

- ir. F.H. van der Linde, directeur
- ing. J.P. van der Windt, directeur
- ir. M.J. Durian
- ing. H.J. Hoorn
- ir. A. J. Robbemont

## Uitgangspunten stallenbouw op basis van de NEN-EN 1998-1:2004, NEN-EN 1998-5:2005 en de NPR 9998.

projectnr.: 2014-024

Opdrachtgever : Nederlandse Aardolie Maatschappij b.v.  
De nieuwbouwregeling  
Postbus 28000  
9400 HH Assen  
telefoon: 0592 - 36 91 11  
internet : www.nam.nl

Rotterdam, 1 maart 2015

ir. A. Notenboom

### DISCLAIMER

*In deze leidraad wordt een berekeningsmethode voor een bouwconstructie uitgewerkt om te kunnen voldoen aan de grenstoestand NC van de NPR9998 februari 2015 (groene versie). De aangegeven berekening zal voor elk project variëren en dient te worden aangepast aan de constructieve uitgangspunten van het te berekenen project. De initiatiefnemer/hoofdconstructeur van een project is verantwoordelijk voor de juiste toepassing van de in dit rapport gehanteerde normen/voorschriften. NAM b.v. en Zonneveld Ingenieurs BV en/of Nederlandse Aardolie Maatschappij BV aanvaardt geen enkele aansprakelijkheid voor de bouwwerken die mede met dit rapport tot stand worden gebracht en/of de financiële gevolgen die uit het gebruik van dit rapport voortvloeien. De indiener en hoofdconstructeur blijven verantwoordelijk en aansprakelijk voor de bouwconstructies die in dit rapport worden behandeld.*

## **Inhoudsopgave**

<b>Inhoudsopgave</b> .....	1
<b>Voorwoord</b> .....	2
<b>1. Inleiding</b> .....	3
<b>2. Inleiding tot berekeningsmethode</b> .....	4
Uitgangspunten .....	4
Benodigde toetsingen .....	5
<b>3. Stappenplan</b> .....	6
<b>4. Aandachtspunten detaillering in verband met ductiliteit</b> .....	7
<b>5. Aandachtspunten fundering en de mogelijke verweking van de ondergrond</b> .....	9
<b>6. Rekenvoorbeeld</b> .....	12
<b>7. Slotwoord</b> .....	19

## **Voorwoord**

Voor het ontwerp van een aardbevingsbestendige stal dienen constructieberekeningen volgens de NEN-EN 1998-1:2004, NEN-EN 1998-5:2005 en de Ontwerp NPR 9998: 2015 te worden gemaakt.

De initiatiefnemer of opdrachtgever van een bouwproject dient hiervoor een constructieadvies aan te vragen. Als het constructieadvies wordt ingediend volgens deze leidraad zal het beoordelingsproces sneller verlopen omdat dan in een keer alle gewenste informatie kan worden aangeleverd. De initiatiefnemer wordt verzocht deze leidraad aan hun constructieadviseur ter beschikking te stellen.

## 1. Inleiding

Ten behoeve van het bepalen van een aardbevingsbelasting volgens de nationale voorschriften heeft Zonneveld Ingenieurs deze leidraad opgesteld. Uitgangspunt voor deze leidraad zijn de NEN-EN 1998-1:2004, NEN-EN 1998-5:2005 en de NPR 9998:2015. Deze leidraad is specifiek opgesteld voor de nieuwbouw van stallen waarvan de hoofddraagconstructie een staalconstructie is.

Deze leidraad bevat uitgangspunten, ontwerpadviezen en een te hanteren stappenplan voor het definiëren van een aardbevingsbelasting volgens de *zijdelingse belastingmethode*. De *zijdelingse belastingmethode* is de meest eenvoudige rekenwijze om aan te tonen dat een project aardbevingsbestendig kan worden gebouwd. Voor meer geavanceerde methoden dient de NEN-EN 1998 te worden geraadpleegd.

De berekening van een aardbevingsbelasting conform deze methode mag slechts worden toegepast indien aan de uitgangspunten voldaan wordt. Vervolgens kan het stappenplan gehanteerd worden om de belasting te bepalen waarbij de ontwerpadviezen in overweging genomen kunnen worden.

## 2. Inleiding tot berekeningsmethode

Aardbevingsberekeningen dienen voor de Nederlandse situatie gebaseerd te worden op ontw. NPR9998:2015 [1], EN1998-1:2004 [2] en NEN-EN 1998-5:2005 [3]. Voorwaarden voor de toepassing van de verschillende analyse methoden worden gepresenteerd in Tabel 4.1 van [1]. Deze is hieronder weergegeven.

Regelmaat			Gedragfactor	
Plattegrond	Hoogte	Model	Lineair elastische analyse	(voor lineaire analyse)
Ja	Ja	Vlak	Zijdelingse belastingmethode	Referentie waarde
Ja	Nee	Vlak	Modaal	Verlaagde waarde
Nee	Ja	Ruimtelijk	Zijdelingse belastingmethode	Referentie waarde
Nee	Nee	Ruimtelijk	Modaal	Verlaagde waarde

### Uitgangspunten

#### **Berekeningsmethode**

Uitgangspunt voor deze leidraad is dat gebruikt gemaakt kan worden van de zijdelingse belastingmethode met een vlak model. Dien tengevolge is constructieve regelmaat van de constructie in het horizontale vlak (plattegrond) en in het verticale vlak (verticale doorsnede) vereist. Dit zal bij een stalen stal bestaande uit een bouwlaag normaliter het geval zijn. Of de constructie hieraan voldoet dient gecontroleerd te worden aan de hand van §4.2.3.2 respectievelijk §4.2.3.3 van [1].

#### **Grenstoestanden**

In EC8 [2] worden drie grenstoestanden onderscheiden:

1. Near Collapse (NC): de bouwconstructie staat op instorten maar stort niet in
2. Significant Damage (SD): significante beschadiging
3. Damage Limitation (DL): schadebeperking

De grenstoestand NC dient te allen tijde te worden beschouwd terwijl de toestanden SD en DL optioneel kunnen worden beschouwd. Deze leidraad richt zich alleen op controle van de grenstoestand NC.

#### **Gevolgklassen**

Gevolgklasse CC1 uit NEN-EN1990 is voor de beschouwing van aardbevingen in ontw. NPR9998 opgesplitst in CC1A (geen gevaar voor mensenlevens) en CC1B (gering gevaar voor mensenlevens). Een stal valt in gevolgklasse CC1B volgens ontw. NPR9998.

## Ductiliteitsklassen

Ductiliteit of vervormbaarheid is de mate waarin een materiaal of constructie een plastische vervorming toelaat. De mate van ductiliteit is in EC8 [2] gecategoriseerd in ductiliteitsklassen. Hierin zijn de categorieën lage ductiliteit (DCL), medium ductiliteit (DCM) en hoge ductiliteit (DCH) te onderscheiden. Voor nieuwbouw wordt aanbevolen minimaal te voldoen aan de eisen van ductiliteitsklasse DCM. Hiervoor dient de constructie te voldoen aan de ontwerp- en detailleringregels voor dissipatief constructiegedrag gegeven in § 6.5. van EC8 [2].

## Constructie typen

Deze leidraad is bedoeld voor een constructie die uit slechts een bouwlaag bestaat. Bij een stalen stal zal in het algemeen sprake zijn van een momentvast portaal, een raamwerk met concentrisch verband of een combinatie hiervan.

## Fundering/kelder

Een stalen stal, welke slechts uit een bouwlaag bestaat, zal in het algemeen niet gefundeerd worden op palen.

Voor de handligger is het toepassen van een fundering op staal. Hieronder vallen ook een fundering op poeren of fundering op de kelder, in het geval dat een mestkelder wordt toegepast.

## Benodigde toetsingen

Om op een relatief eenvoudige wijze te kunnen vaststellen of de aardbevingsbelastingcombinatie wel of niet maatgevend is, kan d.m.v. de zijdelingse belastingmethode een bovengrens van de aardbevingsbelasting worden vastgesteld. Bij stalen stallen wordt normaliter een lichte dakconstructie toegepast. In dat geval zal de fundamentele belastingcombinatie met wind bijna altijd maatgevend zijn boven de aardbevingsbelastingcombinatie. Indien dit aangetoond wordt, hoeft de constructie verder niet op de horizontale aardbevingsbelasting te worden getoetst.

Er zal echter altijd aangetoond dienen te worden dat wordt voldaan aan de benodigde eisen voor ductiliteitsklasse DCM.

Bovendien dient na gegaan te worden of er elementen getoetst dienen te worden op verticale seismische belasting. Zie hiervoor §4.3.3.5.2 van [1]. Voor stalen stallen zou dit bijvoorbeeld een spant met overspanning van 20m of meer kunnen zijn.

Naast het toetsen van de (stalen) constructie op de aardbevingsbelasting, dient ook de fundering getoetst te worden. Hierbij dient verweking van de ondergrond beschouwd te worden, zie § 10 van [1] en § 5.4.1 van [3].

## 3. Stappenplan

Voor de controle berekening van een stalen stal op een locatie waar aardbevingsbelasting volgens Ontw. NPR9998 relevant is (zie figuur 3.1 [1]), wordt aanbevolen de volgende stappen te doorlopen:

- Stap 1:** Bepaal alle relevante verticale belastingen (NEN-EN1991-1-1)
- Stap 2:** Bepaal de windbelasting op het gebouw in beide hoofdrichtingen (NEN-EN 1991-1-4)
- Stap 3:** Controleer of het gebouw voldoet aan de eisen voor constructieve regelmaat voor de zijdelingse belasting methode (Ontw. NPR 9998)
- Stap 4:** Bepaal de bovengrens van de aardbevingsbelasting met de zijdelingse belastingmethode (Ontw. NPR 9998/EC8)
- Stap 5:** Vergelijk de totale ontwerp aardbevingsbelasting met de ontwerp windbelasting en stel vast welke maatgevend is.
- Stap 6:** Ga na of er constructieve elementen zijn die dienen te worden gecontroleerd op de verticale component van de seismische belasting. (Ontw. NPR 9998)
- Stap 7:** Controleer de constructie met de maatgevende belastingcombinatie
- Stap 8:** Controleer of de constructieve elementen voldoen aan de ductiliteitseisen. (Ontw. NPR 9998/EC8)
- Stap 9:** Controleer de fundering en de mogelijke verweking van de ondergrond. (Ontw. NPR9998/EC8)

### Nadere toelichting en normatieve verwijzingen bij het stappenplan:

- Stap 3:** Of de constructie hier aan voldoet dient gecontroleerd te worden aan de hand van § 4.2.3.2 respectievelijk § 4.2.3.3 van [1].
- Stap 4:** De volgende substappen dienen te worden doorlopen:
  - a) Bepaal  $\gamma_1$  voor NC: (= 1,3 bij gevolgklasse CC1B) (ontw. NPR 9998: Tabel 3.1)
  - b) Bepaal  $a_g$  afhankelijk van de bouwlocatie (ontw. NPR 9998: Figuur 3.1)
  - c) Lees de getalwaarde af voor  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ , en  $T_D$  (ontw. NPR 9998: Tabel 3.2)
  - d) Kies ductiliteitsklasse (DCM is minimum) (NEN-EN1998-1: Tabel 6.1)
  - e) Bepaal  $q$ : ( $q=4$  voor gangbare constructie typen) (NEN-EN1998-1: Tabel 6.2)
  - f) Bepaal  $T_I$ : gebruik formule (4.6) (NEN-EN1998-1: form. 4.6)
  - g) Bereken  $S_d(T_I)$  (ontw. NPR 9998: §3.2.2.5)
  - h) Bepaal totale gebouwmassa  $m$  (ontw. NPR 9998: §3.2.4)
  - i) Kies  $\lambda = 1,0$  en bepaal  $F_b$  (NEN-EN1998-1: form. 4.5)
- Stap 5:** Gebruik voor het vergelijk van de belastingen de bijbehorende belastingfactoren voor gevolgklasse CC1 (NEN-EN1990/NB: Tabel NB.5)  
Controleer of  $1,0 \cdot F_b < 1,35 \cdot F_w$
- Stap 8:** Zie hiervoor hoofdstuk 4.
- Stap 9:** Zie hiervoor hoofdstuk 5.

## 4. Aandachtspunten detaillering in verband met ductiliteit

### Algemeen

Voor nieuwbouw dient volgens ontw. NPR 9998 uitgegaan te worden van ontwerpconcept b) *dissipatief constructie gedrag*, als beschreven in §6.1.3 van [2].

Hiervoor dient vastgesteld te worden waar de dissipatieve zones zich in de constructie zullen bevinden. Hierbij kan gekozen worden voor in de elementen of voor in de verbindingen. Voor de onderdelen die zich in de niet-dissipatieve zones bevinden dient aangetoond te worden dat deze voldoende oversterkte hebben ten opzichte van de dissipatieve onderdelen. Hiervoor dient voldaan te worden aan de eisen in §6.2 t/m §6.10 van [2].

Om eenvoudig te kunnen aantonen dat de constructie aan alle eisen voldoet en om voorgespannen boutverbindingen te vermijden, wordt aanbevolen de dissipatieve zones in de elementen te kiezen en niet in de verbindingen.

De meest geschikte methode om de oversterkte van de niet-dissipatieve onderdelen te kunnen bewijzen voor een stalen stal is gebruik te maken van §6.2 (3) a) van [2]. Hierbij dient aangetoond te worden dat de werkelijke maximale vloeispanning van de dissipatieve elementen  $f_{y,max}$  kleiner is dan  $1,1 * \gamma_{ov} * f_y$ . Waarbij  $\gamma_{ov} = 1,25$  aangehouden dient te worden. Aan deze voorwaarde zal bij toepassing van gelijke materiaalkwaliteiten voor alle onderdelen vrijwel altijd worden voldaan.

Hieronder zal voor de relevante constructietypen van stalen stallen aangegeven worden welke aanvullende controles noodzakelijk zijn.

### Momentvast portaal

Uitgangspunt van deze beschouwing is dat de dissipatieve zones in de elementen gekozen worden. Aanvullende eisen t.o.v. ontwerp waar aardbeving niet relevant is:

- De dissipatieve elementen die op druk of buiging belast worden, moeten minimaal van doorsnedeklasse 3 zijn, zie tabel 6.3 uit [1]. Aanbevolen wordt voor de betreffende kolommen en liggers profielklasse 1 toe te passen, zodat een gedragfactor  $q=4$  gebruikt kan worden. Zie stap 4 e) uit het stappenplan. Voor staalkwaliteit S235 vallen alle gebruikelijke IPE-profielen en HE-profielen hieronder, m.u.v. HEA260/HEA280/HEA300.
- Momentverbindingen dienen voldoende oversterkte te hebben. Dit kan aangetoond worden door gebruik te maken van de formule  $M_{Rd} \geq 1,1 * \gamma_{ov} * M_{pl,Rd}$  met  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$  (NEN-EN1998-1 §6.6.4). Dit zal leiden tot zwaardere verbindingen dan normaal gebruikelijk. Extra aandachtspunt hierbij is afschuiving van het kolomlijf t.p.v. de verbinding met de ligger. Een diagonaal schot kan hier uitkomst bieden om voldoende oversterkte te bereiken.
- Op plaatsen waar de plastische scharnieren gedacht zijn in liggers dient gecontroleerd te worden of voldaan wordt aan de beperking voor normaalkracht en dwarskracht als aangegeven in NEN-EN1998-1 §6.6.2 (2).



- Op plaatsen waar de plastische scharnieren gedacht zijn in de kolomvoet dient gecontroleerd te worden of voldaan wordt aan de beperking voor de dwarskracht als aangegeven in NEN-EN1998-1 §6.6.3 (4).

## Raamwerk met concentrisch verband

Voor een eenvoudige beschouwing dient uitgegaan te worden van een systeem waarin alleen de diagonalen op trek meegerekend worden voor de elastische krachtsverdeling. Normaal gesproken zullen deze d.m.v. een boutverbinding verbonden worden aan de kolommen en liggers. De dissipatieve zones bevinden zich in de trek diagonalen.

Aanvullende eisen t.o.v. ontwerp waar aardbeving niet relevant is:

- De verbinding dient zo ontworpen te worden dat de rekenwaarde van de bezwijkkracht van de nettodoorsnede t.p.v. de gaten groter is dan de rekenwaarde van de normaalkracht bij vloeien van de diagonaal, zie NEN-EN1998-1 §6.5.4 (1) en NEN-EN1993-1-1 §6.2.3 (3). Om dit te bereiken is het toepassen van een opdikplaat op de verbandstaaf een praktische oplossing.
- De boutverbinding van de dissipatieve diagonalen dient voldoende oversterkte te hebben. Dit kan aangetoond worden door gebruik te maken van de formule  $R_d \geq 1,1 * \gamma_{ov} * R_{fy}$  (NEN-EN1998-1 (6.1)).
- De kolommen en liggers waaraan de diagonalen verbonden zijn dienen voldoende oversterkte te hebben. Dit zal in het algemeen het geval zijn als de u.c. van de kolommen en diagonalen een factor  $1,1 * \gamma_{ov}$  lager is dan de u.c. van de diagonalen.

## Conclusie

Bij een constructie waarbij de horizontale stabiliteit wordt verzorgd door concentrische verbanden zullen de maatregelen t.g.v. aanvullende eisen m.b.t. ductiliteit beperkter zijn dan bij een constructie bestaande uit momentvaste portalen. Voor beide constructietypen kan echter op relatief eenvoudige manier worden aangetoond dat voldoende ductiliteit aanwezig is door de verbindingen met oversterkte te ontwerpen.

## 5. Aandachtspunten fundering en de mogelijke verweking van de ondergrond.

### Verweking

Vanuit geotechnisch oogpunt kan het ontstaan van verweking een van de grootste gevaren zijn tijdens een aardbeving. Bij volledige verweking verliest de ondergrond bijna al zijn sterkte, en is er sprake van een sterk verlies aan draagkracht. Tevens kunnen daarbij grote vervormingen (zowel grondverplaatsingen als verdichting) ontstaan [1] §10.1.

Niet in alle situaties behoeft bij de toetsing van de constructies rekening te worden gehouden met verweking van de ondergrond. In NEN-EN 1998-5 §4.1.4(2)P wordt aangegeven dat, wanneer er sprake is van dikke zandlagen beneden grondwaterstand, of wanneer de grondwaterstand nabij maaiveld is gelegen, dat dan de verwekingsgevoeligheid moet worden bepaald.

In de volgende situaties wordt het vervolgens acceptabel geacht dat het aspect verweking niet wordt meegenomen in de berekeningen van een fundering op staal (zie [1] §10.1 en [2] §4.1.4 (7)):

- Indien de zandlagen gevonden worden op een diepte onder maaiveld van 15m of meer.
- Indien zandlagen voorkomen hoeven deze niet in beschouwing te worden genomen indien de dikte minder is dan 0,5m en tevens de dikte van de klei- en veenlagen tussen de zandlagen meer is dan 1m.
- Indien de veiligheid tegen verweking minimaal 2,0 bedraagt.
- Er hoeft geen rekening te worden gehouden met verweking indien de ontwerp- en grondversnelling aan het maaiveld kleiner is dan 0,1g.

Voor de overige gevallen moet het optreden van verweking worden meegenomen in de toetsing van de fundering.

### Toetsing

#### a. Fundering op staal

##### Toetsing fundering

Er dient gecontroleerd op bezwijking door afglijden en door onvoldoende draagcapaciteit, zie [2] §5.4.1.1.

Ervan uitgaand dat de bovenzijde van de funderingsbalken zich boven grondwaterstand bevinden, dient afglijden gecontroleerd te worden aan de hand van  $V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd}$ . Daarnaast dient de draagcapaciteit gecontroleerd te worden. De fundering dient getoetst toe worden onder een optredende combinatie van  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  en  $M_{Ed}$ , waarbij de

relevante krachten aan de grond overgedragen kunnen worden zonder dat er substantiele permanente vervormingen optreden, zie [2] §5.3.2.

Verweking wordt in deze berekening meegenomen door te rekenen met een hogere waterspanning of met een lagere sterkte van de grond. Indien gerekend wordt met een lagere grondsterkte moet ook gerekend worden met een gereduceerde hoek van inwendige wrijving. Benodigde parameters, zoals  $\gamma_l$ ,  $r_u$  en  $\varphi_{liq,k}$  kunnen worden bepaald aan de hand van [1] §10.2.1 en [1] bijlage E.

Indien bovenstaande toets niet voldoet, kan een gedetailleerde berekening worden gemaakt waarbij onderscheid wordt gemaakt naar de verschillende tijdstippen gedurende en na de aardbeving, zie [1] §10.2.1.

### Toetsing van vervormingen, zie [1] §10.2.3

De totale vervorming (als gevolg van zetting, verdichting [1] bijlage F, squeezing NEN-EN 9997-1 6.5.2.2(s) en eventueel stabiliteit) moet voldoen aan de eisen uit NEN 9997-1. Hierbij moet rekening worden gehouden met een verschilzakking die 50% van de maximale zakking bedraagt. De maximaal toelaatbare vervorming van de fundering moet worden bepaald met de grenstoestand NC van de bovenbouw.

### **b. Fundering op poeren**

Op dezelfde wijze als bij de fundering op staal dient het optreden van verweking meegenomen te worden in de toetsing van de fundering en zettingen.

In deze leidraad wordt echter aangenomen dat als bij een fundering op poeren verweking optreedt, een poer kan wegvallen zonder dat de krachtsverdeling significant verandert.

### **c. Fundering op kelder**

Op dezelfde wijze als bij de fundering op staal dient het optreden van verweking meegenomen te worden in de toetsing van de fundering en zettingen. Daarbij dient de fundering zelf in het vlak gecontroleerd te worden, onder de eigen belasting en de horizontale krachten gereduceerd door de bovenconstructie, zie [2] §5.4.1.3(2).

Het is echter zo dat bij stallen, die (gedeeltelijk) onderkelderd zijn, meestal niet het bezwijken van de fundering, maar het opdrijven van de kelder het relevante schade mechanisme is (zie [1] §10.2.2). Opdrijving dient gecontroleerd te worden conform §10.2 van NEN 9997-1.

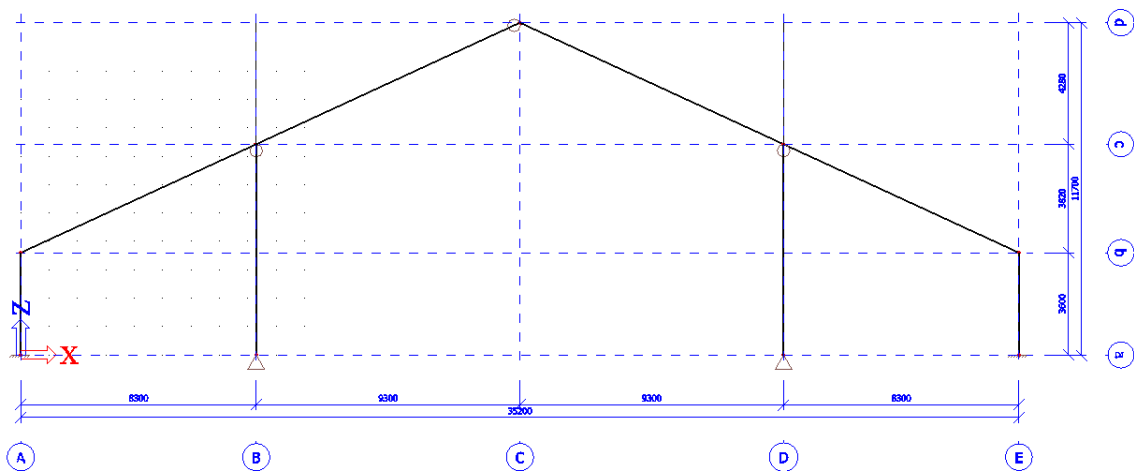
Indien onder de kelder grondlagen voorkomen waarin wateroverspanning kan ontstaan moet worden gecontroleerd of de kelder kan opdrijven middels een controle van het verticaal evenwicht van het pand. De in rekening te brengen wateroverspanning is de wateroverspanning in de ondergrond direct naast de kelder. Voor de bovenbelasting moet uitgegaan worden van een lage schatting ([1] §10.2.2).

In deze leidraad wordt er vanuit gegaan de inhoud van de mestkelder zich gedraagt als een stijve massa (rigid impulsive component) waarvan de versnelling gelijk is aan de versnelling van de grond. Is dit niet het geval dan kan er een opslingereffect optreden. Daarnaast zal bij een stijve massa er geen sloshing optreden. In het geval er wel sprake is van sloshing, wordt verwezen naar NEN-EN 1998-4:2007.

## 6. Rekenvoorbeeld

Stel een ligboxen stal in Loppersum met doorsnede als onder weergegeven. Spanten h.o.h. 7,2m. Omdat dit een voorbeeld is zal wind en aardbeving slechts in 1 richting bekeken worden. Dit zal loodrecht op de dwarsdoorsnede van het gebouw zijn. Normaal dient deze ook voor de langsrichting uitgevoerd te worden. De methodiek hiervoor is gelijk. Voor controle van de langsrichting is aan het einde van dit voorbeeld alleen een beschouwing van ductiliteitseisen voor een systeem met kruisverbanden opgenomen.

Raster1



### Stap 1: bepaal verticale belastingen

#### Vloeren/daken

##### Dak stal

Eigengewicht dakconstructie  
 zonnepanelen (dak zuidzijde stal)  
 v.b. > 20 graden ( $\psi_0 = 0$ )  
 sneeuw  $\mu_1 * C_e * C_t * S_n \leq 30$  graden ( $\psi_0 + \psi_2 = 0$ )  
 $S_n = S_k * 0.75$  (NEN EN 1991-1-3 bijlage D)

G	Q	
0,12		kN/m <sup>2</sup>
0,20		
	0,00	-
	0.42	
0,32	0,42	kN/m <sup>2</sup>

##### Begane grond

Bij een aardbeving heeft het gewicht van de begane grond, fundering en de bedding van de fundering invloed op de responsbelasting van de bovenbouw. Deze invloed is te verwaarlozen als de versnelling van de begane grond gelijk is aan de versnelling van de grond. Aangenomen wordt dat dit laatste het geval is en zodoende is de belasting van de begane grond voor deze staalberekening niet relevant.

##### E.G. Gevels

Langsgevel stal:  $p_b = 0.15$  kN/m<sup>2</sup> excl. constructie

## Stap 2: Bepaal windbelasting

$$p_W = c_s c_d * c_f * q_p(z_e) * C_{prob}$$

$$c_s c_d = h < 100 \text{ m. en } \frac{h}{d} < 4, \Rightarrow 1,0$$

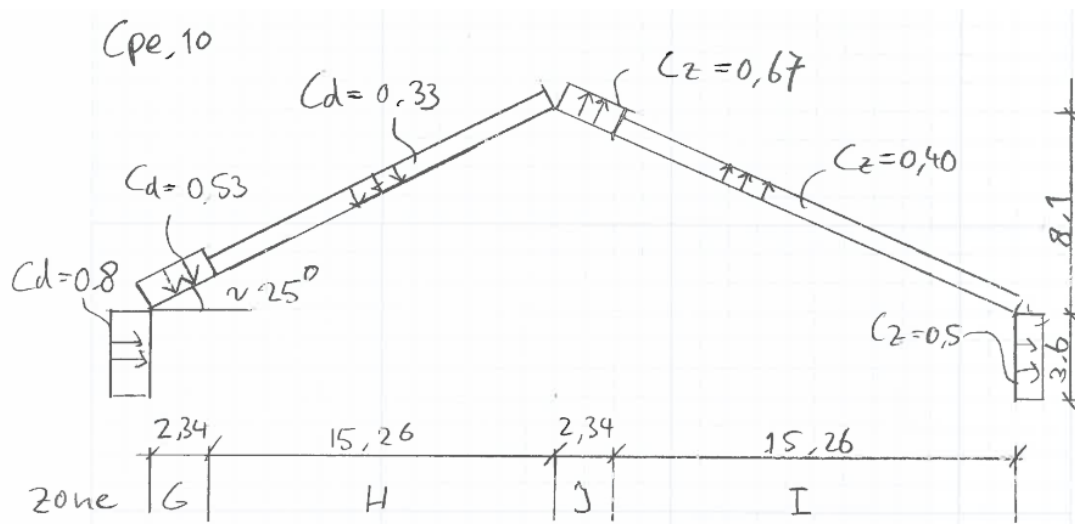
$$c_f = c_{pe;10:D} + c_{pe;10:Z}$$

Windwrijving blijft buiten beschouwing in dit rekenvoorbeeld.

$$q_p(z_e) = \text{Gebied II, onbebouwd} \\ \Rightarrow z_e = h; \text{ stal} = 11,7 \text{ m.} \Rightarrow 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{prob} = 0,92 \text{ (T = 15 jaar)}$$

De uitwendige drukcoëfficiënten  $C_{pe,10}$  zijn in onderstaande figuur gegeven voor de stal met  $h/d < 1,0$ ,  $e = 2h = 23,4 \text{ m} \Rightarrow e/10 = 2,34 \text{ m}$  voor zone G en J.



Voor een strook van 7,2m breedte is de totale horizontale windbelasting gelijk aan:

$$F_w = A * c_f * q_p(z_e) * C_{prob} = A * C_{pe} * 0,90 * 0,92$$

$$= 7,2 * [3,6 * (0,8 + 0,5) + (2,34 * 0,53 + 15,26 * 0,33 + 2,34 * 0,67 + 15,26 * 0,40) * \sin(25)] * 0,90 * 0,92 = 7,2 * [11,2] * 0,9 * 0,92 = 66,8 \text{ kN}$$

## Stap 3: Controleer of het gebouw voldoet aan de eisen voor de zijdelingse belastingmethode

In dit rekenvoorbeeld wordt uitgegaan van een stal met een momentvast portaal dat zich iedere stramien repeteert. Er is dus regelmatigheid in plattegrond. De stalen bovenbouw bestaat in principe uit een bouwlaag. Er is dus regelmatigheid in verticale doorsnede. De zijdelingse belastingmethode mag worden toegepast.

## Stap 4: Bepaal de bovengrens van de aardbevingsbelasting

### **Stap 4a: bepaal $\gamma_1$**

Alleen grenstoestand NC (Near Collapse) wordt beschouwd.

Het gebouw valt in gevolgklasse CC1b (gering gevaar voor verlies van mensenlevens)

Er is sprake van nieuwbouw.

$\gamma_1 = 1,3$  (ontw. NPR 9998: Tabel 3.1)

### **Stap 4b: Bepaal piekgrondversnelling $a_g$**

Neem  $a_{g,ref} = 0,42g$  voor Loppersum (uit ontw. NPR 9998: Figuur 3.1)

Stel  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$a_g = \gamma_1 * a_{g,ref} = 1,3 * 0,42 * 9,81 = 5,36 \text{ m/s}^2$

### **Stap 4c: Bepaal $S$ , $T_B$ , $T_C$ , en $T_D$**

$S = 1,00$ ;  $T_B = 0,10 \text{ s}$ ;  $T_C = 0,22 \text{ s}$ ;  $T_D = 0,45 \text{ s}$  (ontw. NPR 9998: Tabel 3.2)

### **Stap 4d: Kies ductiliteitsklasse**

Neem DCM, is minimum voor nieuwbouw conform ontw. NPR 9998: §6.1.2

### **Stap 4e: Bepaal gedragsfactor $q$**

Er is sprake van een momentvast portaal, het maximum voor DCM bedraagt  $q = 4$ .

(NEN-EN1998-1: Tabel 6.2). Hiervoor dient voor de dissipatieve elementen gekozen te worden voor profielen met doorsnedeklasse 1 (NEN-EN1998-1: Tabel 6.3). Dit zal later gecontroleerd worden.

### **Stap 4f: Bepaal $T_1$**

$T_1$  (eerste aanname) =  $C_t * H^{(3/4)}$  (NEN-EN1998-1: form. 4.6)

$C_t = 0,085$  momentvast portaal

$H = 11,7\text{m}$  top van spant t.o.v. bovenkant fundering

$T_1 = 0,085 * 11,7^{(3/4)} = 0,54\text{sec.}$

$T_1$  (alternatief) =  $2 * d^{0.5}$  met  $d$  is de elastische topuitbuiging waarbij het verticale gewicht horizontaal op de constructie is aangebracht

## Stap 4g: Bepaal $S_d(T_1)$

$T_1 = 0,54 \text{ sec} > T_D$ , ontw. NPR 9998 formule 3.16 is van toepassing.

$$S_d(T_1) = a_g * S * \frac{3,0}{q} * \left[ \frac{T_C T_D}{T_1^2} \right]$$

$q = 1,33 \times q = 1,33 \times 4 = 5,32$  (ontw. NPR 9998: §3.2.2.5)

$$S_d(0,54) = 5,36 * 1,0 * \frac{3,0}{5,32} * \left[ \frac{0,22 * 0,45}{(0,54)^2} \right] \approx 1,03 \text{ m/s}^2$$

## Stap 4h: Bepaal totale gebouwmassa $m$

$m = \sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} * Q_{k,i}$  (ontw. NPR 9998: formule 3.17)

Voor deze voorbeeldberekening wordt een beschouwing voor een spant gebruikt.

Voor de staalconstructie wordt aangehouden  $0,08 \text{ kN/m}^2$  dakvlak/gevel.

Totale gewicht van een  $7,2 \text{ m}$  brede strook is:

gevel + dakdeel met zonnepanelen + dakdeel zonder zonnepanelen =

$$G_{\text{gevel}} = 7,2 \text{ m} * (0,15 + 0,08) * 3,6 * 2 = 11,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{dak}} = 7,2 \text{ m} * [(0,32 + 0,08) + (0,12 + 0,08)] * 17,6 \text{ m} = 81,1 \text{ kN}$$

$$\text{Totaal} = 93,0 \text{ kN}$$

$$m = 93000 / g = 93000 / 9,81 = 9480 \text{ kg}$$

De momentaanfactor voor veranderlijke belasting

$$\Psi_{E,i} = \varphi * \Psi_{2,i} \quad (\text{ontw. NPR 9998: formule 4.2})$$

$$\varphi = 1,0 \quad \text{voor het dak} \quad (\text{ontw. NPR 9998: Tabel 4.2})$$

$$\Psi_{2,i} = 0$$

In dit voorbeeld hoeft geen veranderlijke belasting meegerekend te worden.

## Stap 4i: Bepaal afschuifkracht ter plaatse van fundering $F_b$

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \quad (\text{NEN-EN1998-1: form. 4.5})$$

$\lambda = 1,0$  voor een gebouw met een bouwlaag

$$F_b = 1,03 * 9480 * 1,0 = 9764 \text{ N} = 9,76 \text{ kN}$$

Aangezien het gebouw is beschouwd als zijnde een bouwlaag zal de horizontale belasting  $F_i$  gelijk zijn aan  $F_b$ . Voor een conservatieve benadering kan het aangrijpingspunt gekozen worden in de punt van het spant.

## Stap 5: Bepaal of aardbevingsbelasting maatgevend is

$$1,0 * F_b < 1,35 * F_w$$

$$1,0 * 9,76 = 9,76 \text{ kN}$$

$$1,35 * F_w = 1,35 * 66,8 = 90,2 \text{ kN}$$

$9,76 < 90,2 = >$  horizontale aardbeving is niet maatgevend

Gezien het grote verschil is verdere verfijning voor bepaling van de aardbevingsbelasting niet noodzakelijk.

Een zelfde beschouwing dient voor de langsrichting uitgevoerd te worden.



## Stap 6: Ga na of er constructieve elementen zijn die dienen te worden gecontroleerd op de verticale component van de seismische belasting

$a_{vg}$  is gelijk aan  $a_g$  en groter dan  $2,5m/s^2$ .

Er zijn echter geen elementen aanwezig die genoemd worden in Ontw. NPR9998 §4.3.3.5.2. Er hoeft voor deze constructie geen verticale aardbevingbelasting in rekening te worden gebracht.

## Stap 7: Controleer de constructie met de maatgevende belasting-combinatie

Omdat aardbeving niet maatgevend is kan de constructie op de gebruikelijke manier verder ontworpen worden. Dit wordt in dit voorbeeld niet verder uitgewerkt.

Voor verdere beschouwing worden de volgende profiel afmetingen gekozen:

Kolommen	HEA200	S235
Liggers	IPE500	S235

## Stap 8: Controleer of de constructieve elementen voldoen aan de ductiliteitseisen

De dissipatieve zones worden gekozen in de kolommen t.p.v. de voeten en aan het uiteinde van de liggers.

### **Controle doorsnedeklasse**

HEA220 S235; Doorsnedeklasse 1 = > o.k.  
IPE500 S235; Doorsnedeklasse 1 = > o.k.

### **Bepaling rekenwaarde moment voor vorming plastische scharnieren**

HEA220 S235;  $M_{pl,Rd} = 134kNm$   
IPE500 S235;  $M_{pl,Rd} = 516kNm$

= > Uit de plastische momentweerstand volgt dat de dissipatieve zone zich niet t.p.v. het liggereinde zal bevinden maar aan de bovenzijde van de kolom.

Volgens NEN-EN1998-1 §6.6.1 (1) is dit toegestaan voor constructies bestaande uit een bouwlaag.

### **Bepaling maximale vloeisterkte voor dissipatieve elementen**

Alleen de kolommen zijn dissipatieve elementen.

De maximaal toelaatbare vloeisterkte van de kolommen moet voldoen aan:

$f_{y,max} < 1,1 * \gamma_{ov} * f_y$ . met  $\gamma_{ov} = 1,25$  en  $f_y = 235 N/mm^2$  (NEN-EN1998-1 §6.2 (3) a)  
=>  $f_{y,max} < 323 N/mm^2$

Dit dient nagegaan te worden aan de hand van de materiaalcertificaten.

## Bepaling ontwerp verbindingskrachten

De momentverbinding tussen ligger en kolom moet minimaal ontworpen worden op de volgende verbindingskrachten:

$$M_{Rd} \geq 1,1 * \gamma_{ov} * M_{pl,Rd} \text{ gecombineerd met } V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$M_{Rd} \geq 1,1 * 1,25 * 134 = 184 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} = \text{rekenwaarde dwarskracht ligger t.p.v. de aansluiting.}$$

De momentverbinding tussen kolom en fundering moet minimaal ontworpen worden op de volgende verbindingskrachten:

$$M_{Rd} \geq 1,1 * \gamma_{ov} * M_{pl,Rd} \text{ met } V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$M_{Rd} \geq 1,1 * 1,25 * 134 = 184 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} = \text{rekenwaarde dwarskracht kolom t.p.v. de aansluiting.}$$

## Controle dwarskracht beperking kolom

Er dient gecontroleerd te worden of wordt voldaan aan  $V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0,5$

$$\text{Stel } V_{Ed} = 46 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} = 46/280 = 0,16 \leq 0,5 = > \text{ o.k.}$$

## Stap 9: Controleer de fundering en de mogelijke verweking van de ondergrond

De fundering blijft buiten beschouwing in dit voorbeeld.

## Toetsing langsrichting

Als aanvulling op het voorbeeld volgt hier een beschouwing van ductiliteitseisen voor een kruisverband, deze zou kunnen worden toegepast voor de horizontale krachtsafdracht in langsrichting. Uitgangspunt is opnieuw dat de windbelasting maatgevend is en dat voldaan moet worden aan de ductiliteitseisen voor DCM en  $q=4$ . De diagonalen zijn aangewezen als dissipatieve elementen.

De maximaal toelaatbare vloeisterkte van de diagonalen moet voldoen aan:

$$f_{y,max} < 1,1 * \gamma_{ov} * f_y \text{ met } \gamma_{ov} = 1,25 \text{ en } f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{NEN-EN1998-1 §6.2 (3) a)}$$

$$f_{y,max} < 323 \text{ N/mm}^2$$

Dit dient nagegaan te worden aan de hand van de materiaalcertificaten.

Het dient aanbeveling om een minimale doorsnede voor de verbandstaven te kiezen om zo grote ontwerp-aansluitkrachten te vermijden.

De u.c. van de aangrenzende kolommen en liggers dient een factor  $1,1 * \gamma_{ov}$  ( $1,1 * 1,25 = 1,38$ ) lager te zijn dan die van de kruisverbanden. Dit om te voorkomen dat deze bezwijken voor vloeien in de verbanden optreedt. Deze dienen dus overgedimensioneerd te worden t.o.v. normaal.

Stel kruisverbanden in gevel  $\neq$  130x6 S235

Rekenwaarde normaalkracht bij vloeien:

$$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0} = 130 * 6 * 235 * 10^{-3} / 1,00 = 183 \text{ kN}$$

Bepaling ontwerp verbindingskracht:

$$R_d \geq 1,1 * \gamma_{ov} * R_{fy} \quad (\text{NEN-EN1998-1 (6.1)})$$

$$R_d = 1,1 * 1,25 * 183 = 252 \text{ kN}$$

Neem bouten 3 x M20-8.8;  $F_{V,Rd} = 3 * 94,1 = 282 \text{ kN} > 252 \text{ kN} \Rightarrow$  o.k.

Een opdikplaat zal noodzakelijk zijn, neem  $\neq$  100x6 S235

Controle netto doorsnede:

Bouten M20-8.8  $\Rightarrow$  Gaten rond 22mm

$$N_{u,Rd} = 0,9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2} = 0,9 * [(130-22) + (100-22)] * 6 * 360 * 10^{-3} / 1,25 = 289 \text{ kN}$$

$$289 \text{ kN} > 183 \text{ kN} \Rightarrow \text{Voldoet}$$

Door toepassing van de opdikplaat wordt de totale plaatdikte 12mm t.p.v. de verbindingen en zal stuk van de bouten niet maatgevend zijn.

## **7. Slotwoord**

In deze leidraad wordt een toelichting gegeven op een methode voor het berekenen van een stalconstructie op een aardbevingbelasting.

Deze methode zal vrijwel altijd toepasbaar zijn voor een stalen stal bestaande uit een bouwlaag.