarde wordt voldaan:

$11,6(\text{linker wand}) + 3,85 + 3,8(\text{rechter wand}) + 10,6(\text{tussenwand}) = 29,9\text{ m} > 22,9\text{ m}$

Dwarsstabiliteit:

Totaal $5,3 + 8,45 + 5,4 + 3,05 = 22,2\text{ m} < 32,7\text{ m}$.

Aan de $\geq 70\%$ voorwaarde wordt niet voldaan, (totale wandlengte $\geq 3,0\text{ m}$:

$5,3 + (5,3 + 3,15) = 8,45 + 3,05 = 16,8\text{ m} < 70\% \text{ van } 32,9 = 22,9\text{ m}$.

We zullen de drie 4" wanden in het slaapgedeelte, 6" (150 mm) moeten maken.

Saba en St. Eustatius

Wat betekent dit voor een plattegrond van een traditionele woning met een plattegrond volgens figuur 8.4.8?

Alle metselwerkwanden worden uitgevoerd in 6" opgesloten metselwerk.

De plaats en grootte van openingen in wanden hebben een groot effect op de sterkte van de wand en zijn vermogen om aardbevingskrachten te weerstaan.

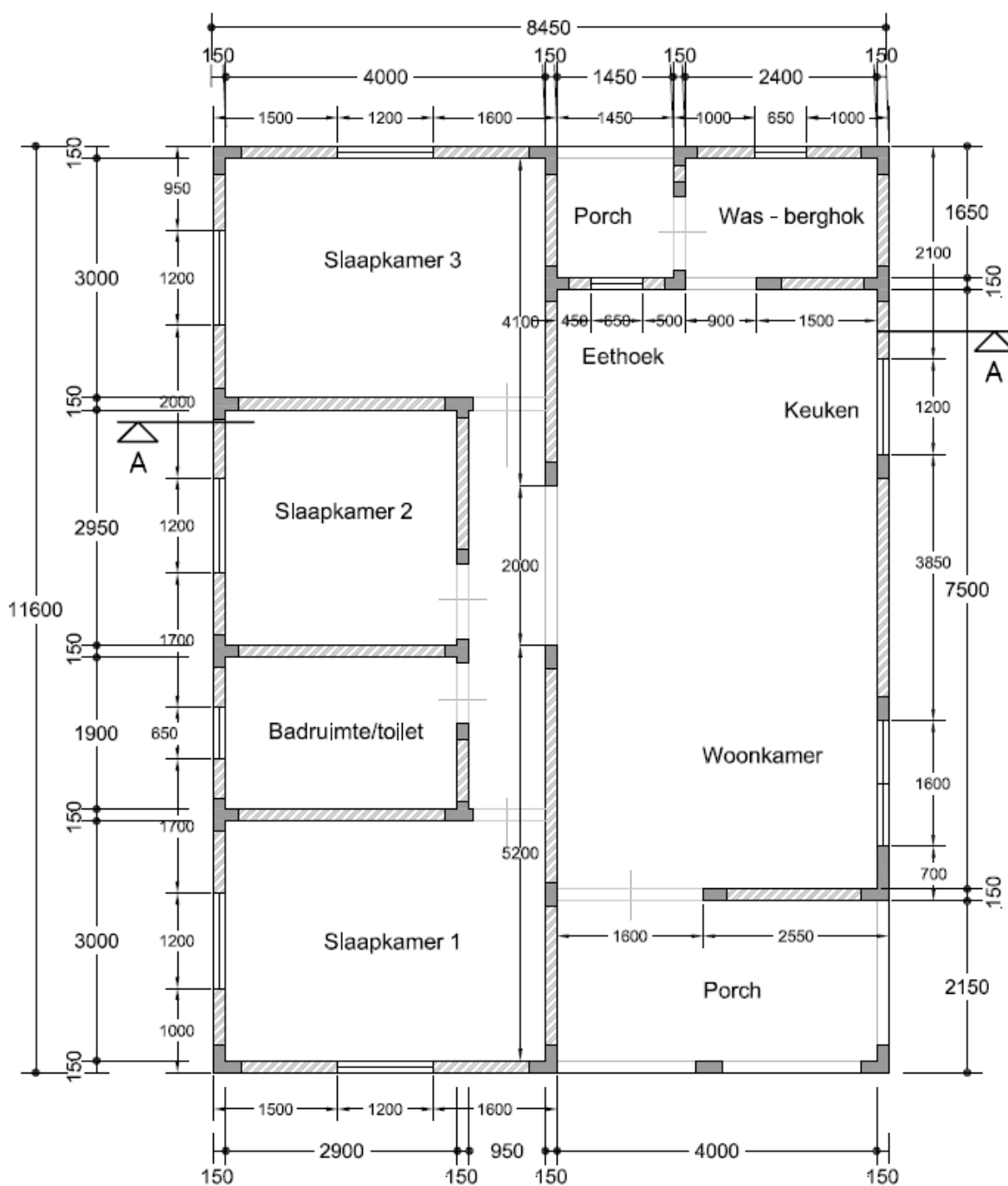
Raamopeningen mogen worden geplaatst op een afstand $\geq \frac{1}{4} \times \text{hoogte opening} \geq 400\text{ mm}$ vanaf de L-, T-, of X-verbinding.

Raamhoogte: $\leq \frac{1}{2} \times \text{verdiepingshoogte} \leq 1400\text{ mm}$.

De horizontale afstand tussen twee openingen $\geq \frac{1}{2} \times \text{hoogte kleinste opening} \geq 400\text{ mm}$. De totale lengte van de openingen in dragende stabiliteitswanden mag niet groter zijn dan de halve lengte van de wand gemeten tussen de dwarswanden § 4.4.5.3.2).

Hieraan voldoen de raamsparingen gepland in de plattegrond van figuur 8.4.8, zodat de wand, inclusief de raamsparingen, kunnen worden meegenomen bij het bepalen van de stabiliteit met behulp van BES-code tabel 4.6.

Ter plaatse van de raamkozijnen breed 1200 mm: Plaats langs de randen van een verdekte kolom met wapening 2 $\emptyset 10$ in de met specie gevulde holle ruimte van het metselblok.



Plattegrond St. Eustatius, Saba

Figuur 8.4.8 Voorbeeld: Plattegrond begane grond van vrijstaande woning met 3 slaapkamers

Aanbeveling:

Om scheurvorming in de hoeken te voorkomen: Raamopeningen > 1,0 m aan de onderzijde voorzien van een latei, of voegwapening, overeenkomstig het gestelde in § 4.3.3.2.

Zie bijv. figuur 8.4.6. Bovenzijde raam- en deurkozijnen is onderkant ringbalk.

Het oppervlak van de stabiliteitswanden van de woning figuur 8.4.8, per richting is 4,0 % (BES-code tabel 4.6) van $8,450 \times 11,600 = 98 \text{ m}^2 \times 4,0 \% / 1,25 = 3,14 \text{ m}^2$. De vereiste lengte van de stabiliteitswanden dik 0,150 m bedraagt: $3,14 : 0,150 = 20,9 \text{ m}$ (70 % van 20,9 = 14,6 m).

Uitgaande dat $\geq 70\%$ van deze wanden een breedte, inclusief met de er zich in bevindende ramen hebben van $\geq 3,0$ meter, mag de vereiste lengte van de stabiliteitswanden bepaald volgens BES-code tabel 4.5b worden gereduceerd met een factor 1,25. Indien toegepast, **controleren!** Bij het bepalen van de vereiste lengte van de stabiliteitswanden dik 0,150 m mag ter plaatse van de L-, T-, of X-verbinding een flensbreedte worden meegerekend groot $0,2 \leq 0,5 L$, met l is de wandhoogte en L is de dagmaat tussen de 'lijven' van de aangrenzende wanden (zie § 4.4.4.5).

Langsstabiliteit:

Beide langshevels;

Linker wand: $11600 + 2 \times 500$ (flenzen op de hoeken) = 12600 mm.

Rechter wand: $700 + 500$ (flens op de hoek) + 3850 + 2100 + 500 (flens op de hoek) = 7650 mm.

De binnenwand is $6150 + 500$ (flens op de hoek) + 3600 + 500 (flens op de hoek) = 10750 mm.

Totaal: $12,6 + 7,65 + 10,75 = 31,0 \text{ m} > 20,9 \text{ m}$.

Dwarsstabiliteit:

Voorgevel: $4300 + 2 \times 500$ (flenzen op de hoeken) = 5300 mm.

Achtergevel: $4300 + 2 \times 500$ (flenzen op de hoeken) + 2650 + 500 (flens op de hoek) = 8450 mm.

Tussenmuur washok: $1650 + 2 \times 500$ (flenzen op de T- hoek) + 1750 + 2 x 500 (flenzen op de T- hoek) = 5400 mm.

Muren slaapkamers: $3 \times 3200 + 3 \times 2 \times 500$ (flenzen langshevel) + 2 x 500 (L-flenzen gangwand) = 13600 mm.

Muur porch voorzijde: $2550 + 500$ (flens op de hoek) = 3050 mm.

Totaal $5,3 + 8,45 + 5,4 + 13,6 + 3,05 = 35,8 \text{ m} > 20,9 \text{ m}$.

Stel op deze woning (nieuwbouw) wordt een betonnen dak toegepast (fundering ev. verzwaren). Deze woning valt nu niet meer onder de definitie 'eenvoudige gebouwen (zie § 2.1.1).

Het oppervlak van de stabiliteitswanden van de woning figuur 8.4.8, per richting is $5,0\%$ (BES-code tabel 4.6) van $8,450 \times 11,600 = 98 \text{ m}^2 \times 5,0\% / 1,25 = 3,92 \text{ m}^2$. De vereiste lengte van de stabiliteitswanden dik 0,150 m bedraagt: $3,92 : 0,150 = 26,1 \text{ m}$ (70% van $26,1 = 18,3 \text{ m}$).

Langsstabiliteit:

Beide langshevels;

Linker wand: $11600 + 2 \times 500$ (flenzen op de hoeken) = 12600 mm.

Rechter wand: $700 + 500$ (flens op de hoek) + 3850 + 2100 + 500 (flens op de hoek) = 7650 mm.

De binnenwand is $6150 + 500$ (flens op de hoek) + 3600 + 500 (flens op de hoek) = 10750 mm.

Totaal: $12,6 + 7,65 + 10,75 = 31,0 \text{ m} > 26,1 \text{ m}$.

Dwarsstabiliteit:

Voorgevel: $4300 + 2 \times 500$ (flenzen op de hoeken) = 5300 mm.

Achtergevel: $4300 + 2 \times 500$ (flenzen op de hoeken) + 2650 + 500 (flens op de hoek) = 8450 mm.

Tussenmuur washok: $1650 + 2 \times 500$ (flenzen op de T- hoek) + 1750 + 2 x 500 (flenzen op de T- hoek) = 5400 mm.

Muren slaapkamers: $3 \times 3200 + 3 \times 2 \times 500$ (flenzen langshevel) + 2 x 500 (L-flenzen gangwand) = 13600 mm.

Muur porch voorzijde: $2550 + 500$ (flens op de hoek) = 3050 mm.

Totaal $5,3 + 8,45 + 5,4 + 13,6 + 3,05 = 35,8 \text{ m} > 26,1 \text{ m}$.

De éénlaagse woning (figuur 8.4.8) met een betonnen dak voldoet.

§ 8.4.3 Funderen op staal (§ 4.4.1)

Voor het uitvoeren van de fundering op **staal** maken we onderscheid in:

- 1.1 Draagkrachtige grondlaag (§ 4.4.1.1).
- 1.2 Fundering op staal (§ 4.4.2).

§ 8.4.3.1 Draagkrachtige laag

De meeste gebouwen op de BES-eilanden worden op staal gefundeerd. Met een (beperkt) grondonderzoek kan de diepte waar de draagkrachtige laag zich bevindt, worden vastgesteld. Bevindt deze laag zich op een grotere diepte, dan ligt het voor de hand te kiezen voor een fundering op poeren (ook op staal gefundeerd).

De keuze en de afmetingen van de poerfundering moet worden bepaald aan de hand van een geotechnisch advies gebaseerd op een grondmechanisch onderzoek.

Poeraansluitingen

Kolommetjes in de aansluiting tussen de poer en de funderingsbalk (functioneren gangbaar uitsluitend als pendels) moeten worden ontraden. Waarom?

Een stabiliteitswand van bijv. lang 4,0 m heeft een grote stijfheid; idem de poer. Het kolommetje heeft slechts een afmeting van bijv. 400 x 400 mm². De stijfheid-verhouding, benaderd door de hoogte tot de derde macht, is oneindig van de wand of poer tot ca. nul voor het kolommetje er tussen. Tenzij rekenkundig wordt aangetoond dat de krachtsoverdracht gewaarborgd is.

Bij het berekenen van de aardbevingsbelasting valt het op dat het type grondprofiel van groot belang is, immers bij het vaststellen van de aardbevingsbelasting spelen de waarden van C_a en C_v een belangrijke rol.

- De aardbevingscoëfficiënt C_a voor bijvoorbeeld Bonaire varieert van 0,15- rots (massieve klip) tot 0,30- zacht en onbekend grondprofiel.
- De aardbevingscoëfficiënt C_v varieert van 0,15- rots (massieve klip)- tot 0,50- zacht en onbekend grondprofiel.

Het aanbrengen van de grondverbetering vraagt daarom grote aandacht

Afhankelijk van de kwaliteit en de wijze van verdichten, varieert de toelaatbare grondspanning van 75 – 125 kN/m². Bij een goede verdichting en een goede kwaliteit diabas of klip wordt gangbaar uitgegaan van een toelaatbare grondspanning van 100 kN/m².

Wordt een hogere toelaatbare grondspanning vereist, dan zal dit middels grondonderzoek moeten worden aangetoond. Voor het funderen op massieve klip kan zelfs een grondspanning van ≥ 250 kN/m² worden bereikt. Bij deze hoge waarden is een gedegen grondonderzoek vereist.

Voor het bepalen van de aardbevingscoëfficiënten C_a (tabel 4.1) en C_v (tabel 4.2) mag bij een goede verdichting van de ondergrond worden uitgegaan van een stijf grondprofiel S_d .

Bij een draagkrachtige grondlaag, aangebracht volgens de in § 8.4.4 omschreven werkwijze, mag voor het bepalen van de waarden voor C_a en C_v (tabellen 4.1 en 4.2, alsmede in de tabellen 4.5 en 4.6 in § 4.4.4.5 en § 4.4.5.5) worden uitgegaan van S_d een stijf grondprofiel.

Bij het funderen op poreuze klip (rots) moet de waarde voor S_c worden aangehouden.

Bij harde massieve klip worden uitgegaan van de waarden voor S_B .

De rotsprofielen S_A en S_B mogen uitsluitend worden toegepast indien de rotscondities tot een diepte ≥ 30 m doorgaan en er is $\leq 3,0$ m grond aanwezig tussen de rotsformatie en het funderingsniveau.

Opmerking: Zie voor het funderen op rots (klip) de aandachtspunten genoemd in § 4.4.1.1 onder a.

Een Anti-Termiet-behandeling rond en binnen de fundering moet worden uitgevoerd.

§ 8.4.4 Detaillingsregels funderen op staal (§ 4.4.2)

Alle buitenwanden en de dragende binnenwanden gelegen tussen de funderingsstrook en de begane grondvloer moeten worden uitgevoerd in 'opgesloten metselwerk'; metselwerk, $t \geq 150$ mm, 6" blokken, omsloten door een (ring)balk en h.o.h ≤ 4 m (Saba en St. Eustatius) resp. 5 m (Bonaire) door betonnen kolommen. De ringbalk moet één geheel vormen, schijf, met de begane grondvloer dik 150 mm (figuur 4.9b en 4.10c).

Het aanbrengen van de begane grondvloer tussen de funderingswanden is niet toegestaan. De samenhang/schijfwerking van de vloer met de ringbalken voor het afvoeren van de aardbevingsbelasting is essentieel.

Voor het uitvoeren van de fundering op **staal** maken we onderscheid in:

- een strokenfundering (§ 4.4.2.1).
- een plaatfundering (§ 4.4.2.2).

§ 8.4.4.1 Werkwijze aanleg strokenfundering

- Uitgraven, horizontaal uitvlakken en verdichten van de sleuf als aangegeven in § 4.4.1.1
- Indien nodig bekisten + aanbrengen van een werkvloer dik 50 mm, of op vaste grondslag middels hard- plasticfolie, dik 0,15 mm. Let op bij de keuze van de dekkingsblokjes dat deze niet wegzakken in de ondergrond en/of door het plastic prikken tijdens het vlechten en/of het betonstorten!
- Vlechten van de wapening.
- Verzorgen van de dekking middels dekkingsblokjes.
- Storten, verdichten en afwerken beton $\geq C 16/20$.
- Opmetselen opgesloten metselwerk tot begane grondvloer. Deze funderingswandjes aan beide zijden afpleisteren, dik 15 mm tot o.k. vloer en 2x afstrijken met funderingscoating.
- Aan beide zijden van het metselwerk de grondverbetering aanvullen, uitvlakken en verdichten (zie § 4.4.1.1).
Voor gebouwen geplaatst op een helling $\leq 15^\circ$ zie § 4.4.2.1.1.
- Aanbrengen begane grondvloer dik ≥ 150 mm. De begane grondvloer moet worden verbonden met de kolommen uit het opgesloten metselwerk (zie § 4.4.2.1).
- Het aanbrengen van de begane grondvloer tussen de funderingswanden is niet toegestaan.

§ 8.4.4.2 Werkwijze aanleg plaatfundering

De werkwijze voor het aanbrengen van een plaatfundering komt overeen met § 8.4.4.1.

§ 8.4.4.3 Betonsamenstelling

Een veel gestelde vraag: Mag in plaats van grind en zand, gebroken kalksteen (klip) worden toegepast als vervanger van grind en zand?

Het antwoord is ja, met de volgende aandachtspunten:

- Door het ontbreken van ronde vormen worden vaak vulstoffen (vliegashoudend of kalksteenmeel) en een iets hoger aandeel van de fractie 0/4 mm toegepast.
- De E -modulus neemt ca. 10% af (zie Eurocode 2 art 3.1.3).
- Het watergebruik zal zeker toenemen. Indien het ronde grind wordt vervangen door een gebroken fractie met dezelfde afmetingen zal de waterbehoefte van beton met ca. 6 % (ca. 10 liter/m³ beton) toenemen. Wordt tevens het ronde zand vervangen door een gebroken materiaal, dan zal de waterbehoefte met nog eens 10% (ca. 15 liter/m³ beton) toenemen. Deze watertoeename is niet uitsluitend met (super)plastificeerders op te vangen.

- Scheurvorming: Indien het gebroken materiaal veel breekstof bevat zal het beton geen- of zeer weinig bleeding vertonen. Bij droog en warm weer is het ontstaan van plastische krimpscheuren dan ook nauwelijks te voorkomen. Voordeel is de lagere thermische uitzettingscoëfficiënt van beton met gebroken kalksteen.
- De materiaaleigenschappen van gebroken kalksteen, als vervanger van zand en grind, variëren meer dan die van zand en grind. Bijvoorbeeld de druksterkte varieert, afhankelijk van de vindplaats tussen 80 – 230 N/mm². Dit heeft tot gevolg dat de spreidingsresultaten van de kubussterkte ook groter zijn dan die van grindbeton.

Volgens de VBT 1995 levert beton B 25 (C 20/25) een gemiddelde kubusdruksterkte op van: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$. Hierbij hoort $f_{c,min.} = 0,9 f_{ck} = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ N/mm}^2$.

Volgens de NEN-EN 206-1 levert een beton C 20/25 een gemiddelde kubusdruksterkte op van: $f_{cm} = f_{ck} + 4 = 25 + 4 = 29 \text{ N/mm}^2$. Hierbij hoort $f_{c,min.} = f_{ck} - 4 = 25 - 4 = 21 \text{ N/mm}^2$. De spreiding van het 'gebroken kalksteenbeton' voldoet gangbaar niet aan deze criteria.

Geadviseerd wordt de gemiddelde kubusdruksterkte voor het 'gebroken kalksteenbeton' te stellen op $f_{cm} = f_{ck} + 4 + 4$. Dus voor C 20/25: $f_{cm} = f_{ck} + 4 + 4 = 25 + 4 + 4 = 33 \text{ N/mm}^2$.

Deze aanpassing bij de bestelling van het 'gebroken kalksteenbeton' aangeven.

- Uitgangspunt bij eenvoudige gebouwen: ga uit van beton C 16/20 (B 20). Het bestellen van 'gebroken kalksteenbeton' $\geq$ C 28/35 voor gewone bouwwerken moet worden ontraden. Deze betonkwaliteit is zelden haalbaar. Constructeur houdt hier rekening mee.
Voor grotere utilitaire bouwwerken en infraprojecten alleen beton $\geq$ C 28/35 adviseren, mits er gebruik wordt gemaakt van geïmporteerd grind en zand, of van geïmporteerd kalksteen met een hoge druksterkte met een beperkte spreiding.
- Voor de betondekking zie § 4.3.2.3.

§ 8.4.5 Houtskeletbouw (§ 4.3.4)

Bij deze lichte bouwconstructie is het belangrijk contragewicht (bijv. de betonnen plaatfundering) te mobiliseren om de kantelveiligheid van de constructie te waarborgen, volgens art. 6.3.4 van NEN 6702.

Het kantelmoment veroorzaakt door de windbelasting, gangbaar maatgevend boven de aardbevingsbelasting, moet worden opgenomen door het tegenwerkende moment: gewicht bouwwerk (bepaald volgens art. 6.3.4 van NEN 6702) maal de afstand van het zwaartepunt van het gewicht van het bouwwerk tot het kantelpunt.

Neem als kantelpunt de 'voorkant' of de zijkant van de plaatfundering.

Totale bouwwerk altijd op kantelveiligheid controleren.

§ 8.4.6 Bestaande bouw, reparatie/renovatie

Naast de aandachtspunten gegeven in § 8.2.9 voor daken loont het aandacht te besteden aan de toestand waarin het metselwerk en de fundering zich bevinden.

Aandachtspunten:

- Metselwerk:
Beperkte scheurvorming; tracht de oorzaak te vinden. Meestal beperkte zettingen van de fundering, vaak ontstaan door onvoldoende verdichten van de ondergrond.
Grote(re) scheurvorming. Vermoedelijke oorzaak slechte staat van de fundering, of onvoldoende draagkracht van de ondergrond. De scheuren niet eerder dicht-pleisteren dan nadat de oorzaak gevonden is.

- Bevestiging/verankering gevelpuien: Gezien de hoge windbelasting vooral op Saba en St. Eustatius is de verankering van de gevelpuien, deuren, ramen, schuifpuien van groot belang. Denk aan een windbelasting van $0,8(\text{druk}) + 0,3(\text{Onderdruk}) = 1,1 q_{\text{wind}}$. Dat leidt druk een belasting van ca. $3,5 \text{ kN/m}^2$ pui.
- Fundering op staal:
Bij geconstateerde grote(re) scheurvorming in het metselwerk ligt de oorzaak vaak bij de slechte staat van de plaat- of strokenfundering. Oorzaak:
 - Onvoldoende gewapend,
 - Roestvorming wapening wegens onvoldoende betondekking,
 - Slecht verdichte ondergrond,
 - Combinatie van het voorgaande.
 Herstel is meestal slechts mogelijk door het vervangen van de fundering aldaar.

Op St. Eustatius en mogelijk ook op Saba bestaat er een probleem bij de oudere gebouwen, die vaak nog gerealiseerd zijn in niet opgesloten metselwerk, de zgn. 'Curaçaose bouw'. Deze gebouwen zijn meestal niet aardbevingsbestendig. Voor de dakconstructie zie § 8.2.9.

Vergelijken we de BES-code tabellen 4.5 en 4.6 met elkaar, dan zien we grote verschillen.

Neem bijv. tabel 4.5b:

Type metselwerk:

(niet opgesloten) metselwerk; % oppervlak stabiliteitswanden 1 bouwlaag is 2,6 %

opgesloten metselwerk; % oppervlak stabiliteitswanden 1 bouwlaag is 1,5 %

Het totale % oppervlak stabiliteitswanden is dus 2,6: 1,5 = 1,73 x zo groot.

Vergelijken we tabel 4.5b (Curaçaose bouw) met tabel 4.6 dan zien we dat in aardbevingszone 2A:

Opgesloten metselwerk; % oppervlak stabiliteitswanden 1 bouwlaag is 1,5 %

In aardbevingszone 3:

Opgesloten metselwerk; % oppervlak stabiliteitswanden 1 bouwlaag is 4,0 %

Het totale % oppervlak stabiliteitswanden is dus 4,0: 1,5 = 2,67 x zo groot.

Het zal duidelijk zijn dat de Curaçaose bouw niet aardbevingsbestendig is in aardbevingszone 3.

Indien meer metselwerkwallen reeds grote scheuren tonen is herstel bijna niet mogelijk. Eventueel kan, indien de scheurvorming slechts op een beperkt aantal plaatsen optreedt, plaatselijke funderingsherstel worden overwogen (vraag advies aan een constructeur).

Om het gebouw (stel 1 bouwlaag) aardbevingsbestendig te maken zal er voor gekozen moeten worden het niet opgesloten metselwerk aan te pakken:

Controleren of het % oppervlak 6" stabiliteitswanden bij 1 bouwlaag is 4,0 %.

Zo niet: herstel lijkt niet economisch haalbaar.

Zo ja: $\leq$ h.o.h. 4,0 m gewapend betonkolommen (inzagen en zijanten opruwen voor een goede aanhechting) $150 \times 250 \text{ mm}^2$ te plaatsen in de metselwerkwallen en verbinden met de fundering (plaat- of strokenfundering) en het ringbalkenframe.

Verbinding nieuwe kolommen met de ringbalk: 3 staven $\frac{1}{2}$ " (steklengte 600 mm) inlijmen midden tussen de langwapening van de ringbalk. Zo blijft de wapening in de ringbalk in takt.

Werk op begane grondniveau overeenkomstig.

De kolomwapening 4 staven $\frac{3}{8}$ " + beugels $\frac{1}{4}$ " – 250.

Vervolgens de wallen binnen en buiten voorzien van een stuc laag.

§ 8.5 Betonstaal

§ 8.5.1 Mechanische eigenschappen van betonstaal B 500

Voor het construeren in gewapend beton zijn de mechanische eigenschappen van het betonstaal van groot belang. Dit betreft de sterkte en de taaiheid, beide zijn belangrijk.

De materiaaleigenschappen van het betonstaal worden bepaald met behulp van de trekproef, waarbij het betonstaal in een trekbank tot breuk wordt belast.

Het verband tussen de trekspanning σ_s en de vervorming ε_s leggen we vast in een $\sigma - \varepsilon$ - diagram (figuur 8.5.1).

Figuur 8.5.1a laat een karakteristieke $\sigma - \varepsilon$ -relatie zien van warmgewalst betonstaal. Na een elastische tak (0 – 1) volgt een duidelijk vloeitrajec (1 – 2), waarna versterking optreedt (na punt 2) die in het begin vrij stijf is (tot 3) om vervolgens steeds meer af te vlakken tot punt 4. De treksterkte is bereikt. Vervolgens snot het staal plotseling in en breekt in 5. De maximale trekkracht F , gedeeld door de oorspronkelijke doorsnede A , wordt de treksterkte σ genoemd, dus $\sigma = F/A$.

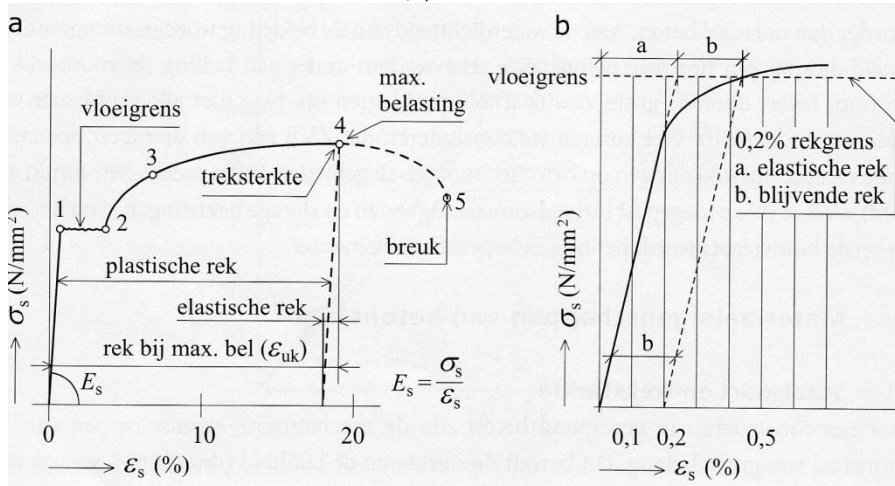
Bij het belasten gedraagt het betonstaal zich tot de vloeigrens (traject 0 – 1) elastisch. Dit betekent dat bij het ontlasten het staal terugkeert naar zijn oorspronkelijke vorm.

De hoek die de tak 0 – 1 maakt met de horizontale as, de relatie tussen de sterkte en de vervorming in het elastische gebied, noemen we de elasticiteitsmodulus E_s .

In formulevorm: $E_s = \sigma_s / \varepsilon_s$, of $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$; de wet van Hooke.

De representatieve waarde van de elasticiteitsmodulus $E_{s,rep}$ is een materiaalconstante en bedraagt voor alle betonstaalsoorten: $E_{s,rep} = 200000 \text{ N/mm}^2$.

De rekenwaarde bedraagt: $E_d = E_{s,rep} / \gamma_m$, met $\gamma_m = 1$, zodat: $E_d = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$.

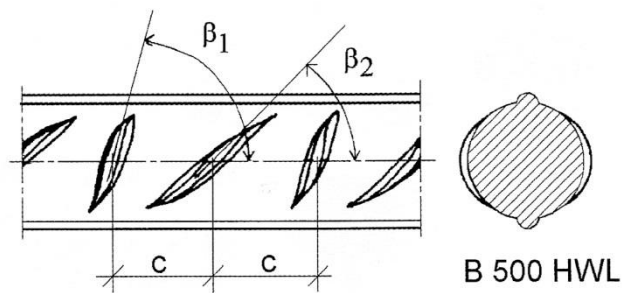


Figuur 8.5.1 Het $\sigma - \varepsilon$ -diagram van warmgewalst HWL(a) en koudvervormd HK en HKN(b) betonstaal

De rek tussen de punten 0 en 5 bestaat steeds uit een deel elastische rek (traject 0 – 1) en een deel plastische rek (traject 1 – 5).

Wordt tijdens de trekproef de trekkracht op een willekeurig tijdstip verminderd, dan zal de staaf zich steeds elastisch verkorten via een lijn evenwijdig aan traject 0 – 1. In figuur 8.5.1a is in het punt 4 de trekkracht verminderd tot 0. De verkorting verloopt via de gestreepte lijn. Punt 4 geeft

de maximum belasting van het proefstuk aan. De rek aldaar is de rek bij maximale belasting en bestaat dus uit een groot deel plastische rek en een deel elastische rek.



Figuur 8.5.2 Warmgewalst betonstaal

Betonstaal met een duidelijke vloeigrens wordt verkregen door een warm-walstraject.

Na het warmwalsen wordt het staal (geforceerd) gekoeld.

Dit type staal wordt aangeduid met HWL, **H**oogwaardig **W**armgewalst **L**asbaar betonstaal

Het staal is herkenbaar aan twee ribbenrijen (figuur 8.5.2).

Voor B 500 moeten de ribben ten minste aan één staafzijde afwisselend verschillende hoeken met de lengte-as maken.

Veelal heeft HWL een A_{gt} van ca. 9 – 13 %.

Bij koudvervormd betonstaal door middel van rekken (HK) wordt de sterkte van het warmgewalste geprofileerde uitgangsmateriaal verkregen door het oprekken van het staal.

Het warmgewalste basismateriaal (met een duidelijke vloeigrens op ca. 400 à 440 N/mm²) wordt als het ware tot punt 3 (figuur 8.5.1a) uitgerekt, waardoor het vloeitraject 1-2 verdwijnt.

Omdat deze staalsoort geen duidelijke vloeigrens vertoont, wordt de 0,2%-rekgrens als denkbeeldige vloeigrens aangehouden (figuur 8.5.1b).

Door het koudtrekken worden de sterkte-eigenschappen met ca. 100 N/mm² verhoogd.

Veelal heeft B 500 HK een A_{gt} van ca. 5 – 9 %.

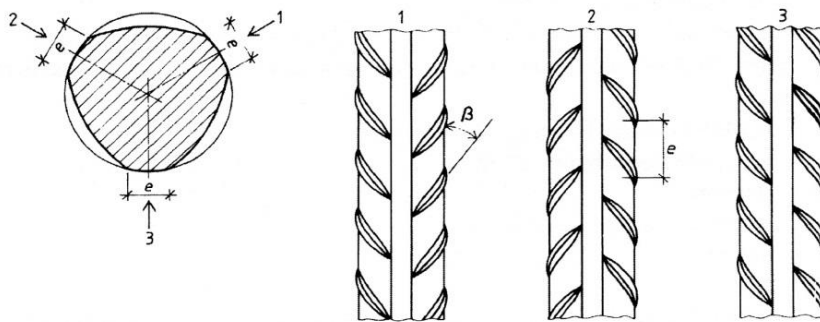
Bij koudvervormen door middel van trekken en koud profielwalsen (HKN) wordt de sterkte van het warmgewalste gladde uitgangsmateriaal (zgn. walsdraad met een vloeigrens van ca. 360 N/mm²) verkregen door het koudtrekken; het gladde walsdraad wordt door een treksteen, met een kleinere opening dan de walsdraaddiameter, getrokken. Vervolgens wordt de draad koud profiel-gewalst, driezijdig).

Door het koudtrekken en profielwalsen worden de sterkte-eigenschappen verhoogd tot ca. 550 à 650 N/mm². Dit HKN staal wordt vooral toegepast bij de fabricage van wapeningsnetten.

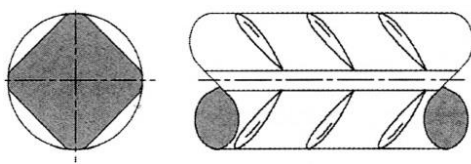
Veelal heeft B 500 HKN een A_{gt} van ca. 4 – 6 %.

We kennen dus de volgende types koudvervormd betonstaal:

- Warmgewalst, koudvervormd (koud profielwalsen) betonstaal HKN met de N van **Netten**. Het staal is herkenbaar aan drie ribbenrijen (figuur 8.5.3).
- Warmgewalst, koud-nagerekt betonstaal HK. **H**oogwaardig **K**oud-nagerekt betonstaal. Het staal is herkenbaar aan vier ribbenrijen (figuur 8.5.4).



Figuur 8.5.3 Koudvervormd betonstaal HKN



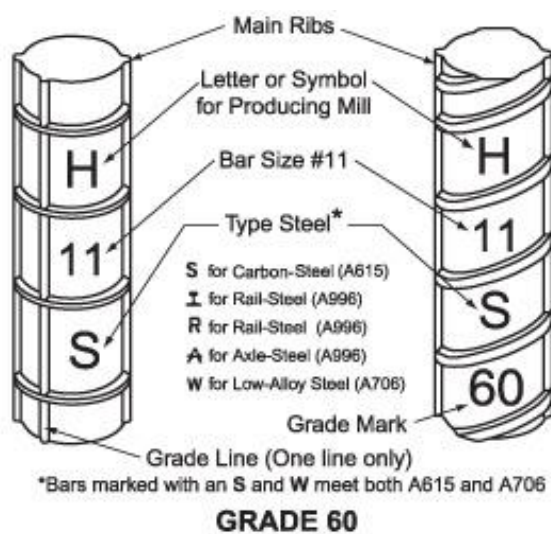
Figuur 8.5.4 Koudvervormd betonstaal HK

Betonstaalsoorten B 500

Betonstaalsoort	B 500 A	B 500 B	B 500 C
R_e vloeï-0,2% rekgrens (N/mm ²)	500	500	500
A_{gt} rek bij max. belasting (%)	2,5	5,0	7,5

Grade 60

In afwijking van art. 6.2 uit NEN 6720 en art. 3.2 uit NEN-EN 1992-1-1 mag als betonstaal Grade 60 worden toegepast.



Opmerking: Tenzij voorzien van een keuringsrapport met vermelding van de staalsoort wordt geribd betonstaal gelijk gesteld aan Grade 60.

Grade 60 is betonstaal welke gangbaar wordt gebruikt in gepuntlaste wapeningsnetten met een karakteristieke waarde van de vloeigrens (of 0,2 % rekgrens) $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$.

$f_{y;d}$ is de rekenwaarde van de trek-druksterkte: $f_{y;d} = f_{y;k} / \gamma_m = 355 / 1,15 = 310 \text{ N/mm}^2$.

De letter A geeft ductiliteitsklasse, de rek bij maximale belasting A_{gt} , aan, zie overzicht.

Staalsoort	f_{yk} (N/mm ²)	$f_{y;d}$ (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	A_{gt} (%)	Opmerkingen:
Grade 60 A	355	310 (355)	200.000	2,5	Betonstaal geleverd als gepuntlaste wapeningsnetten. $C \leq 0,22 \%$

§ 8.5.2 Ductiliteitsklassen betonstaal

De relatie $\sigma_s = E_s \epsilon_s$ geldt zowel voor betonstaal onder trek, als voor betonstaal onder druk.

Betonstaal is een taai materiaal. In de BES-code hoofdstuk 5 wordt als voorwaarde gesteld dat betonstaal moet worden toegepast met een bepaalde ductiliteitsklasse.

Voor de vereiste ductiliteitsklasse zie BES-code § 5.1.

Gangbaar worden op de BES-eilanden het volgende betonstaal toegepast (tabel 8.5.1):

Tabel 8.5.1 Overzicht toegepaste betonstaalsoorten

Betonstaalsoort	B 500 A	B 500 B	B 500 C	Grade 60
Diameter (mm)	5-14	6-50	6-50	5-12
Minimum vloeigrens of 0,2 % rekgrens f_{yk} (N/mm ²)	500	500	500	355
Minimum verhouding treksterkte/vloeigrens	1,05	1,08	1,15 – < 1,35	1,05
Minimum rek bij maximale belasting A_{gt} (%) (zie ϵ_{uk} figuur 8.5.1)	2,5	5,0	7,5	2,5

In Nederland zijn vrijwel uitsluitend de betonstaalsoorten B 500 A en B 500 B, gecertificeerd, te verkrijgen

De warmgewalste B 500 B (HWL) bezit veelal een rek $A_{gt} \geq 7,5 \%$. Het kan dus zinvol zijn op deze warmgewalste B 500 B een partijkeuring uit te (laten) voeren door de fabrikant/leverancier om aan te tonen dat B 500 C geleverd wordt.

Ook koudgetrokken B 500 B (HK) heeft soms (productie voor Finland) een rek $A_{gt} \geq 7,5 \%$.

De rekenwaarden van de trek- en druksterkte

De representatieve waarden van de vloeigrens en de treksterkte zijn gegeven in tabel 8.5.1.

Omdat de betonstaalsterkte een kleinere spreiding vertoont dan de betonsterkte, moet met een materiaalfactor $\gamma_s = 1,15$ worden gerekend.

De rekenwaarde van de trek- en druksterkte bedraagt:

$$f_{y;d} = f_{y;rep} / \gamma_m, \text{ met } \gamma_m = 1,15.$$

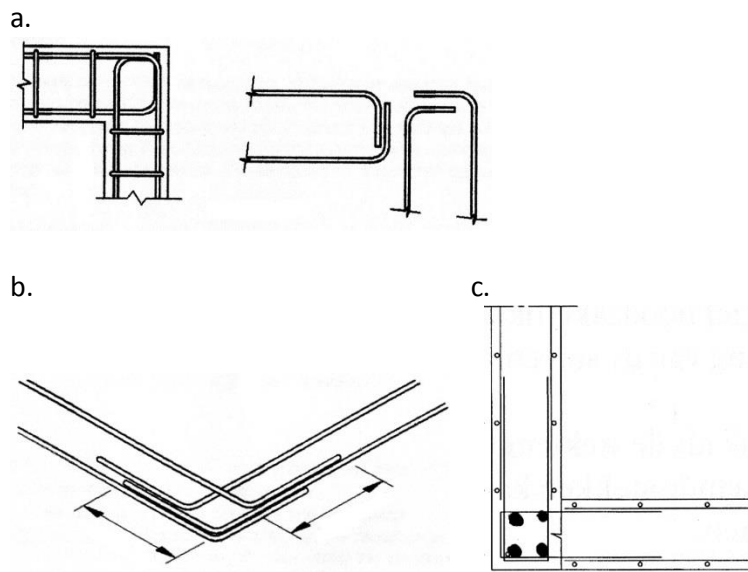
B 500: $f_{y;d} = 500 : 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$.

Grade 60: $f_{y;d} = 355 : 1,15 = 310 \text{ N/mm}^2$.

De wapening in een betonelement moet bij voorkeur zo worden gedimensioneerd dat vloeien van de wapening optreedt voordat het beton in de drukzone bezwijkt. Het element zal daardoor sterk vervormen en scheuren. Het element 'waarschuwt' dus dat de constructie gaat bezwijken.

§ 8.5.3 Wapening knoopverbindingen

§ 8.5.3.1 Knoopverbindingen ringbalken



Figuur 8.5.5 Hoekaansluiting ringbalken

Hoekaansluiting ringbalken:

In de hoekaansluiting moet de wapening van de beide ringbalken volledig worden verankerd in de knoop. De verankeringslengte van de staven $\varnothing 8$ mm bedraagt (zie § 4.3.2.2):

Beton C 16/20 $\geq 50 \varnothing$, dus $50 \times 8 = 400$ mm.

Bij een werkelijke balkbreedte van 140 mm en een betondekking van 25 mm moet de ombuiging dus $400 - (140 - 25) = 285$ mm bedragen. Een verankering zoals aangegeven in figuur 8.5.5a (ombuiging ca. 100 mm) voldoet dus niet.

Om in de knoop wapeningsconcentratie te vermijden wordt gekozen voor de oplossing gegeven in figuur 8.5.5b met ombuigingen van 300 mm.

Eventueel kan gekozen worden voor de oplossing waarbij gebruik wordt gemaakt van haarspelden (figuur 8.5.5c).

De overlapslengte l_1 haarspeld/staaf bedraagt (zie § 4.3.2.2):

Beton C 16/20 $\geq 50 \varnothing$, dus $l_1 = 50 \times 8 = 400$ mm (figuur 8.5.6b).

T-aansluiting ringbalken:

In de T-aansluiting loopt bijvoorbeeld de wapening van de ene ringbalk door, terwijl de andere ringbalk volledig moet worden verankerd in de knoop.

De verankeringslengte van de staven $\varnothing 8$ mm bedraagt:

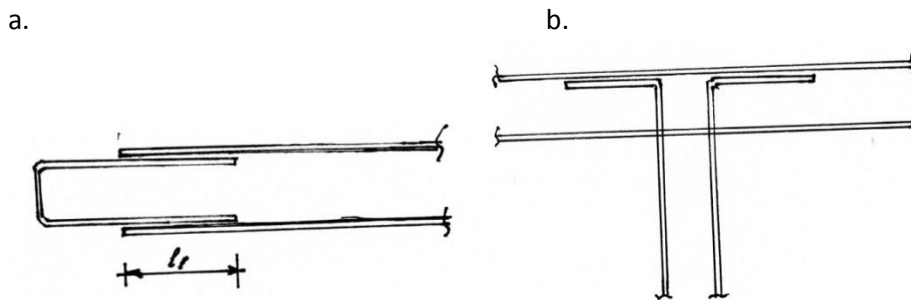
Beton C 16/20 $\geq 50 \varnothing$, dus $l_1 = 50 \times 8 = 400$ mm.

Bij een werkelijke balkbreedte van 140 mm en een betondekking van 25 mm moet de ombuiging dus $400 - (140 - 25) = 285$ mm bedragen.

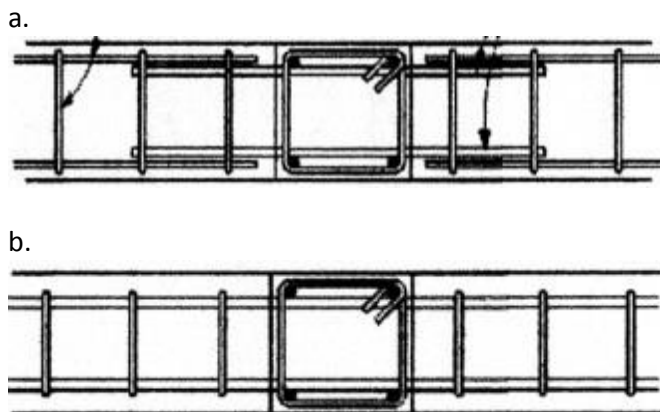
Om in de knoop wapeningsconcentratie te vermijden wordt gekozen voor de oplossing gegeven in figuur 8.5.6a met haarspelden (laslengte $50 \varnothing$), of figuur 8.5.6b met ombuigingen van 300 mm.

Indien gebruik wordt gemaakt van haarspelden (figuur 8.5.6a), dan bedraagt de overlapslengte l_1 haarspeld/staaf:

Beton C 16/20 $\geq 50 \varnothing$, dus $l_1 = 50 \times 8 = 400$ mm.



Figuur 8.5.6 T-aansluiting ringbalken



Figuur 8.5.7 X-aansluiting ringbalken

X-aansluiting ringbalken:

Als voorbeeld nemen we een woning, buitenoppervlak $11600 \times 8450 \text{ mm}^2$ (zie figuur 8.4.5), waarbij de ringbalken in langsrichting over de gevelwanden en over de tussenwand lopen. Eerst wordt de wapening van deze ringbalken gevlochten. Vervolgens worden de dwarsbalken van het ringbalkenframe gevlochten.

De wapening $2 \times 2 \text{ } \varnothing 8$ wordt op lengte (lengte tussen de langs balken) geknipt en vervolgens van beugels voorzien. De korf wordt tussen de langs balken aangebracht. Vervolgens de losse verbindingstaven (figuur 8.5.7a zie pijltjes) aanbrengen (laslengte $50 \varnothing$).

Het doorschuiven van de lange dwarsstaven (figuur 8.5.7b) leidt vaak tot problemen. Voor de L- en de T-verbinding maken we als verbindingswapening gebruik van haarspelden (figuur 8.5.6a).

Voor de X-aansluiting wordt de verbindingswapening onder en boven de hoekstaven (niet er tussen) ingeschoven (figuur 8.5.7a).

Lengte overlappingslas: Beton C 16/20 $\geq 50 \varnothing$, dus $l_l = 50 \times 8 = 400 \text{ mm}$.

Het aanbrengen van een doorgaande wapening van ca. 8 meter door de langs balken, zal niet eenvoudig zijn en verdient zeker geen aanbeveling.

§ 8.5.3.2 Knoopverbinding kolomwapening met de ringbalk

Hoekkolomverbinding met de ringbalk

Bij de detaillering van de L-aansluiting van de ringbalken en de L-vormige hoekkolom kan gekozen worden voor de oplossing gegeven in figuur 8.5.5b of 8.5.5c, met als uitgangspunt wapenconcentratie in de knoop te vermijden.

Gangbaar worden van de 8 Ø 8 van de L-kolom de 4 Ø 8, zoals met stippen is aangegeven in figuur 8.5.5c, aangebracht. Is dat juist?

De ruimte is maximaal $140 \text{ (balkbreedte)} - 2 \times 25 \text{ (betondekking)} - 2 \times 6 \text{ (beugel)} - 2 \times 8 \text{ (langswapening)} = 62 \times 52 \text{ mm}$. Hierin kunnen de 4 Ø 8 nog net worden geplaatst. Het verdichten van het beton met een trilnaald Ø 50 leidt tot problemen. Plaats daarom slechts 1 Ø 8 in het vierkantje. De overige 3 Ø 8 er buiten. Of maak gebruik van een porstaaf Ø 16 om het beton te verdichten.

De verankeringslengte van de kolomwapening 8 Ø 8 in de ringbalk bedraagt:

Beton C 16/20 $\geq 50 \text{ Ø}$, dus $50 \times 8 = 400 \text{ mm}$.

Bij een balkhoogte van 400 mm en een betondekking van 25 mm moet de ombuigingslengte dus $400 - (400 - 25) = 25 \text{ mm}$ bedragen.

De minimale lengte van de ombuiging is $10 \text{ Ø} \geq 70 \text{ mm}$. Kies als ombuigingslengte 100 mm.

Leggen we de ombuiging naar binnen (figuur 8.5.5a), dan wordt de tussen ruimte: $62 - 4 \times 8 = 30 \text{ mm}$. In werkelijkheid zal de ruimte nog kleiner zijn.

Deze ruimte is eigenlijk te beperkt om de beton in de kolom met een trilnaald, of een porstaaf Ø 16, goed te verdichten.

Om in de knoop wapeningsconcentratie enigszins te vermijden wordt gekozen voor de oplossing overeenkomstig figuur 8.5.6b met ombuigingen van 100 mm in de richting van de randbalken, dus vanaf de knoop. Slechts de hoekstaaf loopt nog door de knoop.

Ook kan er voor gekozen worden de kolomstaven juist onder de balk te stoppen en te verlengen met een haarspeld (figuur 8.5.5c).

De lengte van de overlappingslas wordt: $l_l = 50 \times 8 = 400 \text{ mm}$.

De ruimte voor een trilnaald of porstaaf om de beton in de kolom te verdichten wordt zo ca. $62 \times (62 - 2 \times 8) = 62 \times 46 \text{ mm}^2$.

De oplossing overeenkomstig figuur 8.5.6b geeft de meeste ruimte voor de trilnaald/porstaaf en verdient de voorkeur.

Bij de aansluiting van de kolommen, met een L-, T- of X-vorm, met de ringbalk een overeenkomstige oplossing kiezen.