

Technisch Dossier #5

AARDBEVINGSBESTENDIG ONTWERPEN
REKENVOORBEELDEN VOLGENS NPR 9998 (2015)

Colofon

Tekst

De vijf rekenvoorbeelden in dit technisch dossier zijn geschreven door:

- | | | |
|---|-----------------------------|--|
| 1 | ir. H. Gietema | abtWassenaar |
| | ir. R.H.J. Bruins | abtWassenaar |
| 2 | ing. C.A. Dol | C.A. Dol Bouwkundig Constructeur |
| | ing. M.B.J. van Odenhoven | Staalbouwkundig Adviesburo Van Odenhoven |
| 3 | ir. H.G. Kraaijenbrink CEng | Royal HaskoningDHV |
| 4 | ing. P. Ratchatasavee | student Hogeschool Rotterdam |
| | ir. H.G. Kraaijenbrink CEng | Royal HaskoningDHV |
| 5 | ir. M.M.J. Spanenburg RC | BAM Advies & Engineering |
| | ir. B. Elferink | BAM Advies & Engineering |

De rekenvoorbeelden zijn besproken en gecontroleerd door TC 13 (Aardbevingsbestendig ontwerpen) van de vereniging Bouwen met Staal. De rekenvoorbeelden sluiten aan op twee themanummers over aardbevingsbestendig ontwerpen van het vakblad *Bouwen met Staal*, zie nr. 248 (december 2015) en nr. 255 (februari 2017).

Deze publicatie is tot stand gekomen met financiële steun van M2i.

Uitgave

Bouwen met Staal, Zoetermeer

www.bouwenmetstaal.nl



© Bouwen met Staal 2018

Alle rechten voorbehouden. Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd, opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand en/of openbaar gemaakt – in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opnamen of op enige andere manier – zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de uitgever.

Aan de totstandkoming van deze publicatie is de uiterste zorg besteed. Desondanks zijn eventuele (druk)fouten en onvolkomenheden niet uit te sluiten. De uitgever sluit – mede ten behoeve van al degenen die aan deze publicatie hebben meegewerkt – elke aansprakelijkheid uit voor directe en indirecte schade, ontstaan door of verband houdende met de toepassing van deze publicatie.

Inhoud

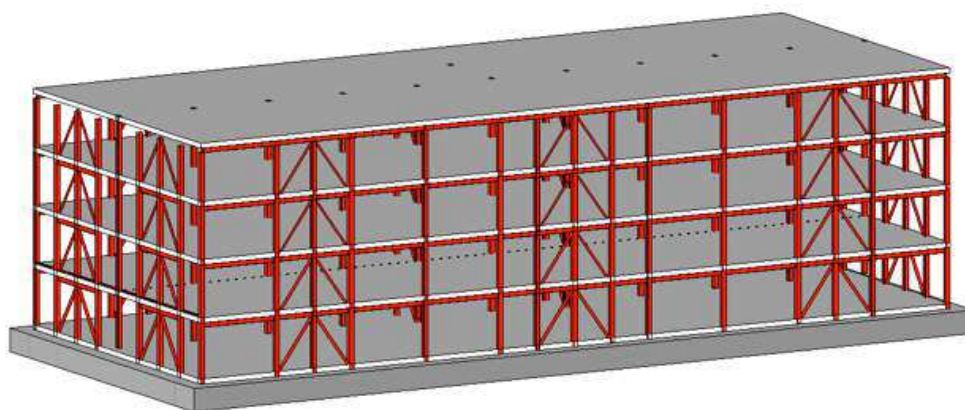
1	Vierlaags kantoorgebouw	4
1.1	Toelichting op het ontwerp	5
1.1.1	Ontwerpprincipes	5
1.1.2	Casco	7
1.1.3	Stabiliteitsconstructie	8
1.1.4	Fundering	8
1.2	Constructieve uitgangspunten	9
1.2.1	Effecten volgens NEN-EN 1998-1	11
1.3	Constructie	13
1.4	Lateral Force Methode	14
1.5	Modale Response Analyse	18
1.6	Maximum Capacity	25
1.7	Conclusies	29
1.8	Literatuur en normen	30
	bijlagen	
1.A	Bepaling trillingstijd met Lateral force Methode	31
1.B	Bepaling opslingerende massa per trillingsvorm	31
2	Vierlaags kantoorgebouw (detail-engineering)	32
2.1	Geboute verbindingen voor dissipatieve elementen in centrisch geschoorde raamwerken	34
2.2	Eisen aan verbindingen voor dissipatieve elementen	34
2.2.1	Sterkte	35
2.2.2	Stijfheid	35
2.2.3	Ductiliteit	35
2.2.4	Vermoeiing	36
2.3	Verbinding schoor met bouten op afschuiving	36
2.3.1	Ontwerp van de verbinding	36
2.3.2	Ontwerp van de plaat	37
2.3.3	Afschuifweerstand van verschillende typen verbindingsmiddelen	41
2.3.4	Ontwerp van de totale verbinding	45
2.3.5	Berekening van de totale verbinding	48
2.3.6	Knik van de schetsplaat	52
2.3.7	Invloed van de verbinding op de staafslankheden	55
2.3.8	Invloed van toekomstige ontwikkelingen	56

2.4	Verbinding schoor met bouten op trek	57
2.4.1	Trekweerstand van de totale verbinding	58
2.4.2	Schoren op druk	61
2.4.3	Invloed van de verbinding op de staafslankheden	62
2.5	Verbinding voetplaat	63
2.5.1	Linkerkolom voetplaat op trek, controle ankers	65
2.5.2	Linkerkolom voetplaat op trek, controle buiging voetplaat	66
2.5.3	Linkerkolom voetplaat op schuif, controle verbinding voetplaat met UNP 320	66
2.5.4	Middenkolom afschuiving, controle afschuifelement	68
2.5.5	Middenkolom voetplaat op druk, controle drukzone	70
2.5.6	Rechterkolom voetplaat op druk, controle drukzone	72
2.6	Details van de niet-dissipatieve elementen	74
2.6.1	Verbindingen binnen de stabiliteitsbokken	75
2.6.2	Verbindingen buiten de stabiliteitsbokken	76
2.7	Literatuur	76
3	Bestaand schoolgebouw	78
3.1	Gebouwbeschrijving en constructiesysteem	80
3.2	Stabiliteit	81
3.3	Constructieve regelmatigheid	84
3.4	Belastingen	86
3.5	Berekeningsmethode	88
3.6	Seismische belasting	91
3.7	Gedragsfactor	95
3.8	Opzet EEM rekenmodel	98
3.9	Fixed-base analyse	99
3.10	Belastinggevallen en belastingcombinaties	102
3.11	Resultaten	103
3.12	Beoordeling krachtswerking staalconstructie	105
3.13	Samenvatting en conclusies	110
3.14	Literatuur	111

4	Bedrijfshal	112
4.1	Algemene uitgangspunten	113
4.2	Constructieve opbouw en stabiliteit	114
4.3	Berekeningsmethode: zijdelingse belastingmethode	115
4.4	Constructieve regelmatigheid	116
4.5	Uitgangspunten seismische belasting	118
4.6	Combinaties bij aardbevingsanalyse	121
4.7	Seismische belasting dwarsrichting	122
4.8	Vergelijking met windbelasting	128
4.9	Literatuur	130
5	Versterken van rijwoningen	131
5.1	Bestaande woning	131
5.1.1	Benodigde versterkingen	134
5.1.2	Controle bestaande woning in langsrichting	134
5.2	Versterkingsontwerp	135
5.2.1	Versterking langsstabiliteit	135
5.2.2	Buitenblad: wel of niet slopen?	137
5.2.3	Verbindingen	138
5.2.4	Stabiliteit van wanden uit het vlak	141
5.2.5	Topgevels	143
5.3	Modale analyse langsversterking	143
5.3.1	Stappen modale analyse	144
5.3.2	q-factor	152
5.3.3	Torsie	154
5.3.4	Tweede-orde effecten	154
5.3.5	Handberekening ter controle	156
5.4	Pushover analyse langsversterking	157
5.4.1	Stappen pushover berekening	158
5.4.2	Handmatige pushover berekening	158
5.4.3	Pushover berekening met FEM-software	161
5.4.4	Analyse resultaten	165
5.5	Literatuur	166

1 Vierlaags kantoorgebouw

In dit rekenvoorbeeld wordt de 'bovenbouw' van een vierlaags kantoorgebouw berekend op aardbevingsbestendigheid. De staalconstructie wordt getoetst met de 'Lateral Force Method', de 'Modal Response Analyse' en met 'Capacity Design'. Het betreft een 16 m hoog kantoorgebouw in Middelstum. De hoofddraagconstructie bestaat voornamelijk uit een staalskelet met betonvloeren (afb. 1.1). In deze berekening wordt slecht een trilling in één richting beschouwd.



1.1 Overzicht van de constructie van het gebouw.

De volgende algemene gegevens zijn gehanteerd bij de analyse van dit project:

gebouw	breedte	21,6 m
	lengte	54 m
	hoogte	16 m (constructiehoogte 15 m)
	aantal bouwlagen	4
algemeen	locatie	Middelstum
	omgeving (voor wind)	onbebouwd
	ontwerplevensduur	50 jaar
	gevolgklasse	CC2B (bedrijfsgebouw)

Voor het bepalen van aardbevingsbelastingen zijn de volgende normen en richtlijnen van toepassing: NEN-EN 1998-1 en NPR 9998 (versie december 2015). Deze twee normen zijn niet aangewezen vanuit Bouwbesluit 2012. Toch worden deze voorschriften gehanteerd als leidraad, omdat deze meest recente kennis en informatie bevatten voor wat betreft seismische belastingen.

De berekeningen zijn uitgevoerd met programmatuur van Robot Structures en Technosoft.

1.1 Toelichting op het ontwerp ontwerp

Het seismisch/ductiel ontwerp heeft als concept: ontwerp de constructie zodanig dat deze bezwijkt op een voorspelbare en controleerbare manier. Dit wordt gedaan door een aantal elementen aan te wijzen die moeten kunnen bezwijken en de overige constructie moet dit kunnen laten plaatsvinden.

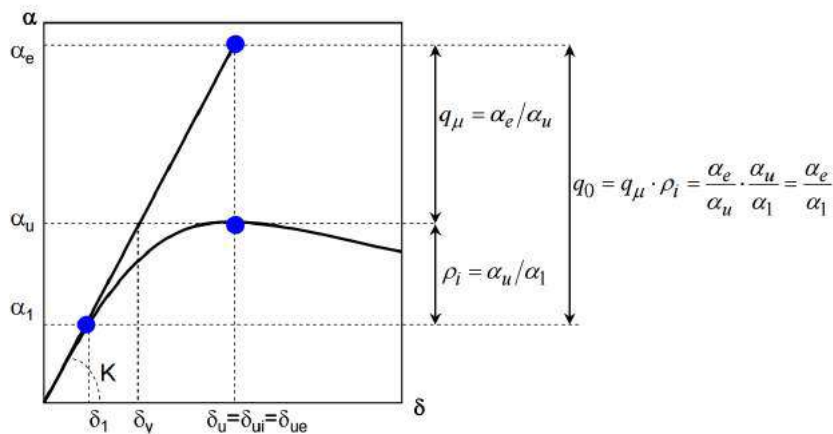
1.1.1 Ontwerpprincipes

De ontwerpprincipes zijn verankerd in NEN-EN 1998-1 en NPR 9998 en gelden als aanvulling op NEN-EN 1993-1-1, zie art. 6.1.1 1(P)). Er zijn dan twee ontwerpconcepten mogelijk: niet-dissipatief (concept a) en dissipatief (concept b).

Dit voorbeeld gaat uit van dissipatief constructiegedrag. Hiervoor is gekozen, omdat de constructie zich dan voorspelbaarder gedraagt. Daarbij wordt tevens gebruik gemaakt van het plastisch materiaalgedrag van staal, waardoor de optredende krachten lager worden. Voor ontwerpconcept b geldt dat het ontwerp specifiek op inelastisch gedrag moeten worden ontworpen; zie NEN-EN 1998-1, art 6.1.2 5(P) en 6(P)), waarbij moet worden gekozen voor een ductiliteitsklasse.

Een groot aantal artikelen in NEN-EN 1998-1 gaan in op het ontstaan van plastische mechanismen en het 'beschermen' van de aansluitende onderdelen door bijvoorbeeld oversterkte, zie NEN-EN 1998-1, art. 6.2.2(P) en 6.2.3. Voor het 'beschermen' van de aansluitende onderdelen moet rekening worden gehouden met de bovengrens van de materiaaleigenschappen.

De mate van energiedissipatie hangt af van het constructieve systeem. NEN-EN 1998-1, art. 6.3.1 geeft een overzicht van de verschillende systemen met de bijbehorende waarde van de q-factor. Deze factor is een bovengrens van de vermindering van de seismische horizontale belasting ten gevolge van energiedissipatie. Voor de uitgewerkte constructie geldt $q = 4$ (DCM, tabel 6.2). De belasting uit de aardbeving mag dan maximaal door een factor 4 worden gedeeld doordat de constructie zo wordt ontworpen dat vloeien optreedt (en daarmee energie wordt gedissipeerd). Uiteraard moet daarbij de seismische belasting gelijk zijn aan de horizontale capaciteit en moet de optredende uitwendige kracht worden vergroot tot de capaciteit van het stabiliteitssysteem (afb. 1.2).



1.2 Illustratie van de q-factor.

De ontwerpcriteria voor ductiele constructies worden verder uitgewerkt in NEN-EN 1998-1, art. 6.5.2. Hierin staat uitvoerig beschreven dat onder meer rekening moet worden gehouden met vloeï en knik en dat deze effecten geen invloed moet hebben op de rest van de constructie. Dit principe heet 'capacity design' en is via verschillende rekenregels vastgelegd voor de aansluitende liggers en kolommen (zie bijvoorbeeld NEN-EN 1998-1, art. 6.6.4 en 6.7.4). Daarbij worden de seismische krachten vergroot met de factor $1,1\gamma_{ov}\Omega$. Deze combinatiefactor vergroot de krachten uit het seismisch belastinggeval tot een niveau boven de doorsnedecapaciteit, rekening houdend met oversterkte en strain hardening. De factor Ω is de oversterkte-factor en is de reciproke van de unity check. Hiermee wordt de belasting vergroot tot het niveau waarop het systeem bezwijkt. De factor 1,1 is de strain hardening factor, waarmee de sterkte-ontwikkeling van het materiaal na vloeïen in rekening wordt gebracht. De oversterkte-factor γ_{ov} houdt rekening met het materiaal: bijvoorbeeld staal S235 heeft een ondergrenssterkte van 235 N/mm², terwijl de bovengrens $1,25 \cdot 235 = 294$ N/mm² is. [dus $\gamma_{ov} = 1,25$]

Deze uitgangspunten leiden er toe dat het ontwerp van de constructie afwijkt ten opzichte van dat voor een gebouw dat uitsluitend op horizontale windbelasting moet worden berekend. Bij een ductiel ontwerp hangen de seismische krachten in het systeem af van het ontworpen gebouw. De aardbeving moet worden beschouwd als een optredende vervorming en de krachten in de constructie zijn hier het gevolg van. Een zware aardbeving leidt tot een grote vervorming van de constructie en bij een lichte aardbeving zal er sprake zijn van vloeï in de constructie, maar geen bezwijken.

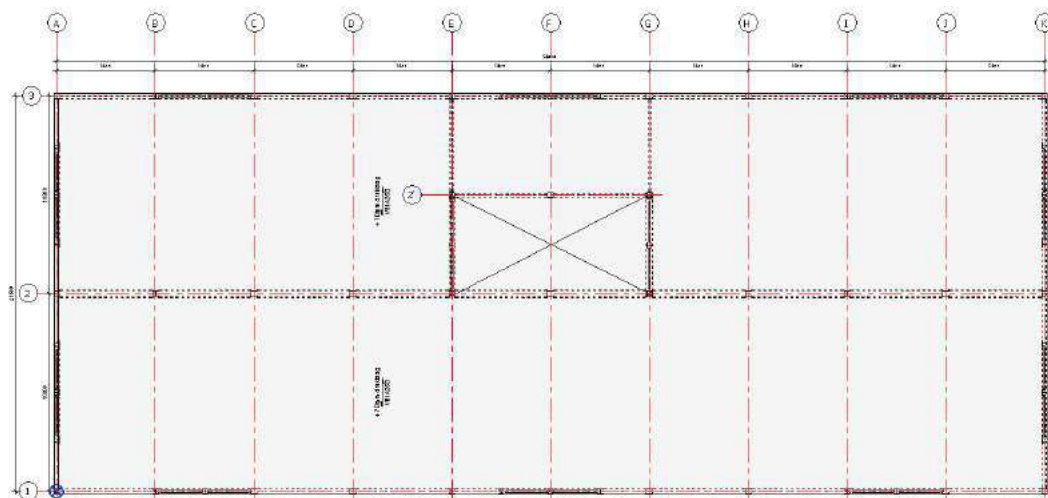
Tot slot: de sterkte van de constructie bepaalt dus de seismische belasting in de constructie. Daardoor treden in een zeer lichte constructie ook zeer beperkte krachten op. Beschouw bijvoorbeeld een windverband van strippen 50x5 mm. Dat leidt tot een geringe horizontale bezwijkbelasting, terwijl het verband onvoldoende stijf is om de constructie in vervormde toestand stabiel te houden. Daarom moet ook met tweede-orde effecten rekening worden gehouden. NEN-EN 1998-1, art. 4.4.2.2 geeft hiervoor een formule die

rekening houdt met de aanwezige bovenbelasting, de vervorming van de verdieping, de verdiepinghoogte en de aanwezig horizontale weerstand van de beschouwde verdieping. De uitkomst van deze berekening is gelijk aan $1/n$ en geeft aan hoe groot het tweede-orde effect is waarmee rekening moet worden gehouden.

1.1.2 Casco

De draagconstructie van het kantoorgebouw bestaat uit een tweebeukig staalskelet op een stramien van 5,4 m met kanaalplaatvloeren (type A260) met druklaag (afb. 1.3). De kanaalplaten overspannen 10,8 m van randligger naar middenligger. De randligger in de gevel (een HE-profiel) ligt onder de vloer, terwijl de middenligger een geïntegreerde ligger is (vanwege installaties).

Om de grote horizontale krachten in de vloeren naar de verbanden over te brengen is een vloerschijf nodig met een druklaag van 70 mm. Voor de koppeling van de vloer met de randligger is een ligger onder de vloer de beste keus, omdat hiermee het toepassen van grotere stiftdeuvels en/of haarspelden mogelijk is.

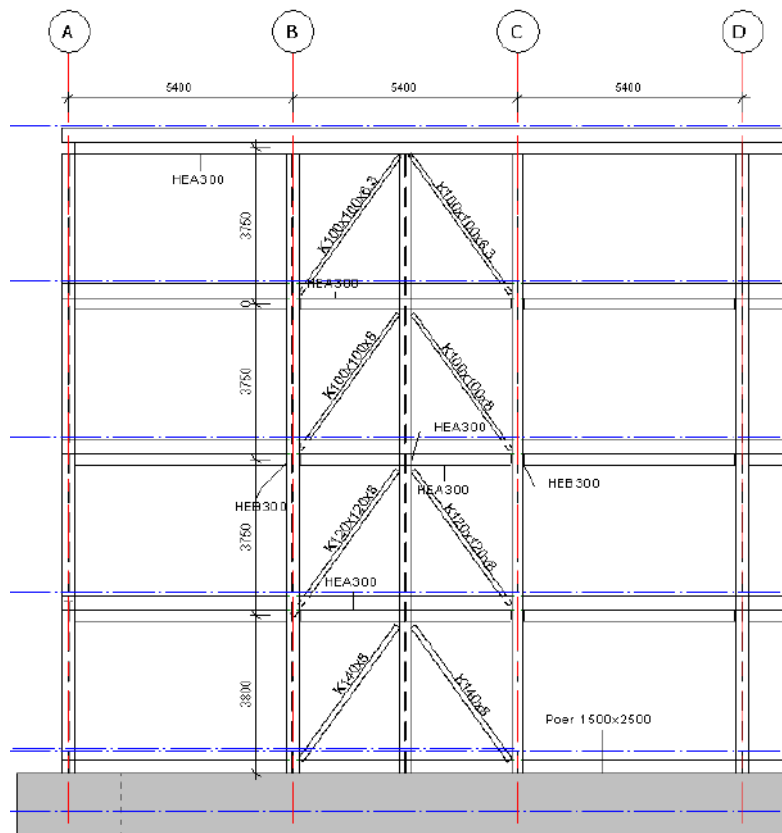


1.3 Plattegrond van een verdieping.

1.1.3 Stabiliteitsconstructie

De profielkeuze van de diagonalen bepaalt direct de krachten in het systeem, omdat de diagonalen zijn ontworpen om te mogen vloeien. Bovendien is er een relatie tussen de trek- en drukweerstand, de slankheid (drukcapaciteit, zie NEN-EN 1998-1, art. 6.7.3) en de benodigde tweede- orde krachten van de diagonalen. Als uitgangspunt geldt dat hier warmgewalste vierkante buisprofielen S355 worden toegepast (afb. 1.4) met een ruime keuze in afmetingen en wanddikte en dat maakt een efficiënt ontwerp mogelijk. Nadeel is echter dat buizen veelal uitsluitend in S355 leverbaar zijn. Eventueel zijn voor de diagonalen ook koudgevormde profielen in S235 mogelijk, maar gelet op de eisen met

betrekking tot de ductiliteit en benodigde tweede-orde krachten zijn dan zwaardere profielen nodig.



1.4 Uitvoering van een stabiliteitsverband.

1.1.4 Fundering

Bepaalde delen van de stalen bovenbouw moeten vloeien om de belasting op de fundering te beperken, zodat de fundering intact blijft. Een fundering bezit weinig vervormingscapaciteit en is na een aardbeving moeilijk controleerbaar en ook de exacte capaciteit is moeilijk te bepalen. De krachten op de fundering worden gedomineerd door de vloeikrachten in de diagonalen en zijn daardoor groter dan bij een niet-seismisch ontwerp. Voor de aansluiting tussen de fundering en de stalen bovenbouw zijn grote funderingssloven nodig om zowel de momenten als de dwarskrachten in het systeem te kunnen opnemen. Hoewel dit buiten de scope van het voorbeeld valt, is dit een onderdeel wat niet moet worden onderschat.

1.2 Constructieve uitgangspunten

Voor de belastingen op de vloeren en de gevels door blijvende en veranderlijke belasting worden de volgende gegevens aangehouden:

	oppervlakte (m ²)	blijvend (kN/m ²)	veranderlijk (kN/m ²)
vloer begane grond	1166	5,0	5,0 ($\psi = 0,4/0,7/0,6$)
vloer 1e verdieping	1166	5,0	5,0 ($\psi = 0,4/0,7/0,6$)
vloer 2e verdieping	1166	5,0	5,0 ($\psi = 0,4/0,7/0,6$)
vloer 3e verdieping	1166	5,0	5,0 ($\psi = 0,4/0,7/0,6$)
vloer dak	1166	5,0	1,0 ($\psi = 0,0/0,0/0,0$)
gevels	2420	3,0	–

Seismische belasting

Het bedrijfsgebouw staat in Middelstum; zie de rode stip in afbeelding 1.5. Alle berekeningen zijn gebaseerd op een PGA ($a_{g,ref}$) van 0,26g. De horizontale response spectra met bijbehorende verplaatsingen staan in afbeelding 1.6.

Gedragsfactor

De gedragsfactor (q) is in eerste instantie geschat op een waarde $q = 3,0$. Later zal blijken dat deze factor niet geldt voor elke situatie en dat de invloed van de gekozen gedragsfactor beperkt blijkt. In afbeelding 1.6 is het spectrum gegeven op basis van de gedragsfactor 3, aangegeven met de kleur rood (gestippeld). De maximale piek grondversnelling wordt hiermee 0,40g.



1.5 Contourplot van de referentiepiekgrondversnelling [4].

Horizontaal responspectrum (vlgns 3.2.2.2.1/3)

versie: 1.2

Type bouw

Nieuwbouw NC

Gevolgklasse

CC2B

Betrouwbaarheidsindex β

2,7

Referentieperiode T_{ref}

50

$T_{LS,ref}$

1800

k_{ag}

1,6

γ_M

1,2

γ_M gebruiken?

Ja

$a_{g,ref}$

0,26

g

Speciale bodemcondities?

Nee

$a_{g,ref} * k_{ag}$

0,416

g

S_S

0,915

S_1

0,272

F_a

1,089

F_v

2,078

S_{MS}

1,195

g

S_{M1}

0,678

g

T_B

0,151

s

T_C

0,753

s

Damping

5

%

η

1,00

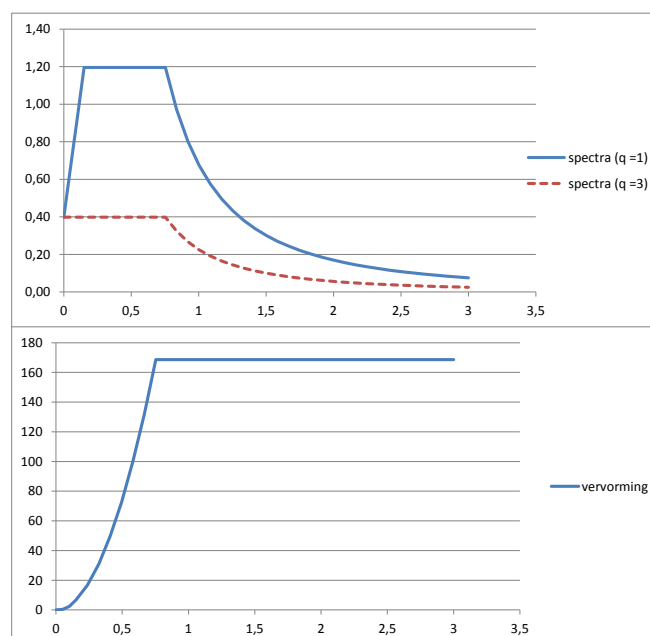
q

3

$a_{g,d}$

0,398

g



1.6 Horizontaal response spectra met bijhorende verplaatsingen en gegevens.

1.2.1 Effecten volgens NEN-EN 1998-1

Belastingcombinaties

De te beschouwen massa's zijn opgenomen volgens formule (3.33) van NEN-EN 1998-1:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (1.1)$$

De combinatiecoëfficiënt $\psi_{E,i}$ bedraagt $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_2$. Voor de waarde van φ moet volgens NPR 9998, tabel 4.2 het volgende aangehouden:

Klassen van belaste vloeroppervlakken ^a	Bouwlaag	φ
A tot en met C	Dak	1,0
	Overige bouwlagen (vloeren)	0,6
D tot en met F en archieven		1,0

^a Klasse volgens 6.3.1.2 van NEN-EN 1991-1-1.

1.7 Waarden voor φ voor het berekenen van $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_2$.

Deze belastingcombinatie geldt voor de opslingerende massa tijdens seismische belastingen. Voor belastingen in combinatie met seismische belastingen geldt de combinatie $\sum G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,i}$.

Toevallige torsie

Geen rekening is gehouden met toevallige torsie. De verticale stabiliteitsverbanden staan in de gevel van een rechthoekige plattegrond. Het effect van het verschuiven van massa door torsie-effecten (en daarmee extra belasting op de stabiliteitsverbanden) is hierdoor minimaal.

Tweede-orde effecten

NEN-EN 1998-1, art. 4.4.2.2 geeft aan op welke wijze rekening moet worden gehouden met eventuele tweede-orde effecten. Deze effecten hoeven niet in rekening te worden gebracht wanneer voor elke verdieping geldt:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} d_r}{V_{\text{tot}} h} \leq 0,10 \quad (1.2)$$

Hierin is:

- θ coëfficiënt voor de gevoeligheid voor de relatieve verplaatsing tussen bouwlagen;
- P_{tot} massa op en boven de beschouwde bouwlaag in de seismische ontwerpsituatie;
- d_r rekenwaarde van de relatieve verplaatsing tussen bouwlagen, gelijk aan het verschil van de gemiddelde laterale verplaatsingen d_s aan de boven- en onderzijde van de beschouwde bouwlaag;
- V_{tot} totale seismische afschuifkracht van de bouwlaag;
- h hoogte tussen de bouwlagen (hart-op-hart).

Voor $0,1 < \theta \leq 0,2$ kunnen de tweede-orde effecten worden benaderd door de relevante seismische belastingeffecten te vermenigvuldigen met een factor $1/(1 - \theta)$.
De waarde van de coëfficiënt θ mag niet groter zijn dan 0,3.

Voor $0,1 < \theta \leq 0,2$ zijn tweede-orde effecten als volgt geïnterpreteerd. Door het ontstaan van plastisch gedrag in de diagonalen heeft het verhogen van de kracht op de constructie geen effect, omdat er uitsluitend meer plastisch gedrag ontstaat. Er is gekozen om éénmaal de verplaatsing te vergroten met de factor $1/(1 - \theta)$. De verplaatsing is hiermee het relevante seismische belastingeffect.

Door het vergroten van de verplaatsing ontstaat meer plastisch gedrag in de constructie. Met andere woorden: de eerder bepaalde gedragsfactor q (op basis van de capaciteit) wordt éénmaal verhoogd met de factor $1/(1 - \theta)$. Wanneer dan geldt $q \leq 4$ voldoet de constructie. De grenswaarde $q = 4$ is gebaseerd op tabel 6.2 van NEN EN 1998-1 voor de klasse DCM voor stabiliteitselementen met diagonale schoren.

Waarden voor $\theta \geq 0,3$ worden niet toegestaan, omdat hiermee de constructie te gevoelig wordt voor vervormingen. *Voor $0,2 < \theta \leq 0,3$ is het mogelijk een niet-lineaire push-over uit te voeren. Deze berekening valt echter buiten dit rekenvoorbeeld.*

In theorie mag een maximale waarde voor de gedragsfactor q worden aangehouden van 4 voor de klasse DCM. Dit is mogelijk, omdat NEN-EN 1998-1 is gebaseerd op de grenstoestand SD (significant damage) in plaats van NC (near collapse) waar NPR 9998 mee rekent. De grenstoestand SD is een toestand waar een lagere mate van schade is toegestaan, voor NC geldt dat de constructie op bijna instorten staat. Bij het verrekenen van de factoren van SD naar NC geldt dat de q -factor met $4/3$ mag worden vergroot. Uiteindelijk is in dit voorbeeld gerekend met $q = 4$, omdat voor de situatie in Groningen geen dermate hoge ductiliteit wordt bereikt.

Combinatie van effecten

Het belastingeffect wordt bepaald met de onderstaande formules, waarbij de meest ongunstige wordt aangehouden:

$$\begin{aligned} E_{Edx} + 0,3E_{Edy} \\ 0,3E_{Edx} + E_{Edy} \end{aligned} \tag{1.3}$$

E_{Edx} vertegenwoordigt het belastingeffect dat ontstaat door de horizontale component van de rekenwaarde van de seismische belasting in x-richting. E_{Edy} is dat het belastingeffect voor de belasting in y-richting.

Deze combinatie van effecten valt echter buiten de scope van dit rekenvoorbeeld. Het gebouw wordt slechts in één richting beschouwd.

1.3 Constructie

Voor de constructie van het kantoorgebouw zijn de volgende materiaaleigenschappen aangehouden:

beton	C30/37
wapeningsstaal	B500 B
constructiestaal	S355

De elasticiteitsmodulus van staal bedraagt $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$. Volgens NEN-EN 1998-1, art. 4.3.1(7) geldt voor beton: $E = 0,5E_{cm}$, zodat voor sterkteklasse C30/37 geldt: $E = 0,5 \cdot 33000 = 16500 \text{ N/mm}^2$.

Fundering

De koppeling tussen staalconstructie en de funderingsstrook is uitgevoerd als scharnier.

De funderingsstrook bestaat uit een balkenrooster. Ter plaatste van de stabiliteitselementen zijn sloven $2500 \times 1500 \text{ mm}^2$ toegepast.

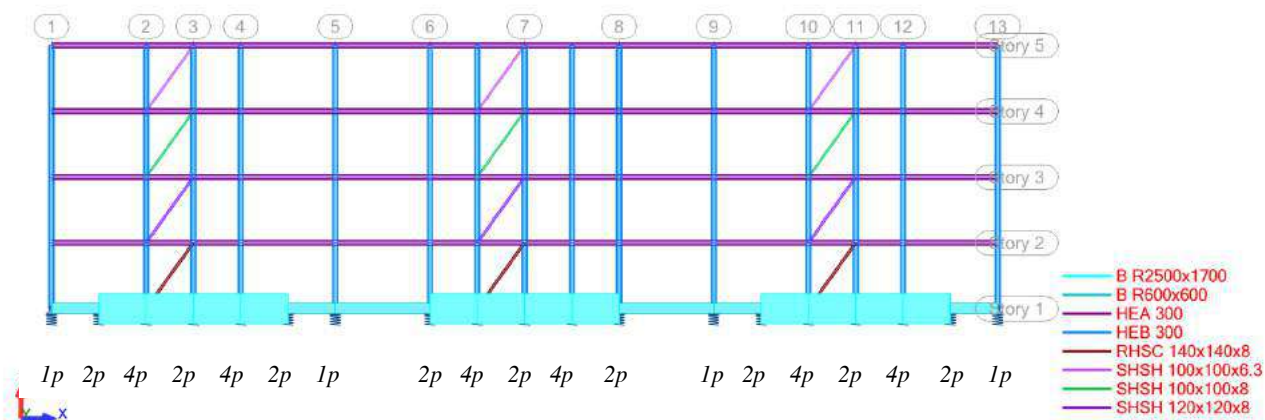
De verticale veerstijfheid is afhankelijk van het type grond en de aanwezige paalbelasting. Om deze reden is uitgegaan van een verticale veerstijfheid voor de palen van; $K_{veer} = 100 \text{ MN/m}^1$. Wanneer een meer-paals poer is toegepast, is de veerstijfheid verhoogd met het aantal palen. De invloed van de lengte van de paal is niet meegenomen.

De horizontale veerstijfheid is aangenomen als oneindig stijf, dit geeft een bovengrens benadering van de werkelijkheid.

Stabiliteit

De stabiliteit wordt ontleend aan verticale stabiliteitsverbanden over de volledige hoogte van de constructie. De stabiliteitsverbanden verjongen over de hoogte om zo de maximale, verticale reactiekrachten op de kolom te verlagen. In de langsrichting zijn zes (tweemaal drie) verbanden aanwezig (afb. 1.8) en voor de dwarsrichting eveneens zes verbanden. Conform NEN-EN 1998-1, art. 6.7.2(2) zijn uitsluitend de trekdiagonalen opgenomen in de lineaire berekeningen (gedrukte staven worden geacht uit te knikken). De vloeren zijn uitgevoerd als schijfconstructie.

De berekening is eerst uitgevoerd met de 'Lateral Force Method'. Daarnaast is de berekening ook uitgevoerd met de methode 'Modaal Response Analysis' en 'Maximale Capacity'.



1.8 Ontwerp van de constructie op een stramien van $2 \times 2,7 = 5,4$ m met een verdieping hoogte van 3,75 m

1.4 Lateral Force Methode

De berekening is uitgevoerd conform tabel 4.1 van NPR 9998 (tabel 1.9). Deze tabel geeft aan met welke methode moet worden gerekend, afhankelijk van de regelmatigheid van het ontworpen gebouw. Hoe eenvoudiger de constructie, des te eenvoudiger het model en de rekenmethode is.

Regelmaat		Toegelaten vereenvoudiging		Gedragsfactor q (voor lineaire berekeningsmethoden)
Horizontaal vlak (plattegrond)	Verticaal vlak (verticale doorsnede)	Model	Lineair-elastische berekeningsmethode	
Ja	Ja	Vlak	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Ja	Nee	Vlak	Modaal	Verlaagde waarde
Nee	Ja	Ruimtelijk	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Nee	Nee	Ruimtelijk	Modaal	Verlaagde waarde

1.9 Tabel 4.1 van NPR 9998.

Base shear

De massa van het gebouw wordt bepaald voor de constructie boven de fundering, zodat de massa van de begane-grondvloer buiten beschouwing blijft:

begane grond	$1166 \times (0)$	0 kN
1e verdieping	$1166 \times (5,0 + 5 \times 0,6 \times 0,6)$	7930 kN
2e verdieping	$1166 \times (5,0 + 5 \times 0,6 \times 0,6)$	7930 kN
3e verdieping	$1166 \times (5,0 + 5 \times 0,6 \times 0,6)$	7930 kN
dak	$1166 \times (5,0 + 1 \times 0,0 \times 1,0)$	5830 kN
gevel	$2420 \times (3,0)$	7260 kN
totale massa m		36880 kN

Gelet op de stijfheid en de massa van het gebouw wordt uitgegaan van $T_1 = 1,331$ s. Deze trillingstijd is bepaald op basis van Rayleigh (zie bijlage A). Hiermee ligt de versnelling $S_d(T_1)$ op een maximum van $0,384g$. De maximale afschuifkracht door de seismische belasting F_b ter plaatse van de fundering/begane-grondvloer bedraagt dan:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (1.4)$$

Verder geldt:

$S_d(T_1) = 0,384g/q = 0,384g/3 = 0,128g$ (uitgegaan is van plastisch gedrag in de diagonalen, zodat een gedragsfactor $q = 3$ is toegepast)

$m = 36880$ kN/g

$\lambda = 0,85$ (het gebouw heeft meer dan twee bouwlagen en $T_1 < 2T_c$)

zodat:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 0,128g \cdot (36880/g) \cdot 0,85 = 4012 \text{ kN (maximale base shear)}$$

Verdeling van horizontale seismische krachten

De verdeling van de horizontale seismische belasting F_i over de hoogte van het gebouw wordt als volgt bepaald:

$$F_i = \frac{F_b z_i m_i}{\sum z_i m_i} \quad (1.5)$$

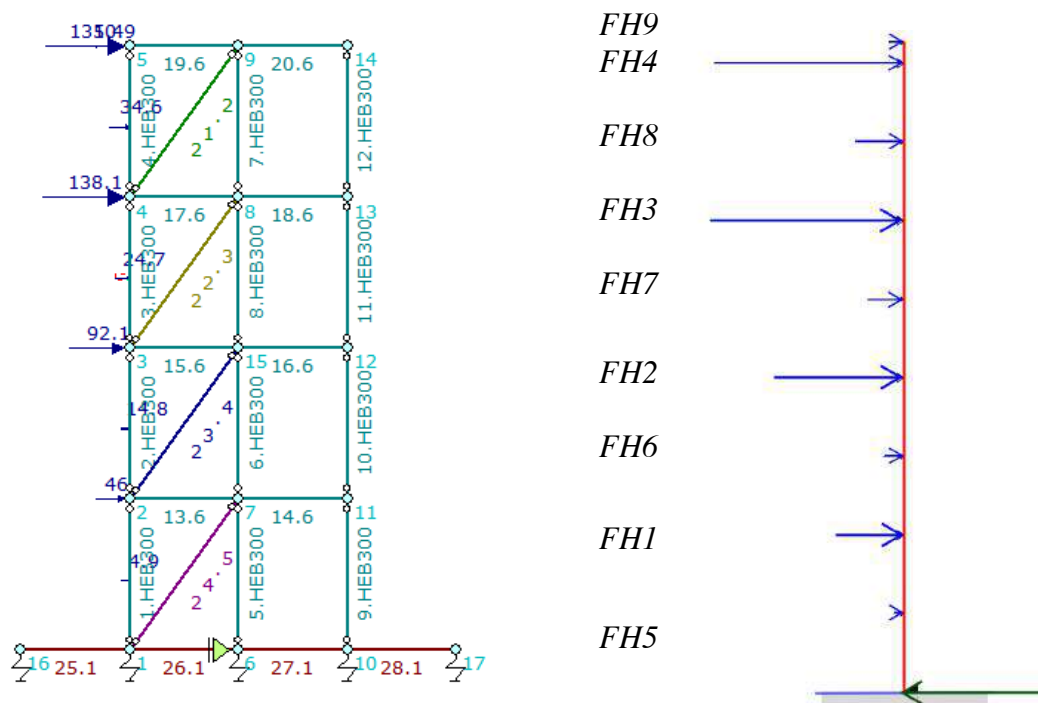
Hierin is z_i de afstand tot de begane-grondvloer. Let erop dat de massa van de wanden halverwege de hoogte van de wand aangrijpt: de gevel is daartoe gesplitst per verdieping.

	m_i (kN)	z_i (m)	$V \times z_i$	F_i (kN)
begane grond	0	0,00	0	0
1 ^e verd	1166 x 6,80	3,75	29733	368
2 ^e verd	1166 x 6,80	7,50	59466	737
3 ^e verd	1166 x 6,80	11,25	89199	1105
dakvloer	1166 x 5,00	15,00	87450	1083
gevel bgg / 1e verd.	567 x 3,00	1,875	3190	40
gevel 1 ^e verd. / 2e verd.	567 x 3,00	5,625	9571	119
gevel 2 ^e verd. / 3e verd.	567 x 3,00	9,375	15952	198
gevel 3 ^e verd. / dak	567 x 3,00	13,125	22333	277
gevel dak	151 x 3,00	15,5	7033	87
			323928	4012

Berekening van de som van de momenten:

	F_i (kN)	z_i (m)	M (kNm)	kracht
begane grond	0	0,00	0	FH0
1 ^e verd	368	3,75	1381	FH1
2 ^e verd	737	7,50	5524	FH2
3 ^e verd	1105	11,25	12429	FH3
dakvloer	1083	15,00	16247	FH4
gevel bgg / 1e verd.	40	1,875	74	FH5
gevel 1 ^e verd. / 2e verd.	119	5,625	667	FH6
gevel 2 ^e verd. / 3e verd.	198	9,375	1852	FH7
gevel 3 ^e verd. / dak	277	13,125	3631	FH8
gevel dak	87	15,5	1350	FH9
	4012		43156	

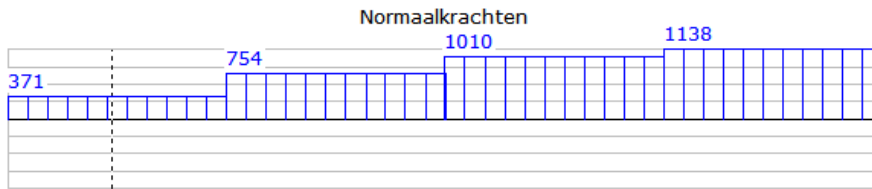
De constructie wordt ontworpen op bovenstaande horizontale krachten. Deze krachten worden evenredig verdeeld over de zes stabiliteitsverbanden per richting. Dit geeft het volgende overzicht van krachten op de constructie (afb. 1.10):



1.10 Overzicht van krachten op één stabiliteitsverbanden (links) én de schematisering van de krachten over de hoogte (rechts).

Toetsing schoorconstructie

De hiervoor bepaalde horizontale krachten leveren de volgende krachten in de diagonalen (afb. 1.11). Er ontstaat een verloop in krachten in de constructie; reden waarom een verjonging is toegepast.



1.11 Normaalkracht in de diagonalen (links = dak) (rechts = begane-grondvloer).

Voor de diagonalen worden vierkante kokerprofielen gekozen op basis van de relatieve slankheidseis in NEN-EN 1998-1, art. 6.7.3:

begane grond	$1138 \cdot 10^3 / 355 = 3206 \text{ mm}^2$	$\Rightarrow$	140x140x8 (4155 mm ²)	uc = 0,77
1e verdieping	$1010 \cdot 10^3 / 355 = 2845 \text{ mm}^2$	$\Rightarrow$	120x120x8 (3515 mm ²)	uc = 0,81
2e verdieping	$754 \cdot 10^3 / 355 = 2124 \text{ mm}^2$	$\Rightarrow$	100x100x8 (2875 mm ²)	uc = 0,74
3e verdieping	$371 \cdot 10^3 / 355 = 1045 \text{ mm}^2$	$\Rightarrow$	100x100x6,3 (2318 mm ²)	uc = 0,49

Het onderlinge verschil in weerstand per diagonaal (uitgedrukt in de unity check) is te groot (meer dan 25%). De schoor van 100x100x6,3 moet daarom worden verjongd naar een koker 80x80x5 mm om te voldoen aan NEN-EN 1998-1, art. 6.7.3(8). Deze wijziging is in dit rekenvoorbeeld verder buiten beschouwing gelaten.

Toegepaste kokerprofielen voldoen alle

Let op, wanneer de profielen wijzigen, verandert ook de eigenfrequentie (T_1) van het gebouw en de krachten in de profielen wijzigen dan ook.

Toetsing overige constructieonderdelen

De toetsing van de omliggende verticale constructie-onderdelen in het stabiliteitsverband geschiedt volgens NEN-EN 1998-1, art. 6.7.4(1), formule (6.12):

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (1.6)$$

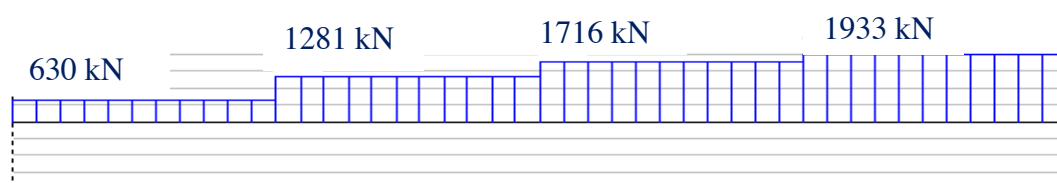
Hierin is:

- $N_{Ed,G}$ kracht in een constructieonderdeel bij statische bovenbelasting;
- γ_{ov} materiaal oversterktefactor ($\gamma_{ov} = 1,25$) volgens NEN-EN 1998-1, art. 6.2(3);
- Ω minimale waarde van $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ over alle diagonalen in de stabiliteitsverbanden;
- $N_{Ed,E}$ kracht in de constructie door seismische belasting;
- $N_{pl,Rd,i}$ weerstand van diagonaal i ;
- $N_{Ed,i}$ ontwerpkraft in de diagonaal i tijdens seismische belasting.

Voor de omliggende constructie-onderdelen geldt voor dit project (kleinste waarde van de toegepaste diagonalen met de grootste uc):

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} = \frac{3515 \cdot 355}{1010000} = 1,235 \quad (1.7)$$

De kracht in de omliggende constructie-onderdelen kan nu worden bepaald door de kracht in de diagonalen te vergroten met de factor $1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,235 = 1,698$. Het krachtenverloop in de diagonalen staat getekend in afbeelding 1.12.



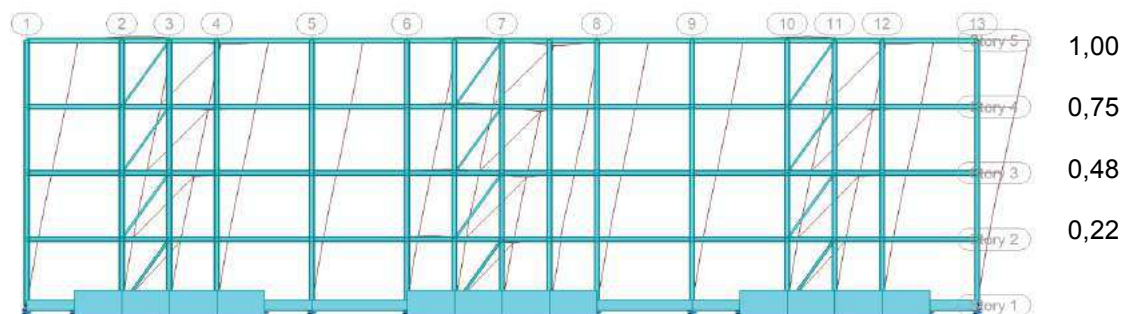
1.12 Krachten in de stabiliteitsverbanden ten behoeve van de omliggende constructieonderdelen (links = dak; rechts = begane-grondvloer).

1.5 Modale Response Analyse

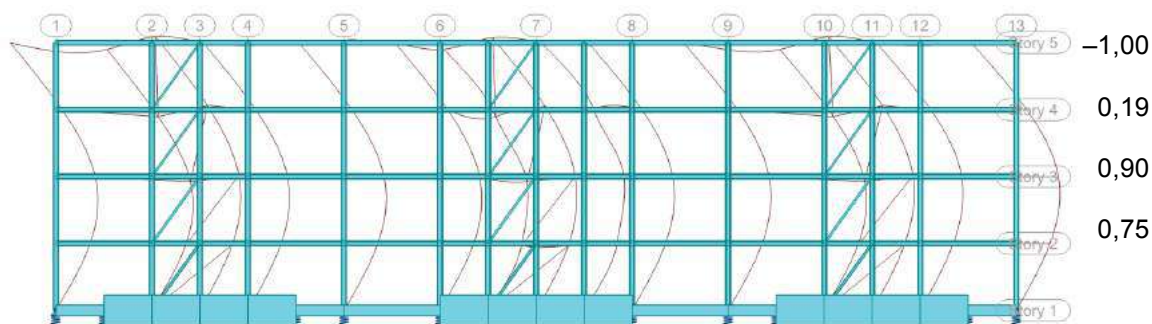
De Modale Response Analyse is uitgevoerd in het eindige-elementenprogramma Robot Structures, waarbij het gebouw in één richting is beschouwd. De diagonalen zijn identiek gehouden aan die bij de Lateral Force Method (zie par. 1.4). Als eerste is gerekend met een verhoogde gedragsfactor q . Door deze procedure wordt de rekenmethode en de gevolgen voor de gemaakte keuze beter inzichtelijk gemaakt. Dit voorkomt eventuele iteratieprocessen.

Trillingsvormen/trillingstijden

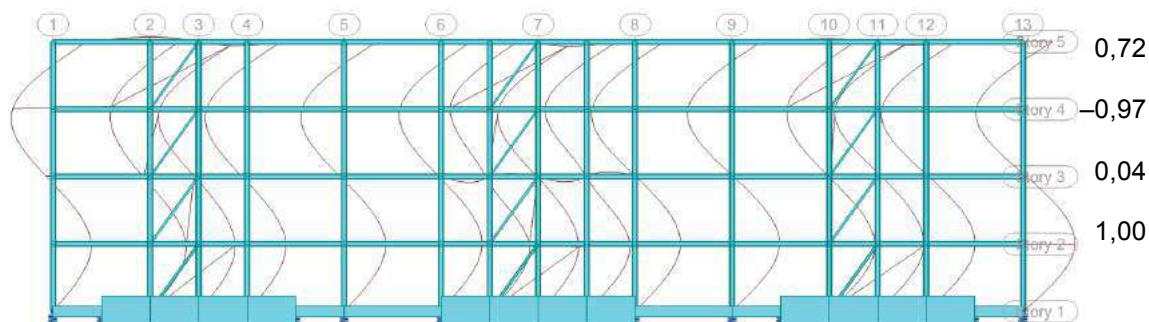
Voor het bepalen de opslingerende massa zijn de gegeven trillingsvormen van belang. Deze hangen af van de aanwezige massa in de constructie en van de stijfheidseigenschappen van de constructie. De afbeeldingen 1.13 t/m 1.15 tonen de drie hoofdtrillingsvormen van de beschouwde constructie. Bij elke afbeelding is per verdieping de verhouding van de vervorming aangegeven, waarbij 1,00 de maximale vervorming is.



1.13 Eerste trillingsvorm (1,34 s).



1.14 Tweede trillingsvorm (0,39 s).



1.15 Derde trillingsvorm (0,22 s).

Opgeslingerde massa

Voor het bepalen van de opslingerende massa is voor de eenvoud de massa van de gevel over de verdiepingen verdeeld. Per verdieping wordt per gevel (halve gebouw) de volgende massaverdeling gevonden:

begane-grondvloer	0 kg
1e verdieping	491030 kg
2e verdieping	491030 kg
3e verdieping	491030 kg
dak	<u>363710 kg</u>
totaal (halve gebouw)	1836800 kg

Aan de hand van de massa's per verdieping en de gegeven trillingsvormen is de opslingerende massa te bepalen (zie bijlage bijlage B). De resultaten zijn samengevat in tabel 1.16. Hierin is te zien dat 90% van de modale massa in trilling is gebracht ná de eerste twee trillingsvormen. In de eerste trillingsvorm wordt 81% van de massa opgeslingerd en in de tweede nog eens 15%. De derde trillingsvorm is gelijk aan de derde trillingsvorm van een meer-massaveersysteem.

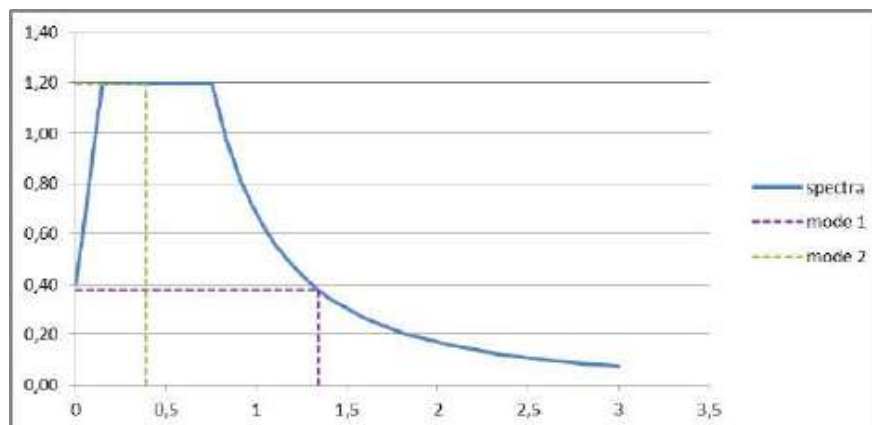
Base shear

Op basis van de gegevens in tabel 1.6 is de base shear te bepalen en daarmee ook de verdeling van de horizontale krachten over de verdiepingen. Voor het bepalen van de

opslingerende massa moeten de trillingsvormen (modes) in rekening worden gebracht tot 90% opgeslingerde massa of massa's die meer dan 5% opslingeren. Voor dit geval geldt dat mode 1 en 2 in rekening moeten worden gebracht. Afbeelding 1.17 toont voor beide de response spectra.

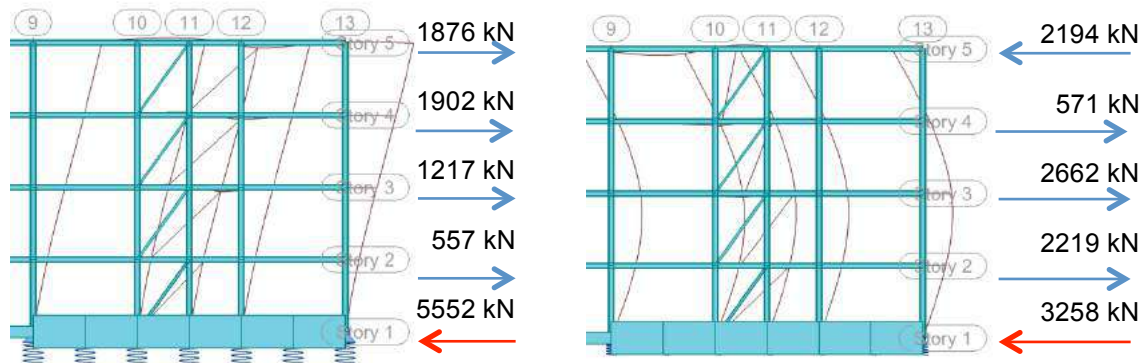
Verd.	Mi	mode verdeling (1)	ϕ	ϕ^2	sjn
0	0	0,000	0,00	0,0000	0
1	491030	0,220	0,22	0,0483	149328
2	491030	0,480	0,48	0,2306	326352
3	491030	0,751	0,75	0,5639	510336
4	363710	1,000	1,00	1,0000	503377
Σ	1836800	2,451	1076147	777560	1489393
$\Gamma =$	1,384005		%	81,1%	
$M1 = \Sigma s_{jn} =$	1489393		Cum%	81,1%	
Verd.	Mi	mode verdeling (2)	ϕ	ϕ^2	sjn
0	0	0,00	0,00	0,0000	0
1	491030	0,749	0,75	0,5612	188468
2	491030	0,899	0,90	0,8082	226162
3	491030	0,193	0,19	0,0371	48478
4	363710	-1,000	-1,00	1,0000	-186345
Σ	1836800		540193	1054358	276764
$\Gamma =$	0,512343		%	15,1%	
$M1 = \Sigma s_{jn} =$	276764		Cum%	96,2%	
Verd.	Mi	mode verdeling (3)	ϕ	ϕ^2	sjn
0	0	0,00	0,00	0,0000	0
1	491030	1,00	1,00	1,0000	109687
2	491030	-0,04	-0,04	0,0012	-3855
3	491030	-0,97	-0,97	0,9495	-106883
4	363710	0,72	0,72	0,5122	58144
Σ	1836800		255585	1144165	57093,03
$\Gamma =$	0,223382		%	3,1%	
$M1 = \Sigma s_{jn} =$	57093		Cum%	99,3%	

1.16 Berekening van de opslingerende massa per trillingsvorm.



1.17 Response spectra voor de trillingsvormen (mode) 1 en 2.

De massa van mode 1 (trillingsvorm 1) moet worden vermenigvuldigd met de factor 0,38g en die van mode 2 met de factor 1,2g (topspectrum). Dit geeft respectievelijk een base shear van 5552 kN en 3258 kN. De massaverdeling geschiedt op basis van deze base shear én op basis van de verhouding van s_{jn} tot M_1 . Voor mode 1 en 2 toont afbeelding 1.18 de krachtsverdeling per verdieping.



1.18 Krachtverdeling per verdieping voor mode 1 (links) en mode 2 (rechts).

De totale 'base shear'-krachten – en daarmee ook de verplaatsingen per verdieping – zijn op basis van drie verschillende methoden te bepalen. De 'opsommingen' in de formules (1.8) en (1.9) zijn statistische methoden (van eenvoudig tot complex) om de effecten van de verschillende trilvormen bij elkaar op te kunnen tellen, waarbij r_0 de response van de constructie is (verplaatsing, kracht, moment, dwarskracht enz.).

- De verwachting dat alle trillingsvormen tegelijk zullen optreden (de bovengrens benadering) is meestal te conservatief, omdat daarbij alle gevonden waarden voor de base shear absoluut bij elkaar worden opgeteld:

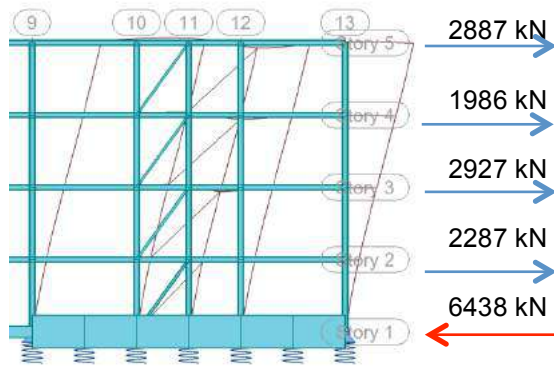
$$r_0 \leq \sum_{n=1}^N |r_{no}| \quad (1.8)$$

- De kwadratische som is ook een (redelijke) benadering van de krachten (SRSS-methode):

$$r_0 \equiv \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{ro}^2} \quad (1.9)$$

- De derde methode is de Complete Quadratic Combination (CQC-methode), waarbij trilvormen met één gelijke trillingstijd elkaar versterken. Voor verdere uitleg over deze methode wordt er verwezen naar [5].

Let hierbij op dat de base shear niet de som is van de nieuwe ontstane krachten per verdieping, maar de oorspronkelijke base shear in combinatie met de gekozen methode. De uitkomst van de nieuwe combinatie op basis van de SRSS-methode staat in afbeelding 1.19. De gegeven waarden gelden voor een half gebouw en op basis van $q = 1$.

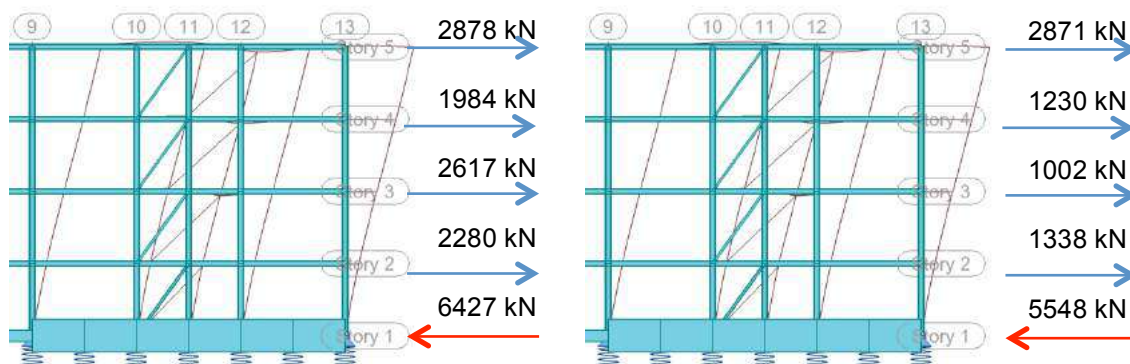


1.19 Krachtverdeling per verdieping met de SRSS-methode.

Dezelfde principes worden ook gegenereerd door het programma Robot Structures. Dit levert de volgende resultaten voor de trillingsfrequenties en de geactiveerde massa's per trillingsvorm (mode).

	<i>mode 1</i>	<i>mode 2</i>	<i>mode 3</i>
frequentie (Hz)	0,75	2,54	4,56
periode (s)	1,34	0,39	0,22
massa x-richting (%)	81,1	15,1	3,07
totale massa x-richting (%)	81,1	96,1	99,2
totale massa x-richting (kg)	1837481	1837481	1837481

Afbeelding 1.20 toont de krachten per verdieping die bij deze frequenties horen. De vermelde waarden gelden voor mode 1 en mode 2 voor respectievelijk methode SRSS en CQC.



1.20 Krachtverdeling per verdieping voor de SRSS-methode (links) en de CQC-methode (rechts).

Vervormingen

Op basis van de hiervoor beschouwde krachten in combinatie met de stijfheid van de constructie (trillingsvorm) zijn de vervormingen bepaald. Dit is mogelijk voor elke afzonderlijke trillingsvorm (mode) als ook van de verschillende combinaties. In mode 1 ontstaat de grootste vervorming, omdat deze mode relatief eenvoudig ontstaat bij een

relatief lage kracht. Deze vervorming door seismische belasting in NC (near collapse) is hieronder weergegeven voor mode 1 en 2.

Voor de combinaties geldt dat de vervormingen van de modes op dezelfde manier kunnen worden opgeteld als de krachten. De resulterende vervormingen zijn dan ook alle positief.

	hoogte (mm)	vervorming (mm)	
		mode 1	mode 2
1e verdieping	+ 3750	51,5	17,7
2e verdieping	+ 7500	61,0	3,5
3e verdieping	+ 11250	63,4	-16,6
dak	+ 15000	58,4	-28,1

Toetsing diagonalen stabiliteitsverbanden

Uit de modale response analyse blijkt dat de staafspanningen groter zijn dan de maximale vloeigrens ($f_y > f_{yd}$). Hierdoor zal vloeien optreden in de constructie. Afbeelding 1.21 toont de maximale spanningen die ontstaan in de diagonalen. Dit zijn de lineair-elastische spanningen met een gedragsfactor $q = 1$ (elastische aardbeving).



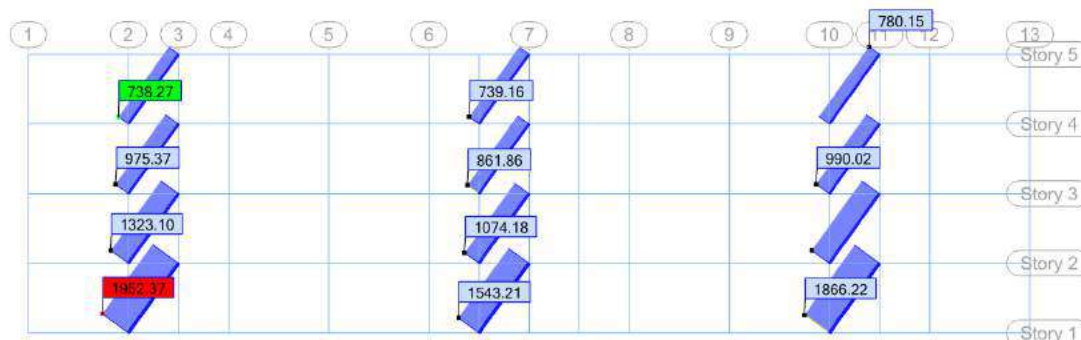
1.21 Optredende spanningen in de stabiliteitsverbanden ($q = 1$).

De spanningen in de constructie voor een elastische aardbeving (CQC combinatie met $q = 1$) bedraagt 995 N/mm^2 . Voor S355 met een vloeigrens van 355 N/mm^2 bedraagt de q -factor: $q = 995/355 = 2,80$. Deze waarde is kleiner dan de bovengrens van $q = 4,0$ en voldoet hiermee.

De krachtsverdeling in de schoren geschiedt met een analyse waarbij in het spectrum $q = 2,8$ moet worden ingevuld. De krachten in de overige constructiedelen (kolommen en liggers) moeten worden bepaald aan de hand van de bovengrens van de sterkte, waarbij de belasting wordt vergroot met $1,1\gamma_{ov}\Omega$ (zie par 1.2) met $\Omega = 1,0$ (de spanning is immers 355 N/mm^2). Dit betekent dat de voorgaande krachten moeten worden vergroot met een factor $1,1 \cdot 1,25 = 1,375$.

Merk op dat de spanning in de overige stabiliteitsverbanden op de begane grond resp. 786 N/mm^2 en 950 N/mm^2 bedraagt. Voor deze verbanden is het mogelijk een q -factor te bepalen en voor deze verbanden een spectrum te definiëren. De toetsing is zeer bewerkelijk.

De gedrukte schoren zullen knikken op basis van deze seismische kracht. Door het uitknikken is geen rekening gehouden met de schoren op druk. Op basis van deze spanningen en daarmee de gedragsfactor toont afbeelding 1.22 de krachten in de diagonalen. De omliggende constructie-onderdelen moeten dan ook op basis van deze krachten worden berekend. Belangrijk is om de krachten uit de uitgeknikte schoren wel in rekening te brengen. Deze staven zijn in het rekenmodel achterwege gelaten, hoewel ze in de constructie wel aanwezig zijn en alvorens uit te knikken toch krachten (door de opgelegde vervorming van de aardbeving) op de constructie uitoefenen.



1.22 Resulterende krachten in de diagonalen op basis van de seismische belasting (CQC-methode) met een gedragsfactor $q = 2,82$ met een oversterkte van $1,1 \cdot 1,25$.

Tweede-orde effecten

Voor dit project zijn de tweede-orde effecten bepaald aan de hand van de eerste trillingsvorm tijdens seismische belasting voor de x-richting. In deze trillingsvorm ontstaan relatief de grootste vervormingen bij de laagste horizontale krachten. Op basis van deze eerste trillingsvorm zijn de horizontale krachten en verplaatsingen bepaald bij een gedragsfactor $q = 1$. De maximale spanning in de stabiliteitsverbanden bedraagt 895 N/mm^2 . Op basis van deze maximale spanning is opnieuw de gedragsfactor bepaald: $q = 895/355 = 2,52$. De horizontale krachten zijn dan ook gedeeld door deze gedragsfactor.

Per verdieping is de interstory drift in de x-richting bepaald aan de hand van de eerste trillingsvorm, waarbij de dwarskrachten zijn gedeeld door de factor $q = 2,52$ (de nieuwe q -factor). De waarde van θ is berekend met formule (1.2). F is de horizontale seismische kracht per verdieping en P de verticale belasting op de verdieping (aanpendelende kracht).

	verdieping			
	1	2	3	dak
F (kN)	2215	1993	1508	749
drift u (mm)	51,4	61,1	63,5	58,4
P (kN)	25368	18101	10834	3568
hoogte (mm)	3750	3750	3750	3750
θ (–)	0,157	0,148	0,122	0,074
	max.			

Het blijkt dat $0,1 < \theta \leq 0,2$, zodat de relevante seismische belastingeffecten moeten worden vermenigvuldigd met $1/(1 - \theta) = 1/(1 - 0,157) = 1,186$.

Omdat de gedragsfactor q is verdisconteerd in de berekening voor tweede-orde effecten is het verhogen van de belastingcombinaties met dit tweede-orde effect geen optie. Het verhogen van de belasting/verplaatsing staat immers gelijk aan het verhogen van de gedragsfactor. Het relevante seismische belastingeffect is hiermee dan ook de gedragsfactor $q = 2,52 \cdot 1,186 = 2,99 \leq 4$ (voor een geschoorde staalconstructies in klasse DCM). Hiermee wordt voldaan aan de eisen met betrekking tot de tweede orde.

1.6 Maximum Capacity

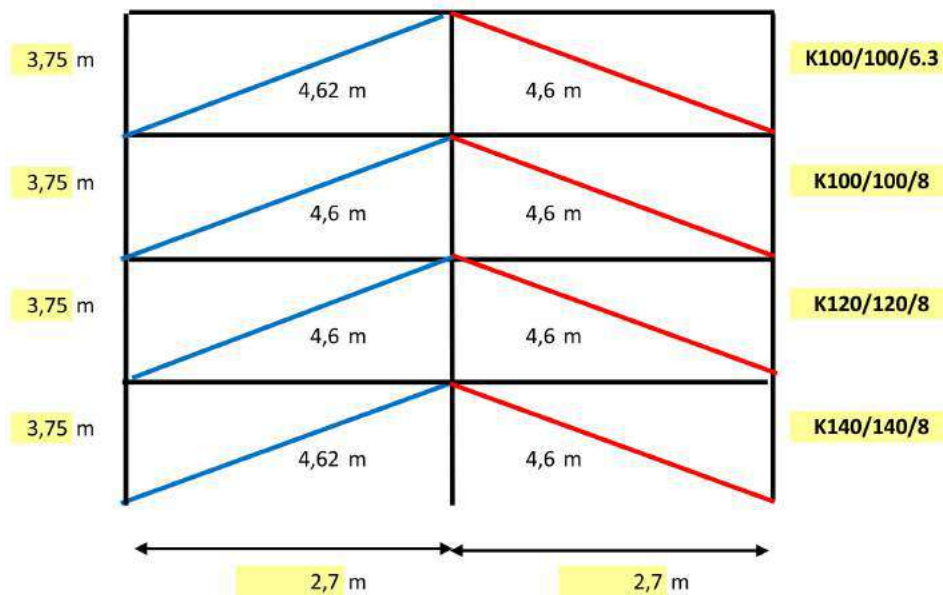
Door seismische belastingen blijkt dat de constructie een maximaal opgelegde vervorming moet ondergaan. De eigenfrequentie ligt namelijk in het laatste deel van het spectrum ($T > T_c$). Ongeacht de sterkte van de constructie-onderdelen treden deze verplaatsing op. Het is daarom van belang te weten welke constructie-onderdelen als eerste bezwijken (plastisch vervormen). Dit wordt bepaald met 'capacity design'. De stabiliteitsverbanden en de naastgelegen onderdelen moeten zijn ontworpen op basis van deze methode. De vervormingscapaciteit wordt hiermee gewaarborgd.

De staalconstructie moet zo zijn ontworpen dat eerst plastisch gedrag ontstaat in de diagonalen van de schoorconstructie, waarbij de rest van de constructie elastisch blijft. Om dit te garanderen is een maximale capaciteitsberekening gemaakt voor de schoorconstructie. Daarbij worden alle omliggende constructie-elementen (zoals de fundering en de kolommen) getoetst op de maximale kracht die kan optreden in de diagonalen. In de schoorconstructie ontstaat plastisch gedrag bij het overschrijden van de spanning (vloeigrens). Deze spanning is inclusief overcapaciteit van de staalkwaliteit ($355 \cdot 1,25 \cdot 1,1 = 488 \text{ N/mm}^2$). Deze overcapaciteit is niet gerekend in de omliggende constructie-elementen. De krachten uit deze schematisering dienen als basis voor de krachten in de verbindingen.

In de stabiliteitverbanden is er van uitgegaan dat de diagonalen vloeien op trek. De diagonalen op druk zullen uitknikken. Na het uitknikken behoudt de drukschoor 50% van zijn capaciteit volgens NEN-EN 1998-1, art. 6.7.4. Dit uitgangspunt leidt tot een bekende inwendige krachtwerking. Het is vervolgens mogelijk om vanuit de interne krachtwerking een externe krachtwerking te bepalen (op basis van evenwicht).

Stabiliteitssysteem

Ongeacht de trillingsvorm is er vanuit gegaan dat in elke diagonaal plastisch gedrag zal ontstaan. Dit is mogelijk, omdat de massaverdeling over de hoogte nagenoeg gelijk is. Daarbij ontstaat vloeien in de op trek belaste diagonalen en knikken van de op druk belaste diagonalen. Het stabiliteitsverband is schematisch weergegeven in afbeelding 1.23.



1.23 Schema van een stabiliteitsverband.

Uit de maximale capaciteit van de diagonalen volgen de maximale krachten. Hierbij is rekening gehouden met de mogelijkheid dat elke diagonaal zowel op druk als op trek kan worden belast. Bij dit ontwerp ontstaan grote trekkrachten in de diagonalen. Deze gaan vloeien, waardoor ook grote trekkrachten ontstaan in de kolomvoet ter plaatse van de fundering. De verticale belasting uit de vloeren vermindert weliswaar deze trekkracht, maar er zal altijd een significante trekkracht aanwezig blijven (afb. 1.24).

In deze berekeningen is er conform NPR 9998 van uitgegaan dat ook een uitgeknikte staaf nog een weerstand bezit van 50% van de knikkracht.

Er wordt niet gerekend met de kracht waarbij de diagonaal uitknikt, omdat voor deze situatie de kracht in de trekstaaf even groot als die in de drukstaaf. Daardoor zullen de uitwendige krachten lager zijn. Dit is echter uitsluitend het geval wanneer de kniklengte van de diagonaal minimaal 50% bedraagt van de systeemlengte (door toevallige inklemmingen of excessieve grote verbindingen). Hierdoor heeft de kniklengte een aanzienlijke invloed. Voor deze berekening wordt verondersteld dat de kniklengte 80% van de systeemlengte is. De verbindingen worden zodanig ontworpen dat rotatiescharnieren in de verbindingen kunnen ontstaan. Ofwel grotere verbindingen leiden tot kortere kniklengten en dus tot grotere krachten in het systeem.

Werkwijze berekening

Bepaal per staaf de trekweerstand op basis van de bruto-staafdoorsnede, en de (rest)weerstand op druk. Voor een warmvervaardigde koker 100x100x6,3 in de staalsoort S355 geldt knikkromme a. Voor de trekweerstand wordt gevonden:

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A_f \cdot f_y = 2319 \cdot 355 \cdot 10^{-3} = 823 \text{ kN}$$

Voor de (rest)drukweerstand wordt gevonden, met $L_{cr} = 0,8L = 0,8 \cdot 4600 = 3680 \text{ mm}$:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,110^5 \cdot 336 \cdot 10^4}{3680^2} = 514 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2319 \cdot 355}{514 \cdot 10^3}} = 1,27 \Rightarrow \chi = 0,49 \text{ (kromme a)}$$

$$N_{b,Rd} = \chi Af_y = 0,49 \cdot 2319 \cdot 355 \cdot 10^{-3} = 400 \text{ kN (afgerond)}$$

$$N_{b,Rd,rest} = 0,5 N_{b,Rd} = 0,5 \cdot 400 = 200 \text{ kN}$$

Aangenomen is dat de staaf vloeit of knikt. De uitwendige krachten maken evenwicht met de inwendige kracht. Voor de kracht in de trekstaaf wordt gevonden:

$$\text{horizontaal} \quad F_h = N_{t,Rd} / 4,62 \cdot 2,7 = 823 / 4,62 \cdot 2,7 = 481 \text{ kN}$$

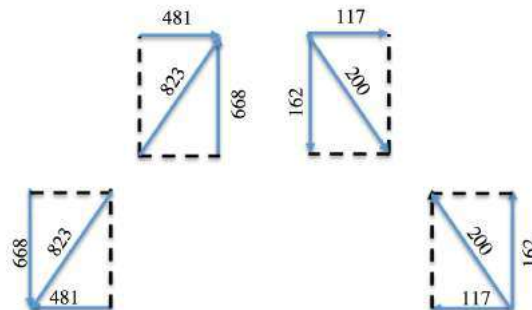
$$\text{vertikaal} \quad F_v = N_{t,Rd} / 4,62 \cdot 3,75 = 823 / 4,62 \cdot 3,75 = 668 \text{ kN}$$

Voor de kracht in de drukstaaf wordt gevonden:

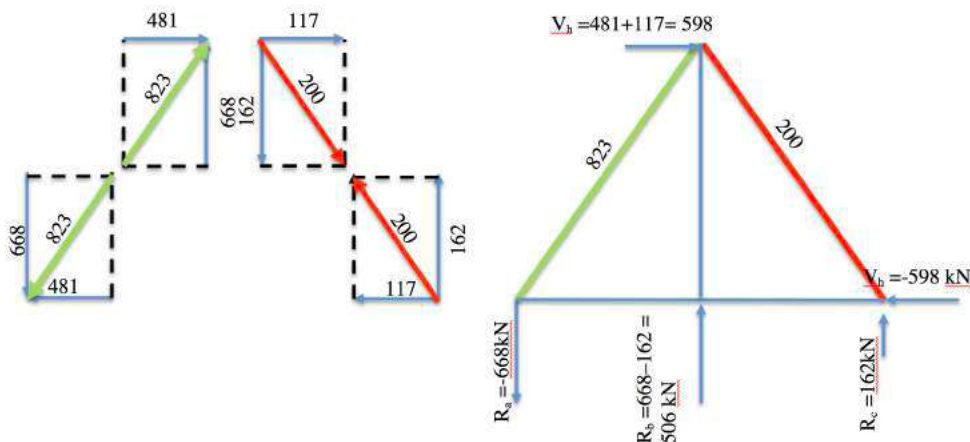
$$\text{horizontaal} \quad F_h = N_{b,Rd,rest} / 4,62 \cdot 2,7 = 200 / 4,62 \cdot 2,7 = 117 \text{ kN}$$

$$\text{vertikaal} \quad F_v = N_{b,Rd,rest} / 4,62 \cdot 3,75 = 200 / 4,62 \cdot 3,75 = 162 \text{ kN}$$

Voor de staaf gelden dus de volgende uitwendige krachten: de linkerstaaf is de trekstaaf en de rechterstaaf is de drukstaaf.



Hiermee ontstaat het volgende krachtschema:



Herhaal deze stappen voor elke verdieping

De resultaten per verdieping (V1 = 1e verdieping, enz.) zijn hieronder samengevat:

									trek		druk		uitwendige krachten			
profiel		A	L _{knik}	λ	χ	N _{tud}	N _{b,Rd}	N _{b,Rd,rest}	F _h	F _v	F _h	F _v	V _h	R _a	R _b	R _c
		[mm²]	[mm]	—	—	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
V3	100x100x6,3	2319	3697	1,27	0,49	823	400	200	481	668	117	162	598	−668	506	162
V2	100x100x8	2875	3697	1,30	0,47	1021	350	241	596	828	141	195	737	−828	633	195
V1	120x120x8	3515	3697	1,06	0,62	1248	563	387	729	1013	226	314	955	−1013	699	314
BG	140x140x8	4155	3697	0.90	0.73	1475	786	540	862	1197	316	438	1178	−1197	759	438

Bepaal voor elk van de drie kolommen (linker, midden en rechter) in een stabiliteitsverband de normaalkracht inclusief de oversterktefactor 1,1·1,25). Dit is de sommatie van de reacties op elke verdieping, waarbij ook rekening moet worden gehouden met de positie van de aansluitende staven. Ter plaatse van de middenkolom sluiten de diagonalen aan de bovenzijde van de verdieping aan, in tegenstelling tot de linker- en rechterkolom: daar sluiten de diagonalen aan de onderzijde van de verdieping aan.

Kolomkracht in kN:

locatie	netto			oversterkte		
	linker	midden	rechter	linker	midden	rechter
V3	–	506	–	–	695	–
V2	–668	1139	162	–918	1566	223
V1	–1496	1837	358	–2057	2526	492
BG	–2509	2596	672	–3450	3569	924
fundering	–3706	–	1110	–5096	–	1527

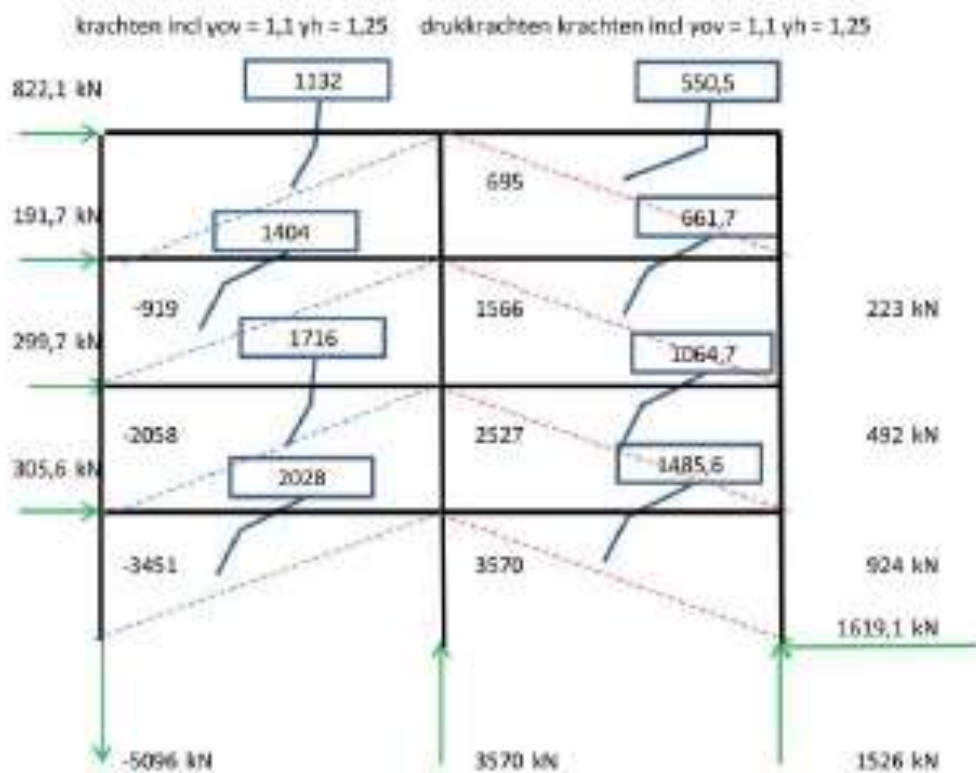
Bepaal vervolgens de uitwendige kracht per verdieping uit het verschil in dwarskracht-capaciteit tussen de verdiepingen. De kracht op de fundering is de base shear force.

Kracht per verdieping in kN:

	netto	oversterkte
dak	598	822
V3	139	192
V2	218	300
V1	222	306
fundering	–1178	–1619

Vergroot tot slot de staafkrachten voor de diagonalen met de oversterkte-factor om voor de verbinding de krachten te kunnen bepalen. LET OP: voor de staaf op druk geldt dat de reductie van 50% niet in rekening wordt gebracht.

Samenvatting resultaten (afb. 1.24):



1.24 Overzicht van de berekende verticale krachten ter plaatse van de verbindingen en de fundering.

1.7 Conclusies

- De drie verschillende berekeningsmethoden hebben een gelijkwaardige uitkomst. Geringe afwijkingen ontstaan door kleine verschillen in berekeningsmethoden en het ontstaan van plastisch gedrag. Optredende spanningen worden niet groter dan de vloeispanning in de diagonalen.
- Het is toegestaan voor een hogere gedragsfactor te kiezen: voor een geschoorde staalconstructies mag volgens NEN-EN 1998-1 maximaal $q = 4$ worden aangehouden. De uitwendige belastingen kunnen extra worden verlaagd. Dit is mogelijk door te kiezen voor slankere profielen óf voor twee in plaats van drie stabiliteitsverbanden in één gevel. Bedenk echter dat bij een minder stijve constructie tweede-orde effecten maatgevend worden voor het ontwerp. Een constructief ontwerp met een gedragsfactor $q = 2$ à 3 is daarom realistischer dan een ontwerp op basis van een gedragsfactor $q = 4$.
- Bij twee van de drie berekeningsmethoden wordt de drukdiagonaal verwaarloosd in de stijfheid. Dit is te verantwoorden, omdat de vervormingen dusdanig zijn dat de diagonalen zullen uitknikken bij de optredende vervormingen. De berekening voor trillingstijd komt dan ook bij benadering beter in de buurt van een systeem zonder drukschoren. Nadeel van

deze twee systemen is dat de restcapaciteit van de uitgeknikte diagonalen wordt verwaarloosd.

- Bij de methode 'maximale capaciteit' wordt de restcapaciteit van drukdiagonalen wel meegenomen (50% van de maximale capaciteit), waardoor de weerstand van de constructie toeneemt. De gevonden base shear is hiermee realistischer.

Aanbeveling

Het constructief ontwerp met diagonalen in V-verband is niet het meest efficiënt. In het ontwerp van afb. 1.1 sluiten alle diagonalen in dezelfde richting aan op hetzelfde stramien, waardoor alle trekkrachten worden geïntroduceerd op één stramien. Een efficiënter ontwerp van de schoorconstructie is een X-verband, waarbij één kruis ontstaat per twee verdiepingen. De trekbelasting wordt dan beter verdeeld over meerdere stramien en is de lokale trekbelasting lager op funderingsniveau.

1.8 Literatuur

1. *NEN-EN 1990* (Eurocode. Grondslagen van het constructief ontwerp) + A1 + C2 + Nationale Bijlage, 2011.
2. *NEN-EN 1991-1-1* (Eurocode 1. Belastingen op constructies. Deel 1-1. Algemene belastingen. Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen) + C1 + Nationale Bijlage, 2011.
3. *NEN-EN 1998-1* (Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1. General rules, seismic actions and rules for buildings), 2005 + A1, 2013.
4. *NPR 9998* (Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren. Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen), december 2015.
5. A.K. Chopra, *Dynamics of Structures. Theory and applications to earthquake engineering*, Boston 2012 (4e druk).

Bijlagen bij rekenvoorbeeld 1

1.A Bepaling trillingstijd Lateral Force Method

Trillingstijd op basis van Rayleigh

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum_i m_i w_i}{\sum_i m_i w_i^2}} \text{ en } T = \frac{1}{f}$$

	Fhor[kN]	m[kg]	w[m]	m*w	m*w ²	T[s]
			Σ	225209	99158	1,331
1	1321	134658,5	0,147	19795	2910	
2	1321	134658,5	0,312	42013	13108	
3	1321	134658,5	0,471	63424	29873	
4	972	99082,57	0,603	59747	36027	
5	283,5	28899,08	0,0735	2124	156	
6	283,5	28899,08	0,2295	6632	1522	
7	283,5	28899,08	0,3915	11314	4429	
8	283,5	28899,08	0,537	15519	8334	
9	75,5	7696,228	0,603	4641	2798	
10		0		0	0	

1.B Bepaling opslingerende massa per trillingsvorm

Voor het bepalen van de opslingerende massa (M_1) moet de trillingsvorm bekend zijn. Aan de hand van de trillingsvorm worden de onderstaande formules bepaald. De trillingsvorm wordt bepaald op basis van de stijfheid en de massa van het gebouw (dynamica).

$$L_n^h = \sum_{i=1}^N m_i \varphi_n \quad \text{en} \quad M_n = \sum_{i=1}^N m_i \varphi_n^2$$

$$\Gamma_n = \frac{L_n^h}{M_n}$$

$$M_1 = \sum_{i=1}^N s_{jn} = \sum_{i=1}^N \Gamma_n m_i \varphi_n$$

Hierin is:

m_i massa per bouwlaag;

φ_n verhoudingsgetal van de vervorming per verdieping, waarbij de maximale vervorming gelijk is aan 1,0;

M_1 opgeslingerde massa per trillingsvorm (mode).

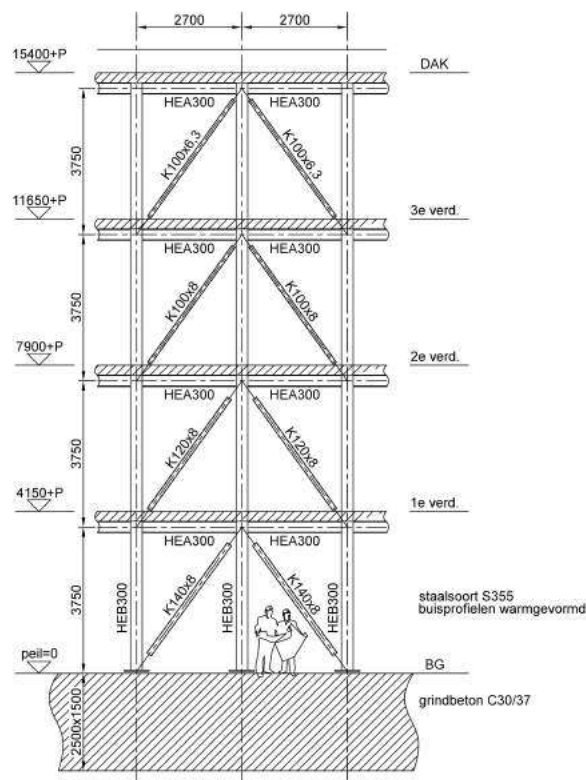
2 Vierlaags kantoorgebouw (detail-engineering)

Het vierlaags kantoorgebouw is ontworpen voor gevolgklasse CC2b met een ontwerp-levensduur van 50 jaar (zie rekenvoorbeeld 1). Bij het ontwerp van de (staal)constructie zijn delen van het gebouw aangewezen die ervoor moeten zorgen dat de constructie zich tijdens een aardbeving dissipatief gedraagt. In een geschoorde constructie vormen de stabiliteitsbokken de dissipatieve gebieden van het gebouw en de schoorstaven van die bokken zijn de dissipatieve elementen. Daarmee is de constructie ten aanzien van het seismische gedrag ingedeeld in ductiliteitsklasse DCM (NEN-EN 1998-1, tabel 6.1).

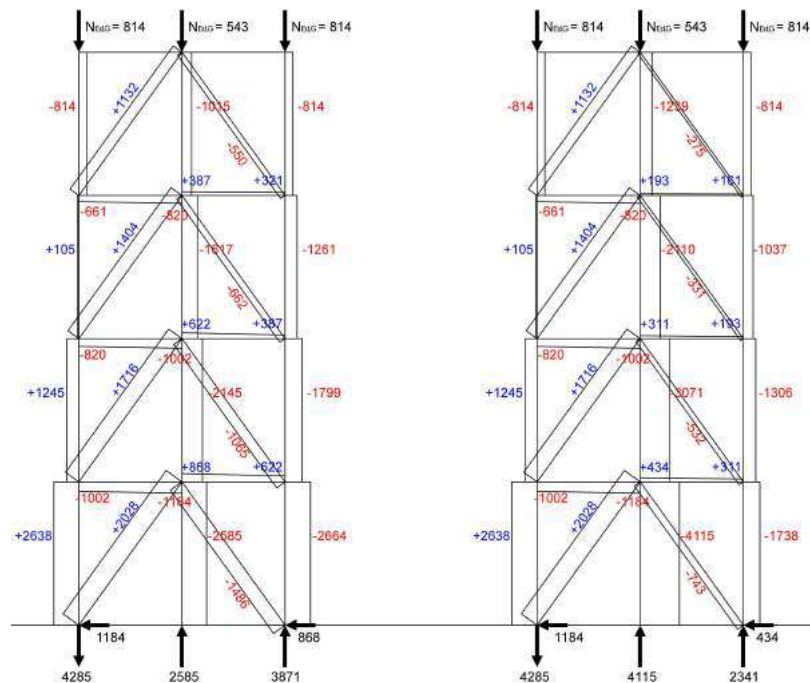
De schoorconstructie van het kantoor is voor aardbevingen getoetst aan de hand van drie methoden:

- Lateral Force Method;
- Modal Response Analysis;
- Capacity Design.

Alle berekeningen zijn gebaseerd op een PGA ($a_{g,ref}$) van 0,26g met NEN-EN 1998-1 en NPR 9998 van december 2015 als grondslag. De gedragsfactor inclusief tweede-orde bedraagt $q = 2,99$. In afbeelding afb. 2.1 zijn de berekende profielen weergegeven.



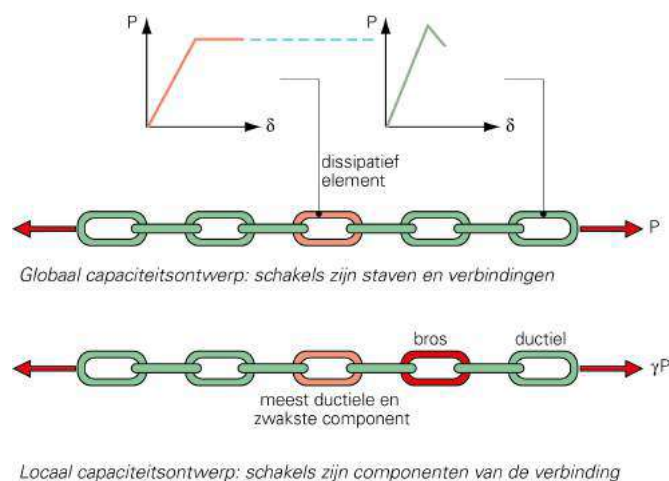
2.1 Overzicht constructie stabiliteitsbok.



2.2 Krachtenschema's inclusief oversterkte; links 100% knikkracht, rechts 50% knikkracht.

De systeemlengte van een schoor bedraagt $\sqrt{(2700^2 + 3750^2)} = 4621$ mm. In verband met de geometrie en de stijfheid van de knopen is in het ontwerp voor de kniklengte uitgegaan van 80% van de systeemlengte in beide richtingen. Bij het berekenen van de verbindingen in de liggers en kolommen van de schoorconstructie (lokaal ontwerp) is voor individuele drukstaven het ongunstigste aangehouden van 50% of 100% van de knikkracht van de schoor (inclusief oversterkte). Voor het globale ontwerp wordt uitgegaan van 50% van de knikkracht in de gedrukte schoren (afb. 2.2).

Volgens NEN-EN 1998-1, art. 6.1.2 (5) moet een constructie ingedeeld in ductiliteitsklasse DCM voldoen aan de voorwaarden van art. 6.2 t/m 6.11. Dit betekent dat de verbindingen ontworpen moeten worden volgens het principe van 'capacity design', zie afb. 2.3.



2.3 Principe capaciteitsontwerp.

De vloeren zijn uitgevoerd als schijfconstructie. Kolommen zijn doorgaand met scharnierend aangesloten liggers. De schoren zijn aan beide uiteinden scharnierend verbonden. De koppeling tussen de staalconstructie en de fundering is in het ontwerp geschematiseerd als scharnier.

De schoorconstructie is zo ontworpen dat plastisch gedrag alleen ontstaat in de schoren, de rest van de staven in de constructie moet elastisch blijven. Er is uitgegaan van het vloeien van de schoren onder trekbelasting en het uitknikken van de schoren onder drukbelasting. Na het uitknikken behoudt de schoor nog minimaal 50% van zijn capaciteit.

2.1 Geboute verbindingen voor dissipatieve elementen in centrisc geschoorde raamwerken

NEN-EN 1998-1, art. 6 geeft bepalingen voor het ontwerp van aardbevings-bestendige staalconstructies. Voor verbindingen van dissipatieve elementen zijn hierin enkele aanvullende eisen te vinden. Deze eisen hebben invloed op zowel ontwerp als uitvoering. In veel landen is het gebruikelijk om verbindingen te lassen in het werk. In Nederland is het gebruikelijk verbindingen te bouten in het werk. Dat zal deels met traditie deels met de weersomstandigheden te maken hebben.

Talrijke beschadigde gelaste verbindingen door met name de aardbeving van 1994 in Californië (Northridge) en die van 1995 in Japan (Kobe) zijn voor ingenieurs van die landen aanleiding geweest om te kijken naar alternatieve verbindingen. De opgetreden schade bleek teruggevoerd te kunnen worden op defecten in de (montage)lassen, onjuiste uitvoering (te weinig rekcapaciteit) en gebrekkig materiaal. Boutverbindingen bleken ook tijdens aardbevingen goed te functioneren door hun hoger niveau van ductiliteit in combinatie met een met lasverbindingen vergelijkbare stijfheid.

In dit rekenvoorbeeld is, vanwege de ervaringen met gelaste verbindingen en aansluitend bij de Nederlandse situatie, gekozen voor geboute, vaak toegepaste verbindingen die ook in een aardbevingssituatie voldoen. De volgende onderwerpen worden behandeld:

- eisen aan verbindingen voor dissipatieve elementen;
- rekenvoorbeeld van een verbinding aan een trekschoor met bouten op afschuiving;
- rekenvoorbeeld van een verbinding aan een trekschoor met bouten op trek;
- rekenvoorbeeld van een verbinding van een kolomvoet;
- detaillering van niet-dissipatieve elementen.

2.2 Eisen aan verbindingen voor dissipatieve elementen

Voor de verbindingen uit dit rekenvoorbeeld gelden, naast de eisen uit NEN-EN 1993-1-8 de aanvullende eisen uit NEN-EN 1998-1, art. 6.5.4. en 6.5.5. Hieronder worden enkele van deze eisen toegelicht.

2.2.1 Sterkte

De verbinding is onderdeel van een capaciteitsontwerp. Omdat de volledige plastische doorsnedecapaciteit van de dissipatieve elementen moet kunnen worden bereikt, dient ervoor gezorgd te worden dat de verbinding nergens maatgevend wordt ten opzichte van het dissipatieve element (afb. 2.3).

Hierbij kan de plastische doorsnedecapaciteit van het dissipatieve element hoger zijn dan de nominale waarde. Dat is zelfs zeer waarschijnlijk omdat de nominale waarde een 5% onderschrijdingskans heeft. De verbinding moet ook nog functioneren als het dissipatieve element een hogere vloeigrens heeft. Volgens NEN-EN1998-1, art. 6.2(3)a en 6.5.5(3):

$$f_{y,max} \leq 1,1\gamma_{ov}f_y$$

Hierin is $\gamma_{ov} = 1,25$ en is 1,1 een extra veiligheidsfactor

De kracht uit een dissipatieve trekschoor met doorsnede A die door de verbinding moet kunnen worden overgebracht wordt dan:

$$N_{Ed,ov} = Af_{y,max} \quad (2.1)$$

De verbinding in een aardbevingssituatie is dan dus $1,1 \cdot 1,25 = 1,38$ sterker dan een volledig sterke verbinding in een niet-aardbevingssituatie.

Binnen de verbinding moet een maatgevende ductiele component worden gekozen.

Alle andere, mogelijk brosse, verbindingscomponenten moeten sterker worden uitgevoerd dan de maatgevende component. Dat kan bereikt worden door keuze van plaatafmetingen, boutplaatsing en materiaalkwaliteit.

Niet-ductiele elementen als lassen en bouten mogen nooit de maatgevende component binnen een verbinding zijn.

2.2.2 Stijfheid

De stijfheid en de omvang van de verbinding hebben invloed op de slankheid van de drukdiagonalen. De staafslankheden zijn begrensd volgens NEN-EN 1998-1, art. 6.7.3 om het gewenste gedrag van de diagonaal (het onder de juiste condities uitknikken van de drukdiagonaal) onder aardbevingsbelasting te verwezenlijken.

2.2.3 Ductiliteit

De verbindingen moeten voldoende ductiel zijn. Bijvoorbeeld in een verbinding met een boutgroep op afschuiving kunnen de bouten van die groep mogelijk initieel ongelijkmatig belast worden. Die ongelijke verdeling van boutkrachten kan, bij hoge belasting, genivelleerd worden door ductiel gedrag. Om rekening te houden met een, volgens de kansberekening, hogere waarde van ductiele plaatstuik ten opzichte van brosf afschuifgedrag van de

bout wordt een marge van 20% aangehouden die tot uitdrukking komt in de volgende voorwaarde (zie NEN-EN 1993-1-8, tabel 3.4 en NEN-EN 1998-1, art. 6.5.5(5) en 6.7.3(7)):

$$F_{v,Rd} \geq 1,2F_{b,Rd} \quad (2.2)$$

Hierin is:

$F_{v,Rd}$ afschuifweerstand van de bouten;

$F_{b,Rd}$ stuikweerstand van de platen .

Vloeien in de bruto doorsnede moet eerder optreden dan breuk in de nettodoorsnede (zie NEN-EN 1998-1, art. 6.5.4(1) en [7] hoofdstuk 2.4.2):

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \quad (2.3)$$

Hierin is:

$N_{u,Rd}$ breukweerstand van de netto doorsnede;

$N_{pl,Rd}$ vloe weerstand van de bruto doorsnede.

Boutverbindingen in een aardbevingsbestendig ontwerp moeten glijvast zijn. Verschuiven door gatspeling moet worden verhinderd door injectiehars en/of voorspannen of door toepassen van pasbouten. Daarnaast moet er gebruik zijn gemaakt van bouten in sterkteklasse 8.8 of 10.9, zie NEN-EN 1998-1, art. 6.5.5(4).

2.2.4 Vermoeiing

Tijdens een aardbeving wordt de constructie dynamisch belast. Het aantal cycli per gebeurtenis is echter laag waardoor vermoeiing in principe geen ontwerpcriterium vormt. Op grond van NEN-EN 1998-1, art. 4.4.2.2 (6) en NPR 1998-2015 hoeft daarom bij aardbevingen niet op vermoeiing te worden getoetst. Het fenomeen 'low-cycle fatigue' kan in bepaalde gevallen wel een ontwerpcriterium vormen. Hier wordt dit aspect buiten beschouwing gelaten.

Bij verbindingen met op trek belaste bouten moet toch voorkomen worden dat een grote variatie in boutkracht optreedt ten gevolge van uitwendige belasting. Daarom stelt NEN-EN 1998-1, art. 6.5.5(4) dat op trek belaste bouten voorgespannen moet worden.

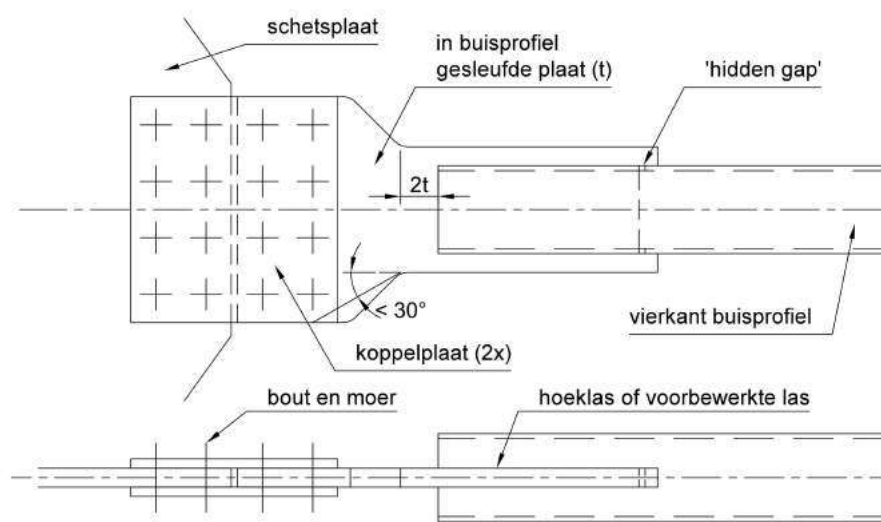
Bij dynamisch belaste constructies zijn hoeklassen niet geschikt vanwege de geringe vermoeiingssterkte [7, §4.2.1]. Met een voorbehoud voor gebieden waar zeer zware aardbevingen op kunnen treden mogen in aardbevingsbestendige constructies hoeklassen wel toegepast worden.

2.3 Verbinding schoor met bouten op afschuiving

2.3.1 Ontwerp van de verbinding

Bij het staafontwerp is ervoor gekozen de schoren uit te voeren in vierkante buisprofielen. Om de normaalkracht in de schoor om te zetten naar afschuifkrachten op bouten wordt ter

plaatse van de verbinding de staafdoorsnede gewijzigd van buisprofiel naar vlakke plaat (is massieve rechthoekige doorsnede). Om de kracht uit het buisprofiel over te brengen naar de plaat worden beide componenten over een zekere lengte overlapt (afb. 2.4). Dit overlappen gebeurt door twee buiswanden op het midden van de breedte te ravelen (in te sleuven) en de plaat in de raveling te schuiven. Over de lengte van de overlapping worden beide componenten aan elkaar gelast met hoeklassen of stompe lassen (bij stompe lassen moet de buiswand verbewerkt worden). De plaat is voorzien van de nodige boutgaten in een regelmatig patroon. De schetsplaat aan de rest van de constructie heeft dezelfde dikte als de ingesleufde plaat en is eveneens voorzien van boutgaten. Met twee losse koppelplaten waarvan het boutpatroon samenvalt met dat van plaat en schetsplaat wordt met behulp van bouten de verbinding gemaakt tussen de staaf en de rest van de constructie.



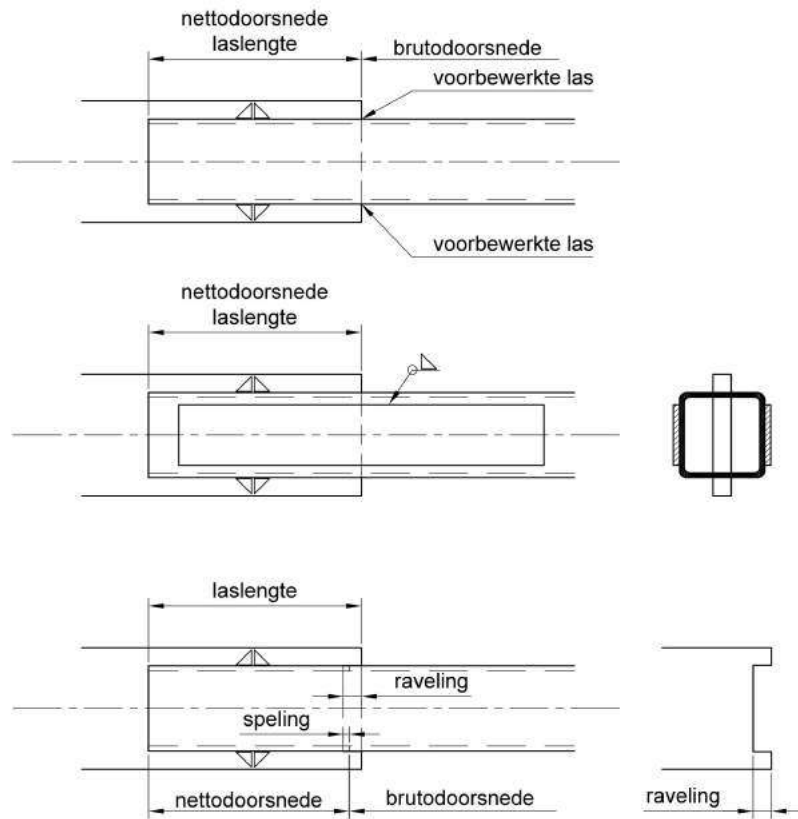
2.4 Schoren verbonden met bouten op afschuiving (indicatief).

2.3.2 Ontwerp van de plaat

De laslengte langs de zijkanten van het buisprofiel moet zodanig zijn dat de weerstand van de las en de uitscheurweerstand van buisprofiel en plaat groter zijn dan de vloeisterkte van de schoor inclusief oversterktefactoren.

Bij de overgang in het buisprofiel van netto- naar brutodoorsnede is sprake van een verzwakking door de raveling. Dit kan op drie manieren verholpen worden. Door over de dikte van de ingesleufde plaat een voorbewerkte lasnaad aan te brengen (geen hoeklas vanwege de korte lengte), door op de niet geraveelde buiswanden een dubbelplaat te lassen óf door de plaat te ravelen (zogenoeten modified-hidden-gap, kortweg MHG [20], zie afb. 2.5). De laatste oplossing geeft bij een overlap (raveling minus speling) van slechts 5% ten opzichte van de totale laslengte de hoogste ductiliteit. Bij ronde buisprofielen is het toepassen van dubbelplaten oneconomisch.

Over de lengte van de overlapping tot even voorbij het einde van het buisprofiel heeft de plaat de kleinste breedte. Deze brutodoorsnede moet voldoende zijn om de kracht $N_{Ed,ov}$ op te nemen ($N_{pl,Rd} > N_{Ed,ov}$).



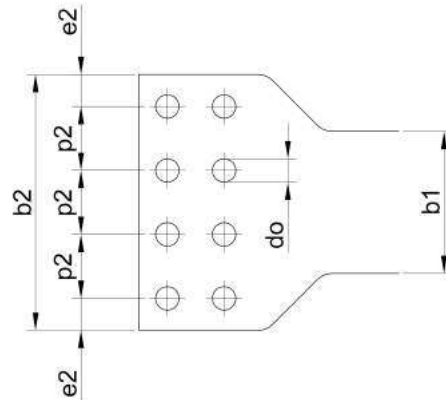
2.5 Opties voor een volledig sterke aansluiting tussen buisprofiel en schetsplaat.

Knik van de schoor uit het vlak gaat gepaard met het ontstaan van plastische scharnieren op halve schoorlengte en nabij de uiteinden. De staaf moet daarom de gelegenheid hebben voldoende te roteren. Dit kan bereikt worden door een vrije lengte gelijk aan tweemaal de schetsplaatdikte te introduceren net voorbij het einde van het buisprofiel [21, comm. F2-6c].

Het overdragen van de kracht uit de plaat naar beide koppelplaten vind plaats via op dubbelsnede afschuiving belaste bouten. De boutgaten vormen voor de plaatdoorsnede een zodanige verzwakking dat niet voldaan kan worden aan de capaciteitsvoorwaarde dat breuk van de nettodoorsnede ($N_{u,Rd}$) een grotere weerstand heeft dan vloeien van de bruto doorsnede ($N_{pl,Rd}$). Om die reden wordt de plaat ter plaatse van de bouten breder gemaakt. De lengte van de overgang van smal naar breed, ofwel de positie van de eerste boutrij, is gebaseerd op spreiding van de kracht onder een hoek van maximaal 30° .

Omdat in een capaciteitsontwerp afschuiving van de bouten niet maatgevend mag zijn (zie formule 3.2) wordt de maatgevende component gevormd door óf de kleinste bruto doorsnede van de plaat, óf stuik van het plaatmateriaal bij de bouten óf, in geval van bouten met hoge voorspanning, de glijweerstand van de bouten. Kiezen voor de eerste optie, de kleinste bruto doorsnede van de plaat de maatgevende component laten zijn, geeft de meeste vrijheid in het verbindingontwerp.

Hieronder wordt de verbreding bepaald in verhouding tot de kleinste plaatbreedte (afb. 2.6).



2.6 Voorbeeld van een plaat met verbreed uiteinde ($n_2 = 4$).

Het uitgangspunt voor het ontwerp van de verbreding is dat de steek van de bouten loodrecht op de krachtrichting gelijk is aan twee maal de randafstand loodrecht op de krachtrichting, dus $p_2 = 2e_2$. Vervolgens worden de volgende betrekkingen vastgelegd:

$$\phi = \frac{f_u}{f_y} \rightarrow f_u = \phi f_y \quad g = \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \rightarrow \gamma_{M2} = g \gamma_{M0} \quad \varepsilon = \frac{e_2}{d_0} \rightarrow e_2 = \varepsilon d_0$$

De verhouding van de breedte van de verbreding tot de kleinste plaatbreedte is gelijk aan:

$$\beta = \frac{b_2}{b_1} \rightarrow b_1 = \frac{b_2}{\beta} \text{ en } b_2 = \beta b_1.$$

Er moet voldaan worden aan de capaciteitsvoorwaarde $N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$, in formulevorm:

$$A_{bruto} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \leq A_{netto} \frac{0,9f_u}{\gamma_{M2}}$$

Voor de bruto doorsnede van de plaat kan de volgende afleiding gemaakt worden:

$$A_{bruto} = b_1 t = \frac{b_2}{\beta} t = \frac{n_2 2e_2}{\beta} t \rightarrow A_{bruto} = \frac{n_2 2\varepsilon d_0 t}{\beta}$$

waarin n_2 het aantal bouten haaks op de krachtrichting is.

Voor de netto doorsnede van de verbreding luidt de afleiding als volgt:

$$A_{netto} = (b_2 - n_2 d_0) t = (n_2 2e_2 - n_2 d_0) t = (n_2 2\varepsilon d_0 - n_2 d_0) t \rightarrow A_{netto} = (2\varepsilon - 1) n_2 d_0 t$$

Na invulling in de capaciteitsvoorwaarde volgt na omwerking een betrekking voor de breedte-verhouding uitgedrukt in ε , g en ϕ :

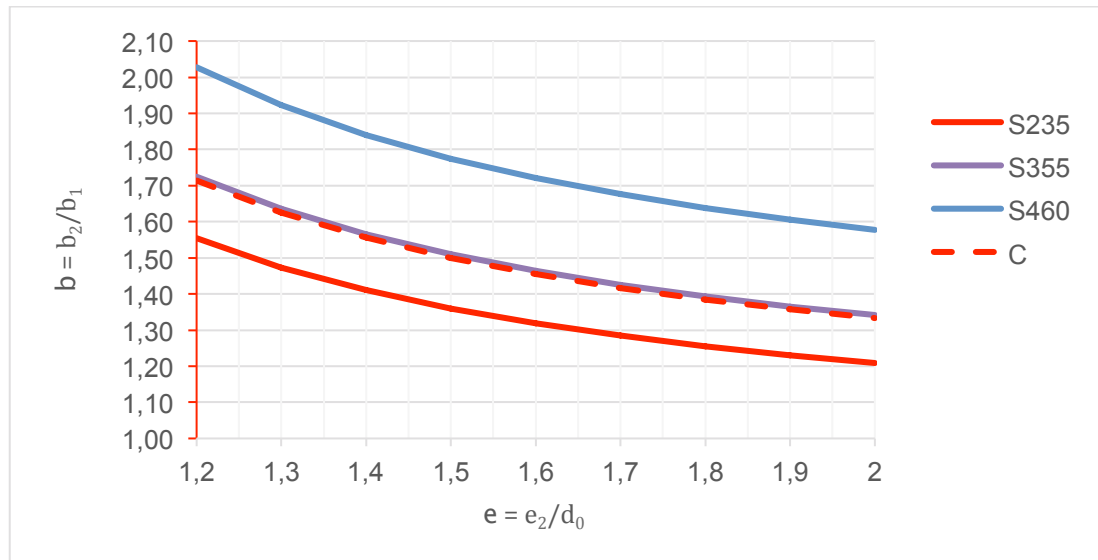
$$\beta = \frac{2\varepsilon}{0,9(2\varepsilon - 1)\phi} g$$

Aanvullend geldt bij verbindingen van categorie C (glijdvast in de uiterste grenstoestand) dat de rekenwaarde van de vloeinormalkracht over de netto doorsnede ter plaatse van de

gaten $N_{\text{net,Rd}}$ getoetst dient te worden [5]. Analoog aan de capaciteitsvoorwaarde moet deze weerstand groter zijn dan de vloe weerstand van de bruto doorsnede.

$$\beta = \frac{2\varepsilon}{(2\varepsilon-1)}$$

Uit onderstaande grafiek blijkt dat bij S235 de laatste voorwaarde maatgevend is.



2.7 Breedteverhouding β (netto-doorsnede/bruto-doorsnede voor $t \leq 40$ mm) in relatie tot de verhouding van de randafstand tot de gatdiameter voor verschillende staalsoorten.

In relatie tot de verhouding van de randafstand tot de gatdiameter (ε) geeft de grafiek aan hoeveel breder de plaat bij de verbinding minimaal moet zijn om aan de capaciteitsvoorwaarde te voldoen. Uit een schatting van het aantal bouten n_2 volgt de randafstand e_2 . De aangenomen verhouding ε leidt tot een boutdiameter met bijbehorende weerstand. Daaruit kan het aantal boutrijen bepaald worden.

Vuistregel ($t \leq 40$ mm) met $g = \gamma_{M2} / \gamma_{M0} = 1,25 / 1,00 = 1,25$:

	S235 $\phi = 1,53$	S355 $\phi = 1,38$	S460 $\phi = 1,17$	cat. C
$\varepsilon = 1,2$	1,6	1,8	2,1	1,8
$\varepsilon = 1,5$	1,4	1,6	1,8	1,5
$\varepsilon = 2,0$	1,3	1,4	1,6	1,4

2.8 Richtwaarden voor de minimale breedteverhouding $\beta = b_2 / b_1$. De waarde van β is naar boven afgerond op één decimaal.

Vanuit de bouten wordt de kracht overgebracht naar de koppelplaten aan beide zijden van de plaat. Omdat de koppelplaten een constante breedte hebben kunnen deze nooit aan de capaciteitsvoorwaarde voldoen. Hetzelfde geldt voor de schetsplaat die de kracht uit de

koppelplaten overneemt en naar de rest van de constructie leidt. De ductiliteit van de verbinding wordt dus gehaald uit componenten die onderdeel uitmaken van de staaf.

Indien vervangbaarheid van de schoorstaaf in het ontwerp in beschouwing genomen moet worden kan overwogen worden de koppelplaten dunner te maken dan de helft van de middenplaat. Na een aardbeving treedt dan de meeste schade op aan de vervangbare koppelplaten. Ook is het mogelijk aan de schetsplaatzijde meer bouten toe te passen waardoor het effect van een aardbeving zich aan de vervangbare zijde van de verbinding manifesteert. Het verdient aanbeveling om bouten van verbindingen aan dissipatieve elementen na een aardbeving te vervangen.

2.3.3 Afschuifweerstand van verschillende typen verbindingsmiddelen

Op afschuiving belaste boutverbindingen in een aardbevingsbestendig ontwerp moeten glijvast zijn. Dit betekent dat er in de verbinding van afbeelding 2.4 geen verschuiving mag optreden tussen enerzijds de plaat en de koppelplaten en anderzijds tussen de koppelplaten en de schetsplaat.

Met bouten zijn er vier methoden om aan deze voorwaarde te voldoen. Er kunnen bouten toegepast worden waarbij nagenoeg geen speling bestaat tussen bout en gatwand, zogeheten pasbouten. Indien de gaten wel groter zijn dan de diameter van de bout zijn er drie manieren om speling in de verbinding te voorkomen. De overblijvende ruimte tussen bout en gat kan gevuld worden met een kunsthars, zogeheten injectiebouten. Door middel van het aanbrengen van een hoge voorspanning in de bout kan de afschuifkracht door wrijving in de contactvlakken overgebracht worden, zogeheten voorspanbout. Of de twee laatste methoden worden gecombineerd tot de zogeheten voorspan-injectiebout.

Omdat de afschuifweerstand van de bouten niet maatgevend mag zijn ten opzichte van stuik (zie par. 3.2), is gezocht naar een bouttype met een zo hoog mogelijke afschuifweerstand. Overeenkomstig de gangbare praktijk wordt gekozen tussen bouten in sterkteklasse 8.8 of 10.9. Boutklasse 12.9 valt buiten het toepassingsgebied van de Eurocode en blijft, mede vanwege beperkte onderzoeksgegevens, buiten beschouwing. Voor boutensets die niet voorgespannen worden gelden de technische leveringsvoorwaarden volgens EN 15048-1. Worden de bouten wel voorgespannen dan gelden EN 14399-3 (systeem HR, gangbaar in Groot-Brittannië en Frankrijk) of EN 14399-4 (systeem HV, gangbaar in Duitsland en Nederland). In de praktijk kan het voorkomen dat boutensets in boutklasse 10.9 volgens EN 15048-1 slecht leverbaar zijn. Het is toegestaan om boutensets in klasse 10.9 volgens EN 14399-4 (zogeheten HV-bouten) ook in niet voorgespannen toestand te gebruiken.

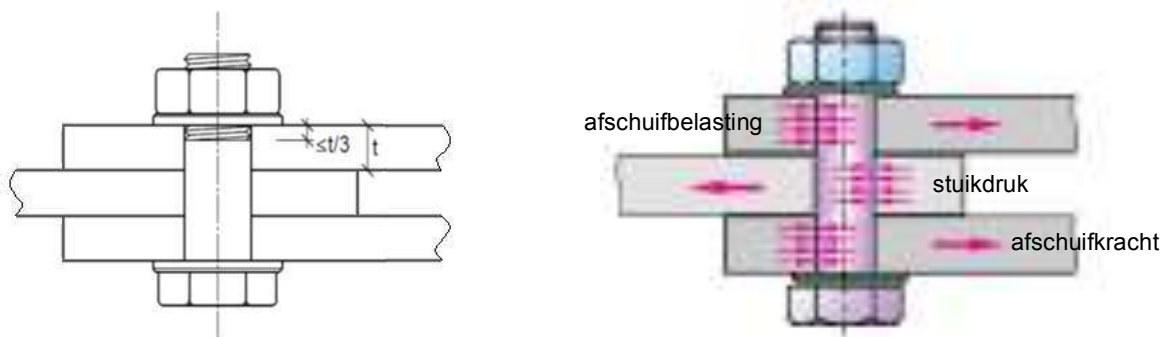
De meest gunstige variant is de toepassing van bouten met het afschuifvlak door de schacht van de bout. De afschuifweerstand van bouten 10.9 met het afschuifvlak door de schacht is aanzienlijk hoger dan die van bouten 8.8 met het afschuifvlak door de draad, zie tabel 2.9.

bout M30/8.8		bout M30/10.9	
draad	schacht	draad	schacht
1	1,26	1,04	1,57

2.9 Vergrotingsfactor op de afschuifweerstand ten opzichte van M30/8.8 met afschuifvlak door de draad.

Pasbouten

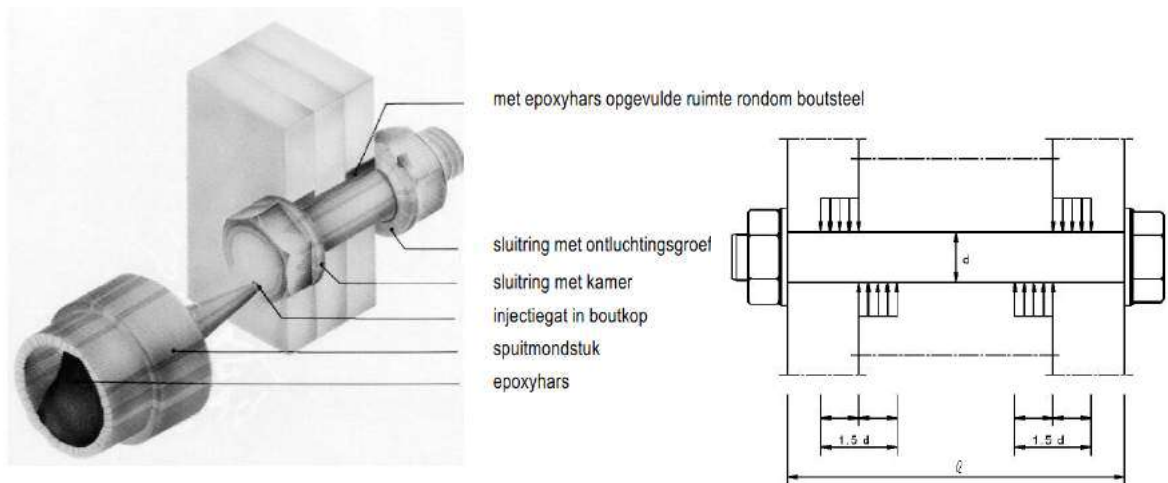
Een pasbout geeft direct een glijvaste verbinding, zie afbeelding 2.10. Uit de voorwaarde dat in maximaal 1/3 van de plaatdikte draad (inclusief uitloop) mag voorkomen (zie [6] art. 8.6) volgt automatisch dat bij pasbouten het afschuifvlak door de schacht van de bouten gaat. Krachtsoverdracht vindt plaats doordat het plaatmateriaal tegen de bout drukt (stuikt) waardoor de bout op afschuiving belast wordt. Beide aspecten dienen getoetst te worden. Belangrijk is dat voor de gatdiameter maar een kleine tolerantie is toegestaan [6]. Voor bijvoorbeeld een M30 pasbout mogen de gatdiameters maximaal 0,16 mm groter zijn dan de nominale boutdiameter. In de praktijk komt deze tolerantie erop neer dat de gaten in het werk doorgeboord of geruimd moeten worden.



2.10 Pasbout met afschuifvlakken door de schacht.

Injectiebouten

Injectiebouten zijn bij uitstek geschikt voor het opnemen van heen-en-weer gaande afschuifkrachten zoals die bij een aardbeving op kunnen treden. De bout en de ring onder de moer moeten wel speciaal geprepareerd zijn ten behoeve van het injecteren en ontluichten van de ruimte tussen bout en gatwand (zie bijlage K van [6]). Bij de uitvoering op het werk moet ervoor gezorgd worden dat bouten en gaten droog zijn. De krachtsoverdracht is gelijk aan die bij pasbouten. Daarbij moet bovendien de stuikdruk op de kunsthars gecontroleerd worden met als randvoorwaarde dat per schuifvlak maximaal 1,5 maal de nominale boutdiameter als stuikdikte in rekening gebracht mag worden (afb. 2.11). Er dienen dus drie criteria getoetst te worden: stuik van de platen, stuik van de kunsthars met begrenzing van de stuiklengte en de afschuiving van de bouten die minimaal 20% hoger moet zijn dan de laagste van de stuikweerstand.



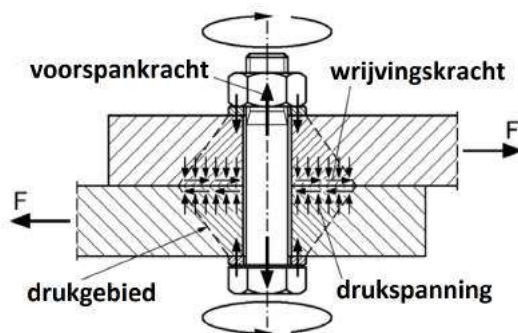
2.11 Injectiebout met begrenzing stuikdikte [5].

De bepaling van de aan te houden waarde van de stuiksterkte op de kunsthars moet volgens bijlage K van [6] op een soortgelijke wijze geschieden als de in bijlage G van [6] gegeven methode voor het bepalen van de wrijvingscoëfficiënt. Er is daarbij onderscheid gemaakt tussen lange en korte duur sterkte. Voor verbindingen aan dissipatieve elementen is het verantwoord uit te gaan van de korte duur stuiksterkte. Op basis van de uitgevoerde proeven [14] kan voor de stuikweerstand van het gebruikte type kunsthars een karakteristieke waarde aangehouden worden van $f_{b, \text{resin}} = 280 \text{ N/mm}^2$. Bedacht moet worden dat deze waarde is gebaseerd op een verschuiving per verbinding van maximaal 0,15 mm, dus 0,3 mm totaal. Indien meer vervorming toegelaten wordt zou van een nader te bepalen hogere stuikweerstand uitgegaan kunnen worden.

Voorspanbouten

Deze bouten worden gecontroleerd aangedraaid met speciaal aandraag gereedschap. Door de voorspanning in de bout worden de aan te sluiten plaatdelen strak op elkaar geklemd. Bij op afschuiving belaste verbindingen, als geschetst in afb. 2.12, is de kans op vervormde contactvlakken, bijvoorbeeld ontstaan door laskrimp, gering. De contactvlakken moeten wel speciaal behandeld worden vanwege de vereiste wrijvingscoëfficiënt (zonodig beproeven volgens bijlage G van [6]). Van de vier klassen van oppervlaktebehandeling voor contactvlakken bij voorspanbouten mogen volgens NEN-EN 1998-1, art. 6.5.5 (4) alleen de twee klassen met de hoogste wrijvingscoëfficiënten gebruikt worden. Dat zijn klasse A met $\mu = 0,5$ en klasse B met $\mu = 0,4$ waarin μ de wrijvingscoëfficiënt is. De klasse-indeling van wrijvingsoppervlakken is gegeven in tabel 3.7 van [5].

Methoden voor het aanbrengen van voorspanning in de bout zijn beschreven in NEN-EN 1090-2 [6]. Van de vier daarin beschreven methoden sluit de moment-hoekmethode het best aan op de Nederlandse praktijk terwijl die methode bovendien de meest betrouwbare van de vier is [22]. Met betrouwbaar wordt hier bedoeld dat met 95% zekerheid de gevraagde voorspanning ook daadwerkelijk in de bout is aangebracht.



2.12 Krachtsoverdracht bij een voorspanbout.

Bij voorspanbouten speelt de frictiefactor een rol bij de keuze van de aanspanmethode. Die factor (k_0 , k_1 of k_2) heeft betrekking op de draadwrijving, de spiegelwrijving en de spoed van de draad. Voorspanbouten met frictiefactor k_1 kunnen toegepast worden met als aanspanmethode de moment-hoekmethode.

In tabel 2.13 is een vergelijking gemaakt tussen niet-voorgespannen bouten en voorspanbouten met wrijvingsoppervlakken van klasse A en B. Zo zijn ten opzichte van afschuiving over de draaddoorsnede 143% meer voorspanbouten met wrijvingsvlak klasse A nodig. In vergelijking met pasbouten ('schachtdoorsnede') zijn zelfs meer dan tweemaal zoveel voorspanbouten nodig.

dubbelsnedige boutverbinding M30-10.9			
verhouding $F_{v,Rd} / F_{s,Rd}$			
schuifvlak met	$F_{v,Rd}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	
		$\mu = 0,4$	$\mu = 0,5$
		251	314
draaddoorsnede	449	1,79	1,43
schachtdoorsnede	679	2,71	2,16

2.13 Vergrotingsfactor voor het aantal bouten.

Op afschuiving belaste verbindingen met voorspanbouten kunnen behoren tot categorie B (glijvast in de bruikbaarheidsgrenstoestand) of categorie C (glijvast in de uiterste grenstoestand) [5]. Volgens NEN-EN 1998-1, art. 6.5.5 (4) zijn beide categorieën toegestaan. De verwachting is dat in een herziening van NEN-EN 1998-1 deze keus wordt gekoppeld aan de gekozen ductility class (cat. B voor DCM en cat. C voor DCH). Kiezen voor categorie B betekent dat verschuiving binnen de verbinding (met krachten in UGT) toegestaan is, ook onder aardbevingscondities. Voorwaarde (3.2) blijft echter onverminderd van kracht. De voorwaarde volgens NEN-EN 1998-1, art. 6.5.5 (5) dat de afschuifweerstand van de bouten minimaal 20% meer moet zijn dan de stuikweerstand geldt namelijk voor elke op afschuiving belaste verbinding aan een dissipatief element, ook al zijn de bouten voorgespannen of is de verbinding geïnjecteerd. Proeven hebben aangetoond dat er bij voorge-

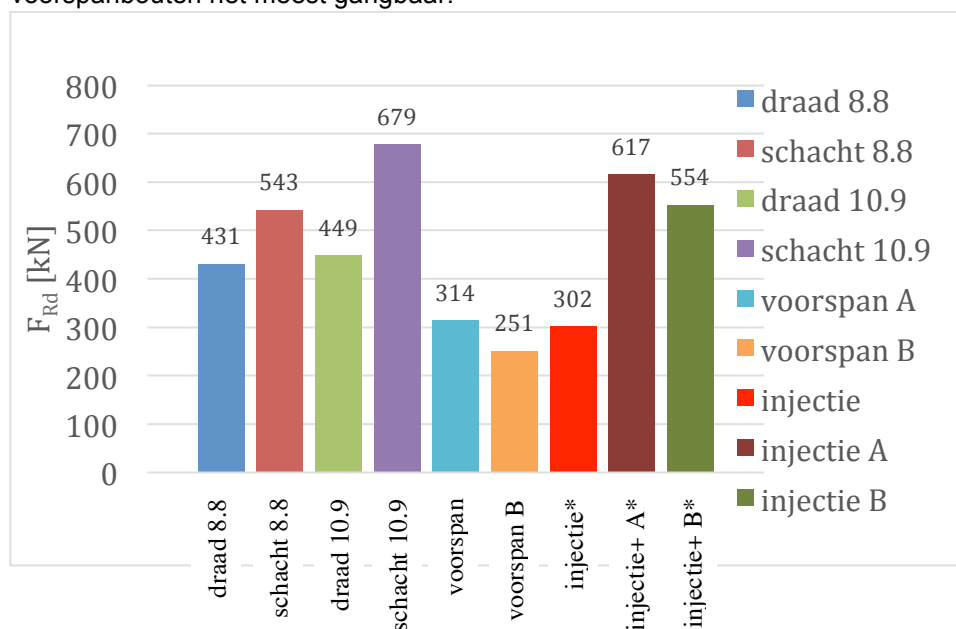
spannen op afschuiving belaste verbindingen altijd sprake is van een relatieve verplaatsing van de platen wanneer de verbonden elementen onderworpen worden aan belastingcycli tot de plastische grenslast. In de praktijk komt dit erop neer dat na enkele cycli stuit van de platen de werkelijke bezwijkvorm wordt [16, p. 145]. Dit rechtvaardigt het uitgangspunt dat stuit binnen de verbinding de zwakste schakel zou moeten zijn.

Glij- en stuitweerstand dienen voor beide categorieën getoetst te worden. Voor categorie C dient aanvullend de vloeuweerstand van de nettodoorsnede getoetst te worden.

Injectiebouten gecombineerd met voorspanning

Indien injectiebouten worden voorgespannen mogen de afzonderlijke afschuifweerstand bij elkaar opgeteld worden [5]. Aanvullend moet onafhankelijk van de categorie de capaciteitsvoorwaarde getoetst worden. De afschuifweerstand van voorspan-injectiebouten is vergelijkbaar met pasbouten van klasse 10.9.

In afbeelding 2.14 zijn als voorbeeld voor een M30 bout in een dubbelsnedige verbinding de verschillende weerstanden met elkaar vergeleken. Hieruit wordt duidelijk dat een pasbout in klasse 10.9 de hoogste afschuifweerstand heeft; dit wordt als de ideale bout beschouwd. Voorspan-injectiebouten volgen op de voet. In de praktijk zijn echter 'normale' voorspanbouten het meest gangbaar.



2.14 Weerstand M30 bout in een dubbelsnedige verbinding. (* = plaatdikte 25 mm, koppelplaten 15 mm, $f_{b,resin} = 280 \text{ N/mm}^2$ [14]).

2.3.4 Ontwerp van de totale verbinding

Bij het ontwerp van de totale verbinding is alleen de schoorstaaf van de onderste bouwlaag beschouwd. Die van de overige bouwlagen worden volgens dezelfde principes uitgevoerd.

De schoorstaaf is ontworpen als warmgevoemd vierkant buisprofiel K140x140x8 EN10210 in de staalsoort S355. De oppervlakte van de staafdoorsnede is $A = 4155 \text{ mm}^2$. De aan te sluiten kracht inclusief oversterktefactoren bedraagt:

$$N_{Ed,ov} = 1,1\gamma_{ov}A f_y = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot 4155 \cdot 355}{10^3} = 2028 \text{ kN}$$

In de verbinding van afbeelding 2.4 zijn de schoren uitgevoerd met in de zijwanden van de buisprofielen gesleufde platen. Verzwakking van de buisdoorsnede aan het einde van de sleuf moet vermeden worden. Hier is het principe van de 'hidden gap' toegepast door de plaat te ravelen zodat een kleine overlap met de bruto buisdoorsnede ontstaat.

Eerder is aangegeven dat de kleinste plaatdoorsnede is aangewezen als 'zwakste schakel' binnen het ontwerp van de verbinding. Om de plaatafmetingen niet te fors te laten worden is gekozen voor de staalsoort S355. Op basis van de aan te sluiten kracht en de nominale waarde van de vloeigrens (voor $t \leq 40 \text{ mm}$) is een bruto plaatdoorsnede nodig van:

$$A_{bruto} \geq \frac{N_{Ed,ov}}{f_y} = \frac{2028 \cdot 10^3}{355} = 5713 \text{ mm}^2$$

Bij een plaatbreedte van $b_1 = 200 \text{ mm}$ rest aan beide zijden van het buisprofiel een breedte van $\frac{1}{2}(200-140) = 30 \text{ mm}$. Dit is voldoende om een hoeklas te leggen met een laszwaarte gelijk aan de wanddikte. De benodigde plaatdikte volgt uit:

$$t \geq \frac{A_{bruto}}{b_1} = \frac{5713}{200} = 28,6 \text{ mm} \rightarrow \text{neem } t = 30 \text{ mm}$$

Om aan de stuikvoorwaarde te voldoen zijn over het algemeen kleine rand- en tussenafstanden nodig. Kleine boutafstanden verlagen de stuikweerstand waardoor eerder aan de stuikvoorwaarde voldaan kan worden. Met $e_2 / d_o = 1,2$ volgt uit de vuistregel $\beta = 1,8$ waardoor $b_2 = \beta b_1 = 1,8 \cdot 200 = 360 \text{ mm}$. Op deze breedte zijn 4 bouten mogelijk ($n_2 = 4$) zodat $d_o = e_2 / 1,2 = b_2 / (1,2 \cdot 2n_2) = 360 / (1,4 \cdot 2 \cdot 4) = 32 \text{ mm}$. Neem bouten M30.

Met deze gegevens kan de stuikweerstand van de plaat bepaald worden gebaseerd op $e_2 = b_2 / (2n_2) = 360 / (2 \cdot 4) = 45 \text{ mm}$.

Vanaf hier zijn er meerdere opties voor de keuze van het type bout. Als eerste wordt er naar het aantal bouten gekeken en welk boutpatroon daar bij kan horen. Voor de dubbelsnede afschuifweerstand $F_{v,Rd}$ wordt verwezen naar afbeelding 2.14. Omdat de stuikweerstand maatgevend moet zijn wordt het aantal bouten gebaseerd op $F_{v,Rd}/1,2$.

klasse 8.8	pasbouten	$n = 2028 / (543/1,2) = 4,5$	→ 5
klasse 10.9	pasbouten	$n = 2028 / (679/1,2) = 3,6$	→ 4
voorspanbout	wrijvingsvlak klasse A	$n = 2028 / (314/1,2) = 7,8$	→ 8
	wrijvingsvlak klasse B	$n = 2028 / (251/1,2) = 9,7$	→ 10
injectiebout		$n = 2028 / (302/1,2) = 8,1$	→ 9
voorspan/injectie	wrijvingsvlak klasse A	$n = 2028 / (617/1,2) = 3,9$	→ 4
	wrijvingsvlak klasse B	$n = 2028 / (554/1,2) = 4,4$	→ 5

Pasbouten en voorspan-injectiebouten leveren duidelijk het minst aantal bouten op maar vragen extra inspanning bij de uitvoering. Voorspanbouten met wrijvingsvlak A en injectiebouten vragen onderling ongeveer evenveel bouten. Voorspanbouten met wrijvingsvlak klasse B wordt verder buiten beschouwing gelaten omdat ten opzichte van klasse A de inspanning per bout gelijk is maar het aantal bouten is meer. Er worden twee alternatieven uitgewerkt, één met 4 pasbouten klasse 10.9 en één met 8 voorspanbouten.

Alternatief met 4 pasbouten

Omdat $p_2 = 2e_2$ is de stuikweerstand van elk van de vier bouten gelijk en alleen afhankelijk van de eindafstand e_1 . De stuikweerstand per bout moet liggen tussen $N_{Ed,ov} / 4 < F_{b,Rd} < F_{v,Rd} / 1,2 = 2028 / 4 = 507 \text{ kN} < F_{b,Rd} < 679 / 1,2 = 566 \text{ kN}$. De stuikweerstand volgt uit

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

waarin $k_1 = 2,8(e_2/d_o) - 1,7 = 2,8 \cdot (45 / 30) - 1,7 = 2,50$, $f_u = 490 \text{ N/mm}^2$, $d = 30 \text{ mm}$, $t = 30 \text{ mm}$ en $\gamma_{M2} = 1,25$. Na gelijkstelling met de onder- en bovengrens voor $F_{b,Rd}$ volgt $0,575 < \alpha_b < 0,642$. Met $e_1 = \alpha_b 3d_o$ waarin $d_o = 30 \text{ mm}$ volgt dat $52 \text{ mm} < e_1 < 58 \text{ mm}$. Gekozen wordt voor $e_1 = 55 \text{ mm}$ zodat $\alpha_b = 55 / (3 \cdot 30) = 0,611$ en $F_{b,Rd} = 539 \text{ kN}$.

De lasplaten krijgen de halve dikte (15 mm).

Alternatief met 8 voorspanbouten

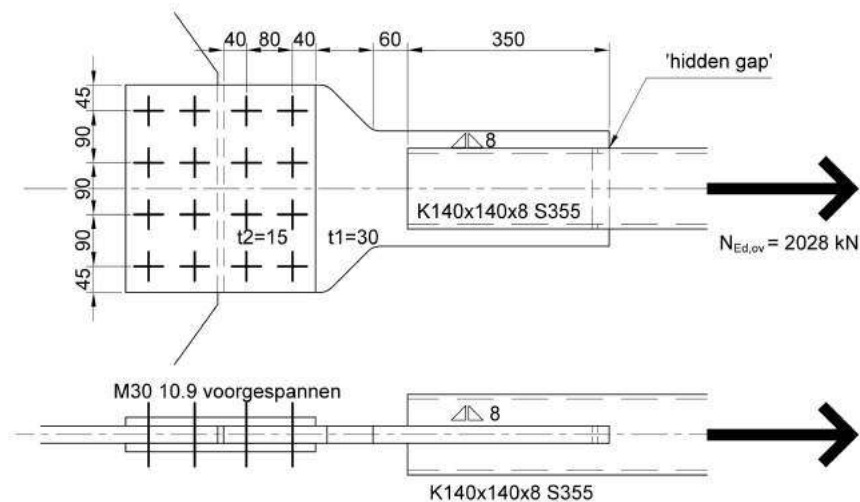
De bouten worden geplaatst in twee boutrijen met elk 4 bouten. De stuikweerstand per bout moet nu liggen tussen:

$$N_{Ed,ov} / 8 < F_{b,Rd} < F_{v,Rd} / 1,2 = 2028 / 8 = 254 \text{ kN} < F_{b,Rd} < 449 / 1,2 = 374 \text{ kN}.$$

Uit deze onder- en bovengrens volgt met $k_1 = 2,8(e_2/d_o) - 1,7 = 2,8 \cdot (45 / 33) - 1,7 = 2,12$ (overige parameters als boven) $0,340 < \alpha_b < 0,500$. Hieruit volgt $34 \text{ mm} < e_1 < 50 \text{ mm}$. De ondergrens voldoet niet omdat die lager is dan $1,2d_o = 1,2 \cdot 33 = 40 \text{ mm}$. Gekozen wordt voor $e_1 = 40 \text{ mm}$ en $\alpha_b = 40 / (3 \cdot 33) = 0,404$ waardoor de stuikweerstand van de eindbout bedraagt:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,12 \cdot 0,404 \cdot 490 \cdot 30 \cdot 30}{1,25 \cdot 10^3} = 302 \text{ kN}$$

Nu kan een afweging gemaakt worden tussen vier pasbouten of acht voorspanbouten. Criteria als kosten, montagesnelheid, verkrijgbaarheid, bereikbaarheid van de verbinding, weersomstandigheden etc. zijn factoren die de keuze beïnvloeden. Hier is gekozen voor voorspanbouten, omdat dit meer aansluit bij de praktijk in Nederland. De schoren kunnen dan gemonteerd worden waarna in een vervolgfase de voorspanning wordt aangebracht. Bij pasbouten is een soortgelijke werkmethode denkbaar bij toepassing van extra montagebouten of tijdelijke bouten die een maat kleiner zijn dan de definitieve bouten. De verbinding kan nu verder worden bemaat en uitgewerkt (afb. 2.15).



2.15 Uitgewerkt detail van de aansluiting.

2.3.5 Berekening van de totale verbinding

Achtereenvolgens wordt getoetst:

- uitscheurweerstand van het buisprofiel;
- afschuifweerstand van de las;
- brutodoorsnede van de plaat;
- nettodoorsnede van de plaat;
- capaciteitsvoorwaarde;
- glijweerstand van de bouten;
- uitscheuren boutgroep;
- nettodoorsnede van de plaat voor categorie C;
- afschuifweerstand van de bouten;
- stuikweerstand van de platen;
- stuikvoorwaarde.

De uitscheurweerstand van de gelaste verbinding wordt getoetst met de rekenregels voor de uitscheurweerstand van boutgroepen ([5] art. 3.10.2). Het uitscheuren van de plaat aan de schoorzijde wordt als een niet reële bezwijkvorm gezien en buiten beschouwing gelaten.

Uitscheurweerstand buisprofiel.

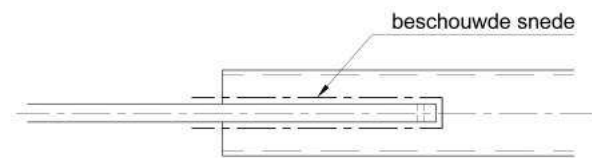
Bij dit bezwijkmechanisme wordt een snede door de wand van het buisprofiel genomen bij de aansluiting aan de plaat. De aan te sluiten kracht is gebaseerd op een vloeigrens van het buismateriaal gelijk aan $f_{y,max}$. Strikt genomen zou de oversterkte ook gelden voor de hier beschouwde snede. Desondanks wordt de toets uitgevoerd met de nominale waarde van de vloeigrens en treksterkte omdat dit een conservatief resultaat geeft.

Voor de lengte van de overlap ('hidden gap') is uitgegaan van 5% van de totale laslengte [20]. Bij de toetsing is dit gedeelte in mindering gebracht op de schuiflengte.

Voor het buisprofiel geldt voor de doorsnede op trek respectievelijk op afschuiving:

$$A_{nt} = 2t_0 t_1 = 2 \cdot 8 \cdot 30 = 480 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 4t_0 0,95l_{las} = 4 \cdot 8 \cdot 0,95 \cdot 350 = 10.640 \text{ mm}^2$$



2.16 Beschouwde snede voor uitscheuren buisprofiel.

Er is sprake van centrische belasting zodat geldt:

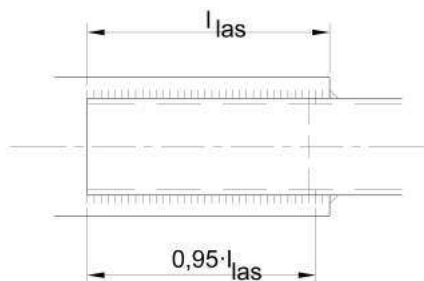
$$V_{eff,l,Rd} = \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{490 \cdot 480}{1,25 \cdot 10^3} + \frac{355 \cdot 10.640}{\sqrt{3} \cdot 1 \cdot 10^3} = 188 + 2181 = 2369 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed,ov}}{V_{eff,l,Rd}} = \frac{2028}{2369} = 0,856 \rightarrow \text{voldoet}$$

Afschuifweerstand van de las (correlatiefactor voor hoeklassen voor S355: $\beta_w = 0,9$)

Bij deze toets is uitgegaan van de totale laslengte verminderd met éénmaal de laszwaarte; er is namelijk aangenomen dat bij het einde van de sleuf rond de plaat gelast wordt (afb.

2.17). De koplas is echter niet constructief.



2.17 Effectieve laslengte.

$$a = 8 \text{ mm} \quad l_{eff} = l_{las} - a = 350 - 8 = 342 \text{ mm}$$

$$A_w = \Sigma a \cdot l_{eff} = 4 \cdot 8 \cdot 342 = 10.944 \text{ mm}^2$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{490}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} = 251 \text{ N / mm}^2$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot A_w = 251 \cdot 10.944 \cdot 10^{-3} = 2747 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed,ov}}{F_{w,Rd}} = \frac{2028}{2747} = 0,738 \rightarrow \text{voldoet}$$

Voor de brutodoorsnede van de schetsplaat ($b = 200 \text{ mm}$, $t = 30 \text{ mm}$)

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{200 \cdot 30 \cdot 355}{1 \cdot 10^3} = 2130 \text{ kN} \rightarrow \frac{N_{Ed,ov}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2028}{2130} = 0,952 \rightarrow \text{voldoet}$$

Voor de nettodoorsnede van de verbrede schetsplaat ($b = 360 \text{ mm}$, $t = 30 \text{ mm}$)

$$A_{net} = (b - 4 \cdot d_o) \cdot t_1 = (360 - 4 \cdot 33) \cdot 30 = 6.840 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 6.840 \cdot 490}{1,25 \cdot 10^3} = 2413 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed,ov}}{N_{u,Rd}} = \frac{2028}{2413} = 0,840 \rightarrow \text{voldoet}$$

Capaciteitsvoorwaarde

Op basis van de berekende weerstanden voor de bruto- en nettodoorsnede kan de capaciteitsvoorwaarde worden getoetst:

$$\frac{N_{pl,Rd}}{N_{u,Rd}} = \frac{2130}{2413} = 0,883 \rightarrow \text{voldoet}$$

Hiermee is aangetoond dat vloeien van de brutodoorsnede maatgevend is boven breuk van de nettodoorsnede.

Toets van de glijweerstand

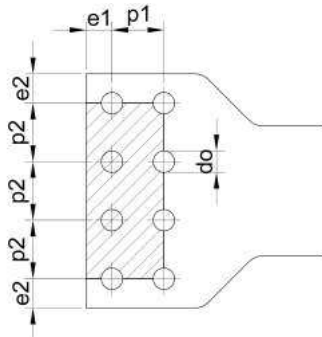
Voor de glijweerstand van de dubbelsnedige ($n = 2$) voorgespannen bouten is uitgegaan van normale gaten ($k_s = 1$) en contactvlakken van klasse A ($\mu = 0,5$).

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = \frac{0,7 \cdot 1000 \cdot 561}{10^3} = 393 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 393 = 314 \text{ kN} \rightarrow \frac{N_{Ed,ov}}{\Sigma F_{s,Rd}} = \frac{2028}{8 \cdot 314} = \frac{2028}{2512} = 0,807 \rightarrow \text{voldoet}$$

Uitscheuren van de boutgroep

De boutgroep ligt centrisc ten opzichte van de kracht zodat art. 3.10.2 (2) van [5] van toepassing is (afb. 2.18).



2.18 Gedeelte wat uit kan scheuren.

$$A_{nt} = (n_2 - 1)(p_2 - d_o)t_1 = (4 - 1) \cdot (90 - 33) \cdot 30 = 5.130 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = [(2e_1 - d_o) + 2(n_1 - 1)(p_1 - d_o)]t_1 = [(2 \cdot 40 - 33) + 2(2 - 1)(80 - 33)] \cdot 30 = 4.230 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{490 \cdot 5.130}{1,25 \cdot 10^3} + \frac{355 \cdot 4.230}{1 \cdot 10^3 \sqrt{3}} = 2011 + 867 = 2878 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed,ov}}{V_{eff,1,Rd}} = \frac{2028}{2878} = 0,705 \rightarrow \text{voldoet}$$

Vloeien van de nettodoorsnede

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(360 - 4 \cdot 33) \cdot 30 \cdot 355}{1 \cdot 10^3} = 2428 \text{ kN} \rightarrow \frac{N_{Ed,ov}}{N_{net,Rd}} = \frac{2028}{2428} = 0,835 \rightarrow \text{voldoet}$$

Afschuifweerstand bouten

De verbinding is dubbelsnedig uitgevoerd. Het aantal schuifvlakken bedraagt $8 \cdot 2 = 16$.

Toets van de gesommeerde afschuifweerstand (M30-10.9, $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$, $A_s = 561 \text{ mm}^2$) volgens tabel 3.4 van [5]:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 561}{1,25 \cdot 10^3} = 224 \text{ kN} \rightarrow \frac{N_{Ed,ov}}{\Sigma F_{v,Rd}} = \frac{2028}{16 \cdot 224} = \frac{2028}{3584} = 0,556 \rightarrow \text{voldoet}$$

Stuikweerstand van de bouten

De stuikvoorwaarde wordt getoetst voor de verbrede plaat. Omdat de koppelplaten dezelfde geometrie hebben met elk een dikte gelijk aan de halve plaatdikte is de stuikweerstand van de koppelplaten gelijk aan die van de plaat. De stuikweerstand is afzonderlijk bepaald voor eind- en binnenbout volgens tabel 3.4 van [5].

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad \text{waarin} \quad k_1 = 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_o} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{45}{33} - 1,7 = 2,12$$

eindbout:

$$\alpha_b = \frac{e_1}{3 \cdot d_o} = \frac{40}{3 \cdot 33} = 0,404 \rightarrow F_{b,Rd} = \frac{2,12 \cdot 0,404 \cdot 490 \cdot 30 \cdot 30}{1,25 \cdot 10^3} = 302 \text{ kN}$$

binnenbout:

$$\alpha_b = \frac{p_1}{3 \cdot d_o} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \cdot 33} - \frac{1}{4} = 0,558 \rightarrow F_{b,Rd} = \frac{2,12 \cdot 0,558 \cdot 490 \cdot 30 \cdot 30}{1,25 \cdot 10^3} = 417 \text{ kN}$$

De stuikweerstand kunnen bij elkaar opgeteld worden omdat verbindingen aan dissipatieve elementen zodanig ontworpen zijn dat per definitie voldaan wordt aan de voorwaarde in [5] art. 3.7. Bewijs: $2 \cdot 224 = 448 \text{ kN} > 417 \text{ kN}$.

$$\frac{N_{Ed,ov}}{\Sigma F_{b,Rd}} = \frac{2028}{4 \cdot (302 + 417)} = \frac{2028}{2876} = 0,705 \rightarrow \text{voldoet}$$

Toets van de stuikvoorwaarde

$$\frac{\Sigma F_{v,Rd}}{\Sigma F_{b,Rd}} = \frac{3584}{2876} = 1,25 > 1,2 \rightarrow \text{voldoet}$$

Opgemerkt wordt dat de stuikvoorwaarde zoals geformuleerd in NEN-EN 1998-1, art. 6.5.5 (5) geldt voor de boutgroep en niet voor een individuele bout.

Samenvatting (tabel 2.19)

criterium	weerstand	toets	
brutodoorsnede van de plaat	2130	0,952	1
uitscheurweerstand van het buisprofiel (met nominale waarden voor f_y en f_u)	2369	0,856	2
nettodoorsnede van de plaat	2413	0,840	3
nettodoorsnede van de plaat voor categorie C	2428	0,835	4
glijweerstand van de bouten	2512	0,807	5
afschuifweerstand van de las	2747	0,738	6
stuikweerstand van de platen	2876	0,705	7
uitscheuren van de boutgroep	2878	0,705	8
afschuifweerstand van de bouten	3584	0,556	9

2.19 Overzicht van de toetsen.

De verbinding is zo vormgegeven dat de maatgevende component het versmalde deel van de plaat is.

2.3.6 Knik van de schetsplaat

Aanvullende moet de sterkte en stabiliteit van de schetsplaat getoetst worden. De sterkte van de schetsplaat is niet maatgevend omdat de afmetingen groter of gelijk zijn als de plaat aan de schoor. De toets van de stabiliteit van de schetsplaat is uitgevoerd volgens appendix C van Steel Design Guide 29 [23]. Afhankelijk van de schetsplaat-configuratie wordt de lengte aangegeven en de factor daarop voor de bepaling van de effectieve lengte.

Voor de maatgevende situatie bij de kolomvoet is uitgegaan van een niet-compacte schetsplaat met geometrie als aangegeven in afbeelding 2.20.

$$L = l_{\text{avg}} = (l_1 + l_2 + l_3)/3 = (546 + 335 + 415)/3 = 432 \text{ mm}$$

$K = 1$ (factor voor de bepaling van de effectieve lengte)

$$L_{\text{cr}} = KL = 1,0 \cdot 432 = 432 \text{ mm}$$

De effectieve breedte van de schetsplaat is bepaald voor een spreiding onder 30° :

$$b_{\text{eff}} = 3p_2 + 2p_1/\sqrt{3} = 3 \cdot 90 + 2 \cdot 80/\sqrt{3} = 270 + 92 = 362 \text{ mm}$$

$$\lambda = L_{\text{cr}}/l = 432 \cdot \sqrt{12}/30 = 50$$

$$\bar{\lambda} = \lambda/\lambda_1 = 50/76,4 = 0,654$$

$\chi = 0,753$ (knikkromme c)

$$N_{b,Rd} = \chi b_{\text{eff}} t f_y / \gamma_{M1} = 0,753 \cdot 362 \cdot 30 \cdot 355 / (1,0 \cdot 10^3) = 2903 \text{ kN}$$

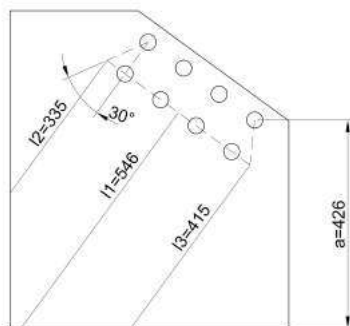
$$N_{Ed,ov}/N_{b,Rd} = 1486/2903 = 0,512$$

Naast het knikken van de schetsplaat in de werklijn van de schoor dient ook het uitknikken van de vrije rand beschouwd te worden. Een zeer conservatieve methode [23] gaat uit van de volgende betrekking:

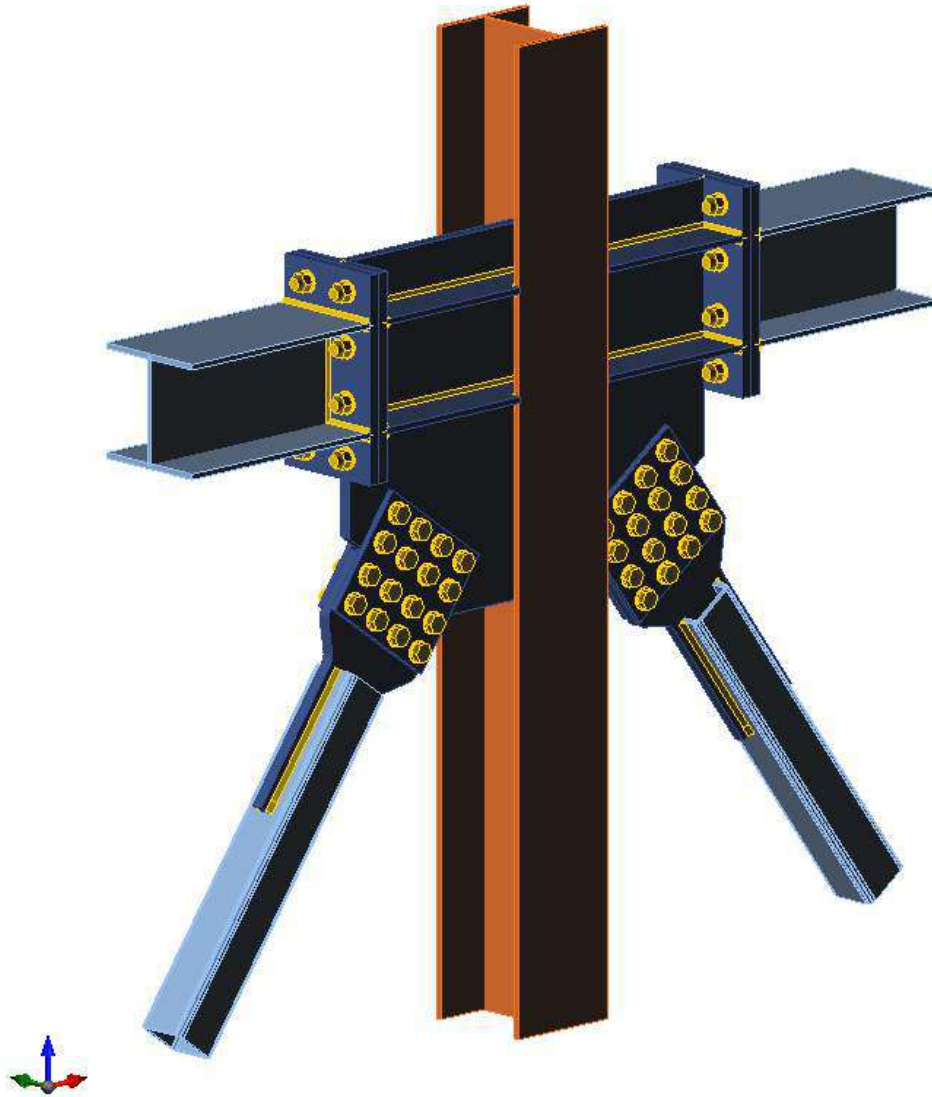
$$\left(\frac{a}{t} \right)_{\text{max}} = 0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Voor S355 komt dit neer op $a \leq 18,2 \cdot 30 = 546 \text{ mm}$. Deze waarde is groter dan de aanwezige lengte van 426 mm.

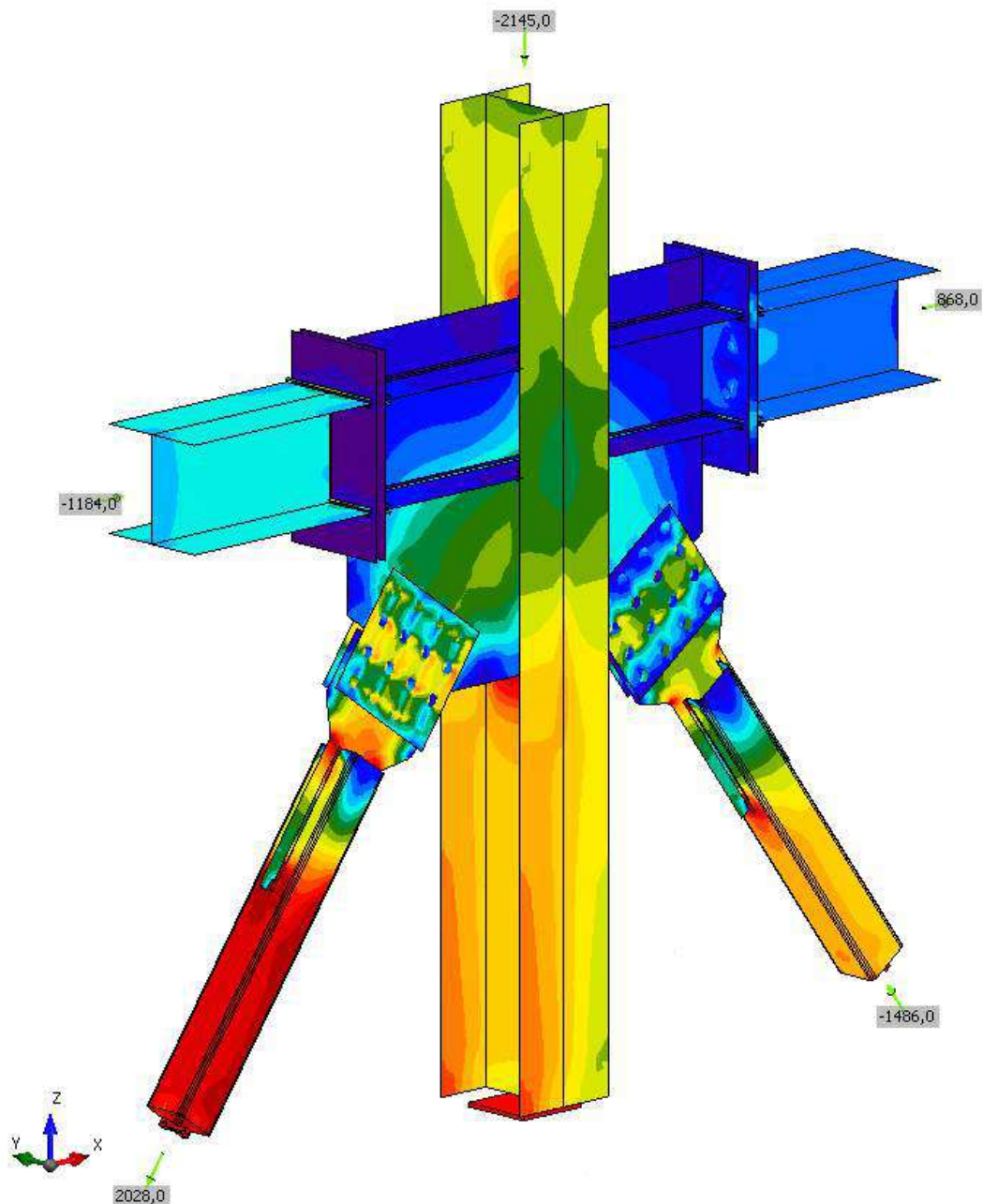
Conclusie: de stabiliteit van de schetsplaat is voldoende.



2.20 Kniklengte niet-compacte schetsplaat is $(l_1 + l_2 + l_3)/3$



2.21 Model van de ontworpen verbinding.



2.22 Berekening van de verbinding met een op de componenten methode gebaseerd eindige elementen programma.

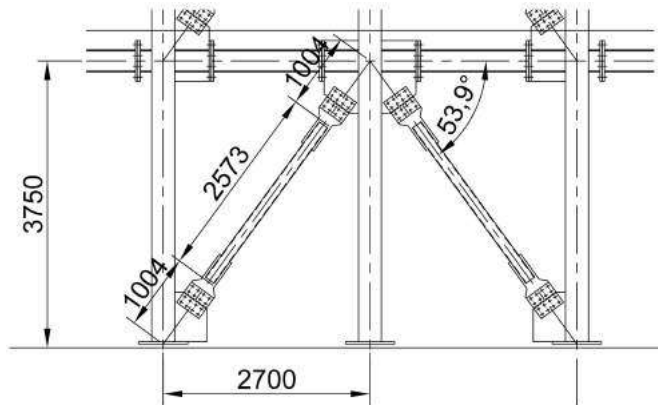
2.3.7 Invloed van de verbinding op de staafslankheden

In het vlak van de schoorconstructie kan aangenomen worden dat de verbinding voldoende stijf is om voor de staaf als volledige inklemming te werken. Voor de onderste schoorstaaf geldt dan:

$$L_{buc,ip} = 0,5 \cdot 4621 = 2311 \text{ mm} \rightarrow \lambda_{rel,ip} = 0,56$$

$$L_{buc,op} = 2573 \text{ mm} \rightarrow \lambda_{rel,op} = 0,63$$

Bij het ontwerp van de verbinding is rekening gehouden met de mogelijke vorming van een plastisch scharnier nabij het uiteinde van het buisprofiel. De grootte van de verbinding leidt ertoe dat voor knik uit het vlak een kleinere kniklengte aangenomen moet worden. Uit het verbindingsoontwerp volgt een kniklengte voor de onderste schoor van 2573 mm. Dat is ca. 60% van de systeemplengte en wijkt dus af van de aangenomen 80%. De lagere slankheid heeft effect op het ontwerp van de schoorconstructie.



2.23 Geometrie van de onderste schoor met verbindingen.

2.3.8 Invloed van toekomstige ontwikkelingen

Herziening NEN-EN 1993-1-8

Toekomstige normontwikkelingen die van invloed zijn op aardbevingsbestendige verbindingen zijn de verwachte wijziging van de rekenregels voor de stuikweerstand in NEN-EN1993-1-8, tabel 3.4. De wijzigingen zijn het resultaat van uitgevoerde proeven naar de uiterste weerstand tegen stuik van het materiaal [15]. Het opzoeken van de bovengrens van de stuikweerstand is namelijk gunstig voor verbindingen met eisen aan de ductiliteit. Dergelijke verbindingen bezwijken eigenlijk op het afschuiven van de bouten bij een kracht hoger dan de huidige ontwerpwaarde omdat de stuikweerstand hoger blijkt te zijn dan verwacht. Ten aanzien van het voldoen aan de stuikvoorwaarde ($F_{v,Rd} \geq 1,2F_{b,Rd}$) wordt het echter lastiger een geschikte verbinding te ontwerpen.

Bij de nu ontworpen verbinding kan op twee manieren met de toekomstige rekenregels voor de stuikweerstand voldaan worden aan de voorwaarde dat de afschuifweerstand van de bouten minimaal 20% hoger moet zijn dan de stuikweerstand van de boutgroep. Enerzijds kan de dikte van de middenplaat verlaagd worden van 30 mm naar 25 mm. Tegelijkertijd moet dan de breedte vergroot worden van 200 mm en 360 mm naar resp. 240 mm en 400 mm. Anderzijds moeten de voorspanbouten uitgevoerd worden als 'schachtbouten', waarbij niet de draaddoorsnede maar de steeldoorsnede het afschuifvlak passeert.

Meakado-project [17-19 en 24]

In het kader van een Europees onderzoeksprogramma, genaamd Meakado (medio 2013 tot medio 2016), zijn experimenten en numerieke analyses uitgevoerd met als algemeen doel het ontwikkelen van een ontwerpstrategie voor staalconstructies in gebieden met lage tot middelmatige seismiciteit ($PGA \leq 0,2 \cdot g$). De doelstelling was specifiek gericht op onderzoek naar een tussenweg in het ontwerp door rekening te houden met een gereduceerde maar beheerste mate van ductiliteit op voorwaarde van voldoende veiligheid tegen de onzekerheden van een seismisch ontwerp. Bij zo'n tussenweg, "DCM-min benadering", zouden de eisen dan afgezwakt kunnen worden ten opzichte van die voor een zuiver 'DCM-ontwerp'. Dit resulteert in het beperken van de complexiteit verbonden aan seismisch ontwerp en het omlaag brengen van de kosten van de staalconstructie.

Het programma had betrekking op geschoorde raamwerken en raamwerken met moment-vaste verbindingen. In het kader van deze publicatie zijn alleen de resultaten interessant die betrekking hebben op eerstgenoemde.

Ten behoeve van die doelstelling is onderzoek gedaan naar de bijdrage aan de dissipativiteit van slip en ovalisatie in boutverbindingen, het nakritische gedrag van drukschoren en de invloed van raamwerking (toevallige inklemmingen) in geschoorde constructies. Deze bijdragen zouden dan betrokken kunnen worden in een afleiding van de gedragsfactor q . Uiteindelijk moet het Meakado project resulteren in het beter afstemmen op de actuele situatie van de bestaande regels voor aardbevingsbestendig bouwen in gebieden met lage tot matige seismiciteit.

De resultaten van het Meakado project komen er voor geschoorde raamwerken op neer dat bij schoorverbindingen zonder oversterkte uitgegaan kan worden van een gedragsfactor van ca. 2,5, dat de bovengrens voor de relatieve slankheid van de schoren opgerekt kan worden naar een waarde van 2,5 en dat de eis aan de homogeniteit van schoor-oversterkte over de verdiepingen losgelaten kan worden. De toename van ductiliteit en weerstand ten gevolge van raamwerkgedrag (toevallige inklemmingen van ligger aan kolom) is bevestigd maar vraagt nader onderzoek.

Ten aanzien van de schoorverbindingen zijn de volgende ductiliteits-eisen geformuleerd:

- glijvast in de UGT (in het rapport worden expliciet voorspanbouten genoemd die dan in categorie C moeten vallen; naar de mening van de auteurs zijn pasbouten een gelijkwaardig alternatief);
- voldoen aan de stuikvoorwaarde ($F_{v,Rd} \geq 1,2F_{b,Rd}$);
- randafstand e_1 en eindafstand e_2 minimaal gelijk aan 1,5x gatdiameter;
- knikweerstand schetsplaat $\geq 1,2x$ knikweerstand schoor.

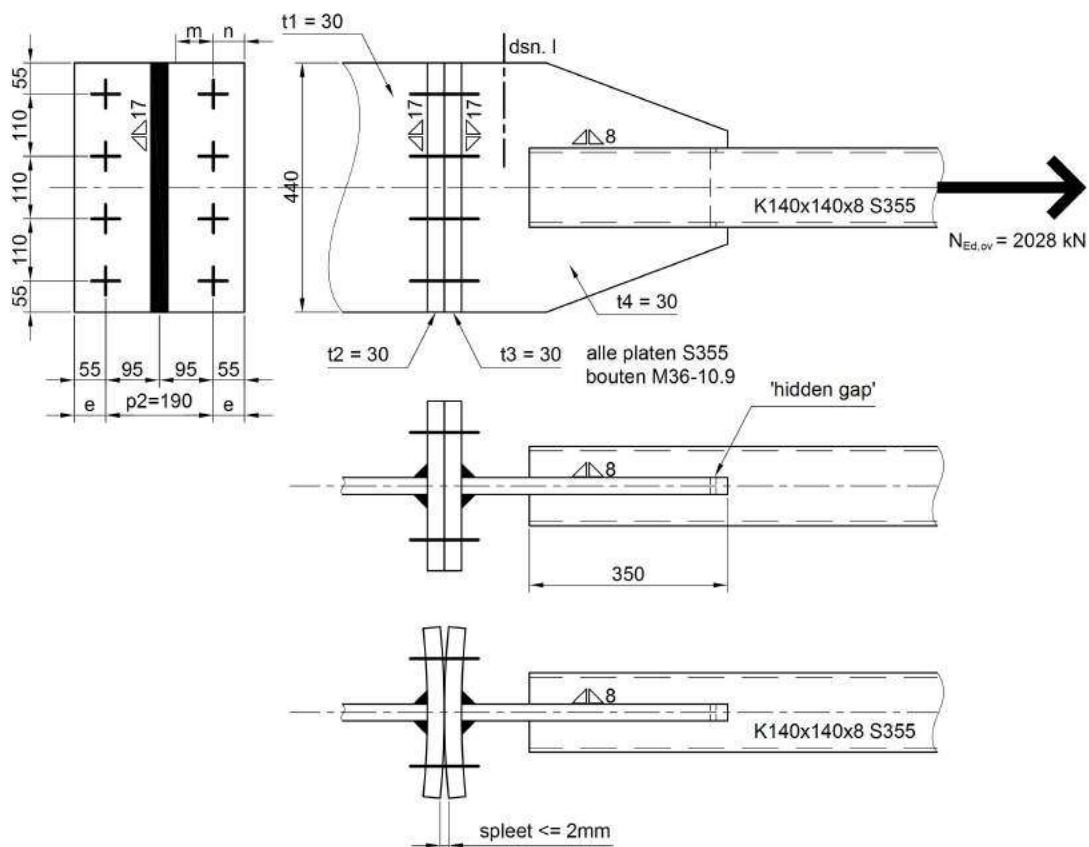
2.4 Verbinding schoor met bouten op trek

Deze verbinding wordt zo ontworpen dat bezwijken van de kopplaat in bezwijkvorm 1 (plaatbuiging) de maatgevende component is. Dit is te realiseren door juiste keuze van de

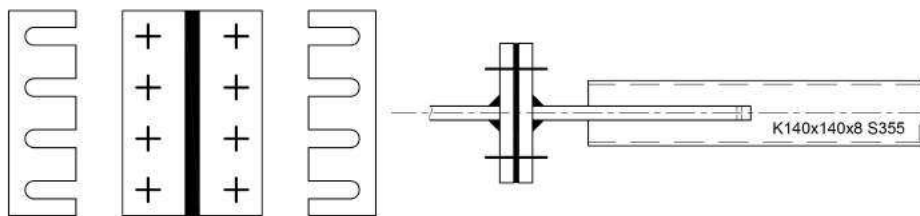
De schoren worden gesleufd om de plaat t_4 te kunnen plaatsen, zie het vorige hoofdstuk. Om de schoor passend te krijgen zal deze in de praktijk iets korter gehouden worden dan de theoretische lengtemaat. Als er tussen de kopplaten vervolgens een spleet ontstaat zal deze moeten worden opgevuld met geborgde kamvullingen zodanig dat de eigenschappen van de verbinding dezelfde blijven (zie afb. 2.25).

De mate van voorspanning is te vinden in NEN-EN 1993-1-8, art. 3.6.1(2). De voorspanning heeft effect op de initiële stijfheid van dit type verbinding maar niet op de uiteindelijke sterkte, zie [11].

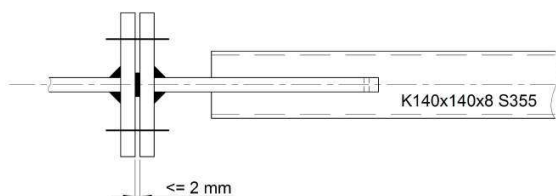
2.4.1 Trekweerstand van de totale verbinding



2.24 Schoren verbonden met bouten op trek.



2.25 Montagespeling opvullen met kamplaten.



2.26 Montagespeling opvullen met strip $t \leq 2$ mm.

Eerder is de verbinding getoetst op:

1. uitscheurweerstand van de K140x8: $N_{Rd,1} = 2369$ kN
2. afschuifweerstand van de las tussen K140x8 en plaat t_4 : $N_{Rd,2} = 2747$ kN

Achtereenvolgens moet nog worden getoetst op:

3. brutodoorsnede plaat t_4
4. trekweerstand T-stuk bestaande uit platen t_2 , t_3 en bouten
5. pons bouten door platen t_2 en t_3
6. weerstand lassen $a = 17$ mm tussen platen t_1 , t_2 en tussen t_3 , t_4

Alle componenten van de verbinding moeten worden gecontroleerd op (zie par. 2.3.4):

$$N_{Ed,ov} = 2028 \text{ kN}$$

Trekweerstand plaat $t_4 = 30$ mm aan het einde van de K140x8 in doorsnede I

$$N_{Rd,3} = t_4 b_f f_y / \gamma_{M0} = 30 \cdot 440 \cdot 355 \cdot 10^{-3} / 1,0 = 4686 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,ov} / N_{Rd,3} = 2028 / 4686 = 0,43 \leq 1,0 \text{ voldoet}$$

T-stuk weerstand bouten en platen

Berekening volgens NEN-EN 1993-1-8, tabel 6.2

$$\text{kopplaten: } t_2 = 30 \text{ mm} \quad t_3 = 30 \text{ mm} \quad b_p = 300 \text{ mm} \quad l_p = 440 \text{ mm} \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

trekplaten:

$$t_1 = 30 \text{ mm} \quad t_4 = 30 \text{ mm} \quad a = 17 \text{ mm} \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

boutplaatsing:

$$p_1 = 110 \text{ mm} \quad p_2 = 190 \text{ mm} \quad e = 55 \text{ mm}$$

$$m = [(p_2 - t_4) / 2] - 0,8a\sqrt{2} = (190 - 30) / 2 - 0,8 \cdot 17 \cdot \sqrt{2} = 60,8 \text{ mm}$$

$$n = 55 \text{ mm en } n \leq 1,25m = 76 \text{ mm} \quad l_{eff} = 55 + 3 \cdot 110 + 55 = 440 \text{ mm}$$

trekweerstand bout M36-10.9 volgens NEN-EN 1993-1-8, tabel 3.4:

$$F_{T,Rd} = k_2 f_{ub} A_s / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 1000 \cdot 817 \cdot 10^{-3} / 1,25 = 588 \text{ kN}$$

plastisch moment van de kopplaat:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \ell_{eff} t^2 f_y = 0,25 \cdot 440 \cdot 30^2 \cdot 355 \cdot 10^{-6} = 35,145 \text{ kNm}$$

trekweerstand T-stuk:

$$\text{bezwijkvorm 1: } F_{T,1,Rd} = 4M_{pl,Rd} / m = (4 \cdot 35145000 / 60,8) \cdot 10^{-3} = 2312 \text{ kN}$$

$$\text{bezwijkvorm 2: } F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + nF_{T,Rd}}{m+n} = \frac{2 \cdot 35145000 + 55 \cdot 8 \cdot 588000}{60,8+55} \cdot 10^{-3} = 2841 \text{ kN}$$

$$\text{bezwijkvorm 3: } F_{T,3,Rd} = 8F_{T,Rd} = 8 \cdot 588 = 4704 \text{ kN}$$

trekweerstand:

$N_{Rd,4} = 2312 \text{ kN}$ bezwijkvorm 1 is maatgevend.

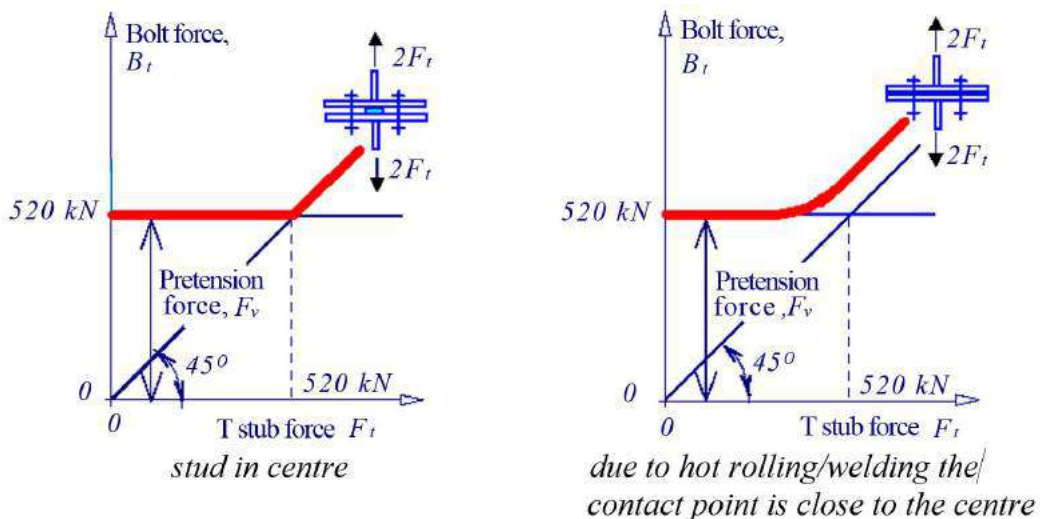
Voorspanning

$F_{E,d} = 2028 / 8 = 254 \text{ kN}$ maximaal optredende trekkracht per bout

Voorspanniveau volgens EN 1998-1-8 3.6(2) [5]:

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_s / \gamma_{M7} = 0,7 \cdot 1000 \cdot 817 \cdot 10^{-3} / 1,1 = 520 \text{ kN}$$

De veerstijfheid van de trekveer is een combinatie van de deelstijfheden rek van de bout en buiging van de platen. De veerstijfheid van de drukveer is oneindig. Bij het aanbrengen van een uitwendige trekkracht die lager is dan $F_{p,Cd}$ zal de kracht in de bout niet groter worden dan $F_{p,Cd}$ (afb. 2.27). Er geldt: $F_{E,d} = 254 \text{ kN} < F_{p,Cd} = 520 \text{ kN}$ dus de aangebrachte voorspankracht wordt niet weggewerkt, de boutkracht blijft constant.



2.27 Relatie tussen uitwendige trekkracht en boutkracht bij voorgespannen T-stuk.

Ponsweerstand

$$B_{p,Rd} = 0,6\pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot \pi \cdot 59 \cdot 30 \cdot 490 \cdot 10^{-3} / 1,25 = 1308 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,5} = 8 \cdot 1308 = 10463 \text{ kN}$$

De ponsweerstand is hier niet maatgevend maar kan maatgevend worden bij een dunnere plaat uit hogesterkte-staal.

T-stuk controle lassen

Lassen tussen t_1 en t_2 en tussen t_3 en t_4 , berekening volgens NEN-EN 1993-1-8, art.

4.5.3.3 [5]

$$a = 17 \text{ mm} \quad \ell_{eff} = 440 \text{ mm}$$

De lassen worden gerelateerd aan de dunste van t_1 en t_4

$$a \geq 0,58t_4 = 0,58 \cdot 30 = 17,4 \text{ mm, zie NEN-EN 1993-1-8, art. 4.9(4) [5] en 4.9(6) en}$$

Verbinden, tabel 4.43 [7]

De gekozen $a = 17 \text{ mm}$ wijkt 2% af, om praktische redenen wordt $a = 17 \text{ mm}$ aangehouden.

Toetsing maatgevende component

Bij trekbelasting in de schoor is plaatbuiging van het T-stuk in bezwijkvorm 1 de maatgevende component binnen de verbinding. Er is dus toegewerkt naar een maatgevende component met voldoende taaiheid.

$$N_{Rd,T} = N_{Rd,4} = 2312 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed,ov}}{N_{Rd}} = \frac{2028}{2312} = 0,88 \leq 1,0 \text{ voldoet}$$

• Samenvatting

criterium	weerstand [kN]	toets uc	
trekweerstand T-stuk	2312	0,88	1
uitscheurweerstand van het buisprofiel (met nominale waarden voor f_y en f_u)	2369	0,86	2
afschuifweerstand van de las tussen K140x8 en t_4	2747	0,74	3
brutodoorsnede van de plaat t_4	4686	0,43	4
ponsweerstand van de bouten door platen t_2 en t_3	10463	0,19	5

2.4.2 Schoren op druk

Drukweerstand plaat t_1

Controle volgens NEN-EN 1993-1-1, art. 6.3.1.1:

$$t_1 = 30 \text{ mm} \quad b = 440 \text{ mm} \quad A = t_1 b = 30 \cdot 440 = 13200 \text{ mm}^2$$

$$I = bt^3 / 12 = 440 \cdot 30^3 / 12 = 990000 \text{ mm}^3$$

$$\ell_{cr} = \ell = 500 \text{ mm (ongesteunde lengte)}$$

$$i_z = \sqrt{I/A} = \sqrt{(990000 / 13200)} = 8,7 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = 76$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr} \cdot 1}{i \cdot \lambda_1} = \frac{500 \cdot 1}{8,7 \cdot 76} = 0,76 \rightarrow \text{kromme C} \rightarrow \chi_z = 0,7$$

$$N_{b,Rd} = \chi_z A f_y = 0,7 \cdot 13200 \cdot 355 \cdot 10^{-3} = 3280 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed,ov}}{N_{b,Rd}} = \frac{1486}{3280} = 0,45 \leq 1,0 \text{ voldoet}$$

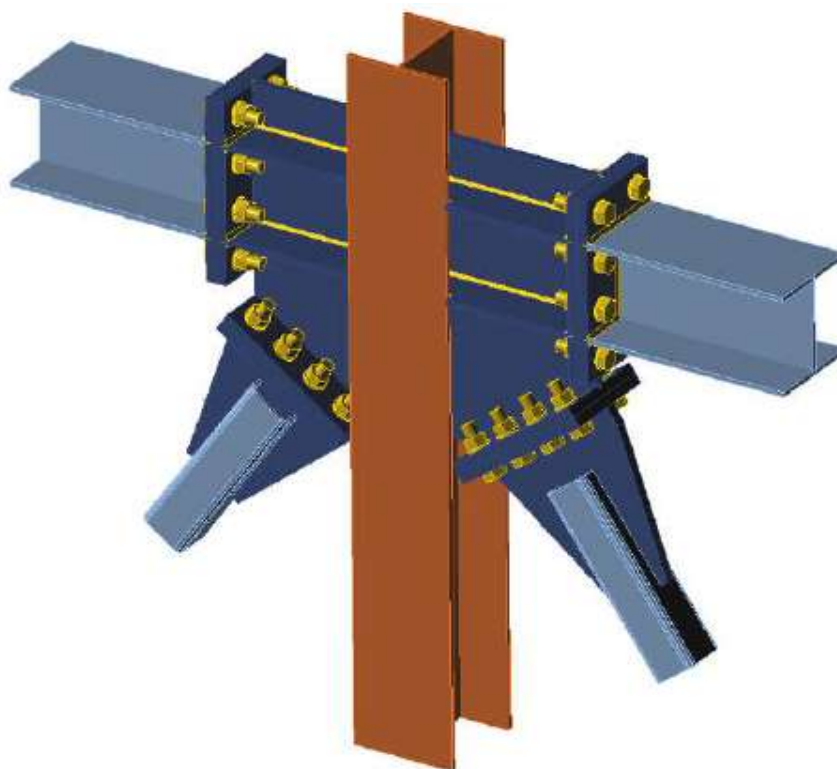
2.4.3 Invloed van de verbinding op de staafslankheden

De verbinding heeft invloed op de staafslankheden, deze kunnen weer van invloed zijn op de constructieberekening. Voor knik in het vlak van de constructie zal de verbinding als inklemming werken:

$$\ell_{buc,ip} = 0,5 \ell_{sys} = 0,5 \cdot 4620 = 2310 \text{ mm} \rightarrow \lambda_{rel,ip} = 0,57$$

Voor knik uit het vlak van de constructie zal een scharnier ontstaan in de plaat t_1 nabij de kopplaten:

$$\ell_{buc,op} = \ell_{sys} = 4620 - 2 \cdot 500 = 3620 \text{ mm} \rightarrow \lambda_{rel,op} = 0,89$$



2.28 Schoren verbonden met bouten op trek.

2.5 Verbinding voetplaat

De voetplaat wordt uitgevoerd met ankers in ruime gaten en een voeg onder de voetplaat. De kolomvoet wordt beoordeeld in de volgende belastingsituaties.

Kolomvoet belast op druk

Bij een relatief dikke voetplaat zal de voeg eerder bezwijken dan de voetplaat. Deze brosse bezwijkvorm moet voorkomen worden door de voeg voldoende sterk te maken.

De druksterkte van het voegmateriaal moet minimaal 2x zo hoog zijn als de druksterkte van de betonpoer.

Kolomvoet belast op trek

Bij trek kan de voetplaat als ductiel element worden ontworpen. De voetplaat zal dan relatief dun moeten worden uitgevoerd.

Ook ankers van kwaliteit 8.8 kunnen, onder voorwaarden, als ductiel worden beschouwd, zie paragraaf 2.5.1. Ankers van kwaliteit 10.9 zijn iets brosser dan 8.8 en voldoen daarom niet aan genoemde voorwaarden.

Kolomvoet belast op afschuiving

Ankers in ruime gaten zijn ongeschikt voor aardbevingsbestendige, glijvaste, verbindingen.

Het is wel mogelijk de ruime gaten op te vullen met injectiemortel maar gezien de grootte van de afschuifkracht is hiervoor in dit rekenvoorbeeld niet gekozen.

Door toepassing van de voeg is er sprake van afstandsmontage en ontstaat er bij afschuiving een hefboomsarm op de ankers.

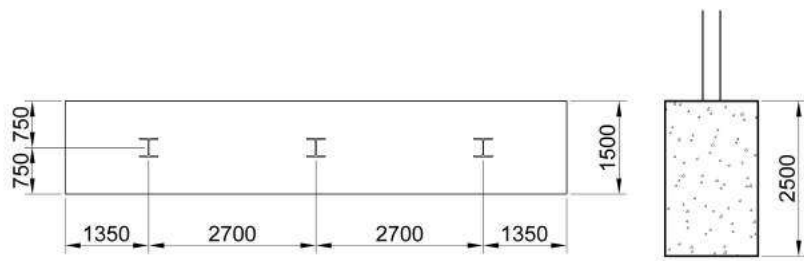
In geval van ankers met afstandsmontage is het af te raden cyclische afschuiving via ankers over te brengen. De toekomstige norm EN 1992-4 geeft geen formules voor afschuiving bij afstandsmontage, zie [12] 9.1(6). Een wijzigingsvoorstel op [4] EN 1998-1, art. 6.5.2(6) lijkt ook ankers op schuif bij afstandsmontage te gaan uitsluiten.

Onderzoek naar voetplaten met ankers op afschuiving laten zeer lage afschuifweerstand zien vooral in de belastingsituatie voetplaat op trek+schuif, zie [13].

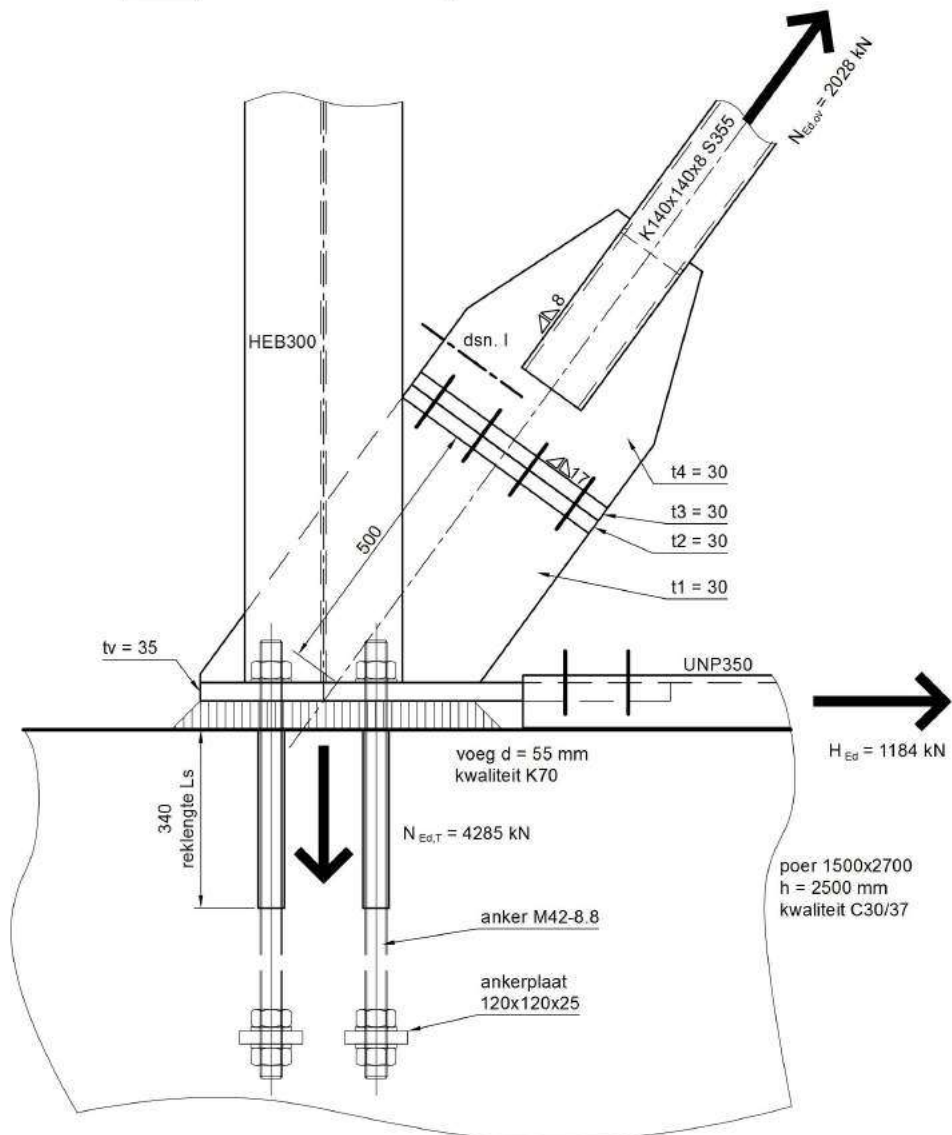
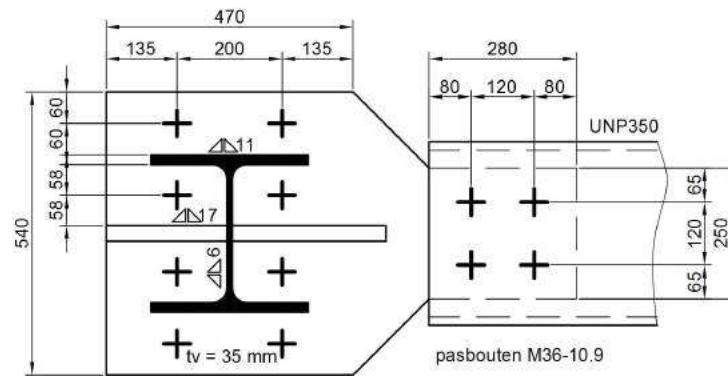
Om de afschuifkracht te kunnen overbrengen worden koppelbalken tussen de kolomvoeten aangebracht. Deze koppelbalk verplaatst de horizontale kracht naar de middenkolom.

De middenkolom wordt in de beton geplaatst en voorzien van zijplaten om de afschuifkracht in de beton in te leiden.

Als alternatief zou gekozen kunnen worden voor ingestorte kolomvoeten gekoppeld met een ingestorte HE-ligger. Met deze oplossing is veel afschuifweerstand te mobiliseren.



2.29 Bovenaanzicht en doorsnede betonpoer.



2.30 Kolomvoet linkerkolom op trek.

2.5.1 Linkerkolom voetplaat op trek, controle ankers

$N_{Ed,T} = 4285$ kN zie afb. 2.2.

Berekening volgens NEN-EN 1993-1-8, art. 6.2.6.12 en CURBmS-rapport 10

Mechanische verankering in poer

betonkwaliteit C30/37 $f_{ck} = 30$ N/mm² gescheurd beton

8 ankers M42-8.8 $f_{yb} = 640$ N/mm² $f_{ub} = 800$ N/mm²

$A_s = 1120$ mm² $d = 42$ mm $d_m = 68$ mm

ankerplaat $t_p = 25$ mm $a \cdot b = 120 \times 120$ met moeren onder en boven de plaat.

Trekweerstand ankers

Volgens NEN-EN 1993-1-8, tabel 3.4:

$$N_{T,Rd} = n k_2 f_{ub} A_s / \gamma_{M2} = 8 \cdot 0,9 \cdot 800 \cdot 1120 \cdot 10^{-3} / 1,25 = 5161 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,T} / N_{T,Rd} = 4285 / 5161 = 0,83 < 1,0 \text{ voldoet}$$

Er worden geen extra trekkrachten ten gevolge van wrikkrachten op de ankers verondersteld.

Uittrekweerstand anker met volgplaat

Volgens CUR/BmS-rapport 10 B1(10)

- contactdruk tussen plaat en beton

dragend deel van de ankerkop

$$A_h = 0,25 \cdot \pi \cdot [(d_m + 2 \cdot t_p)^2 - d^2] = 0,25 \cdot \pi \cdot [(68 + 2 \cdot 25)^2 - 42^2] = 9550 \text{ mm}^2$$

$$\Psi_{ucr,N} = 1$$

$$N_{p,Rd} = \frac{A_h \cdot 5 \cdot f_{ck} \cdot \Psi_{ucr,N}}{\gamma_{Mc}} = \frac{9550 \cdot 5 \cdot 30 \cdot 1 \cdot 10^{-3}}{1,5} = 955 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,T} / N_{p,Rd} = 4285 / (8 \cdot 955) = 0,56 < 1,0 \text{ voldoet}$$

- voorwaarden in verband met taai gedrag:

$$\frac{N_{Ed,T}}{N_{p,Rd}} = \frac{4285}{8 \cdot 955} = 0,56 < 1,0 \text{ en } \frac{1,25 \cdot N_{T,Rd}}{N_{p,Rd}} = \frac{1,25 \cdot 5161}{8 \cdot 955} = 0,84 < 1,0 \text{ voldoet}$$

Ductiliteit

Als ductiliteit uit de ankers gehaald moet worden dan moet de combinatie ankers met volgplaat voldoen aan de voorwaarden van CUR/BmS, art. 10 4.2.

Volgens lit. [12] zijn de ankers voldoende ductiel als er voldoende reklengte is. Dit is de lengte waarover geen aanhechting tussen beton en anker aanwezig is.

$$L_s = 340 \text{ mm} \geq 8d = 336 \text{ mm}$$

$$f_{yb} / f_{ub} = 640 / 800 = 0,8 \geq 0,8$$

Voorspanning

De maximaal optredende trekkracht per anker:

$$F_{Ed} = 4285 / 8 = 535 \text{ kN}$$

Het voorspanniveau van de ankers dient zodanig bepaald te worden dat er, met een zekere marge, altijd een drukkracht in de voeg overblijft.

2.5.2 Linkerkolom voetplaat op trek, controle buiging voetplaat

$$N_{Ed,T} = 4285 \text{ kN zie afb. 2.2.}$$

Wrikkrachten worden in de voetplaat niet verrekend NEN-EN 1993-1-8, art. 6.2.6.11(2).

Als er wel wrikkrachten op kunnen treden (bij voldoende sterke voeg) worden de ankers, in dit geval, niet maatgevend.

Trekweerstand nabij ankers in uitstekend deel voetplaat

$$\ell_{eff} = 470 \text{ mm}$$

$$m = 60 - 0,8a\sqrt{2} = 60 - 0,8 \cdot 11 \cdot \sqrt{2} = 47,6 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 0,25 \ell_{eff} t_p^2 f_y = 0,25 \cdot 470 \cdot 35^2 \cdot 355 \cdot 10^{-6} = 51,098 \text{ kNm}$$

$$F_{T,Rd} = M_{Rd} / m = 51,098 \cdot 10^3 / 47,6 = 1073 \text{ kN}$$

Trekweerstand nabij ankers tussen de flenzen

Volgens NEN-EN 1993-1-8, tabel 3.4

$$N_{T,Rd} = n k_2 f_{ub} A_s / \gamma_{M2} = 2 \cdot 0,9 \cdot 800 \cdot 1120 \cdot 10^{-3} / 1,25 = 1290 \text{ kN}$$

Bezwijkvorm 3 is hier maatgevend.

Trekweerstand totaal

$$N_{T,Rd,tot} = 2 \cdot 1073 + 2 \cdot 1290 = 4726 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,T} / N_{Rd,T} = 4285 / 4726 = 0,91 \leq 1,0 \text{ voldoet}$$

2.5.3 Linkerkolom voetplaat op schuif, controle verbinding voetplaat-UNP320

$$H_{Ed} = 1184 \text{ kN (zie afb. 2.2).}$$

Hier worden pasbouten toegepast. De gaten in de UNP 320 kunnen vooraf worden geboord. De gaten in de voetplaat voor bevestiging van de UNP 320 worden in de montagefase doorgeboord vanuit de UNP 320 (afb. 2.31).

NEN-EN 1993-1-8, art. 3:

Liggerlijf $t_w = 14 \text{ mm}$ pasbouten 4M36-10.9 HV, afschuiving bouten door schacht

$$e_1 = 80 \text{ mm} \quad p_1 = 120 \text{ mm} \quad e_2 = 65 \text{ mm} \quad p_2 = 120 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = n \alpha_v f_{ub} A_s / \gamma_{M2} = 4 \cdot 0,6 \cdot 1000 \cdot 1018 \cdot 10^{-3} / 1,25 = 1955 \text{ kN afschuiving bouten}$$

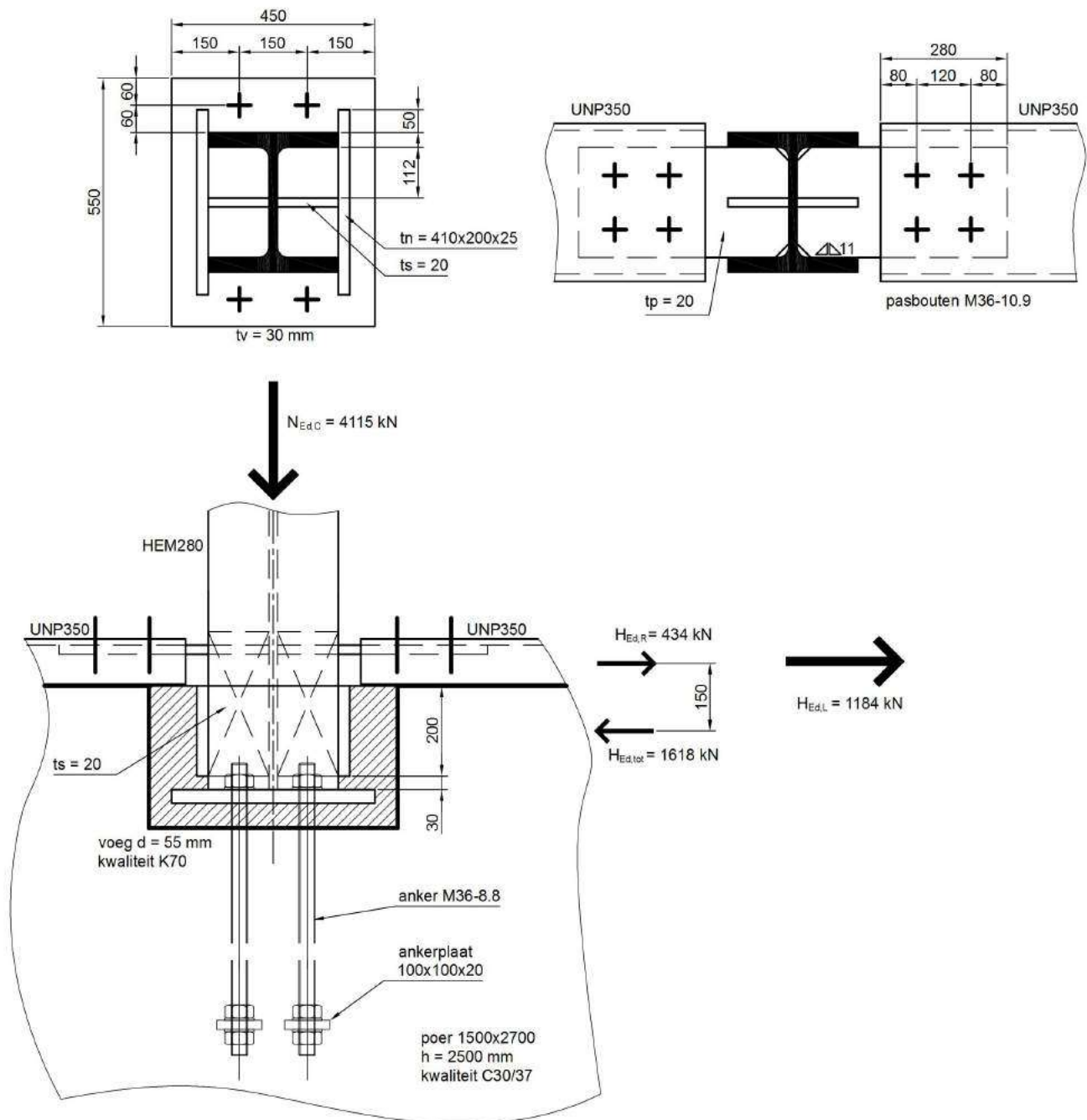
$$F_{b,Rd} = n k_1 \alpha_b f_{ud} t = 4 \cdot 2,5 \cdot 0,74 \cdot 490 \cdot 36 \cdot 14 \cdot 10^{-3} / 1,25 = 1462 \text{ kN stuik op liggerlijf}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} = 1184 / 1462 = 0,81 < 1,0 \text{ voldoet}$$

NEN-EN 1998-1, art. 6.5.5(5):

$$F_{v,Rd} \geq 1,2F_{b,Rd} \rightarrow 1955 > 1,2 \cdot 1462 \rightarrow 1955 > 1754 \text{ voldoet}$$

De ductiele component, stuik op het liggerlijf, is hier maatgevend.



2.31 Kolomvoetplaat middenkolom op druk en schuif.

2.5.4 Middenkolom afschuiving, controle afschuifelement

$$H_{Ed,tot} = 1184 + 434 = 1618 \text{ kN (zie afb. 2.2).}$$

$$e = 150 \text{ mm}$$

$$M_{Ed,exc} = H_{Ed,tot}e = 1618 \cdot 0,150 = 243 \text{ kNm}$$

Controle kolom HEM 280

$$N_{Rd} = f_y A = 355 \cdot 24000 \cdot 10^{-3} = 8520 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,z} = f_y W_{pl,z} = 355 \cdot 1397 \cdot 10^{-3} = 496 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd,z,HE} = 2b_t t_f f_y / \sqrt{3} = 2 \cdot 288 \cdot 33 \cdot 355 \cdot 10^{-3} / \sqrt{3} = 3896 \text{ kN afschuifweerstand HEM 280}$$

$$V_{Rd,z,s} = b_s t_s f_y / \sqrt{3} = 288 \cdot 20 \cdot 355 \cdot 10^{-3} / \sqrt{3} = 1181 \text{ kN afschuifweerstand schot } t_s$$

Volgens NEN-EN 1993-1-1, art. 6.2.8

$$N_{Ed} / N_{Rd} = 4115 / 8520 = 0,48 \leq 1,0 \text{ voldoet}$$

$$M_{Ed,z} / M_{Rd,z} = 236 / 496 = 0,48 \leq 1,0 \text{ voldoet}$$

$$V_{Ed,z} / V_{Rd,z} = 1618 / (3896 + 1181) = 0,32 \leq 1,0 \text{ voldoet}$$

Sterkte

Controle volgens NEN-EN 1993-1-1, art. 6.2.9.1(5) en formule (6.38)

$$n = 0,48 \quad a = 0,21$$

$$M_{N,z,Rd} = 496 \cdot 0,88 = 438 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} < M_{N,z,Rd} \rightarrow 236 < 438 \text{ voldoet}$$

Controle stuikdruk op beton

Berekening volgens NEN-EN 1993-1-8, art. 6.2.5

Kolom

$$t_f = 33 \text{ mm} \quad t_w = 18,5 \text{ mm} \quad b_k = 288 \text{ mm} \quad h_k = 310 \text{ mm} \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

Plaat ter plaatse van stuikdruk tn

$$t_n = 25 \text{ mm} \quad h_n = 200 \text{ mm} \quad d_p = 310 + 50 + 50 = 410 \text{ mm} \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

Verticale voeg

kwaliteit K70

Poer

$$\text{betonkwaliteit C30/37} \quad f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot 30 / 1,5 = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{afmeting: } a \geq 1000 \text{ mm} \quad b = 200 \text{ mm} \quad h = 1000 \text{ mm}$$

Stuiksterkte poer

Volgens NEN-EN 1992-1-1, art. 6.7

$$\text{plaatafmetingen: } b_1 = 200 \text{ mm} \quad d_1 = d_p = 410 \text{ mm} \quad A_{c0} = b_1 \cdot d_1 = 200 \cdot 410 = 82000 \text{ mm}^2$$

$$\text{afstanden plaatrand-betonrand: } c_{d1} = (1500 - 410) / 2 = 545 \text{ mm} \quad c_{d2} = 0 \text{ mm}$$

Verondersteld wordt dat het volledig oppervlak van de plaat t_n actief is door de plaatsing van het schot $t_s = 20$ mm.

$$b_2 = 200 \text{ mm} \quad d_2 = 3d_1 = 1230 \text{ mm} \quad A_{c1} = b_2 d_2 = 200 \cdot 1230 = 246000 \text{ mm}^2$$

$$k_d = \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} = \sqrt{(246000 / 82000)} = 1,73$$

Volgens NEN-EN 1993-1-8, formule (6.6):

$$f_{jd} = \beta_j k_d f_{cd} = 0,67 \cdot 1,73 \cdot 20 = 23,1 \text{ N/mm}^2$$

Bijkomende stuikbreedte

Volgens NEN-EN 1993-1-8, formule (6.5):

$$c = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd}}} = 25 \cdot \sqrt{(355 / (3 \cdot 23,1))} = 56,6 \text{ mm}$$

De ruimte tussen de kolomflens en het schot t_s is volledig effectief:

$$\text{tussenruimte } 112 \text{ mm} < 2c = 113,2 \text{ mm}$$

Dus de veronderstelling dat de volledige oppervlakte van de plaat effectief is klopt.

Afmetingen drukprent

$$A_{\text{prent}} = 410 \cdot 200 = 82000 \text{ mm}^2$$

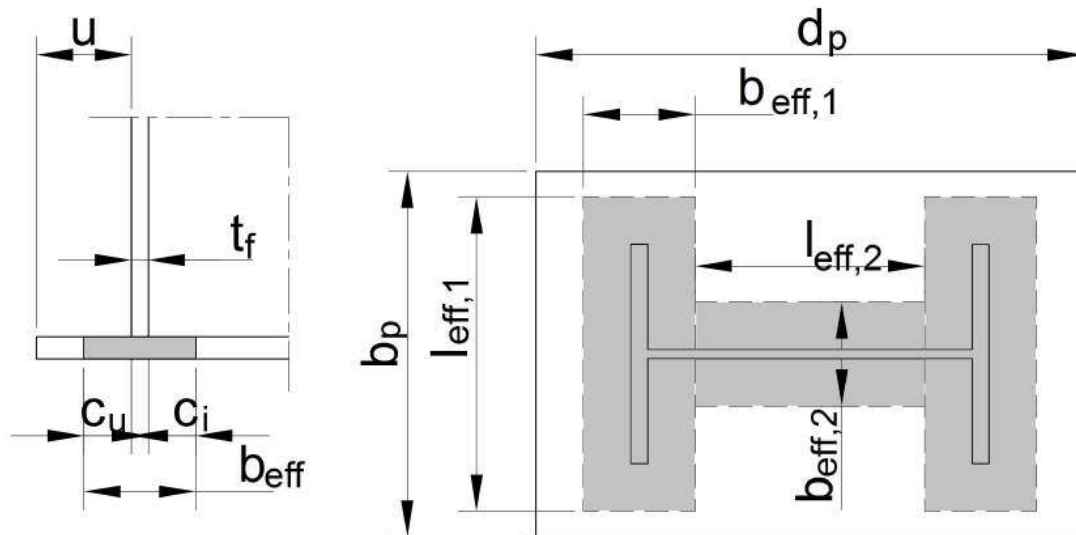
Drukweerstand

$$N_{Rd} = A_{\text{prent}} f_{jd} = 82000 \cdot 23,1 \cdot 10^{-3} = 1894 \text{ kN}$$

Toetsing

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 1618 / 1894 = 0,85 \leq 1,0 \text{ voldoet}$$

2.5.5 Middenkolom voetplaat op druk, controle drukzone



2.32 Kolomvoetplaat met drukprent.

$N_{Ed} = 4115 \text{ kN}$ (zie afb. 2.2).

Berekening volgens NEN-EN 1993-1-8, art. 6.2.5

Kolom

$t_f = 33 \text{ mm}$ $t_w = 18,5 \text{ mm}$ $b = 288 \text{ mm}$ $h = 310 \text{ mm}$ $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

Voetplaat

$t_p = 30 \text{ mm}$ $b_p = 450 \text{ mm}$ $d_p = 550 \text{ mm}$ $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

$u = (d_p - h) / 2 = (550 - 310) / 2 = 120 \text{ mm}$

Voeg

krimpvrije mortel, karakteristieke sterkte minimaal gelijk aan karakteristieke sterkte beton

Poer

betonkwaliteit C30/37 $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot 30 / 1,5 = 20 \text{ N/mm}^2$

afmeting: $a = 1500 \text{ mm}$ $b = 2700 \text{ mm}$ $h = 2200 \text{ mm}$

Stuiksterkte beton

Volgens NEN-EN 1992-1-1, art. 6.7:

afmetingen voetplaat:

$b_1 = b_p = 450 \text{ mm}$ $d_1 = d_p = 550 \text{ mm}$ $A_{c0} = b_1 \cdot d_1 = 450 \cdot 550 = 247500 \text{ mm}^2$

afstanden plaatrand-betonrand:

$c_{d1} = (1500 - 550) / 2 = 475 \text{ mm}$ $c_{d2} = (2700 - 450) / 2 = 1125 \text{ mm}$

$$b_2 = 1350 \text{ mm} \quad d_2 = 1500 \text{ mm} \quad A_{c1} = b_2 d_2 = 1350 \cdot 1500 = 2025000 \text{ mm}^2$$

$$k_d = \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} = \sqrt{(2025000 / 247500)} = 2,86$$

Volgens NEN-EN 1993-1-8, formule (6.6)

$$f_{jd} = \beta_j k_d f_{cd} = 0,667 \cdot 2,86 \cdot 20 = 38,33 \text{ N/mm}^2$$

Bijkomende stuikbreedte

Volgens NEN-EN 1993-1-8, formule (6.5)

$$c = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd}}} = 30 \cdot \sqrt{(355 / (3 \cdot 38,33))} = 52,7 \text{ mm}$$

Afmetingen drukprent

$$b_{\text{eff},1} = 2c + t_f = 2 \cdot 52,7 + 33 = 138,4 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{eff},1} = b + 2c = 288 + 2 \cdot 52,7 = 393 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},2} = 2c + t_w = 2 \cdot 52,7 + 18,5 = 123,9 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{eff},2} = h - 2t_f - 2c = 310 - 2 \cdot 33 - 2 \cdot 52,7 = 139 \text{ mm}$$

$$A_{\text{prent}} = 2b_{\text{eff},1}\ell_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2}\ell_{\text{eff},2} = 2 \cdot 138,4 \cdot 393 + 123,9 \cdot 139 = 126005 \text{ mm}^2$$

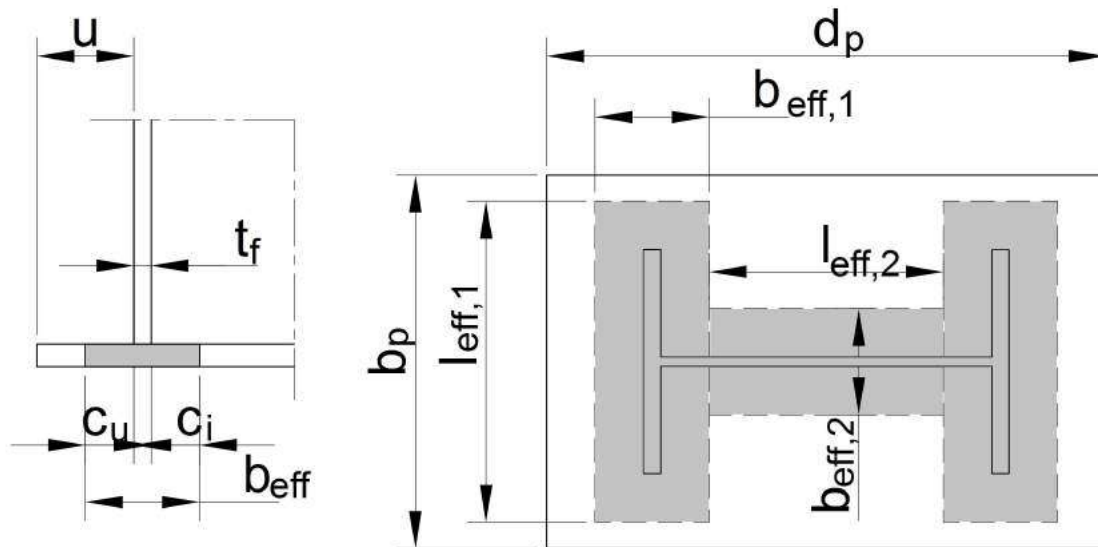
Drukweerstand

$$N_{\text{Rd}} = A_{\text{prent}} f_{jd} = 126005 \cdot 38,33 \cdot 10^{-3} = 4830 \text{ kN}$$

Toetsing

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{Rd}}} = 4115 / 4830 = 0,85 \leq 1,0 \text{ voldoet}$$

2.5.6 Rechterkolom voetplaat op druk, controle drukzone



2.33 Kolomvoetplaat met drukprent.

Uitvoering (zie afb. 2.30).

$N_{Ed} = 3871 \text{ kN}$ (zie afb. 2.2).

Berekening volgens NEN-EN 1993-1-8, art. 6.2.5

Kolom HEB 300

$t_f = 19 \text{ mm}$ $t_w = 11 \text{ mm}$ $b = 300 \text{ mm}$ $h = 300 \text{ mm}$ $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

Voetplaat

$t_p = 35 \text{ mm}$ $b_p = 470 \text{ mm}$ $d_p = 540 \text{ mm}$ $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

$u = (d_p - h) / 2 = (540 - 300) / 2 = 120 \text{ mm}$

Voeg

krimpvrije mortel, karakteristieke sterkte minimaal gelijk aan karakteristieke sterkte beton

Poer

betonkwaliteit C30/37 $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot 30 / 1,5 = 20 \text{ N/mm}^2$

afmeting: $a = 1350 \text{ mm}$ $b = 1350 \text{ mm}$ $h = 1000 \text{ mm}$

Stuiksterkte poer

Volgens NEN-EN 1992-1-1, art. 6.7

plaatafmetingen:

$b_1 = b_p = 470 \text{ mm}$ $d_1 = d_p = 540 \text{ mm}$ $A_{c0} = b_1 \cdot d_1 = 470 \cdot 540 = 253800 \text{ mm}^2$

afstanden plaatrand-betonrand:

$$c_{d1} = (1500 - 540) / 2 = 480 \text{ mm} \quad c_{d2} = (2700 - 470) / 2 = 1115 \text{ mm}$$

$$b_2 = 1410 \text{ mm} \quad d_2 = 1500 \text{ mm} \quad A_{c1} = b_2 \cdot d_2 = 1410 \cdot 1500 = 2115000 \text{ mm}^2$$

$$k_d = \sqrt[3]{(A_{c1} / A_{c0})} = \sqrt[3]{(2115000 / 253800)} = 2,89$$

Volgens NEN-EN 1993-1-8, formule (6.6)

$$f_{jd} = \beta_j k_d f_{cd} = 0,667 \cdot 2,89 \cdot 20 = 38,68 \text{ N/mm}^2$$

Bijkomende stuikbreedte

Volgens NEN-EN 1993-1-8, formule (6.5)

$$c = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd}}} = 35 \cdot \sqrt{(355 / (3 \cdot 38,68))} = 61,2 \text{ mm}$$

Afmetingen drukprent

$$b_{\text{eff},1} = 2c + t_f = 2 \cdot 61,2 + 19 = 141,4 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{eff},1} = b + 2c = 300 + 2 \cdot 61,2 = 422 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},2} = 2c + t_w = 2 \cdot 61,2 + 11 = 133,4 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{eff},2} = h - 2t_f - 2c = 300 - 2 \cdot 19 - 2 \cdot 61,2 = 140 \text{ mm}$$

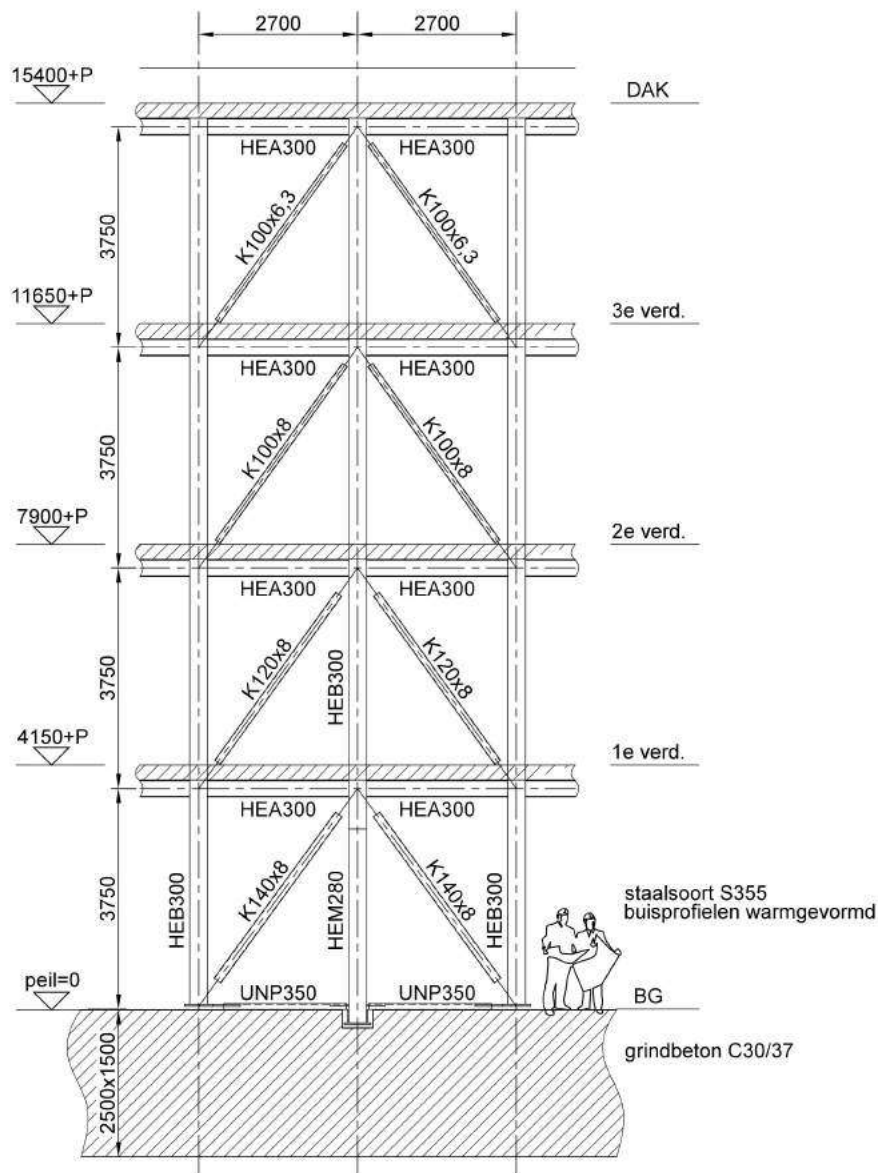
$$A_{\text{prent}} = 2b_{\text{eff},1}\ell_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2}\ell_{\text{eff},2} = 2 \cdot 141,4 \cdot 422 + 133,4 \cdot 140 = 138018 \text{ mm}^2$$

Drukweerstand

$$N_{\text{Rd}} = A_{\text{prent}} f_{jd} = 138018 \cdot 38,68 \cdot 10^{-3} = 5338 \text{ kN}$$

Toetsing

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{Rd}}} = 3871 / 5338 = 0,73 \leq 1,0 \text{ voldoet}$$



2.34 Aanzicht bok met aangepast en toegevoegd profiel.

2.6 Details van de niet-dissipatieve elementen

Niet-dissipatieve elementen zijn alle onderdelen van de (staal)constructie die in principe niet bijdragen aan energiedissipatie. Om in een dissipatief gebied, hier de stabiliteitsbokken, een dissipatief mechanisme te laten ontstaan dienen de aangrenzende niet-dissipatieve elementen binnen dat gebied (liggers en kolommen) een grotere weerstand te hebben dan de naburige dissipatieve staven. Daarmee wordt bereikt dat plastische deformaties, bros bezwijken en/of elastische instabiliteit in andere dan de dissipatieve staven wordt voorkomen ('capacity design').

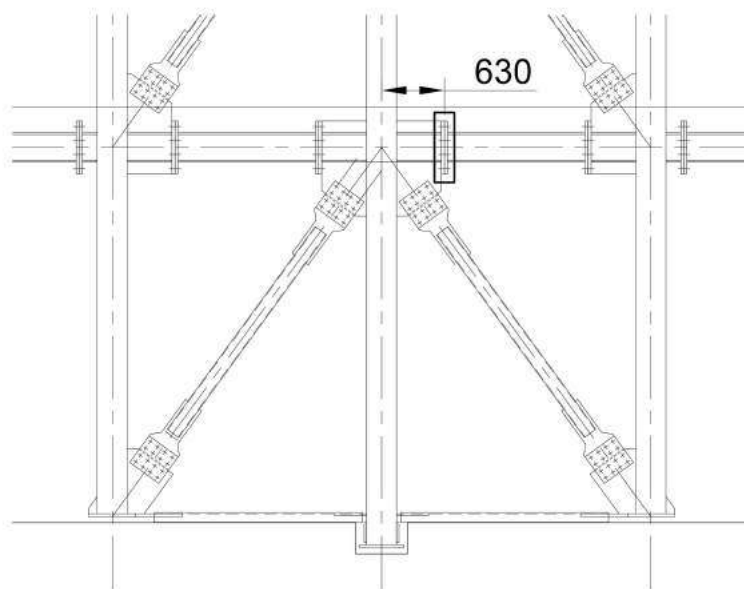
De overige verbindingen in de primaire weerstand-biedende constructie bij aardbevingsbelasting – dus alle verbindingen die wel in de stabiliteitsbok zitten maar niet aan een dissipatief element zoals de verbinding van de ligger aan de kolom – moeten

worden berekend volgens de belastingcombinaties volgens NEN-EN 1990 én moeten aanvullend voldoen aan de regels uit hoofdstuk 6 van NEN-EN 1998-1. Daarnaast zijn er nog verbindingen in de delen van de stalconstructie die geen onderdeel zijn van de primaire weerstandbiedende constructie bij aardbevingsbelasting. Dit zijn dus alle verbindingen die niet in de stabiliteitsbok zitten. Krachten op deze verbindingen volgen uit de belastingcombinaties volgens NEN-EN 1990 waarbij tevens beschouwd moet worden de buitengewone combinatie met aardbeving als extreme belasting.

De vloerschijf is een horizontaal diafragma die de traagheidskrachten overbrengt naar de primaire weerstandbiedende constructies. Hiervoor gelden algemene ontwerperegels volgens NEN-EN 1998-1, art. 4.2.1.5, 4.4.2.5 en 5.10.

2.6.1 Verbindingen binnen de stabiliteitsbokken

Bij het ontwerp van de verbinding aan de dissipatieve staaf is ervoor gekozen de schetsplaat door te laten lopen naar de kolom. De ligger sluit dan met een boutverbinding op de versterkte schetsplaat aan. Trekkrachten in de ligger zijn maatgevend voor deze verbinding.



2.35 Aanzicht bok met ligger-kolom verbinding.

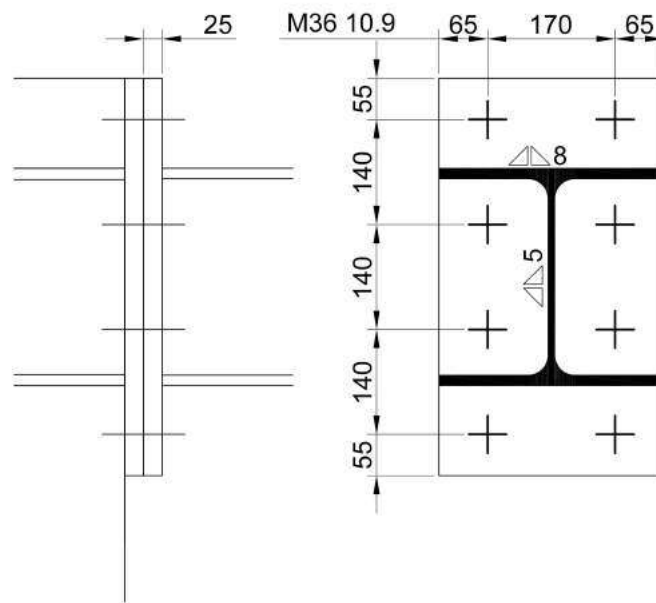
De knikweerstand $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ van de ligger moet groter of gelijk zijn aan ([4] form. 6.12):

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

In deze formule is $N_{Ed,G}$ de normaalkracht in de ligger uit niet-seismische belasting. Onder verwaarlozing van het effect van scheefstand is deze normaalkracht gelijk aan nul.

Het aandeel $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{Ed,E}$ kan ontleend worden aan het krachtenschema en is maximaal op de eerste verdieping: $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{Ed,E} = 868 \text{ kN}$. De vermenigvuldigingsfactor Ω is bepaald in het hoofdontwerp en bedraagt $\Omega = 1,235$. Hieruit volgt dat de boutverbinding berekend moet worden op een centrische trekkracht gelijk aan $N_{Ed} = 0 + 1,235 \cdot 868 = 1072 \text{ kN}$. De verbinding is uitgevoerd met kopplaten P25x300 lg. 530 verbonden door 8 stuks voorgespannen bouten M36-10.9 (steek 170 $\leftrightarrow$ en 3x140 $\updownarrow$). Het uitstekende gedeelte van de kopplaat aan de ligger is niet verstijfd. De schetsplaat aan de kolom loopt door tot bovenkant kopplaten. Daardoor is de kopplaat aan de ligger maatgevend voor de weerstand van de verbinding. De verbinding is zo ontworpen dat voor alle boutrijen bezwijkvorm 1 (vloeiën kopplaat) maatgevend is. De totale trekweerstand van de verbinding bedraagt $2644 \text{ kN} > 1072 \text{ kN}$.

In het verlengde van de liggerflenzen zijn schotten aangebracht op de doorgaande schetsplaat (afb. 2.36).



2.36 Kopplaat van de ligger/kolom-verbinding.

2.6.2 Verbindingen buiten de stabiliteitsbokken

De verbindingen buiten de stabiliteitsbokken kunnen met de opgegeven krachten uit de hoofdberekening ontworpen en berekend worden volgens NEN-EN 1993-1-8.

2.8 Literatuur

1. *NEN-EN 1990* (Eurocode. Grondslagen van het constructief ontwerp) + A1 + C2 + Nationale Bijlage, 2011.
2. *NEN-EN 1991-1-1* (Eurocode 1. Belastingen op constructies. Deel 1-2. Algemene belastingen. Volumieke gewichten, eigengewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen) + C1 + Nationale Bijlage, 2011.

3. *NPR 9998* (Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren. Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen), 2015.
4. *NEN-EN 1998-1* (Eurocode 8. Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies. Deel 1. Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen), 2005 + A1, 2013.
5. *NEN-EN 1993-1-8* (Eurocode 3. Ontwerp en berekening van staalconstructies. Deel 1-8. Ontwerp en berekening van verbindingen), 2006 + C2, 2011 + NB, 2011.
6. *NEN-EN 1090-2* (Het vervaardigen van staal- en aluminiumconstructies. Deel 2. Technische eisen voor staalconstructies), 2008 + A2, 2011.
7. J.W.B. Stark, *Verbinden. Kenmerken van verbindingen in staalconstructies en het berekenen van mechanische verbindingsmiddelen en lassen volgens Eurocode 3*, Bouwen met Staal, Zoetermeer 2012.
8. J.W.B. Stark en J. Wardenier, *Knopen. Berekenen van geboute en gelaste verbindingen in raamwerken en in buisconstructies volgens Eurocode 3*, Bouwen met Staal, Zoetermeer 2014.
9. D.A.Hordijk en J.W.B. Stark, *Kolomvoetplaatverbindingen* (CUR/BmS rapport 10), Zoetermeer/Gouda 2009.
10. A. Drei, C.A. Castiglioni, L. Calad en I. Vayas, 'Seismic Behaviour of Steel Braced Frames with Ductile INERD Connections', in: *Stability and Ductility of Steel Structures*, Lissabon (PT) 2006.
11. J.P.Jaspart en R.Maquoi, *Effect of bolt preloading on joint behaviour*, University of Liège, Belgium
12. *prEN1992-4* (Design of concrete structures. Part 4. Design of fastenings for use in concrete).
13. Yao Cui, 'Shear behaviour of exposed column base connections', in: *Steel and composite structures*, juni 2016
14. H.J. van Lint, J.C. van Wolfswinkel en A.M. Gresnigt, 'Besparen op injectiebouten', in: *Bouwen met Staal* 226 (2012), p. 44-46.
15. P. Može, 'Deformation capacity, stiffness and bearing strength at bolt holes', in: *8th International Workshop on Connections in Steel Structures*, Boston 2016
16. H. Gulvanessian (ed.), *Designers' Guide to EN 1998-1 and 1998-5*, London 2005.
17. H. Degée et al., 'Design of steel and composite structures with limited ductility requirements for optimized performances in moderate earthquake areas. The 'MEAKADO' project', in: *SECED 2015 Conference: Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World, 9-10 July 2015*, Cambridge 2015.
18. A. Kanyilmaz, C.A. Castiglioni en H. Degée, 'Full scale experimental assessment of concentrically braced steel frames designed for moderate seismicity' (paper no. 3271), in: *16th World Conference on Earthquake, 9-13 January 2017, Santiago Chile*, Santiago 2017.
19. H. Degée et al., 'Optimal design of concentrically braced steel frames in moderate earthquake areas' (paper no. 0446), in: *16th World Conference on Earthquake, 9-13 January 2017, Santiago Chile*, Santiago 2017.
20. R. Moreau C.A. Rogers en R. Tremblay, 'Inelastic performance of the 'Modified-Hidden-Gap' connection for square HSS brace members', in: *10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 21-25 juli 2014, Anchorage Alaska*, Anchorage 2014.
21. ANSI/AISC 341-10, *Seismic provisions for structural steel buildings*, 2010
22. J. Berenbak, 'Betrouwbaar voorspannen', in: *Bouwen met Staal* 236 (2013), p. 54-57.
23. L.S. Muir en W.A. Thornton, 'Vertical bracing connections. Analysis and design', in: *Steel Design Guide 29*, AISC, 2014.
24. H. Dedee et al., 'Design of steel and composite structures with limited ductility requirements for optimized performances in moderate earthquake areas (Meakado)', Research Fund for Coal and Steel, European Union, 2017.

3 Bestaand schoolgebouw

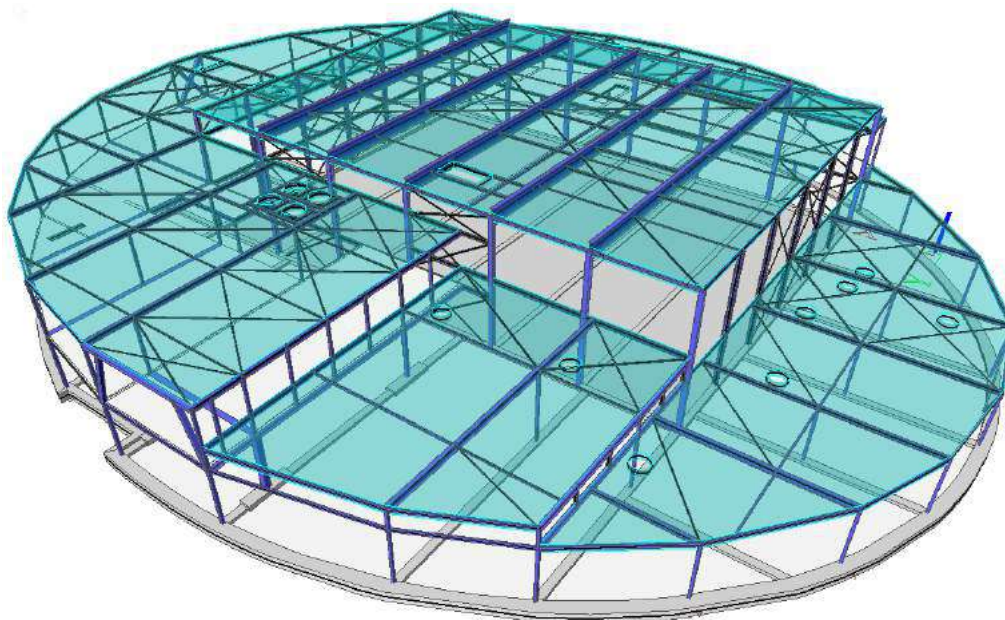
Dit rekenvoorbeeld betreft een bestaand schoolgebouw met een stalen hoofddraagconstructie, waarvan in het oorspronkelijke constructieve ontwerp geen rekening gehouden is met aardbevingsbelastingen. Het gebouw wordt getoetst op aardbevingsbestendigheid op basis van NEN-EN 1998-1, NEN-EN 1998-3 en NPR 9998 (versie 2015).

Het gebouw wordt geanalyseerd met een Modale Respons-Spectrum Analyse. In deze voorbeeldberekening komen de specifieke aspecten van dit analyse-type aan de orde.

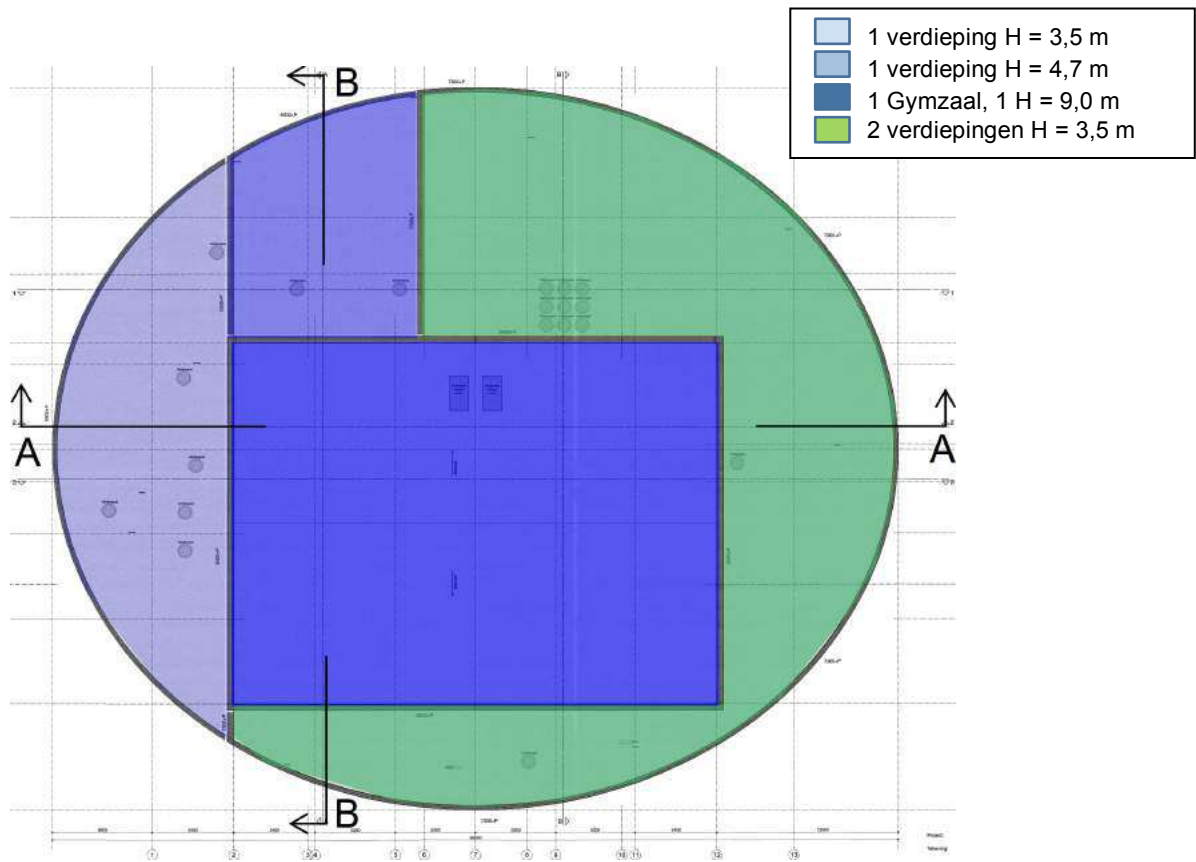
Tevens worden de mogelijkheden beschouwd het gebouw te versterken.

Uit archiefgegevens is de opzet van de hoofddraagconstructie goed te herleiden. De staal-details van het gebouw zijn echter niet beschikbaar, maar zijn voor de beoordeling van de weerstand tegen seismische belastingen wel van belang. Dit voorbeeld richt zich echter op het bepalen van de krachtsverdeling onder seismische belasting: de verbindingen kunnen eventueel in een later stadium (bijvoorbeeld na het verrichten van nader onderzoek op locatie) alsnog worden getoetst.

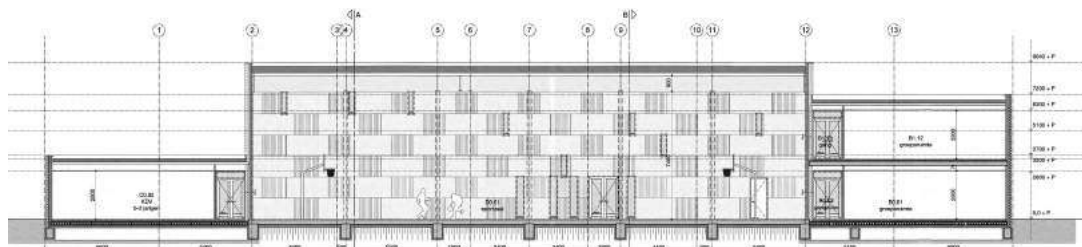
Afbeelding 3.1 toont een 3D-overzicht van het gebouw. Afbeelding 3.2 geeft een overzicht van verdiepingen en verdiepingshoogten en afbeelding 3.3 en 3.4 geven een langs- en dwarsdoorsnede over het gebouw.



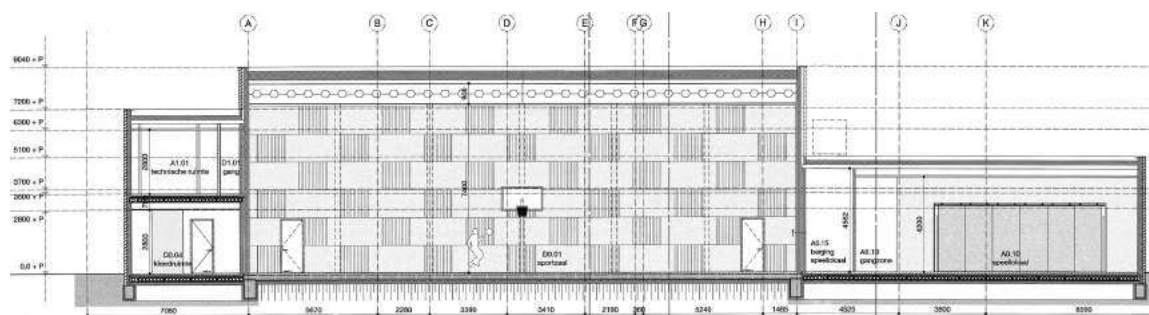
3.1 3D-Overzicht schoolgebouw.



3.2 Dakoverzicht en niveauverschillen.



3.3 Doorsnede A-A.



3.4 Doorsnede B-B.

3.1 Gebouwbeschrijving en constructiesysteem

Het gebouw heeft de volgende globale afmetingen:

- lengte: 56 m
- breedte: 48 m
- hoogte: 9,0 m (dakrand)

De plattegrond heeft een ovale vorm met een oppervlakte van ca. 2100 m² en een omtrek van 163 m. Integraal onderdeel van de school is een gymzaal met afmetingen L×B×H = 32×24×8,3 m. Dit volume vormt het 'centrum' van het schoolgebouw: de lokalen liggen rondom de gymzaal op de begane grond en 1e verdieping.

De begane grond (peil 1,11 m + NAP) ter plaatse van de lokalen bestaat uit geïsoleerde kanaalplaatvloeren met een dikte van 200 mm en een gewapende druklaag (C30/37) van 60 mm. De kanaalplaten liggen op in het werk gestorte funderingsbalken 400×600 mm. De vloer van de gymzaal is een in het werk gestorte plaat met een dikte van 220 mm, gedragen door funderingsbalken 350×600 mm hart-op-hart 5,3 m. Het gebouw is gefundeerd op in totaal 135 voorgespannen prefab betonnen heipalen van 250×250 mm (61 stuks) en 290×290 mm (74 stuks). Het paalpuntniveau varieert tussen 16 m –NAP en 14 m –NAP.

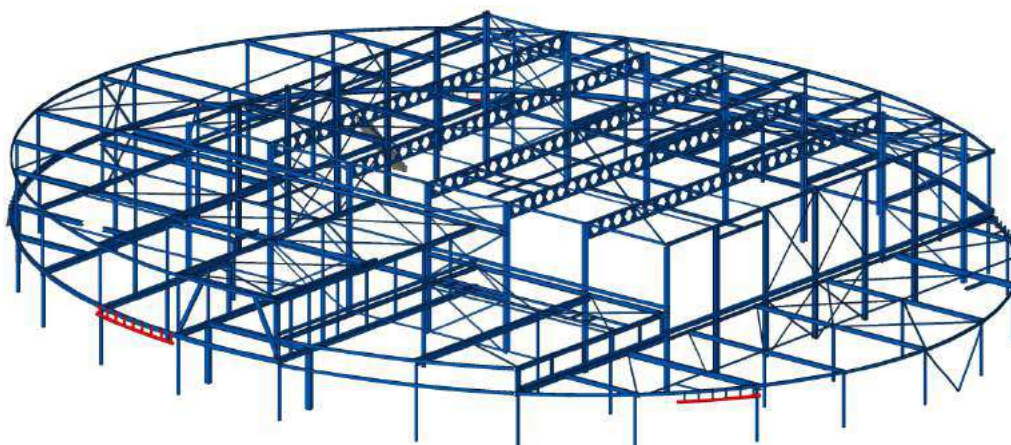
De opgaande draagconstructie van het schoolgebouw wordt gevormd door een geschoorde staalconstructie van twee bouwlagen], bestaande uit kolommen, liggers, en stabiliteitsverbanden. Voor de vloeren van de 1e verdieping zijn, analoog aan de begane grond, kanaalplaten toegepast met een hoogte van 200 mm en een (gewapende) druklaag van 60 mm. Het dak van de lokalen bestaat uit lichte stalen profielplaten met een hoogte van 158 mm en een dikte van 1,25 mm.

Het dak van de gymzaal bestaat uit raatliggers uit IPE 600 met een hoogte van 880 mm en een overspanning van 24 m, hart-op-hart 5,3 m. Ook voor het dak van de gymzaal zijn lichte stalen profielplaten toegepast, in dit geval met een hoogte van 106 mm en een dikte van 0,88 mm (afb. 3.5).

De gevels van het gebouw bestaan uit een houtskelet (HSB) binnenspouwblad en een buitenspouwblad van halfsteens metselwerk. Alle binnenwanden in het gebouw zijn licht uitgevoerd in HSB. Deze opbouw geldt ook voor de wanden van de gymzaal.

Verder gelden de volgende uitgangspunten:

- gevolgklasse: CC2 NEN-EN 1990/NB tabel NB.20-B1
CC2B NPR 9998, tabel 2.2
- ontwerplevensduur: 50 jaar NEN-EN 1990/NB tabel NB.1-2.1
- gebruiksklasse lokalen: C1 NEN-EN 1991-1-1/NB art. 6.3
- gebruiksklasse gymzaal: C4 NEN-EN 1991-1-1/NB art. 6.3
- type bouw: bestaand, niet ontworpen op aardbevingen
- staalkwaliteit: profielen S235, kokers S275



3.5 Overzicht van de staalconstructie.

3.2 Stabiliteit

De staalconstructie wordt op diverse posities in het gebouw gestabiliseerd (afb. 3.6 en 3.7). Het primaire stabiliteitssysteem van het gebouw moet weerstand geven tegen het horizontale effect van een aardbevingsbelasting. De stabiliteitsvoorzieningen in de centrale gymzaal spelen hierbij een belangrijke rol: deze verzorgen een belangrijk deel van de stabiliteit van het gehele gebouw. Daarnaast zijn in drie gevels aanvullende stabiliteitsvoorzieningen getroffen. De stabiliteitsvoorzieningen zijn hieronder nader beschreven:

A Gymzaal (afb. 3.8).

- langswanden: per wand: 2 kruisverbanden uit strips 100×8 (tussen bgg en 1e verd. en tussen 1e verd. en het dak), breedte 5,3 m
- kopwanden: per wand: 2 kruisverbanden uit strips 100×8 (tussen bgg en 1e verd. en tussen 1e verd. en het dak), breedte 4,0 m

B Zuid-westgevel op as 0 (afb. 3.9)

- bgg-1e verd.: V-verband uit rechthoekige buis 80×80×4, breedte 5,6 m

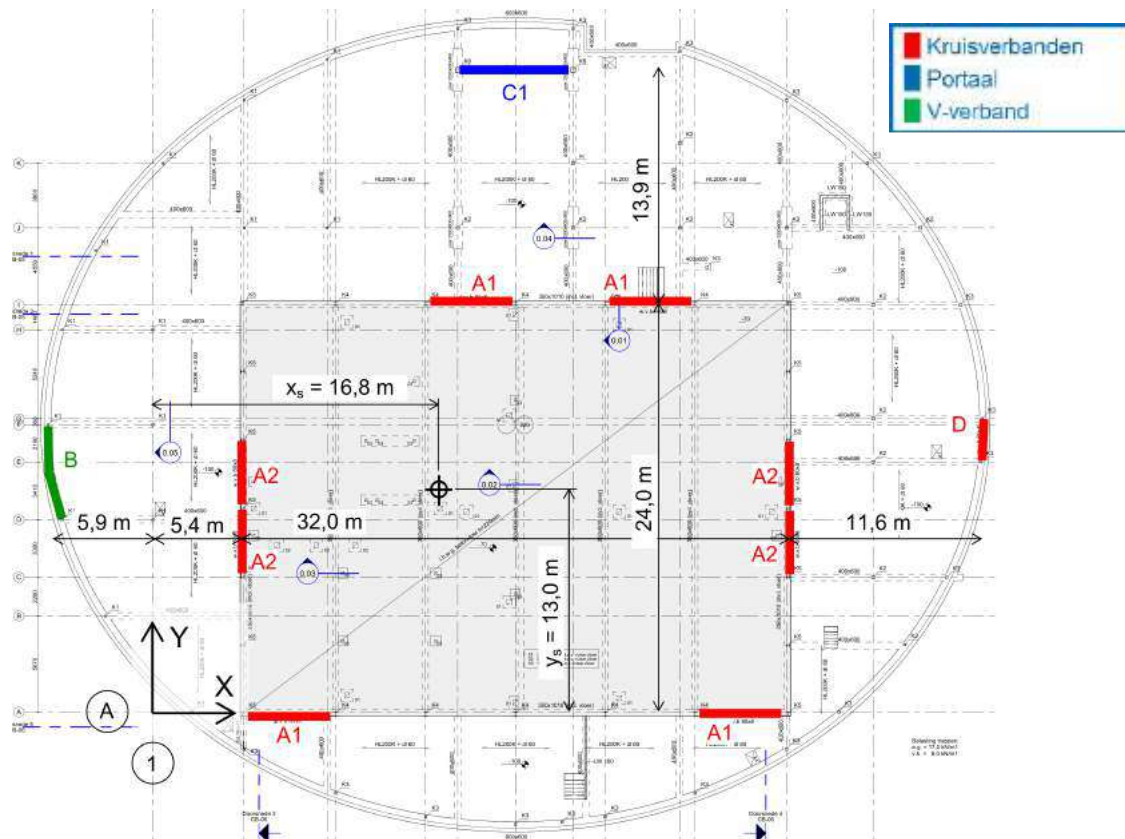
C Noord-westgevel op as L (afb. 3.9)

- bgg-1e verd.: portaal: kolommen buizen 300×300×16 en ligger HEA 300
- 1e-2e verd.: halfportaal: kolommen buizen 120×120×4 en ligger HEA 220, gecombineerd met diagonalen buizen 200×200×12,5, breedte (beide verdiepingen): 6,8 m

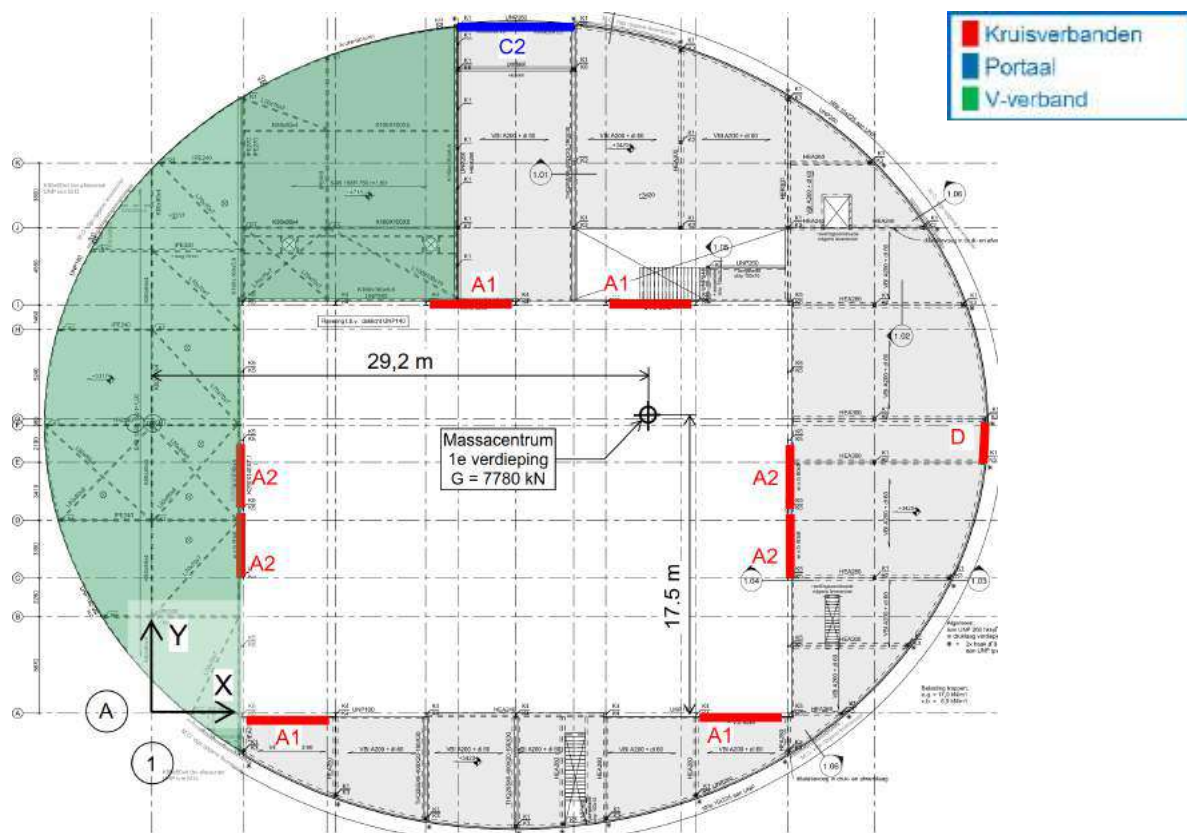
D Noord-oostgevel op as 14 (afb. 3.9)

- bgg-1e verd.: kruisverband uit hoekprofielen 80×80×8, breedte 2,55 m
- 1e-2e verd.: kruisverband uit hoekprofielen 80×80×8, breedte 2,55 m

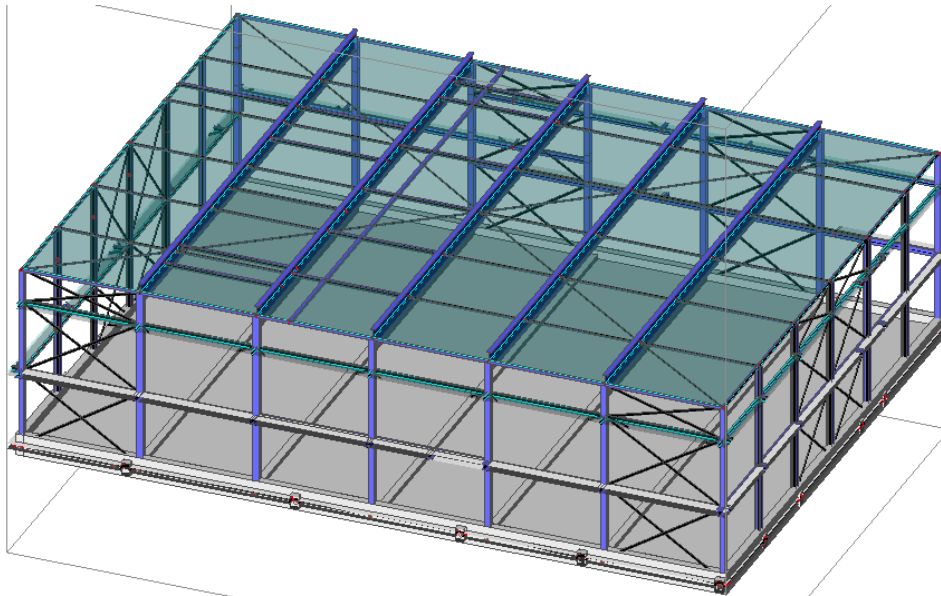
De stalen daken, 1e verdieping, 2e verdieping en dak sportzaal zijn alle voorzien van kruisverbanden.



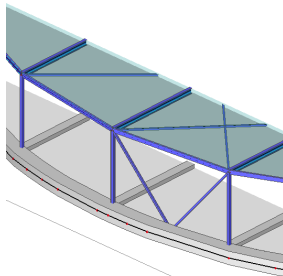
3.6 Stabiliserende elementen begane grond.



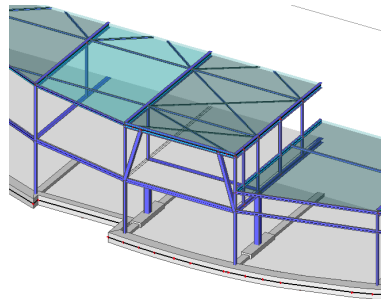
3.7 Stabiliserende elementen 1e verdieping.



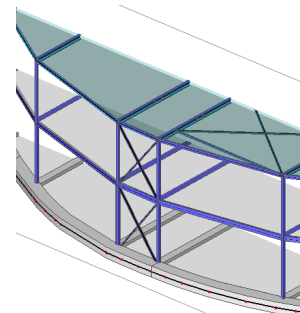
3.8 Stabiliteitsverbanden (A1, A2) rondom de gymzaal.



zuid-westgevel as 0
V-verband (B)



noord-westgevel as L
portalen (C1-bgg, C2-1e verd.)



noord-oostgevel as 14
kruisverbanden (D)

3.9 Stabiliteitsverbanden gevels.

Voor de vijf stabiliteitsvoorzieningen A, B, C1, C2 en D zijn de volgende stijfheden bepaald.
Voor alle stabiliteitsvoorzieningen is een hoogte $H = 3,5$ m aangehouden.

A1:	$K_{A1;B=5,3m} = \frac{EA \times B^2}{(B^2 + H^2)^{3/2}} =$	18420 kN/m
A2:	$K_{A2;B=4,0m} = \frac{EA \times B^2}{(B^2 + H^2)^{3/2}} =$	17900 kN/m
B:	$K_{B;B=5,6m} = \frac{EA \times \frac{1}{2} \times B^2}{(\frac{1}{4} \times B^2 + H^2)^{3/2}} =$	43850 kN/m
C1:	$K_{C1;B=6,8m;bgg} =$ (uit raamwerkberekening)	3000 kN/m
C2:	$K_{C2;B=6,8m;1^{e} vd} =$ (uit raamwerkberekening)	3000 kN/m
D:	$K_{D;B=2,55m} = \frac{EA \times B^2}{(B^2 + H^2)^{3/2}} =$	20633 kN/m

Opmerking: voor de stabiliteitsvoorzieningen A1, A2 en D is voor de berekening van de stijfheid uitsluitend de trekdiagonaal in rekening gebracht.

3.3 Constructieve regelmatigheid

NPR 9998, art. 4.2.3 geeft criteria voor de constructieve regelmatigheid. Deze criteria kunnen in combinatie met tabel 4.1 van NPR 9998 (tabel 3.10) worden gebruikt om een adequate analysemethode te selecteren. In tabel 3.11 wordt het gebouw getoetst aan de criteria van NPR 9998.

Voor de toetsing van de regelmaat in het horizontale vlak (voorwaarde e) is voor de 1e verdieping de locatie van het stijfheidsmiddelpunt bepaald ten opzichte van as A-1 met de berekende stijfheden van de stabiliteitsvoorzieningen uit paragraaf 3.2. Aansluitend is de torsiestijfheid bepaald en de laterale stijfheid in x-richting (zie ook afb. 3.6 en 3.7).

De laterale stijfheid van de 1e verdieping bedraagt:

$$\begin{aligned} \text{x-richting: } S_x &= 4K_{A1} + K_{C1} = 76680 \text{ kN/m} = 76,7 \text{ MN/m} \\ \text{y-richting: } S_y &= K_B + 4K_{A2} + K_D = 136083 \text{ kN/m} = 136,1 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

Het stijfheidsmiddelpunt van de 1e verdieping heeft als coördinaten:

$$\begin{aligned} x_{S;1e \text{ verd.}} &= (-5,9K_B + 5,4 \cdot 2K_{A2} + 37,4 \cdot 2K_{A2} + 49K_D) / S_y = 16,8 \text{ m} \\ y_{S;1e \text{ verd.}} &= (24,0 \cdot 2K_{A1} + 37,9K_{C1}) / S_x = 13,0 \text{ m} \end{aligned}$$

De torsiestijfheid van de 1e verdieping bedraagt:

$$\begin{aligned} C_T &= 2K_{A1} (13,0^2 + 11,0^2) + 2K_{A2} (11,4^2 + 20,6^2) + K_B 22,7^2 + K_{C1} 24,9^2 + K_D 32,2^2 \\ &= 76376872 \text{ kNm/rad} = 76377 \text{ MN/rad} \end{aligned}$$

Uit tabel 3.11 blijkt dat het gebouw niet voldoet aan de criteria voor zowel regelmatigheid in het horizontale als regelmatigheid in het verticale vlak.

Volgens tabel 3.10 mag de analyse worden uitgevoerd met een modale respons-spectrum analyse van een ruimtelijk model, mits een verlaagde waarde (factor 0,8) van de gedragsfactor q wordt toegepast. Hierop wordt later in dit rekenvoorbeeld teruggekomen.

Om tegemoet te komen aan de voorwaarde dat een ruimtelijk model moet worden gebruikt voor de analyse, wordt voor de berekening een 3D-FEM software pakket gebruikt.

Regelmaat		Toegelaten vereenvoudiging		Gedragsfactor q (voor lineaire berekeningsmethoden)
Horizontaal vlak (plattegrond)	Verticaal vlak (verticale doorsnede)	Model	Lineair-elastische berekeningsmethode	
Ja	Ja	Vlak	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Ja	Nee	Vlak	Modaal	Verlaagde waarde
Nee	Ja	Ruimtelijk	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Nee	Nee	Ruimtelijk	Modaal	Verlaagde waarde

3.10 NPR 9998, tabel 4.1.

regelmaat in het horizontale vlak (plattegrond)			
a	symmetrisch ten opzichte van de hoofdasen	nee	Zowel massa als stijfheid zijn niet gelijkmatig verdeeld. De rechterhelft van het gebouw bestaat uit twee verdiepingen en de massa is daarmee substantieel ongelijkmatig verdeeld. De zijdelingse stijfheid van kruisverbanden en portalen in de gevels is substantieel verschillend.
b	compactheid plattegrond	nee	De begane grond heeft een convexe omhullende omtrek zonder interne hoeken groter dan 180° . Voor de 1e verdieping geldt dit echter niet.
c	stijfheid vloeren	ja	NPR 9998 geeft aan dat de stijfheid van vloeren in het vlak voldoende groot moet zijn, maar 'voldoende groot' wordt niet nader gespecificeerd. Aangenomen wordt dat de druklagen op de kanaalplaatvloer van de 1e verdieping en de uitgekruiste dakvlakken hieraan voldoen.
d	slankheid horizontaal	ja	De slankheid bedraagt: $\lambda = 56/48 = 1,17 < 4,0$.
e	constructieve excentriciteit	nee	Dit criterium is in dit voorbeeld uitsluitend nagegaan voor de 1e verdieping in de x- resp. de y-richting van het gebouw: massazwaartepunt: $y_m = 17,5$ m (t.o.v. as A) stijfheidsmiddelpunt: $y_s = 13,0$ m (t.o.v. as A) $e_{a,y} = 17,5 - 13,0 = 4,5$ m $r_y = \sqrt{(C_T/S_y)} = \sqrt{(76377/136,1)} = 23,7$ m Toets: $e_{a,y} \leq 0,30r_y$ $e_{a,y} = 4,5$ m $<$ $0,30 \cdot 23,7 = 7,1$ m (voldoet) massazwaartepunt: $x_m = 29,2$ m (t.o.v. as 1) stijfheidsmiddelpunt: $x_s = 16,8$ m (t.o.v. as 1) $e_{a,x} = 29,2 - 16,8 = 12,4$ m $r_x = \sqrt{(C_T/S_x)} = \sqrt{(76377/76,7)} = 31,6$ m Toets: $e_{a,x} \leq 0,30r_x$ $e_{a,x} = 12,4$ m $>$ $0,30 \cdot 31,6 = 9,5$ m (voldoet niet). Aanvullend moet ook de traagheidsstraal (I_x, I_y) van de vloermassa worden gecontroleerd (niet in dit voorbeeld).
regelmaat in het verticale vlak			
a	ononderbroken stabiliteitsvoorziening	nee	De stabiliteitsportalen in de noord-westgevel verspringen (stabiliteitsvoorziening C1, C2).
b	niet-abrupte wijziging massa en stijfheid	nee	In principe is er sprake van een significante afname van de massa tussen dak en 1e verdieping. Voor het gebouw is dit criterium slecht toetsbaar.
c	geen disproportioneel weerstandsverschil	ja	De weerstand wordt in belangrijke mate geleverd door de verbanden in de wanden van de gymzaal: deze zijn identiek voor de diverse niveaus. Overigens is 'disproportioneel' geen scherp en toetsbaar criterium.
d	criteria voor inspringingen	ja	Er is sprake van een significante inspringing groter dan 10% van de gebouwfmeting op de 1e verdieping, die ten koste gaat van de gebouwsymmetrie.

3.11 Toetsing van de criteria voor regelmatigheid.

3.4 Belastingen

Voor de analyse zijn permanente en rustende vloerbelastingen belastingen aangehouden conform tabel 3.12. In tabel 3.13 zijn de veranderlijke vloerbelastingen opgenomen.

		eigen gewicht	rustende belasting	
begane grond	kanaalplaat d = 200	3,02		kN/m ²
	druklaag 60 mm	1,50		kN/m ²
	afwerklaag 60 mm		1,20	kN/m ²
	separaties		1,50	kN/m ²
	$\Sigma p =$	4,52	2,70	kN/m ²
	totaal permanent	7,22		kN/m ²
Bgg gymzaal	vloer in het werk gestort d = 220 mm	5,5		kN/m ²
	afwerklaag 60 mm		1,5	kN/m ²
	$\Sigma p =$	5,5	1,5	kN/m ²
	totaal permanent	7,00		kN/m ²
1e verdieping	kanaalplaat d = 200	3,02		kN/m ²
	druklaag 60 mm	1,50		kN/m ²
	staalconstructie	0,39		kN/m ²
	afwerklaag 60 mm		1,20	kN/m ²
	installaties / plafond		0,30	kN/m ²
	separaties		1,50	kN/m ²
	$\Sigma p =$	4,91	3,00	kN/m ²
	totaal permanent	7,91		kN/m ²
daken	dakplaten	0,15		kN/m ²
	staalconstructie	0,27		kN/m ²
	dakbedekking en isolatie		0,20	kN/m ²
	installaties / plafond		0,30	kN/m ²
	$\Sigma p =$	0,42	0,5	kN/m ²
	totaal permanent	0,92		kN/m ²

3.12 Permanente vloerbelastingen.

3.13 Veranderlijke vloerbelastingen.

		belasting		ψ_2	$\varphi^{(1)}$
begane grond	klasse C1	2,50 ⁽²⁾	kN/m ²	0,6	0,6
bgg gymzaal	klasse C4	5,00	kN/m ²	0,6	0,6
1e verdieping	klasse C1	2,50 ⁽²⁾	kN/m ²	0,6	0,6
daken	klasse H	1,00	kN/m ²	0	1,0

1. Factor conform tabel 4.2 van NPR 9998 voor het vaststellen van de combinatie-coëfficiënt van de veranderlijke belasting.

2. Zie noot b onder tabel NB.1-6.2 van NEN-EN 1991-1-1/NB.

Voor onderdelen die niet zijn genoemd in tabel 3.12 en 3.13 zijn de volgende belastingen aangehouden:

- funderingsbalken 400×600/350×600 6,00 kN/m
- HSB-gevel rond gymzaal: 0,50 kN/m²
- buitengevel HSB+mw, 70% dicht: 1,75 kN/m²

Om straks een gevoel te krijgen bij de uitkomsten van de analyse, is het zinvol een idee te krijgen van het totale gewicht van het gebouw. Hiervoor gelden de volgende hoeveelheden:

- funderingsbalken lengte: L = 650 m (totale lengte balken)
- bgg school oppervlak: A = 1330 m², excl. gymzaal
- omtrek: L = 163 m, buitengevel
- bgg gymzaal oppervlak: A = 770 m², inpandig
- omtrek: L = 113 m, inpandig
- 1e verdieping oppervlak: A = 706 m², vloeroppervlak
- omtrek: L = 120 m langs de buitengevel
- omtrek: L = 37 m buitengevel gymzaal
- dak 1e verdieping oppervlak: A = 486 m²
- dak 2e verdieping oppervlak: A = 775 m²
- dak gymzaal oppervlak: A = 440 m²

Aangehouden verdiepingshoogten (zie ook afb. 3.2):

- bgg – 1e verd.: 3,5 m (het dakgedeelte op 4,7 m +P is niet beschouwd)
- 1e-2e verd.: 3,5 m
- 2e verd.-dak gymzaal: 2,0 m

Met deze gegevens kan nu de massa van het gebouw worden bepaald op drie niveaus: begane grond, 1e verdieping en dak.

Massa begane grond, exclusief veranderlijke belasting, (_p) = perm. belastingwaarden:

$$G_{bgg,pb} = (7,22)_p \cdot 1330 + (7,00)_p \cdot 770 + (6,00)_p \cdot 650 + (1,75)_p \cdot 163 \cdot 3,5/2 + (0,50)_p \cdot 113 \cdot 3,5/2$$

$$= 9603 + 5390 + 500 + 99 = \underline{15592 \text{ kN}}$$

Massa 1e verdieping, exclusief veranderlijke belasting:

$$G_{1e \text{ verd},pb} = (7,91)_p \cdot 706 + (0,92)_p \cdot 486 + (1,75)_p \cdot (163 + (120 + 37)) \cdot 3,5/2 + (0,50)_p \cdot (113 - 37) \cdot 3,5$$

$$= 5584 + 447 + 980 + 133 = \underline{7144 \text{ kN}}$$

Massa dak 2e verd. en gymzaal, exclusief veranderlijke belasting:

$$G_{2e \text{ verd},pb} = (0,92)_p \cdot 775 + (0,92)_p \cdot 440 + (1,75)_p \cdot (120 + 37) \cdot 3,5/2 + (1,75)_p \cdot 113 \cdot 2,0$$

$$= 713 + 405 + 481 + 396 = \underline{1995 \text{ kN}}$$

$$\text{De totale massa boven de begane grond bedraagt dan: } 7144 + 1995 = \underline{9139 \text{ kN}}$$

Voor de veranderlijke belastingen moet volgens NPR 9998, art. 4.2.4 een combinatiefactor $\psi_{E,i}$ in rekening worden gebracht. Er geldt:

- lokalen, klasse C1: $\psi_{E,C1} = \psi_{2,C1} \cdot \phi_{C1} = 0,6 \cdot 0,6 = 0,36$
- gymzaal, klasse C4: $\psi_{E,C4} = \psi_{2,C4} \cdot \phi_{C4} = 0,6 \cdot 0,6 = 0,36$
- dak, klasse H: $\psi_{E,H} = \psi_{2,H} \cdot \phi_H = 0,0 \cdot 1,0 = 0,0$

Voor de massa's ten gevolge van veranderlijke belastingen geldt:

$$\begin{aligned}
 Q_{bgg,vb} &= (2,5 \cdot 0,36)_q \cdot 1330 + (5,0 \cdot 0,36)_q \cdot 770 = & 2583 \text{ kN} \\
 Q_{1e \text{ verd},vb} &= (2,5 \cdot 0,36)_q \cdot 706 + (1,0 \cdot 0,0)_q \cdot 486 = & 635 \text{ kN} \\
 Q_{2e \text{ verd},vb} &= (1,0 \cdot 0,0)_q \cdot 775 + (1,0 \cdot 0,0)_q \cdot 440 = & 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

De samenvatting van de massa's per niveau staat in tabel 3.14.

niveau	permanente belasting		veranderlijke belasting	
	(kN)	(kg)	(kN)	(kg)
begane grond	15592	$1590 \cdot 10^3$	2583	$263 \cdot 10^3$
1e verdieping	7144	$728 \cdot 10^3$	635	$65 \cdot 10^3$
2e verdieping incl. dak gymzaal	1995	$203 \cdot 10^3$	0	0

3.14 Massa's per niveau.

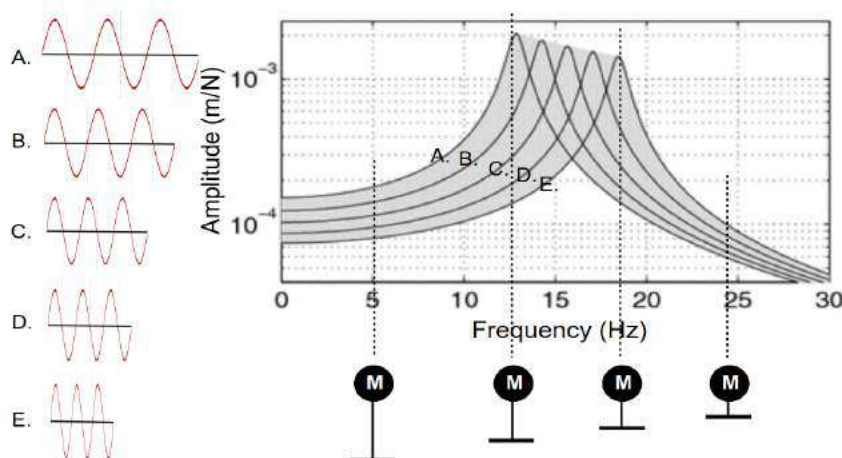
Voor de totale te beschouwen gebouwmassa geldt:

$$M_{\text{tot}} = (1590 + 728 + 203 + 263 + 65) \cdot 10^3 = 2849 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

3.5 Berekeningsmethode

Het gebouw wordt berekend met een Modale Respons-Spectrum Analyse (MRSA). Dit is een quasi-dynamische analyse: er is bij een MRSA-analyse geen sprake van integratie in het tijddomein, maar het gedrag van het gebouw wordt bepaald aan de hand van een vooraf gedefinieerde respons, die afhangt van de berekende eigen-trillingsfrequenties van het gebouw.

De voor-gedefinieerde respons heet het 'respons-spectrum': dit is feitelijk een grafiek waarin optredende versnellingen zijn gerelateerd aan de specifieke eigentrillingstijd van de constructie of onderdelen daarvan. Het respons-spectrum beschrijft de voor-gedefinieerde respons van een veelheid aan constructieve systemen (gekaracteriseerd door massa en stijfheid) op excitatie-frequenties die in het aardbevingssignaal voorkomen (afb. 3.15).



3.15 Principe samenstelling respons-spectrum.

Met de eigentrillingstijd van de massa van de constructie (of onderdelen daarvan) kan de versnelling van die massa worden bepaald en vervolgens de daarmee gepaard gaande kracht. De eerste wet van Newton ligt daaraan ten grondslag:

$$F = m \times a$$

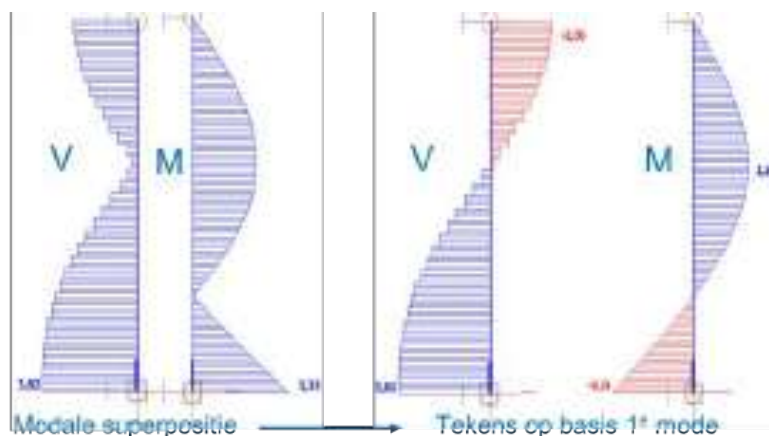
Hierin is:

F	kracht (N)
m	massa (kg)
a	versnelling (m/s^2)

In paragraaf 3.6 wordt het respons-spectrum voor dit schoolgebouw uitgewerkt. Zoals later ook zal blijken, is er in veel gevallen geen sprake van één enkele trillingsfrequentie en trillingstijd, maar is de totale respons van het gebouw opgebouwd uit een veelheid van trillingsfrequenties/trilling-modi.

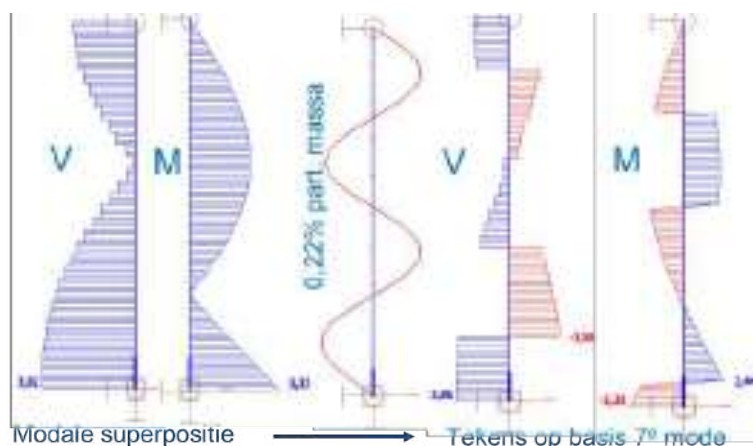
De diverse trilling-modi moeten worden gecombineerd om de totale respons van het gebouw te vinden. In dit voorbeeld worden de diverse modi gecombineerd volgens de CQC (Complete Quadratic Combination)-methode. Andere modale combinatiemogelijkheden zijn en SRSS (Square Root Sum of Squares) of ABSSUM (Absolute Sum). In het algemeen kan worden gesteld dat de CQC-methode meestal de meest nauwkeurige resultaten geeft.

Een probleem dat zich bij de CQC-methode voordoet (maar ook bij andere modale combinaties) is dat interne krachten kwadratisch worden gesommeerd met als resultaat dat de uitkomst altijd 'positief' is. Hierdoor kan het voorkomen dat krachtdiagrammen (dwarskrachten, momenten) er anders uitzien dan we gewend zijn. Zie bijvoorbeeld afbeelding 3.16, waar de modale superpositie is toegepast voor een eenzijdig ingeklemde staaf. Sommige rekensoftware biedt de mogelijkheid het teken (+/-) te corrigeren op basis van een enkele dominante trilling mode: doorgaans levert de mode met de grootste participerende massa daarbij het beste resultaat.



3.16 Effect van modale superpositie.

Echter niet voor alle constructies geldt dat sprake is van een duidelijke dominante trilling mode. Het kan dan moeilijk zijn een juiste trilling mode te selecteren voor het bepalen van de tekens. Afbeelding 3.17 laat zien dat een verkeerde selectie van de mode waarop de tekens worden bepaald tot onlogische resultaten kan leiden.



3.17 Resultaat modale superpositie – tekens op basis van 7^e trillingsmode.

Van belang is daarnaast nog de wijze waarop ductiliteit in de berekeningsmethode kan worden verwerkt. Een MRSA is in principe gebaseerd op lineair materiaalgedrag. Damping en niet-lineair materiaalgedrag (een vorm van viskeuze damping) kunnen uitsluitend worden verwerkt door een correctie (reductie) toe te passen op het respons-spectrum. Deze correctie wordt gedaan door het spectrum met een factor q (de gedragsfactor) te reduceren. Voor verschillende constructies gelden verschillende waarden van q . Paragraaf 3.7 gaat in detail in op deze gedragsfactor.

De q -factor is derhalve ook direct gerelateerd aan de dempingsverhouding en de dempingscorrelatiefactor, volgens:

(viskeuze) dempingsverhouding: ξ (in %)

dempingscorrectiefactor: $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,55$ NPR (3.16)

q-factor: $q = \frac{1}{\eta}$

Voor 5% viskeuze demping geldt: $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+5}} = 1,0$

3.6 Seismische belasting

Voor de analyse van het schoolgebouw gelden de volgende uitgangspunten ten aanzien van de seismische belasting:

- bestaand gebouw: NPR 9998, tabel 2.2 (tabel 3.18);
- beschouwde grenstoestand: Near Collapse (NC);
- betrouwbaarheidsklasse: CC2-B.

Gevolg- klasse	Nadere aanduiding ^a	Betrouw- baarheids- index β ^b [-]	Referentie- periode ^c T_{ref} [jaar]	Herhalingstijd $T_{LS,ref}$ en factoren k_{ag} en γ_M per grenstoestand								
				NC			SD			DL		
				$T_{LS,ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]	$T_{LS,ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]	$T_{LS,ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]
CC3	A gebouwen met vitale processen als geduid in tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 onder CC3, en alle ziekenhuizen	3,3	15	3 000	1,8	1,3	f	f	f	f	f	f
	B andere gebouwen die volgens tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 in CC3 vallen	3,3	15	3 000	1,8	1,3	f	f	f	f	f	f
CC2	A gebouwen als geduid in tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 vallend onder CC2 met vitale functies, met uitzondering van ziekenhuizen tot en met 3 bouwlagen ^d	3,1	15	1 500	1,5	1,2	f	f	f	f	f	f
	B gebouwen niet vallend onder A of C	3,1	15	1 500	1,5	1,2	f	f	f	f	f	f
	C gebouwen of delen daarvan, die binnen twee weken na een aardbeving te herstellen zijn	3,1	15	1 500	1,5	1,2	f	f	f	f	f	f
CC1B	A gebouwen niet vallend onder B en C	2,8	15	800	1,2	1,1	f	f	f	f	f	f
	B gebouwen of delen daarvan, die binnen twee weken na een aardbeving te herstellen zijn	2,8	15	800	1,2	1,1	f	f	f	f	f	f
CC1A	A gebouwen niet bestemd voor het verblijf van mensen ^e	e	e	e	e	e	f	f	f	f	f	f

3.18 NPR 9998, tabel 2.2 voor bestaande bouw.

Volgens tabel 3.18 moeten de volgende parameters voor de seismische belasting en weerstand in rekening gebracht te worden:

$k_{ag} = 1,5$ Deze factor betreft feitelijk een veiligheidscoëfficiënt, waarmee een belasting in rekening gebracht wordt behorend bij een referentieperiode $T_{LS,ref} = 1500$ jaar.

$\gamma_M = 1,2$ Deze factor betreft een veiligheid op de weerstand van constructie-componenten. Enigszins verwarrend is dat NEN-EN 1990, art. 6.3.5 een vergelijkbare factor γ_R benoemd en aangeeft dat voor de totale veiligheid op de weerstand geldt: $\gamma_M = \gamma_R \cdot \gamma_m$. NPR 9998, art. 4.4.2.2 daarentegen definieert de totale veiligheid op de weerstand echter als volgt: $R_d = R \left\{ \frac{f_k}{\gamma_m} \right\} / \gamma_M$. In tegenstelling tot opmerking 3 van NPR 9998, art. 4.4.2.2 wijkt deze definitie dus af van die in NEN-EN 1990.

Ook de definitie van γ_m wijkt in NPR 9998 enigszins af van wat constructeurs 'gewend' zijn: γ_m is geen 'veiligheidsfactor' op de materiaalsterkte, maar wordt in rekening gebracht om de degradatie van materialen onder wisselende belastingen in rekening te brengen.

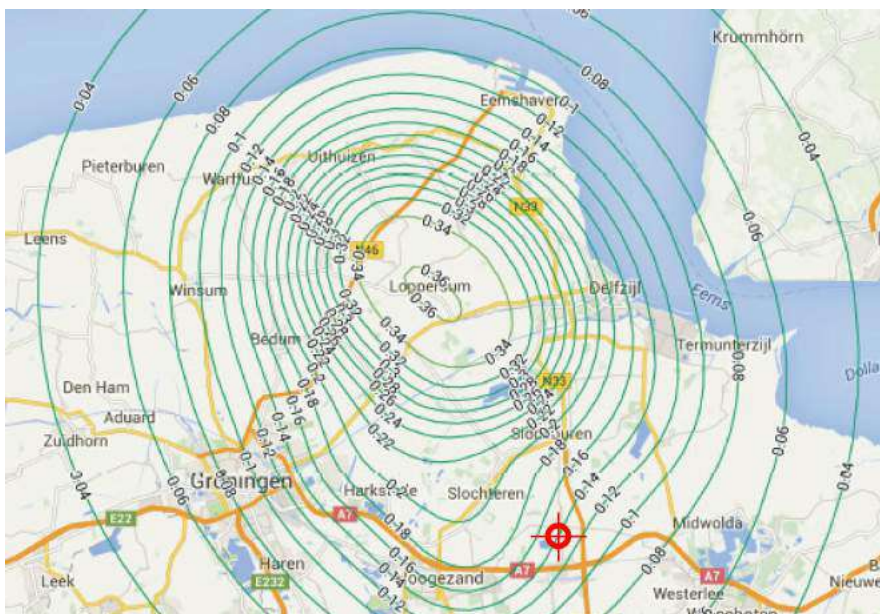
De grenstoestand 'Near Collapse' is in NPR 9998, art. 2.1 beschreven als een toestand waarbij het gebouw, na een aardbeving, zwaar is beschadigd maar waarbij de constructie nog in staat is verticale belastingen af te dragen, maar met een zeer beperkte restweerstand tegen zijdelingse belastingen. Behalve voor de aan tabel 3.18 ontleende parameters heeft dit ook consequenties voor de te hanteren gedragsfactor q . Hierop wordt in paragraaf 3.7 teruggekomen.

Naast de waarden voor k_{ag} en γ_M wordt de belangrijkste parameter gevormd door de waarde van $a_{g,ref}$: de referentiewaarde van de piekgrondversnelling op diepte, die afhangt van de locatie van het gebouw en kan worden afgelezen uit figuur 3.1 van NPR 9998. Voor dit voorbeeld is uitgegaan van de gebouwlocatie die is weergegeven in afbeelding 3.19. Hieruit volgt de volgende waarde voor $a_{g,ref}$:

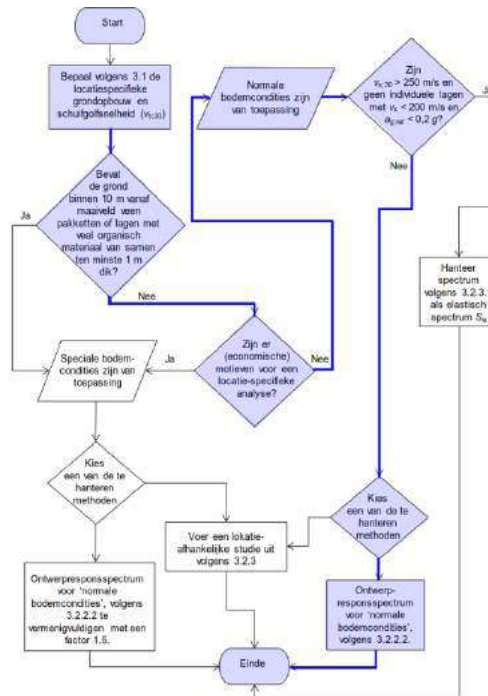
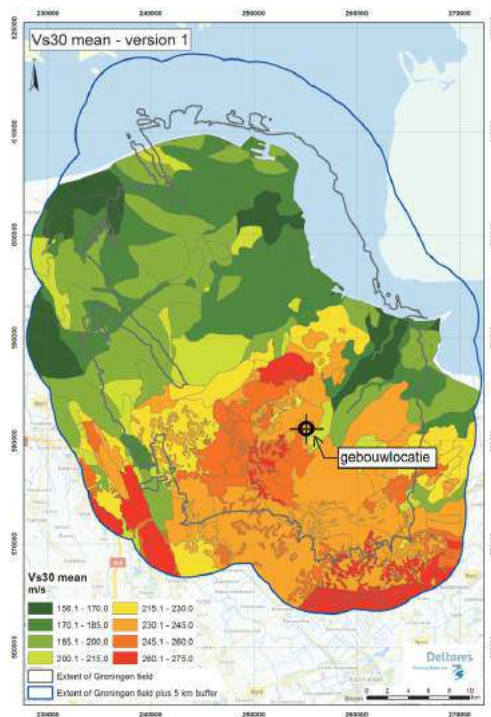
$$a_{g,ref} = 0,14g \text{ (met } g = 9,81 \text{ m/s}^2\text{)}$$

Tot slot zijn ook de lokale grondcondities van belang. Om de impact van de lokale situatie te bepalen moet het stroomschema van figuur 3.2 van NPR 9998 worden doorlopen (afb. 3.20). Voor het gebouw in dit rekenvoorbeeld geldt dan een gemiddelde schuifgolfsnelheid op 30 meter diepte:

$$v_{s,30;mean} = 230,1 - 245,0 \text{ m/s}$$



3.19 Figuur 3.1 uit NPR 9998 met gebouwlocatie.



3.20 Effect van lokale grondcondities (figuur 3.0 en 3.2 NPR 9998).

Daarnaast is aangenomen dat op basis van lokaal geotechnisch onderzoek is vastgesteld dat geen sprake is van grondlagen met organisch materiaal (bijvoorbeeld veen) met een gezamenlijke dikte > 1 m in de bovenste 10 m grond, ten opzichte van het maaiveld. Doorlopen van het stroomschema van afb. 3.20 leidt er toe dat een keuze kan worden gemaakt uit het uitvoeren van een locatie-specifieke studie óf het toepassen van het ontwerpspectrum voor normale bodemcondities volgens NPR 9998, art. 3.2.2.2. Van deze laatste mogelijkheid is in dit voorbeeld uitgegaan.

Met behulp van NPR 9998, art. 3.2.2.2.3 wordt vervolgens het horizontale ontwerpspectrum voor ductiele bouwconstructies afgeleid:

$$0 < T \leq T_B \quad S_d(T) = \frac{S_{MS}}{3} \times \left(1 + \frac{T}{T_B} \times [3/q - 1] \right) \quad \text{NPR (3.13)}$$

$$T_B < T \leq T_C \quad S_d(T) = S_{MS}/q \quad \text{NPR (3.14)}$$

$$T_C < T \quad S_d(T) = \left(\frac{S_{M1}}{T^2} \right) / q \quad \text{NPR (3.15)}$$

Hierin is:

$$S_s = 2,2 \times a_{g,ref} \times k_{ag} \quad (\text{spectrale versnelling voor korte trillingstijden})$$

$$S_1 = 0,654 \times a_{g,ref} \times k_{ag} \quad (\text{spectrale versnelling voor lange trillingstijden})$$

$$F_a = -0,50 \ln(a_{g,ref} \times k_{ag}) + 0,65 \quad S_{MS} = S_s \times F_a$$

$$F_v = -0,87 \times a_{g,ref} \times k_{ag} + 2,44 \quad S_{M1} = S_1 \times F_v$$

$$T_C = \sqrt{S_{M1}/S_{MS}}$$

$$T_B = 0,2 \times T_C$$

In dit voorbeeld geldt:

$$a_{g,ref} \cdot k_{ag} = 0,14 \cdot 1,5 = 0,21g$$

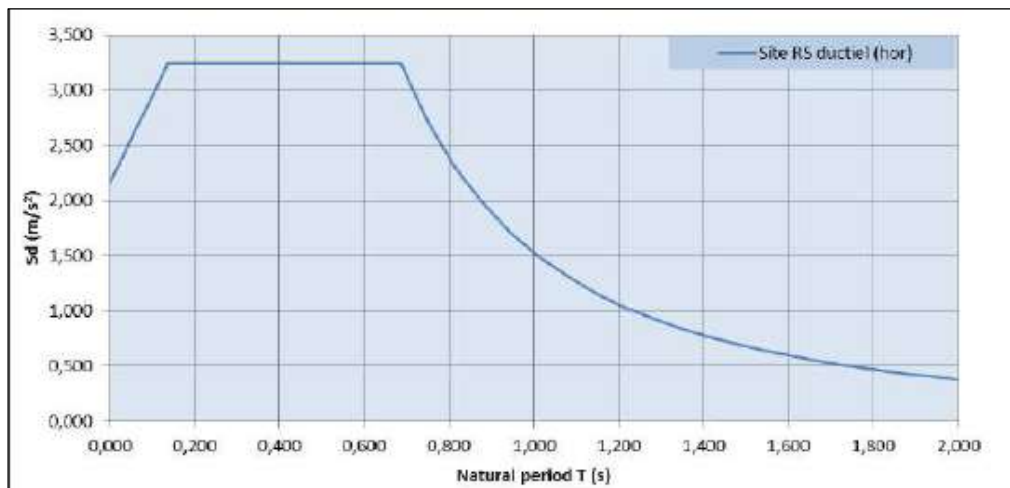
$$S_s = 2,2 \cdot 0,21 = 0,462g \quad S_1 = 0,654 \cdot 0,21 = 0,137g$$

$$F_a = -0,50 \ln(0,21) + 0,65 = 1,430 \quad S_{MS} = 0,462 \cdot 1,430 = 0,661g$$

$$F_v = -0,87 \cdot 0,21 + 2,44 = 2,257 \quad S_{M1} = 0,137 \cdot 2,257 = 0,310g$$

$$T_C = \sqrt{0,310/0,661} = 0,685 \text{ s} \quad T_B = 0,2 \cdot 0,685 = 0,137 \text{ s}$$

Met een gedragsfactor $q = 2,0$ (zie par. 3.7) en de formules (3.13) t/m (3.15) van NPR 9998 wordt het respons-spectrum afgeleid (afb. 3.21). De versnelling is hierin weergegeven in m/s^2 in plaats van g . Voor $T = 0 \text{ s}$ bedraagt de versnelling $S_d = 2,16 \text{ m/s}^2$. De maximale versnelling (plateauwaarde) bedraagt: $S_d = 3,25 \text{ m/s}^2$.



3.21 Horizontaal respons-spectrum voor ductiele constructies.

In principe kennen aardbevingen in Groningen ook een verticale component. Bij het uitvoeren van een modale respons-spectrum analyse hoeft deze verticale component (in de vorm van een verticaal respons-spectrum volgens NPR 9998, art. 3.2.2.2.2) niet zonder meer te worden betrokken.

De omstandigheden waarbij de verticale component wél in beschouwing moet worden genomen zijn beschreven in NPR 9998, art. 3.2.2.2.2 en art. 4.3.3.5.2. Deze omstandigheden worden hier kort samengevat.

NPR 9998, art. 3.2.2.2.2

Dit artikel is van toepassing op constructies met grote uitkragingen en grote overspanningen en vloer-wandverbindingen waar de krachten door wrijving en oplegdruk worden overgedragen.

NPR 9998, art. 4.3.3.5.2

Dit artikel is van toepassing op een verticaal spectrum indien $a_{g;d;vert} > 2,5 \text{ m/s}^2$, en voor:

- a. (bijna) horizontale elementen die $\geq 20 \text{ m}$ overspannen;
- b. (bijna) horizontale uitkragende liggers langer dan 5 m ;
- c. (bijna) horizontale voorgespannen componenten;
- d. liggers die kolommen dragen;
- e. bouwconstructies met seismische isolatie bij de fundering.

Voor het gebouw uit dit voorbeeld wordt voldaan aan de voorwaarde van NPR 9998, art. 3.2.2.2.2 én aan de voorwaarden a, b, d en e van NPR 9998, art. art. 4.3.3.5.2. Voor voorwaarde c geldt dat de in het gebouw toegepaste kanaalplaten niet aan deze voorwaarde voldoen: dit zijn immers horizontaal voorgespannen elementen. Dit betekent echter niet dat ook voor een analyse van de stabiliteitsconstructie het verticale spectrum moet worden toegepast. In een dergelijke situatie mag een component-analyse worden uitgevoerd op uitsluitend de kanaalplaten (geen onderdeel van dit rekenvoorbeeld).

Voor dit rekenvoorbeeld, waarin de toetsing van de stabiliteitsconstructie van het gebouw centraal staat, wordt daarom uitsluitend uitgegaan van het horizontale, ductiele respons-spectrum zoals weergegeven in afbeelding 3.21.

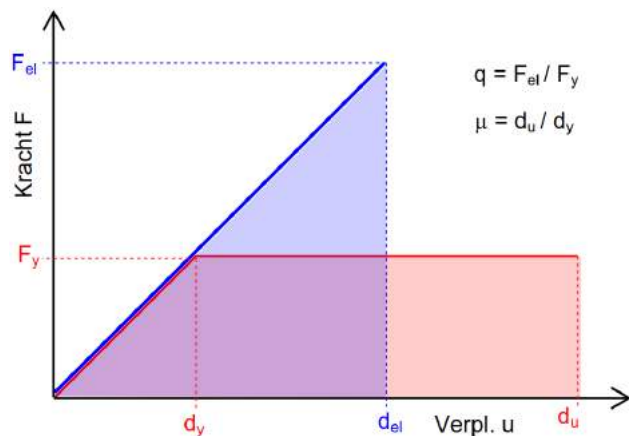
3.7 Gedragsfactor

Een modale respons-spectrum-analyse is per definitie een lineair-elastische berekening. Om een zekere mate van ductiel constructiegedrag (of viskeuze demping) in de analyse te verdisconteren kan de gedragsfactor q worden toegepast. Deze factor is zeer bepalend voor de resulterende krachtswerking in de constructie.

De q -factor wordt bepaald uit de arbeidsbalans tussen een zuiver elastisch systeem en een ductiel systeem en is gelijk aan de verhouding tussen de vloeigrens F_y van het ductiele systeem en de equivalente elastische kracht F_{el} van een zuiver elastisch systeem (afb. 3.22). Voor een bi-lineair systeem geldt de relatie:

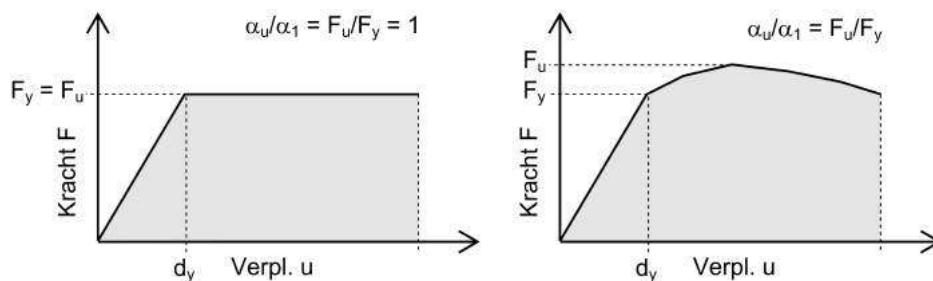
$$q = \sqrt{2 \times \mu - 1}$$

Dus hoe groter de ductiliteit (μ), hoe groter ook de gedragsfactor q .



3.22 Grafische representatie q-factor (μ is een maat voor de ductiliteit).

Bij het ontwerp van nieuwe constructies kan van vooraf vastgestelde q-factoren worden uitgegaan. NPR 9998, art. 6 verwijst voor de te hanteren gedragsfactoren van staalconstructies naar NEN-EN 1998-1, art. 6.1.2 en tabel 6.1, waarin de ontwerp-concepten DCL, DCM en DCH (ductiliteitsklassen 'Low', 'Medium' en 'High') voor staalconstructies worden beschreven. De gedragsfactor hangt af van het constructietype en de gekozen ductiliteitsklasse. Daarnaast is de gedragsfactor in ductiliteitsklasse DCH ook afhankelijk van de verhouding α_u/α_1 , die gelijk is aan de verhouding van de maximaal toelaatbare kracht op het systeem en de kracht waarbij het eerste plastische scharnier ontstaat (reststerkte (afb. 3.23).



3.23 Toelichting van de reststerkte α_u/α_1 .

Voor nieuw ontworpen constructies is ductiel gedrag zeer wenselijk, omdat dit het incassivermogen van de constructie voor aardbevingsbelastingen sterk vergroot, zeker wanneer de seismische belasting groter is dan waar in het ontwerp van is uitgegaan. NEN-EN 1998-1 stelt om die reden dat nieuw ontworpen constructies bij voorkeur in klasse DCM of DCH moeten worden uitgewerkt. Tabel 3.24 geeft een overzicht van de bijbehorende q-factoren uit NEN-EN1998-1. Klasse DCL ($q = 1,5-2,0$) wordt uitsluitend 'aanbevolen' voor gebieden waar sprake is van een relatief lage seismische belasting.

STRUCTURAL TYPE	Ductility Class	
	DCM	DCH
a) Moment resisting frames	4	$5\alpha_w/\alpha_l$
b) Frame with concentric bracings Diagonal bracings V-bracings	4 2	4 2,5
c) Frame with eccentric bracings	4	$5\alpha_w/\alpha_l$
d) Inverted pendulum	2	$2\alpha_w/\alpha_l$
e) Structures with concrete cores or concrete walls	See section 5	
f) Moment resisting frame with concentric bracing	4	$4\alpha_w/\alpha_l$
g) Moment resisting frames with infills Unconnected concrete or masonry infills, in contact with the frame	2	2
Connected reinforced concrete infills	See section 7	
Infills isolated from moment frame (see moment frames)	4	$5\alpha_w/\alpha_l$

3.24 Gedragsfactoren (DCM/DCH) volgens tabel 6.2 van NEN-EN1998-1.

In eerste instantie lijkt het voor dit rekenvoorbeeld aantrekkelijk uit te gaan van klasse DCM of DCH. De hogere gedragsfactor ($q = 4$) ten opzichte van DCL ($q = 1,5$) resulteert immers in lagere krachten in de constructie. Aan de keuze voor DCM of DCH zijn echter allerlei aanvullende voorwaarden verbonden, die de keuze van een hogere klasse dan DCL voor een bestaand gebouw minder voor de hand liggende maken. Enkele voorbeelden.

- De capaciteit van dissipatieve elementen (stabiliteitsverbanden) is bepalend voor de krachtswerking in daarop aansluitende constructie onderdelen, zoals kolommen of funderingen. Daarbij moet de (karakteristieke) vloeigrens met 10% worden verhoogd en moet aanvullend een oversterkte-factor γ_{ov} worden toegepast, die een eventuele hogere materiaalsterkte van de dissipatieve elementen in rekening brengt.
- Er moet zijn uitgegaan van slechts één staalkwaliteit voor zowel dissipatieve als niet-dissipatieve elementen.
- Verbindingen van dissipatieve elementen moeten een hogere sterkte hebben dan de dissipatieve elementen zelf, tenzij de verbindingen zelf als dissipatieve elementen worden uitgewerkt. In dat geval moeten de verbindingen echter grote vervormingen faciliteren.
- Uitsluitend profiel van doorsnedeklasse 1 en 2 mogen zijn toegepast.

Voor een bestaande constructie kan aan dergelijke randvoorwaarden in veel gevallen niet worden voldaan. In het bijzonder de eis ten aanzien de oversterkte van de verbindingen van dissipatieve elementen is bij bestaande bouw problematisch: hier wordt doorgaans niet op ontworpen.

Het is voor een bestaande constructie waarbij in het ontwerp geen rekening is gehouden met seismische belastingen dus niet realistisch uit te gaan van DCM of DCH en een bijbehorende hoge gedragsfactor.

Voor dit rekenvoorbeeld wordt uitgegaan van klasse DCL volgens NEN-EN 1998-1, art. 6.1.2 met een maximale gedragsfactor $q = 1,5$ volgens NPR 9998, art. 6.1 en art. 6.2.

Dit betekent nog steeds een (lichte) reductie van de krachtswerking ten opzichte van een volledig elastisch systeem ($q = 1$): de reden is dat in elke constructie sprake is van enige energie-dissipatie, ook zonder dat daarbij plastische materiaalvervorming optreedt. Daarbij valt bijvoorbeeld te denken aan slip in verbindingen en aan wrijving tussen (secundaire) constructieonderdelen.

Belangrijk is dat NEN-EN 1998-1, art. 6.1.2 lid (4) stelt dat voor klasse DCL de staal-constructie, inclusief verbindingen, op basis van NEN-EN 1993 mag worden beoordeeld zonder aanvullende voorwaarden. Na het berekenen van de krachtsverdeling kunnen krachten in staven en verbindingen dus op de gebruikelijke wijze worden getoetst.

Van belang is nog clause (2) van NEN-EN 1998-1, art. 6.1.2. Hierin wordt aangegeven dat wanneer er sprake is van verticale onregelmatigheid de q -factor moet worden gereduceerd (zie par. 3.3), maar dat in geen geval een lagere q -factor dan 1,5 hoeft te worden aangehouden. Ook wanneer er sprake is van verticale onregelmatigheid kan dus worden uitgegaan van $q = 1,5$.

NPR 9998, art. 3.2.2.2.3 stelt bovendien dat voor de grenstoestand 'near collapse' (NC) de gedragsfactor met een factor 1,33 verhoogd mag worden. Dit leidt er overigens niet toe dat alsnog een reductie moet worden toegepast vanwege verticale onregelmatigheid van de constructie.

Deze 'near collapse'-factor van 1,33 mag volgens NPR 9998, art. 3.2.2.2.3 niet in rekening worden gebracht op een eventuele verticale component van de seismische belasting: voor het verticale spectrum mag maximaal worden uitgegaan van $q = 1,5$. In paragraaf 3.6 zijn de omstandigheden beschreven waarvoor de verticale seismische component in rekening moet worden gebracht.

Voor dit rekenvoorbeeld is – op grond van het bovenstaande – met de volgende q -factor voor de near collapse-grenstoestand rekening gehouden

$$q_{(NC)} = 1,5 \cdot 1,33 = 2,0$$

Het invullen van deze factor in de formules (3.13) t/m (3.15) van NPR 9998 resulteert in het responspectrum van afbeelding 3.21.

3.8 Opzet EEM-rekenmodel

Het voor dit rekenvoorbeeld gebruikte EEM-model wordt hier niet in detail beschreven. Van belang is een aantal specifieke aandachtspunten die gelden voor de opzet van een efficiënt EEM-model voor het uitvoeren van een MRSA.

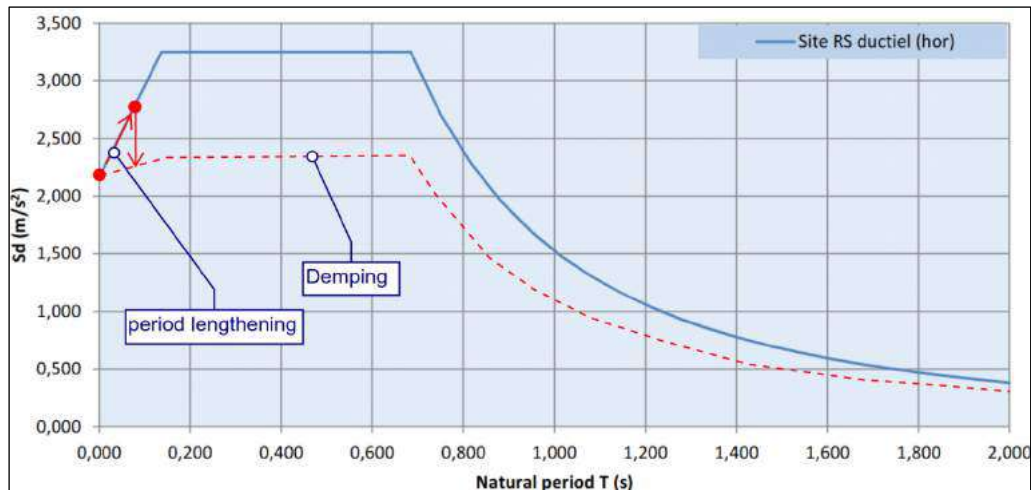
- Richt het model zo in dat met zo min mogelijk eigenfrequenties hoeft te worden gerekend: dit spaart analyse-tijd. Bedenk daarbij dat de programmatuur voor het bepalen van inwendige krachten de effecten van de diverse trillingsmodi combineert via bijvoorbeeld de CQC-methode (zie par. 3.5): bij veel eigenmodi kan hierdoor de analyse-tijd sterk toenemen.

- Probeer massa's zoveel mogelijk te concentreren op de verdieping-niveaus (of de niveaus van relatief stijve horizontale schijven).
- Maak daartoe bijvoorbeeld géén gebruik van het eigen gewicht van materialen. Het eigen gewicht (massa) van bijvoorbeeld een stalen kolom is namelijk gelijkmatig over de hoogte verdeeld en dat resulteert in een trillingmode van de kolom die een bijdrage levert aan de totale respons. Omdat in de meeste EEM-software de eigenfrequenties van 'laag naar hoog' worden opgebouwd, kan het gebeuren dat hierdoor veel (lokale) trillingsfrequenties moeten worden berekend met een zeer geringe bijdrage aan de totale massaparticipatie.
- Beter is het in dat geval de massa's zoveel mogelijk te 'lumpen' naar de verdieping-niveaus en daarvoor gebruik te maken van gedefinieerde vlak-, lijn- en puntmassa's.
- Wanneer de verticale component van de seismische belasting niet hoeft te worden beschouwd, zet dan de waarde van de gedefinieerde massa's in de verticale richting op '0' (dus op 'uit'), mits de software dit faciliteert. Hiermee wordt voorkomen dat de software verticale trillingsmodi moet berekenen die geen bijdrage leveren aan de horizontale respons.
- Ga uit van een hoge horizontale funderingsstijfheid voor de ondersteuning van het model: dit resulteert in een zogenaamde 'fixed base'-analyse (zie par. 3.9 voor een verdere toelichting).
- Stabiliteitsverbanden kunnen niet als niet-lineair worden beschouwd (uitsluitend trek). Modelleer de correcte stijfheid door ofwel één staaf te modelleren in plaats van twee, ofwel de stijfheid (E-modulus) van beide staven te halveren. In dit rekenvoorbeeld is voor deze laatste optie gekozen (met uitzondering van stabiliteitsvoorzieningen B en C, zie afb. 3.9). Dit betekent overigens wel dat bij controle van de profielen de krachten in de verbanden in het algemeen verdubbeld moeten worden.

3.9 Fixed-base analyse

Het is niet ongebruikelijk bij een modale respons-spectrum analyse uit te gaan van een zogenaamde 'fixed-base'. Hierbij wordt voor de ondersteuning van het model uitgegaan van een hoge stijfheid, in het bijzonder in horizontale richting.

Bij het in rekening brengen van meer realistische (lagere) horizontale paalstijfheden nemen de trillingstijden van de dominante trillingen van de constructie toe: dit wordt 'period lengthening' genoemd. Horizontale verplaatsingen van de fundering gaan echter gepaard met dampingeffecten van de ondergrond: deze kunnen in een MRSA niet goed in rekening worden gebracht, tenzij het spectrum wordt gereduceerd voor damping door interactie van constructie en ondergrond (soil structure interaction of SSI). Zowel NEN-EN 1998-1 als NPR 9998 geven geen concrete handvatten voor damping door SSI. Op wereldschaal wordt er wel onderzoek gedaan naar dit fenomeen. Vooralsnog lijkt het een veilige aanname te veronderstellen dat de effecten van period lengthening en SSI elkaar compenseren en derhalve voor de fundering uit te gaan van een nagenoeg oneindig stijve horizontale fixering (afb. 3.25).



3.25 Period lengthening en damping door SSI.

Voor de puntvormige ondersteuning in het rekenmodel van het schoolgebouw is aangenomen dat de verticale stijfheid globaal kan worden berekend door de elastische paalstijfheid te halveren. Omdat palen bij een dynamische belasting doorgaans stijver reageren dan bij statische belastingen is een (geschatte) factor 2 toegepast op de verticale stijfheid.

Voor het bepalen van de horizontale stijfheid van de ondersteuning is ervan uitgegaan dat de stijfheid zodanig hoog moet zijn dat de trillingsfrequentie van het gehele gebouw als enkele massa minimaal 30 Hz bedraagt. Op basis van deze aannamen zijn de volgende stijfheidsparameters voor de ondersteuning in het EEM-model berekend.

– Fundering verticaal (afschatting stijfheid)

statisch:
$$k_{v;stat} = \frac{E \times A}{2 \times L} = \frac{20 \cdot 10^6 \times A}{2 \times 15,0}$$

dynamisch:
$$k_{v;dyn} = 2 \times k_{v;stat}$$

paal 250x250 (62 stuks):
$$k_{v;250;dyn} = 83 \times 10^3 \text{ kN/m}$$

paal 290x290 (74 stuks):
$$k_{v;290;dyn} = 112 \times 10^3 \text{ kN/m}$$

– Fundering horizontaal: fixed base analyse

frequentie van de gebouwmassa in een één-massa-veersysteem (in analyse) > 30 Hz

totale massa in analyse
$$2849000 \text{ kg (zie par. 3.4)}$$

totale stijfheid:
$$k_{h;dyn;tot} = \frac{2849000 \times (30 \text{ Hz} \times 2 \times \pi)^2}{1 \cdot 10^6} = 101227 \text{ MN/m}$$

paal 250x250 (62 stuks):
$$k_{v;250;dyn} = 569 \times 10^3 \text{ kN/m}$$

paal 290x290 (74 stuks):
$$k_{v;290;dyn} = 890 \times 10^3 \text{ kN/m}$$

Een probleem van het gebruik van een relatief hoge horizontale stijfheid van de ondersteuning is dat (horizontale) trillingen van de massa van de begane grond corresponderen

met zeer hoge frequenties (> 30 Hz) en dat de massa van de begane grond daardoor praktisch gezien niet in de MRSA betrokken kan worden.

Het is daarom beter ervan uit te gaan dat de vereiste 90% massaparticipatie (NPR 9998, art. 4.3.3.3.1) niet wordt betrokken op de totale gebouwmassa, maar op de massa boven de begane grond. In het EEM-rekenmodel is dit praktisch opgelost door uitsluitend massa's te definiëren op de niveaus boven de begane grond: in het EEM-model kan dus worden gerekend tot 90% massa-participatie, maar het betreft dan een enkele massa boven de begane grond. Deze massa bedraagt globaal (zie par. 3.4):

$$M_{\text{boven bgg}} = (728 + 203 + 65) \cdot 10^3 = 996 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

Het is mogelijk de EEM-analyse ook te gebruiken voor het beoordelen van schuifspanningen in de begane-grondvloer en horizontale paalbelastingen. In dat geval kan eventueel de kracht volgend uit de massa-traagheid van de begane grond als statisch belastinggeval worden ingevoerd door bijvoorbeeld de kracht gelijkmatig te verdelen over het oppervlak van de begane grond en deze als gelijkmatig verdeelde horizontale belasting in te voeren. Daarbij wordt uitgegaan van de versnelling voor $T = 0$ s die volgt uit het respons-spectrum (afb. 3.21): $S_d = 2,16 \text{ m/s}^2$.

Deze kracht kan kwadratisch (SRSS) worden gecombineerd met de base-shear uit de bovenbouw. Uit de EEM-berekening volgt daarvoor (zie par. 3.11):

$$F_{\text{base};X;\text{bovenbouw}} = 2151 \text{ kN}$$

$$F_{\text{base};Y;\text{bovenbouw}} = 2827 \text{ kN}$$

Voor de begane grond geldt:

$$F_{\text{base};\text{bgg}} = 2,16 \cdot (1590 + 263) = 4002 \text{ kN}$$

De statische, uniform verdeelde horizontale belastingen op de begane grond (2100 m^2) kunnen vervolgens als volgt worden berekend:

$$p_{\text{bgg};X} = \frac{\sqrt{2151^2 + 4002^2} - 2151}{2100} = 1,14 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{bgg};Y} = \frac{\sqrt{2827^2 + 4002^2} - 2827}{2100} = 0,99 \text{ kN/m}^2$$

Deze belastingen worden in twee afzonderlijke belastinggevallen aan het rekenmodel van het schoolgebouw toegevoegd.

3.10 Belastinggevallen en combinaties

In het EEM-rekenmodel zijn de volgende belastinggevallen (BG) gedefinieerd.

- BG1: eigen gewicht
- BG2: rustende belasting
- BG3: veranderlijke belasting (exclusief dak)
- BG4: aardbeving x-richting (tekens conform de overheersende mode)
- BG5: aardbeving y-richting (tekens conform de overheersende mode)
- BG6: begane grond horizontaal x-richting (compensatie massa begane grond)
- BG7: begane grond horizontaal y-richting (compensatie massa begane grond)

Vervolgens zijn de belastingcombinaties volgens tabel 3.26 gebruikt. Conform NPR 9998, art. 4.3.3.5.1 is daarbij voor de combinatie van beide hoofdrichtingen uitgegaan van 100% seismische belasting in de ene hoofdrichting en 30% belasting in de andere, loodrechte hoofdrichting.

3.26 Belastingcombinaties.

massa-combinatie	combinatie	belastinggeval						
		BG1	BG2	BG3	BG4	BG5	BG6	BG7
		eigen gewicht	rustende belasting	veranderlijke belasting [1]	aardbeving x-richting	aardbeving y-richting	BGG hor. x-richting	BGG hor. y-richting
BG1 + BG2 + 0,36BG3	1	1,00	1,00	0,36	1,00	0,30	1,00	0,30
	2	1,00	1,00	0,36	-1,00	-0,30	-1,00	-0,30
	3	1,00	1,00	0,36	1,00	-0,30	1,00	-0,30
	4	1,00	1,00	0,36	-1,00	0,30	-1,00	0,30
	5	1,00	1,00	0,36	0,30	1,00	0,30	1,00
	6	1,00	1,00	0,36	-0,30	-1,00	-0,30	-1,00
	7	1,00	1,00	0,36	-0,30	1,00	-0,30	1,00
	8	1,00	1,00	0,36	0,30	-1,00	0,30	-1,00

1. Combinatiewaarde volgens paragraaf 3.4.

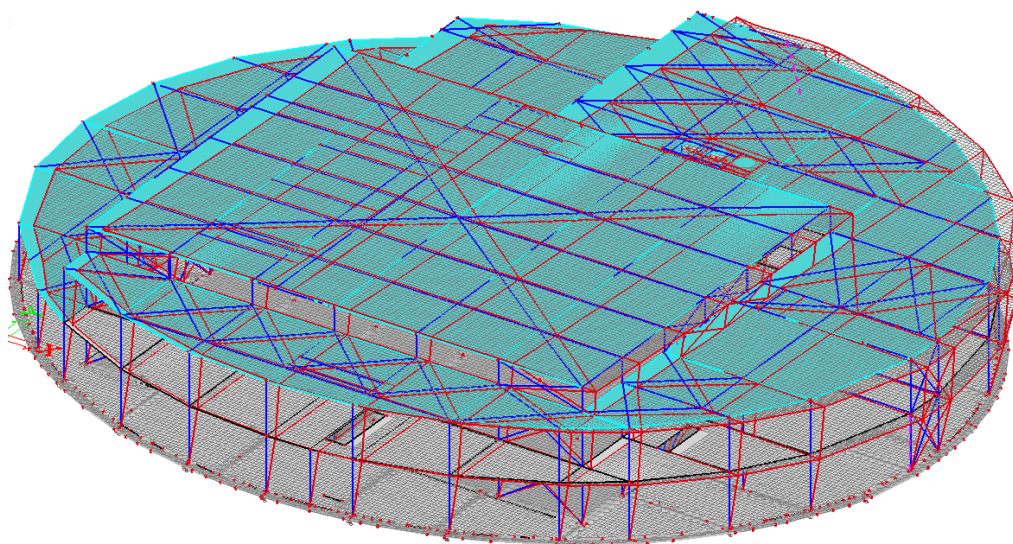
3.11 Resultaten

De berekening is uitgevoerd met tien eigenfrequenties. De totale participerende massa is gecontroleerd. Volgens NPR 9998, art. 4.3.3.3.1 moet de participerende massa voor beide hoofdrichtingen minimaal 90% van de totale massa (boven de begane grond) bedragen.

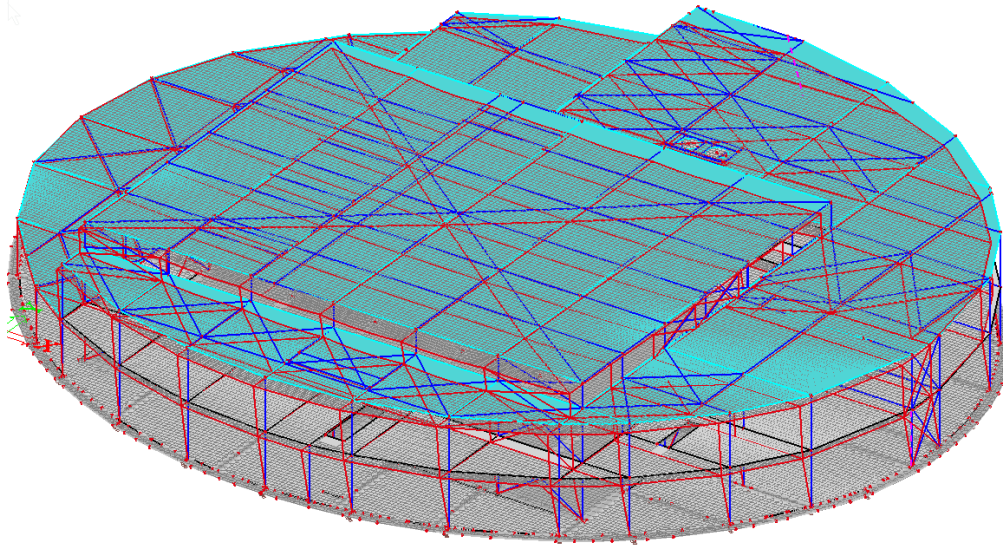
Modus	omega [rad/s]	Periode [s]	Freq. [Hz]	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot	Wxi_R / Wxtot_R	Wyi_R / Wytot_R	Wzi_R / Spectraal
1	7.8734	0.798	1.2531	0.8452	0.0128	0	0.0001	0.0091	0.0752
2	8.8646	0.7088	1.4108	0.0138	0.8861	0	0.0145	0.0012	0.0142
3	10.5461	0.5958	1.6785	0.097	0.0008	0	0.001	0.065	0.6635
4	13.1786	0.4768	2.0974	0.0004	0.0027	0	0.1724	0.0168	0.115
5	15.8279	0.397	2.5191	0	0.0266	0	0.054	0.0092	0.0056
6	17.3419	0.3623	2.76	0.0123	0.0074	0	0.0342	0.3126	0.0046
7	18.1128	0.3469	2.8827	0.0188	0.0002	0	0.0022	0.2281	0.0032
8	18.6022	0.3378	2.9606	0.0047	0.0022	0	0.0082	0.0483	0.0001
9	19.3778	0.3242	3.0841	0.0045	0.0197	0	0.0485	0.0419	0.0005
10	20.095	0.3127	3.1982	0.0003	0	0	0.0004	0.0006	0.0022
				0.997	0.9585	0	0.3354	0.7329	0.8841

3.27 Uitvoer eigenfrequenties en participerende massa.

Voor de x-richting bedraagt de totale participerende massa van de 1e trillingsmode (1,25 Hz) al 85%. De totale participerende massa voor de tien berekende modi bedraagt bijna 100%. Voor de y-richting bedraagt de totale participerende van de 2e trillingsmode (1,41 Hz) al 89%. De totale participerende massa voor de tien berekende modi bedraagt bijna 96%. Met een beperkt aantal modi wordt dus ruim 90% massa participatie gehaald. Verder is duidelijk sprake van een dominante trillingsmode in zowel x-richting als y-richting.



3.28 1e trillingsmode (x-richting): 1,25 Hz en $T = 0,80$ s.



3.29 2e trillingsmode (y-richting): 1,41 Hz en $T = 0,71$ s.

Verder volgt uit de analyse de base-shear uit de bovenbouw (exclusief begane grond):

$$F_{\text{base};X;\text{bovenbouw}} = 2151 \text{ kN (output BG 4)}$$

$$F_{\text{base};Y;\text{bovenbouw}} = 2827 \text{ kN (output BG 5)}$$

Inclusief de massa van de begane grond (BG 6, BG7 – zie par. 3.9) volgt voor de totale base-shear (SRSS-combinatie):

$$F_{\text{base};X;\text{tot}} = \sqrt{(2151^2 + 4002^2)} = 4543 \text{ kN}$$

$$F_{\text{base};Y;\text{tot}} = \sqrt{(2827^2 + 4002^2)} = 4900 \text{ kN}$$

Uit belastinggevallen 4 en 5 volgen ook de (horizontale) vervormingen van de constructie, zie afb. 3.30 en 3.31. De verplaatsingen bedragen:

$$\text{x-richting: } u_{x;\text{max}} = 61,7 \text{ mm (output BG 4)}$$

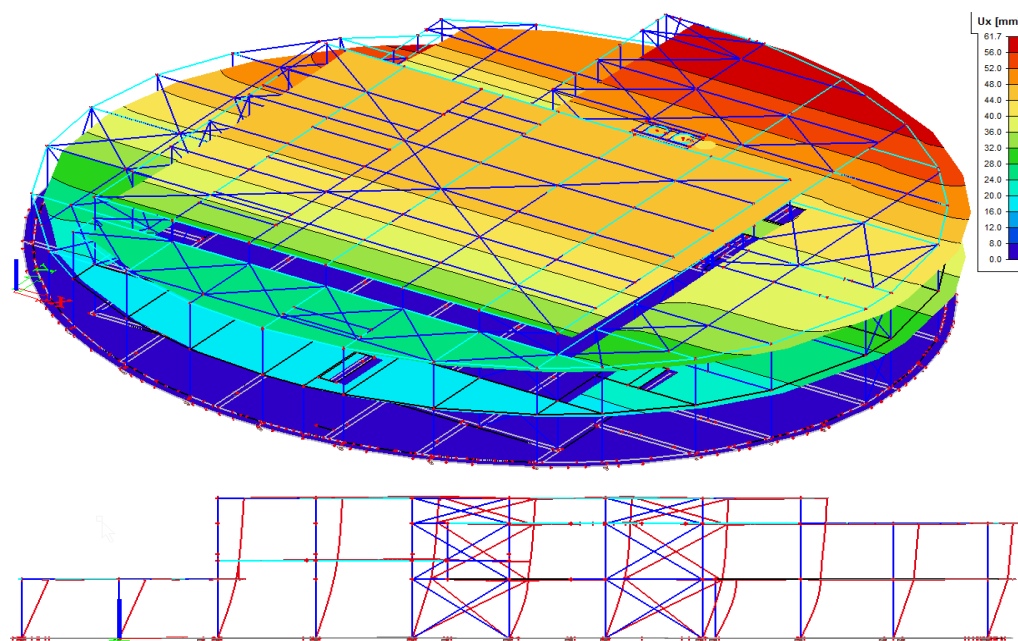
$$\text{y-richting: } u_{y;\text{max}} = 71,9 \text{ mm (output BG 4)}$$

Bij de beoordeling van de vervormingen moet worden bedacht dat dit fictieve waarden betreft, die zijn gereduceerd met de gedragsfactor ($q = 2,0$). Om de daadwerkelijke vervormingen te beoordelen, moeten de berekende vervormingen met de gedragsfactor worden vermenigvuldigd: zie ook NPR 9998, art. 4.3.4. Derhalve geldt:

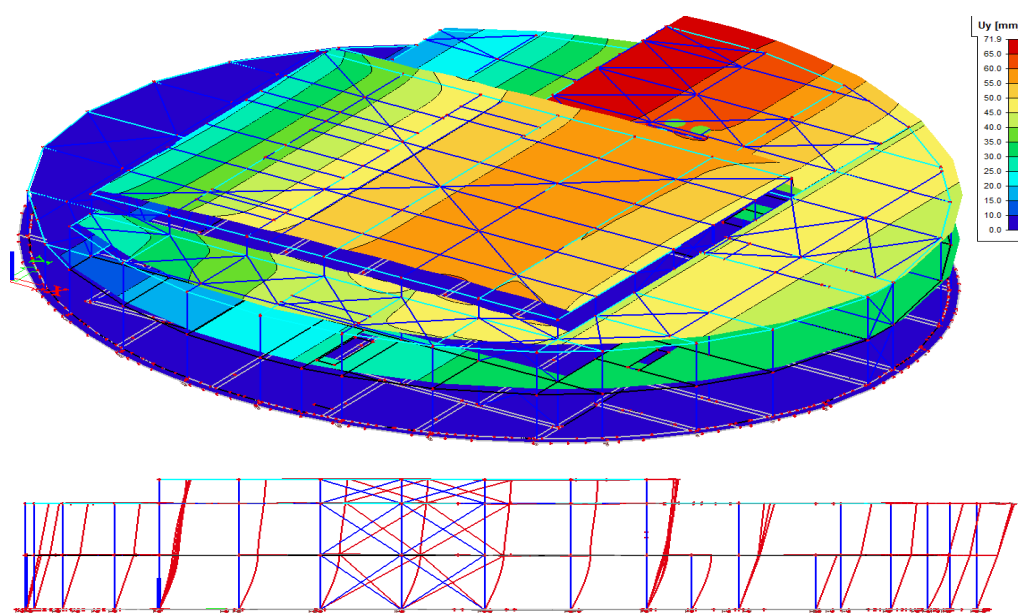
$$\text{x-richting: } u_{x;\text{max}} = 2,0 \cdot 61,7 = 123,4 \text{ mm}$$

$$\text{y-richting: } u_{y;\text{max}} = 2,0 \cdot 71,9 = 143,8 \text{ mm}$$

De grootste vervorming doet zich dus voor in y-richting en bedraagt ca. 1,7% van de gebouwhoogte. Het grootste vervormingsverschil op één verdieping (interstorey drift) doet zich voor op de begane grond en bedraagt 76,8 mm (2,2% van de verdiepingshoogte).



3.30 Vervorming in x-richting, BG 4: 61,7 mm.



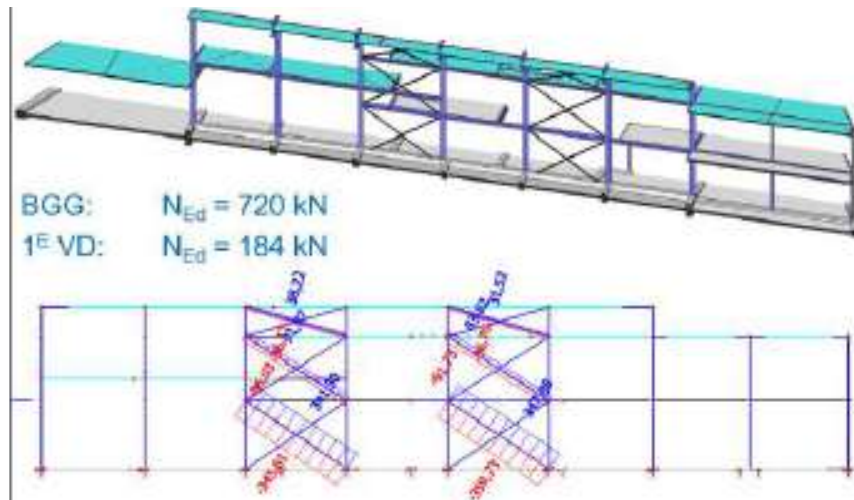
3.31 Vervorming in y-richting, BG 5: 71,9 mm.

3.12 Beoordeling krachtswerking staalconstructie

In deze paragraaf wordt de berekende krachtswerking in de stabiliserende componenten van de constructie bepaald en globaal getoetst.

Stabiliteitsverbanden gymzaal (A1/A2)

Afbeelding 3.32 toont de uitvoer van de maatgevende krachten in de stabiliteitsverbanden van de gymzaal voor de omhullende van de belastingcombinaties. De uitvoer is vanwege de duidelijkheid bij de kruisverbanden uitsluitend getoond voor één verband.



3.32 Rekenresultaten stabiliteitsverbanden gymzaal.

Windverbanden gymzaal (strips 100x8):

$N_{Ed} = 2 \cdot 360 = 720 \text{ kN}$ (begane grond); (1e verdieping: 184 kN)

$N_{Rd} = 0,235 \cdot 100 \times 8 / (\gamma_M = 1,2) = 157 \text{ kN} \rightarrow \text{voldoet niet}$

Met gatverzwakking is nog geen rekening gehouden en ook de details zijn nog niet gecontroleerd.

Van dak school tot dak gymzaal:

$N_{Ed} = 2 \times 38 = 76 \text{ kN} \rightarrow \text{voldoet}$

Kolommen HE 260A met $L_{sys} = 3,5 \text{ m}$, links en rechts van de verbanden

Voor de kolommen volgt uit het rekenmodel een normaalkracht van 602 kN. Omdat de verbanden in het lineair-elastische model – afwijkend van de werkelijkheid – als trek/druk-schoor werken moet de kracht in de kolommen worden vermeerderd met de verticale component van de krachten in de drukdiagonaal:

$N_{Ed} = 602 \text{ kN} + 360 \cdot 3,50 / 6,40 = 800 \text{ kN}$

$\lambda_{z,rel} = 3500 / 93,9 / 65,0 = 0,57$ $\lambda_{y,rel} = 3500 / 93,9 / 110,0 = 0,34$

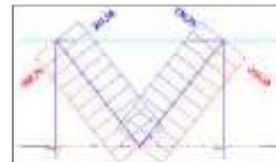
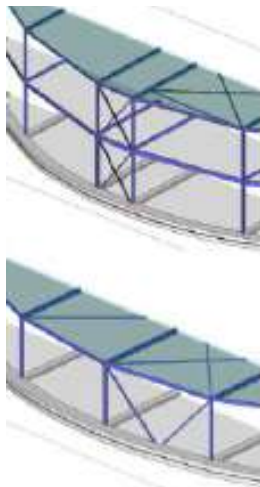
$\omega_{buc,z}(\text{curve c}) = 0,80$ $\omega_{buc,y}(\text{curve b}) = 0,95$

Knik om de zwakke as is maatgevend:

$N_{Rcd} = 0,80 \cdot 235 \cdot 8680 / 1000 / (\gamma_M = 1,2) = 1360 \text{ kN} \rightarrow \text{voldoet}$

Stabiliteitsverbanden B en D

Afbeelding 3.33 toont de uitvoer van de maatgevende krachten in de stabiliteits-verbanden in de gevels voor de omhullende van de belastingcombinaties. De uitvoer is vanwege van de duidelijkheid bij kruisverbanden uitsluitend getoond voor één verband.



Windverbanden L80x8:

BGG: $N_{Etd} = 1180 \text{ kN}$

1^e VD: $N_{Etd} = 188 \text{ kN}$

Kolom: $N_{Ecd} = 722 \text{ kN}$

V-verband K80x4 (trek/druk):

Schoor: $N_{Ecd} = 216 \text{ kN}$

Kolom: $N_{Ecd} = 186 \text{ kN}$

3.33 Rekenresultaten stabiliteitsverbanden B en D.

Stabiliteitsverbanden: L80x8 (stabiliteitsverbanden D)

$N_{Etd} = 2 \cdot 590 = 1180 \text{ kN}$ (begane grond); (1e verdieping: 188 kN)

$N_{Rcd} = 0,235 \cdot 1227 / (\gamma_M = 1,2) = 240 \text{ kN} \rightarrow \text{voldoet niet op begane grond}$

Kolommen 140x140x5,6 (in S275) met $L_{sys} = 3,5 \text{ m}$, links/rechts verband D

$N_{Ecd} = 253 \text{ kN} + 590 \cdot 3,50 / 4,40 = 722 \text{ kN}$

$\lambda_{rel} = 3500 / 86,8 / 56,0 = 0,72 \rightarrow \omega_{buc} \text{ (curve a)} = 0,84$

$N_{Rcd} = 0,84 \cdot 275 \cdot 2930 / 1000 / (\gamma_M = 1,2) = 564 \text{ kN} \rightarrow \text{voldoet niet op begane grond}$

V-verband 80x80x4 (in S275) met $L_{sys} = 4,5 \text{ m}$ (stabiliteitsverbanden D)

$\lambda_{rel} = 4500 / 86,8 / 30,7 = 1,69 \rightarrow \omega_{buc} \text{ (curve a)} = 0,30$

$N_{Rcd} = 0,30 \cdot 275 \cdot 1175 / 1000 / (\gamma_M = 1,2) = 81 \text{ kN} \rightarrow \text{voldoet niet}$

Kolom 120x120x4 (in S275) met $L_{sys} = 3,5 \text{ m}$, links/rechts verband B

$N_{Ecd} = 186 \text{ kN}$

$\lambda_{rel} = 3500 / 86,8 / 47,0 = 0,85 \rightarrow \omega_{buc} \text{ (curve a)} = 0,77$

$N_{Rcd} = 0,77 \cdot 275 \cdot 1815 / 1000 / (\gamma_M = 1,2) = 320 \text{ kN} \rightarrow \text{voldoet}$

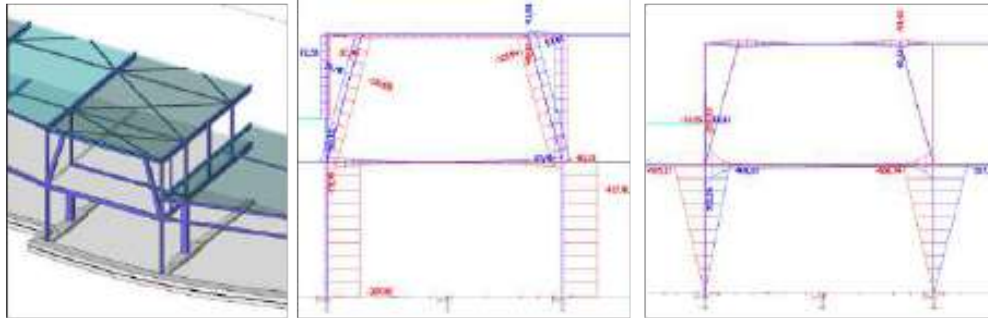
Raamwerken C1 en C2

Afbeelding 3.34 toont geeft de uitvoer van de maatgevende krachten in de stabiliteitsvoorzieningen C1 en C2 in de gevel voor de omhullende van de belastingcombinaties. De uitvoer is vanwege de duidelijkheid selectief getoond voor de kolommen op de begane grond en de schoorstaven op de 1e verdieping.

Portaal begane grond, kolommen 300x300x16 (in S275), met $L_{sys} = 3,5 \text{ m}$

$L_{buc} \approx 2,2 \cdot 3500 = 7700 \text{ mm}$

$N_{Ecd} = 418 \text{ kN}$; $M_{Ed} = 558 \text{ kNm}$



Kolommen portaal BGG K300x300x16:

BGG: $N_{Ed} = 418 \text{ kN}$; $M_{Ed} = 558 \text{ kNm}$

Schoren 1^e verdieping K200x200x12:

1^e VD: $N_{Ed} = 130 \text{ kN}$

3.34 Rekenresultaten raamwerken C1, C2.

$$\lambda_{rel} = 7700/86,8/121,0 = 0,73 \rightarrow \omega_{buc}(\text{curve a}) = 0,83$$

$$N_{Rcd} = 0,83 \cdot 275 \cdot 17100/1000/(\gamma_M = 1,2) = 3253 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 1978 \cdot 10^3 \cdot 275/10^6/(\gamma_M = 1,2) = 453 \text{ kNm}$$

$$\text{unity check} = 1,1 \cdot (418/3253 + 558/453) = 1,50 \rightarrow \text{voldoet niet}$$

Portaal begane grond, ligger HEA 300, met $L_{sys} = 6,8 \text{ m}$

$$M_{Ed} = 558 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 1383 \cdot 10^3 \cdot 235/10^6/(\gamma_M = 1,2) = 271 \text{ kNm} \rightarrow \text{voldoet niet}$$

Halfportaal 1e verdieping, schoren 200x200x12,5 (in S275), met $L_{sys} = 3,5 \text{ m}$

$$N_{Ed} = 130 \text{ kN}$$

$$\lambda_{rel} = 3500/86,8/76,0 = 0,53 \rightarrow \omega_{buc}(\text{curve a}) = 0,91$$

$$N_{Rcd} = 0,91 \cdot 275 \cdot 9210/1000/(\gamma_M = 1,2) = 1920 \text{ kN} \rightarrow \text{voldoet}$$

Halfportaal 1e verdieping, ligger HEA 220, met $L_{sys} = 6,8 \text{ m}$

$$M_{Ed} = 54 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 569 \cdot 10^3 \cdot 235/10^6/(\gamma_M = 1,2) = 111 \text{ kNm} \rightarrow \text{voldoet}$$

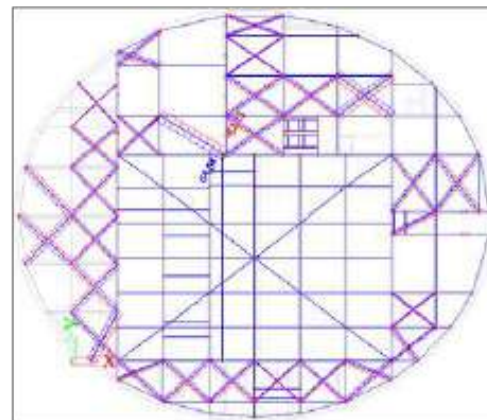
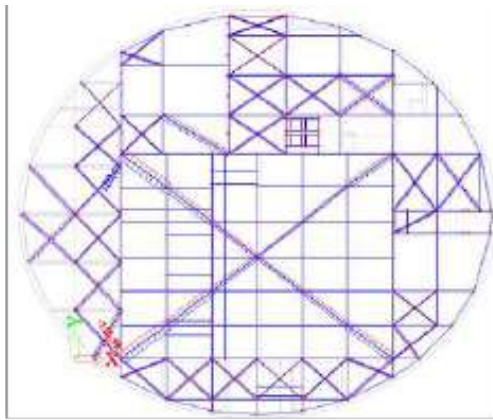
Stabiliteitsverbanden daken

Afbeelding 3.35 toont de uitvoer van de maatgevende krachten in de dakverbanden voor de omhullende van de belastingcombinaties. De uitvoer is selectief getoond voor de maatgevende krachten.

Dakverbanden gymzaal

$$N_{Ed} = 2 \cdot 116 = 232 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 0,235 \cdot 940/(\gamma_M = 1,2)/1,3 = 185 \text{ kN} \rightarrow \text{voldoet niet}$$



Dakverbanden gymzaal L70x7:

$$N_{Etd} = 2 \times 116 = 232 \text{ kN}$$

Dakverbanden gymzaal L70x7:

$$N_{Etd} = 2 \times 65 = 130 \text{ kN}$$

3.35 Rekenresultaten dakverbanden.

Dakverbanden overig

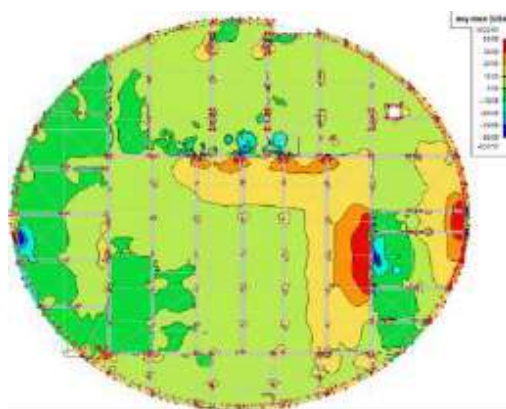
$$N_{Etd} = 2 \cdot 65 = 130 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 0,235 \cdot 940 / (\gamma_M = 1,2) / 1,3 = 185 \text{ kN} \rightarrow \text{voldoet}$$

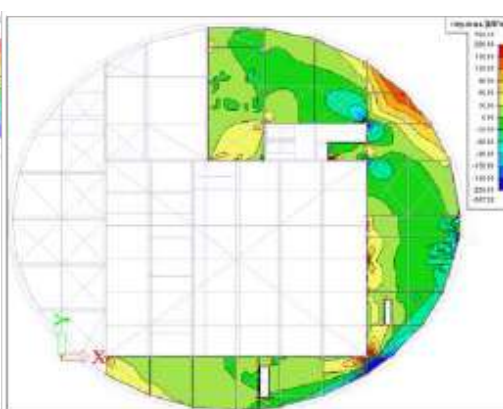
Met gatverzwakking is nog geen rekening gehouden en ook de details zijn nog niet gecontroleerd.

Schuifspanning begane grond vloer en 1e verdieping

Afbeelding 3.36 toont de uitvoer van de maatgevende schuifkrachten (n_{xy}) in de begane grond vloer en de 1e verdiepingvloer voor de omhullende van de belastingcombinaties. De uitvoer is gepresenteerd in de vorm van spanningsplots. Deze plots worden gebruikt om de schuifspanningen in de kanaalplaatvloeren te toetsen.



1^e Verdieping Kanaalplaten
En i.h.w.g. (vloer gymzaal)



1^e Verdieping Kanaalplaten

3.36 Schuifspanningen begane grond en 1e verdieping.

Voor de toetsing van inwendige krachten in de horizontale schijven die een aandeel hebben in het verzorgen van de stabiliteit van het gebouw, is NPR 9998, art. 4.4.2.5 van belang. Daarin wordt gesteld dat een extra veiligheidscoëfficiënt moet worden toegepast voor de toetsing van horizontale schijfvormige elementen.

$\gamma_d = 1,3$ voor bros bezwijkgedrag, zoals afschuiving in schijven van beton

$\gamma_d = 1,1$ voor ductiel bezwijkgedrag

Capaciteit gewapende druklaag 60 mm op kanaalplaatvloeren

De wapening in de druklaag is niet bekend, maar zou kunnen worden vastgesteld door wapeningdetectie of door plaatselijk destructief onderzoek. Voor dit rekenvoorbeeld wordt uitgegaan van het volgende:

wapening druklaag: enkel net Ø8-150, B500A, $A_s = 335 \text{ mm}^2/\text{m}$

$n_{xy;Rd} = 335 \cdot 435 / 1000 / 1,3 / 1,2 = 95 \text{ kN/m}$

begane grond: $n_{xy;Ed;max} = 50 \text{ kNm/m} \rightarrow$ voldoet

1e verdieping: $n_{xy;Ed;max} = 200 \text{ kNm/m} \rightarrow$ voldoet niet

Voor de 1e verdieping is de overschrijding van de toelaatbare schuifspanning een zeer lokaal probleem: dit komt met name voor in de 'smalle' gedeelten van de 1e verdieping. Opmerking: trekbandwapening is in dit rekenvoorbeeld niet getoetst.

3.13 Samenvatting en conclusies

In dit rekenvoorbeeld is met een ruimtelijke MRS-analyse de krachtsverdeling in de stabiliserende elementen van een schoolgebouw bepaald. Deze krachtswerking is vervolgens voor de staven in het model globaal getoetst, waarbij is gebleken dat de constructie op een aantal punten niet in staat is de berekende krachten op te nemen. Het licht voor de hand het gebouw te versterken door de te zwakke onderdelen te vervangen. De versterkingen bestaan dan globaal uit:

- Vier dakverbanden van de gymzaal vervangen (verzwaren).
- Windverbanden A1, A2 rondom de gymzaal vervangen van begane grond tot dak 2e verdieping (totaal 32 stuks verbanden).
- Windverband D in de gevel: verbanden vervangen (2 stuks) en kolommen versterken (2 stuks), bijvoorbeeld door het bijplaatsen van extra kokerkolommen.
- V-verband B in de gevel: schoren vervangen (2 stuks).
- Portaal C1 in de gevel: kolommen en ligger versterken. Mogelijk kan worden volstaan met het toevoegen van korte schoren in de kolom/ligger-verbinding.

Daarnaast is de druklaag van de 1e verdiepingvloer plaatselijk overbelast: hier kan worden overwogen de druklaag plaatselijk te verwijderen en een nieuwe, zwaardere gewapende, druklaag aan te brengen.

Gegevens over de verbindingen van de staalconstructie in het gebouw zijn niet bekend. De verbindingen zullen dus na nader onderzoek alsnog moeten worden getoetst en mogelijk plaatselijk worden versterkt. Omdat voor klasse DCL is gekozen (zie par. 3.7) zijn dergelijke versterkingen in het algemeen nog goed uitvoerbaar.

Bij het toepassen van versterkingsmaatregelen neemt in het algemeen niet alleen de sterkte, maar ook de stijfheid van de constructie toe. Het is van belang de versterkte constructie opnieuw te berekenen, omdat dit kan leiden tot een toename van de respons (base-shear).

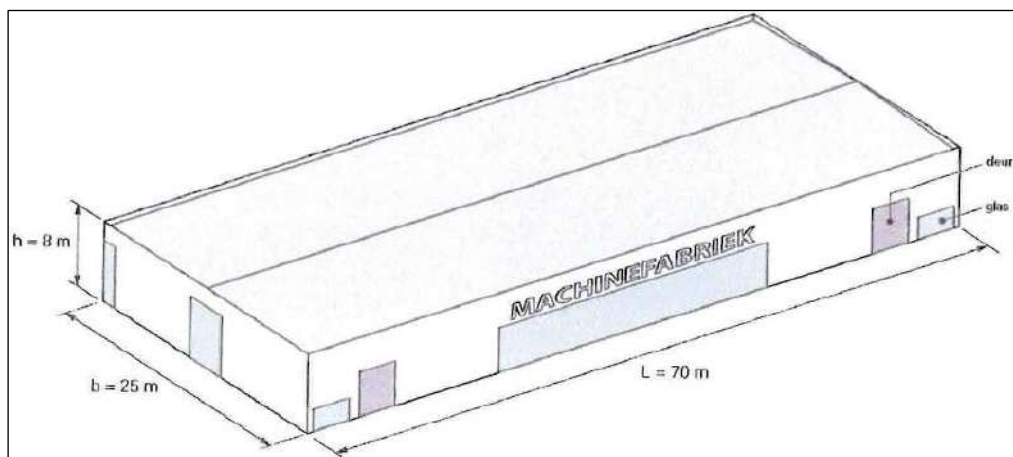
Met het toepassen van bijvoorbeeld een hogere q-factor of de inzet van meer geavanceerde rekentechnieken (niet-lineaire push-over, niet-lineaire analyse in het tijddomein) kan waarschijnlijk worden aangetoond dat plastisch bezwijken van de overbelaste profielen niet tot bezwijken van het gebouw leidt. Het is echter zeer de vraag of dat betere en/of meer efficiënte oplossingen oplevert: in dat geval moeten immers de verbindingen nog steeds aanzienlijk worden versterkt om te voorkomen dat de verbindingen bezwijken vóórdat plastische vervorming in de diagonalen optreedt.

3.14 Literatuur

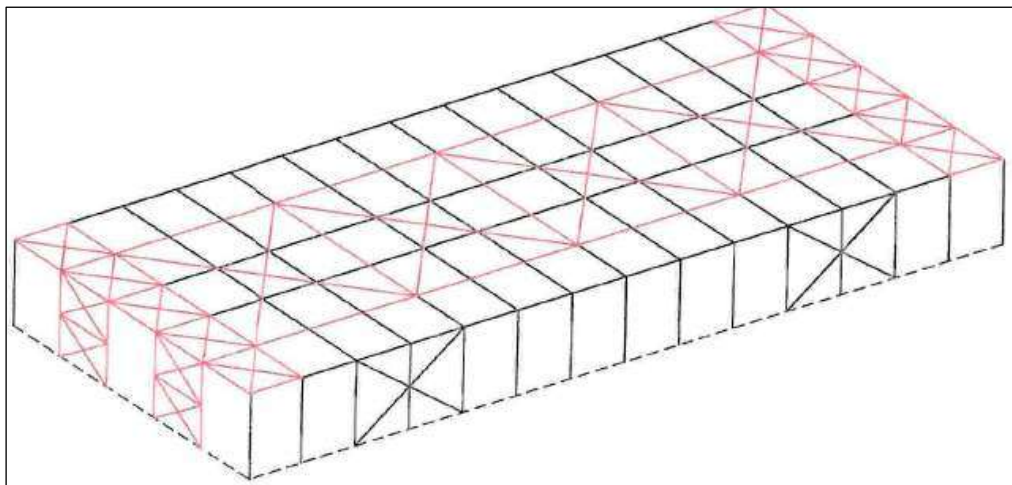
1. *NEN-EN 1998-1* (Eurocode 8. Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies. Deel 1. Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen), 2005 + A1, 2013.
2. *NEN-EN 1998-3* (Eurocode 8. Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies. Deel 3. Beoordeling en vernieuwing van gebouwen), 2005 + C2, 2013.
3. *NPR 9998* (Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren. Grondslagen voor aardbevingsbelastingen. Geïnduceerde aardbevingen), 2015.
4. P. Bisch, E. Carvalho, H. Degée, P. Fajfar, M. Fardis, P. Franchin, M. Kreslin, A. Pecker, P. Pinto, A. Plumier, H. Somja, en G. Tsionis, *Eurocode 8. Seismic design of buildings worked examples* (JRC Scientific and Technical Reports EUR 25204), Brussel 2002.
5. *FEMA 547* (Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings), 2006.
6. J.P. Wolf, *Foundation vibration analysis using simple physical models*, Englewood Cliffs 1994.

4 Bedrijfshal

Dit rekenvoorbeeld betreft een nieuw te bouwen stalen bedrijfshal (afb. 4.1 en 4.2), die wordt getoetst op aardbevingsbestendigheid volgens NEN-EN 1998-1 en NPR 9998 (versie 2015). Het gebouw wordt geanalyseerd met de zijdelingse krachtmethode. Het voorbeeld is ontleent aan het ontwerp van een stalen bedrijfshal in hoofdstuk 7 (door M.B.J. van Odenhoven) van het boek *Hallen*.



4.1 Overzicht van de bedrijfshal.



4.2 Opzet van de staalconstructie van de bedrijfshal.

Met de zijdelingse belastingmethode en eenvoudige rekenregels wordt de krachtsverdeling in de stabiliserende elementen bepaald. Vervolgens worden de diagonalen in de windbokken globaal getoetst.

Daarnaast is een globaal vergelijk gemaakt met de effecten van windbelasting. Hieruit blijkt dat – afhankelijk van de gekozen uitgangspunten voor de seismische analyse – dit vergelijk niet eenvoudig kan worden gemaakt, zelfs wanneer de windbelasting groter is dan de base shear volgend uit de seismische analyse.

4.1 Algemene uitgangspunten

Voor dit voorbeeld wordt ervan uitgegaan dat de hal wordt gebouwd in de buurt van Loppersum in de provincie Groningen. Voor de windbelasting is de bouwlocatie aangenomen als 'onbebouwd'.

Stramien

In de lengte- en breedterichting wordt een stramien van 5 m aangehouden.

Opbouw en materialen

De hal bestaat uit de volgende materialen:

Gevelpakket ($0,25 \text{ kN/m}^2$)

binnendoos en isolatie	: 200	mm	
Omega-profiel met gevelbeplating	: 55	mm +	
totale dikte gevelpakket	: 255	mm	(afgerond 300 mm)

Dakpakket ($0,30 \text{ kN/m}^2$)

hoogte dakrand boven dakbedekking	: 140	mm	
afschot (16mm/m) $0,5 \cdot 25 \cdot 16$	: 200	mm	
dakbedekking	: 5	mm	
isolatiepakket, $\lambda = 3,0 \text{ W/mK}$	: 180	mm	($R_c = 6,0 \text{ m}^2 \text{ K/W}$)
geprofileerd staalplaat	: 110	mm +	
totale dikte dakpakket	: 635	mm	(afgerond 650 mm)

Gevolgklasse, ontwerplevensduur en gebruiksklasse

De hal kent een industrieel gebruik (machinefabriek) en bestaat uit één bouwlaag. Volgens NEN-EN 1990, tabel B1 valt de hal in gevolgklasse CC1.

De minimale levensduur volgt uit NEN-EN 1990, art A.1.1. Volgens deze tabel moet het gebouw een levensduur hebben van minimaal 15 jaar. De gebruiker wenst echter, vanuit economische overwegingen en duurzaamheid, een technische levensduur van 50 jaar.

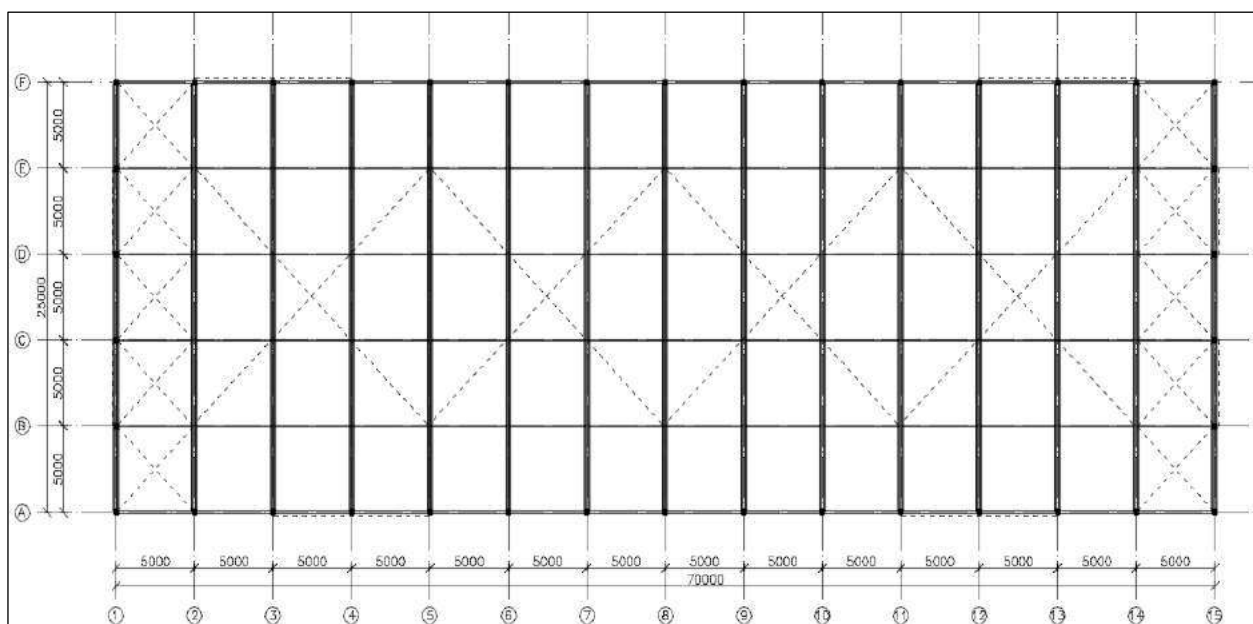
De gebruiksklasse van de hal wordt bepaald conform NEN-EN 1991-1-1, tabel 6.3. Hier is aangegeven dat ruimten die worden gebruikt voor industrieel gebruik, ingedeeld kunnen worden in gebruiksklasse E2. De gehele begane grond wordt in deze klasse ingedeeld. Het dak wordt ingedeeld in gebruiksklasse H, omdat deze uitsluitend toegankelijk is voor onderhoud en herstelwerkzaamheden.

4.2 Constructieve opbouw en stabiliteit

De staalconstructie van de hal bestaat uit kolommen, liggers, windverbanden (windliggers) in het dak en windbokken in de gevels (afb. 4.3). Tabel 4.4 vermeldt de profielen van de diverse constructie-elementen. De staalkwaliteit van alle constructie-elementen bedraagt S235JR.

De stabiliteit wordt verzekerd door twee windbokken in alle vier gevels (afb. 4.5). In de kopgevels hebben de windbokken een breedte van 5 m (één stramien) en in de langsgevels een breedte van 10 m (twee stramienen). De diagonalen in alle windbokken bestaan uit hoekprofielen 80x80x8.

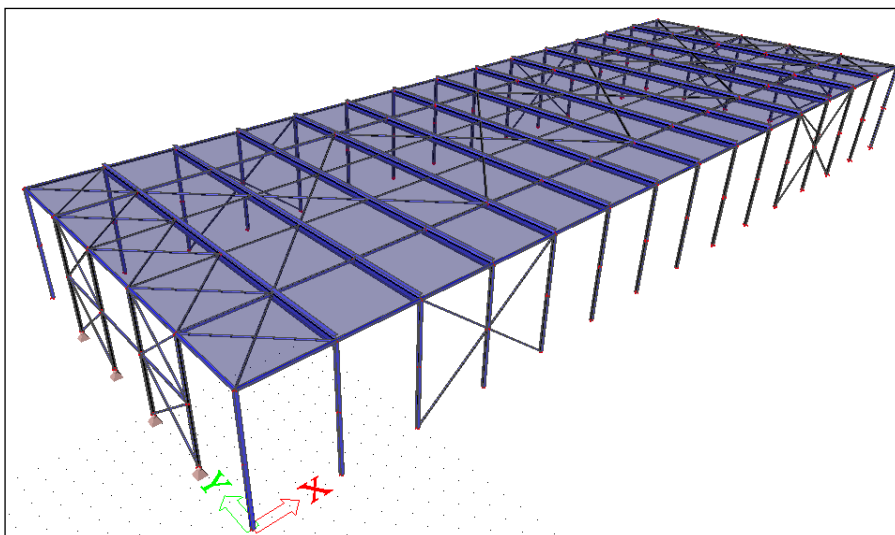
In het dak bevinden zich drie windliggers: één langswindverband over de lengte van de hal met een breedte van 15 m (drie stramienen) en twee dwarswindverbanden over de breedte van de hal achter elke kopgevel, met een breedte van 5 m. De diagonalen in alle drie windverbanden bestaan uit hoekprofielen 100x100x10.



4.3 Overzicht van de dakconstructie van de bedrijfshal.

element	profielkeuze
hoofdliggers (as 1-15)	IPE 600
randstaaf (as A en F)	HEA 140
gevelkolommen	HEA 180
windliggers dak: diagonalen koppelstaaf (as C en D) randstaaf (as B en E)	hoekprofiel 100x100x10 vierkant koudgevormd 60x60x3 vierkant koudgevormd 120x120x5
windbokken: diagonalen koppelstaaf (in kopgevels)	hoekprofiel 80x80x8 vierkante buis 100x100x4

4.4 Overzicht toegepaste profielen.



4.5 Stabiliteitssysteem van de bedrijfshal.

4.3 Berekeningmethode: zijdelingse belastingmethode

De zijdelingse belastingmethode is de meest eenvoudige methode voor het berekenen van de effecten van een aardbevingsbelasting en is voor eenvoudige gebouwen zeer geschikt.

Bij deze methode wordt ervan uitgegaan dat er sprake is van één enkele dominante trillingsvorm. Hiervan is dikwijls sprake bij eenvoudige, regelmatige gebouwen.

De constructie wordt bij deze methode feitelijk gereduceerd tot een eenvoudig één-massa-veersysteem. De seismische belasting wordt vervolgens berekend met behulp van de tweede wet van Newton:

$$F = m \cdot a$$

Hierin is:

F kracht (N);

m massa (kg);

a versnelling (m/s^2).

De horizontaalkracht F wordt ook wel aangeduid als F_b ('base shear'). De versnelling a betreft de versnelling van de puntmassa van het één-massa-veersysteem. Om deze versnelling te bepalen wordt een respons-spectrum gebruikt.

Volgens NPR 9998, art. 4.3.3.2 gelden er enkele voorwaarden voor het mogen toepassen van de zijdelingse belasting-methode. Zo moet voor de trillingsperiode T_1 in de twee hoofdrichtingen gelden:

$$T_1 \leq 4T_c, \text{ maar } T_1 \leq 2,0 \text{ s}$$

Daarnaast moet een gebouw voldoen aan de criteria in NPR 9998, art. 4.3.3.3 voor regelmatigheid in de doorsnede. Hierop wordt in paragraaf 4.5 kort ingegaan.

In de bepaling van de grootte van de belasting mag nog een correctiefactor λ worden toegepast:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

met

$\lambda = 0,85$ indien $T_1 < 2T_C$ en het gebouw meer dan twee bouwlagen heeft;

$\lambda = 1,0$ in andere gevallen.

4.4 Constructieve regelmatigheid

De zijdelingse belastingmethode mag uitsluitend worden gebruikt bij eenvoudige, constructief regelmatige gebouwen, zoals ook blijkt uit tabel 4.1 van NPR 9998 (tabel 4.6).

Regelmaat		Toegelaten vereenvoudiging		Gedragfactor q
Horizontaal vlak (plattegrond)	Verticaal vlak (verticale doorsnede)	Model	Lineair-elastische berekeningsmethode	(voor lineaire berekeningsmethoden)
Ja	Ja	Vlak	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Ja	Nee	Vlak	Modaal	Verlaagde waarde
Nee	Ja	Ruimtelijk	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Nee	Nee	Ruimtelijk	Modaal	Verlaagde waarde

4.6 Tabel 4.1 van NPR 9998.

Voor toepassing van de methode, moet volgens NPR 9998 art. 4.2.3.3 in elk geval sprake zijn van regelmatigheid in het verticale vlak. Dit betekent:

- de primaire seismische elementen moeten zonder onderbreking doorlopen vanaf de fundering tot de top van het gebouw (of bouwdeel);
- de zijdelingse stijfheid en de massa van de individuele bouwlagen moet constant zijn of gelijkmatig afnemen over de hoogte;
- in een gebouw bestaande uit raamwerken mag de verhouding van de weerstand tegen horizontale belastingen tussen de verschillende bouwlagen onderling niet disproportioneel variëren;
- er worden voorwaarden gesteld aan de maximale afmetingen en regelmatigheid van inspingingen, zie NPR 9998, figuur 4.1.

Het bedrijfsgebouw in dit voorbeeld bestaat uit een enkele bouwlaag, zonder inspingingen en voldoet dus aan deze vier voorwaarden.

Een eenvoudig 'vlak' model mag volgens NPR 9998, art. 4.2.3.3 uitsluitend zijn gebruikt wanneer ook sprake is van regelmatigheid in de plattegrond. Dit betekent:

- er moet sprake zijn van symmetrie ten aanzien van stijfheid en massaverdeling;
- de plattegrond moet 'compact' zijn, met voor elke bouwlaag een omhullende convexe polygone lijn met inwendige hoeken $< 180^\circ$;

- c. de stijfheid van vloeren (en daken) moet 'voldoende groot' zijn in vergelijking met de stijfheid van de verticale constructieve elementen;
- d. de slankheid in het horizontale vlak bedraagt minimaal: $\lambda = L_{\max}/L_{\min} \leq 4$; voor de bedrijfshal geldt dan: $\lambda = 70/25 = 2,8 \leq 4$, zodat aan de eis wordt voldaan;
- e. voor beide hoofdrichtingen (x, y) moet gelden:
 constructieve excentriciteit: $e_{a;1} \leq 30r_i$;
 torsiestraal: $r_i \geq l_s$.

Voor de constructieve excentriciteit $e_{a,i}$ geldt dat het massamiddelpunt in het horizontale vlak samenvalt met stijfheidsmiddelpunt, dus: $e_{a;x} = e_{a;y} = 0$ m. Daarmee wordt voldaan aan de voorwaarde dat deze waarden maximaal 30% mogen bedragen van de torsiestraal r_i (waarvoor geldt: $r_i = \sqrt{\frac{k_T}{k_i}}$).

Daarnaast moet de torsiestraal r_i groter of gelijk zijn aan de traagheidsstraal l_s van een vloermassa (of dakmassa) in het horizontale vlak.

Voor het berekenen van de stijfheid wordt voor de windbokken in de kop- en langsgevels uitgegaan van de volgende waarden:

$k_{\text{kopgevelverband}} = 19,2$ MN/m (twee verbanden, dus per gevel)

$k_{\text{langgevelverband}} = 23,0$ MN/m (twee verbanden, dus per gevel)

Deze stijfheden worden verderop in dit voorbeeld nog afgeleid.

torsiestijfheid: $k_T = 2 \times 23,0 \times (25,0/2)^2 + 2 \times 19,2 \times (70,0/2)^2 = 54228$ MNm

traagheidsstraal: $l_s = \sqrt{\frac{\frac{1}{12}(25 \times 70^3 + 70 \times 25^3)}{25 \times 70}} = 21,5$ m

Voor de toetsing van de torsiestraal x-richting (evenwijdig langsgevels) wordt gevonden:

$K_{y,\text{tot}} = 2 \times 19,2 = 38,4$ MN/m

$r_x = \sqrt{\frac{54228}{38,4}} = 37,6$ m $> l_s = 21,5$ m: aan de voorwaarde wordt voldaan

Voor de toetsing van de torsiestraal y-richting (evenwijdig kopgevels) wordt gevonden:

$k_{x,\text{tot}} = 2 \times 23,0 = 46,0$ MN/m

$r_y = \sqrt{\frac{54228}{46,0}} = 34,3$ m $> l_s = 21,5$ m: aan de voorwaarde wordt voldaan

Voor de bedrijfshal uit dit voorbeeld wordt dus voldaan aan de voorwaarden voor regelmatigheid in zowel het horizontale als het verticale vlak, gelet op de constructieve opbouw. Dit voor de constructieve excentriciteit en de torsiestraal expliciet aangetoond in het voorgaande aangetoond.

4.5 Uitgangspunten seismische belasting

Voor de analyse van het schoolgebouw (zie Rekenvoorbeeld 3) gelden de volgende uitgangspunten ten aanzien van de seismische belasting:

- nieuwbouw: NPR 9998, tabel 2.1 (tabel 4.7);
- beschouwde grenstoestand: near collapse (NC);
- betrouwbaarheidsklasse: CC1-B.

Gevolg- klasse	Nadere aanduiding ^a	Betrouwbaarheids- index β ^b [-]	Referentie- periode ^c T_{ref} [jaar]	Herhalingsstijd $T_{LS;ref}$ en factoren k_{ag} en γ_M per grenstoestand								
				NC			SD			DL		
				$T_{LS;ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]	$T_{LS;ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]	$T_{LS;ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]
CC3	A gebouwen met vitale processen als geduid in tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 onder CC3, en alle ziekenhuizen	3,1	50	3 600	1,9	1,3	2 500	1,7	1,0	500	1,0	1,0
	B andere gebouwen die volgens tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 in CC3 vallen	3,1	50	3 600	1,9	1,3	1 500	1,5	1,0	200	0,7	1,0
CC2	A gebouwen als geduid in tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 vallend onder CC2 met vitale functies, met uitzondering van ziekenhuizen tot en met 3 bouwlagen ^d	2,7	50	1 800	1,6	1,2	1 500	1,5	1,0	200	0,7	1,0
	B gebouwen niet vallend onder A of C	2,7	50	1 800	1,6	1,2	1 000	1,3	1,0	100	0,5	1,0
	C gebouwen of delen daarvan, die binnen twee weken na een aardbeving te herstellen zijn	2,7	50	1 800	1,6	1,2	500	1,0	1,0	50	0,4	1,0
CC1	A gebouwen niet vallend onder B en C	2,4	50	1 200	1,4	1,1	500	1,0	1,0	50	0,4	1,0
	B gebouwen of delen daarvan, die binnen twee weken na een aardbeving te herstellen zijn	2,4	50	1 200	1,4	1,1	200	0,7	1,0	30	0,3	1,0
	C gebouwen niet bestemd voor het verblijf van mensen ^e	e	e	e	e	e	f	f	f	f	f	f

4.7 NPR 9998, tabel 2.2 voor bestaande bouw.

Volgens NPR 9998, tabel 2.1 moeten de volgende parameters voor de seismische belasting en weerstand in rekening worden gebracht:

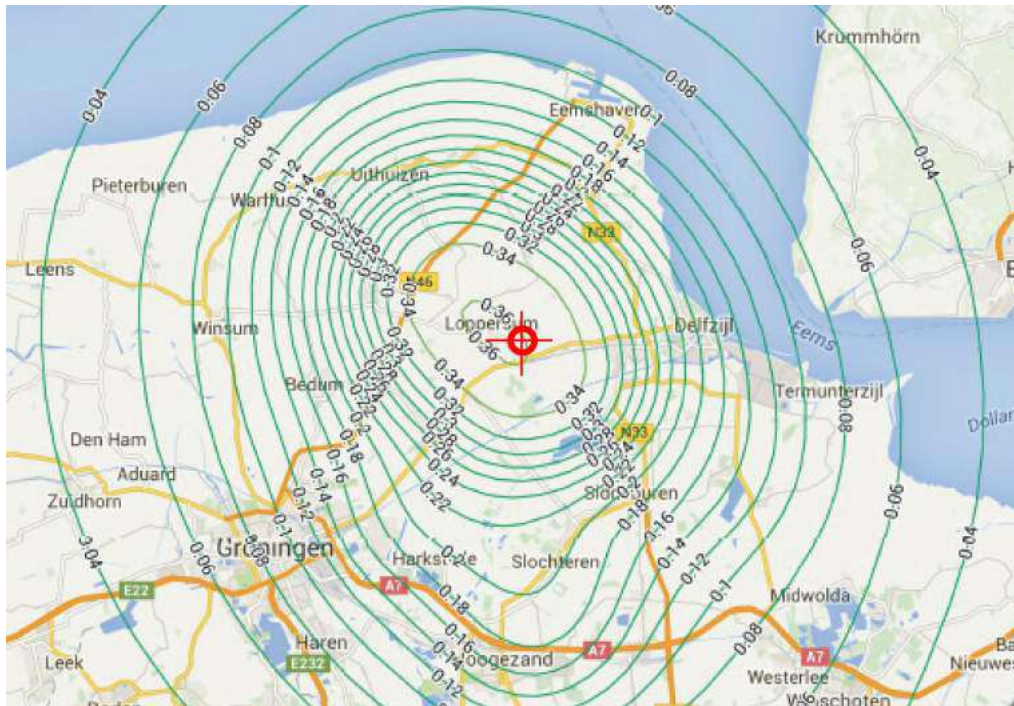
$k_{ag} = 1,4$: deze factor betreft feitelijk een veiligheidscoëfficiënt, waarmee een belasting in rekening wordt gebracht behorende bij een referentieperiode $T_{LS;ref} = 1500$ jaar;

$\gamma_M = 1,1$: deze factor betreft een veiligheid op de weerstand van constructiecomponenten.

De grenstoestand 'near collapse' (NC) is in NPR 9998, art. 2.1 beschreven als een toestand waarbij het gebouw – na een aardbeving – zwaar is beschadigd. De constructie is echter nog wel in staat verticale belastingen af te dragen, maar met een zeer beperkte restweerstand tegen zijdelingse belastingen. Behalve voor de parameters in tabel 2.1 van NPR 9998 heeft de grenstoestand NC ook consequenties voor de te hanteren gedragsfactor q (zie par. 4.7).

Naast de waarden voor k_{ag} en γ_M is de belangrijkste parameter de waarde van $a_{g;ref}$: de referentiewaarde van de piekgrondversnelling op diepte, die afhangt van de locatie van het gebouw en kan worden afgelezen uit figuur 3.1 van NPR 9998 (afb. 4.8). Voor dit voorbeeld is uitgegaan van een gebouwlocatie Loppersum, waarvoor geldt:

$$a_{g;ref} = 0,36g \text{ (met } g = 9,81 \text{ m/s}^2\text{)}$$



4.8 Figuur 3.1 uit NPR 9998 met de gebouwlocatie.

Met NPR 9998, art. 3.2.2.2.3 wordt vervolgens het horizontale ontwerpspectrum voor ductiele bouwconstructies afgeleid met behulp van de volgende formules.

$$0 < T \leq T_B \quad S_d(T) = \frac{S_{MS}}{3} \times \left(1 + \frac{T}{T_B} \times [3/q - 1]\right) \quad \text{NPR (3.13)}$$

$$T_B < T \leq T_C \quad S_d(T) = S_{MS}/q \quad \text{NPR (3.14)}$$

$$T_C < T \quad S_d(T) = \left(\frac{S_{M1}}{T^2}\right)/q \quad \text{NPR (3.15)}$$

$$S_s = 2,2 \times a_{g,ref} \times k_{ag} \quad (\text{spectrale versnelling voor korte trillingtijden})$$

$$S_1 = 0,654 \times a_{g,ref} \times k_{ag} \quad (\text{spectrale versnelling voor lange trillingtijden})$$

$$F_a = -0,50 \ln(a_{g,ref} \times k_{ag}) + 0,65 \quad S_{MS} = S_s \times F_a$$

$$F_v = -0,87 \times a_{g,ref} \times k_{ag} + 2,44 \quad S_{M1} = S_1 \times F_v$$

$$T_C = \sqrt{S_{M1}/S_{MS}} \quad T_B = 0,2 \times T_C$$

In dit voorbeeld geldt:

$$a_{g,ref} \times k_{ag} = 0,36 \times 1,4 = 0,504g$$

$$S_s = 2,2 \times 0,504 = 1,109g$$

$$S_1 = 0,654 \times 0,504 = 0,330g$$

$$F_a = -0,50 \ln(0,504) + 0,65 = 0,993$$

$$S_{MS} = 1,109 \times 0,993 = 1,101g$$

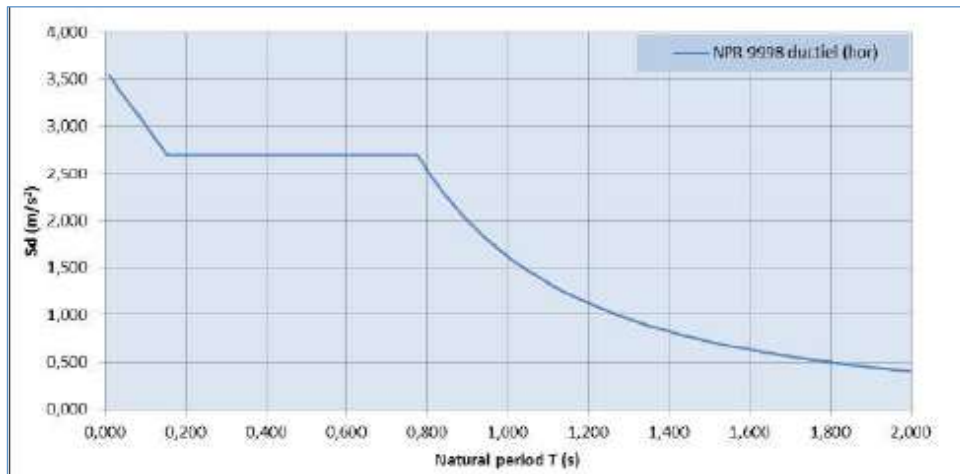
$$F_v = -0,87 \times 0,504 + 2,44 = 2,002$$

$$S_{M1} = 0,330 \times 2,002 = 0,660g$$

$$T_C = \sqrt{0,660/1,109} = 0,774 \text{ sec}$$

$$T_B = 0,2 \times 0,774 = 0,155 \text{ sec}$$

Met een gedragsfactor $q = 4,0$ (zie par. 4.7) en de formules (3.13) t/m (3.15) van NPR 9998 wordt het respons-spectrum afgeleid (afb. 4.9). De versnelling is weergegeven in m/s^2 in plaats van 'g'. Voor $T = 0$ s bedraagt de versnelling $S_d = 3,54 \text{ m/s}^2$. De plateau-waarde van de versnelling bedraagt: $S_d = 2,70 \text{ m/s}^2$. Door het gebruik van een relatief hoge q-factor ligt het plateau beneden de waarde van de versnelling voor $T = 0$ s. Dit respons-spectrum wordt gebruikt voor het bepalen van de aardbevingsbelasting.



4.9 Horizontaal respons-spectrum voor ductiele constructies.

In principe kennen aardbevingen in Groningen ook een verticale component. Bij het uitvoeren van een modale respons-spectrum analyse hoeft deze verticale component (in de vorm van een verticaal respons-spectrum als beschreven in NPR 9998, art. 3.2.2.2.2 niet zonder meer betrokken te worden.

De omstandigheden waarbij de verticale component wél in beschouwing moet worden genomen zijn beschreven in NPR 9998, art. 3.2.2.2.2 en art. 4.3.3.5.2. Deze omstandigheden worden hier kort samengevat.

NPR 9998, art. 3.2.2.2.2

Dit artikel is van toepassing op constructies met grote uitkragingen en grote overspanningen en vloer/wand-verbindingen waar de krachten door wrijving en oplegdruk worden overgedragen.

NPR 9998, art. 4.3.3.5.2

Dit artikel is van toepassing op een verticaal spectrum indien $a_{g;d;vert} > 2,5 \text{ m/s}^2$, en voor:

- (bijna) horizontale elementen die ≥ 20 m overspannen;
- (bijna) horizontale uitkragende liggers langer dan 5 m;
- (bijna) horizontale voorgespannen componenten;
- liggers die kolommen dragen;
- bouwconstructies met seismische isolatie bij de fundering.

Voor het gebouw uit dit voorbeeld wordt voldaan aan de voorwaarden van NPR 9998, art. 3.2.2.2.2 en art. 4.3.3.5.2. Alleen wordt niet voldaan aan de eerste voorwaarde van art. 4.3.3.5.2, omdat de overspanning van de hoofdliggers (dakliggers) meer bedraagt dan 20 m. Dit betekent echter niet dat ook voor een analyse van de stabiliteitsconstructie het verticale spectrum moet worden toegepast. In een dergelijke situatie mag een component-analyse worden uitgevoerd op uitsluitend de hoofdliggers (geen onderdeel van dit reken-voorbeeld).

Voor dit rekenvoorbeeld, waarin de toetsing van de stabiliteitsconstructie van het gebouw centraal staat, wordt daarom uitsluitend uitgegaan van het horizontale, ductiele respons-spectrum zoals weergegeven in afbeelding 4.9.

4.6 Combinaties bij aardbevingsanalyse

Conform NPR 9998, art. 4.2.4 geldt het volgende voor de combinatiefactor in aardbevingscombinaties:

$$\Psi_{E,i} = \Psi_{2,i} \cdot \varphi$$

Hierin is:

$\Psi_{2,i}$ combinatie-coëfficiënt volgens NEN-EN 1990, tabel A1.1 (tabel 4.10);

φ combinatie-coëfficiënt volgens NPR 9998, tabel 4.1 (tabel 4.11).

Belasting	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Voorgeschreven belastingen in gebouwen, categorie (zie EN 1991-1-1)			
Categorie A: woon-, verblijfsruimtes	0,7	0,5	0,3
Categorie B: kantoorruimtes	0,7	0,5	0,3
Categorie C: bijeenkomstruimtes	0,7	0,7	0,6
Categorie D: winkelruimtes	0,7	0,7	0,6
Categorie E: opslagruimtes	1,0	0,9	0,8
Categorie F: verkeersruimte, voertuiggewicht ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categorie G: verkeersruimte, $30 \text{ kN} < \text{voertuiggewicht} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Categorie H: daken	0	0	0

4.10 Combinatiefactoren volgens NEN-EN 1990, tabel A1.1.

Klassen van belaste vloeroppervlakken ^a	Bouwlaag	φ
A tot en met C	Dak	1,0
	Overige bouwlagen (vloeren)	0,6
D tot en met F en archieven		1,0

^a Klasse volgens 6.3.1.2 van NEN-EN 1991-1-1.

4.11 Combinatiefactoren voor seismische combinaties volgens NPR 9998, tabel 4.2.

Voor dit voorbeeld is uitsluitend de (veranderlijke) belasting op het dak van belang.

Hiervoor geldt:

$$\psi_{2;\text{cat H}} = 0,0 \text{ (tabel 4.10)}$$

$$\phi_{\text{cat E}} = 1,0 \text{ (tabel 4.11)}$$

zodat:

$$\psi_{E,i} = \psi_{2,i} \cdot \phi = 0,0 \cdot 1,0 = 0,0$$

De veranderlijke belasting op het dak hoeft dus niet verder in de beschouwing te worden betrokken.

4.7 Seismische belasting dwarsrichting

In deze paragraaf wordt de seismische belasting bepaald, werkend in dwarsrichting (evenwijdig aan de kopgevels) op de constructie. De bepaling van de seismische belasting in de langsrichting verloopt op identieke wijze en blijft daarom in dit rekenvoorbeeld verder achterwege.

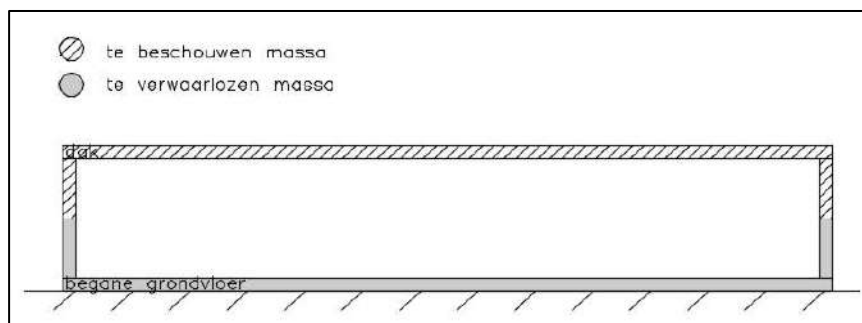
Voor het bepalen van de seismische belasting is de massa van het gebouw van belang.

Daartoe wordt uitgegaan van de tijdens een beving geactiveerde massa: de massa van het dak en de helft van de gevels (afb. 4.12). De geactiveerde massa wordt bepaald met tabel 4.13. De totale gebouwmassa bedraagt: $M_{\text{tot}} = 71.500 + 63.138 \approx 135.000 \text{ kg}$.

NEN-EN 1998-1 beschrijft twee ontwerpconcepten:

- laag dissipatief constructiegedrag en;
- dissipatief constructiegedrag.

In aansluiting hierop zijn er drie ductiliteitsklassen waarin een constructie kan worden ontworpen. NEN-EN 1998-1, tabel 6.1 (tabel 4.14) geeft de relatie tussen beide ontwerpconcepten en de ductiliteitsklassen DCL, DCM en DCH.



4.12 Geactiveerde massa.

Massa bouwkundige elementen m_1

element	kracht [kN/m ²]	oppervlakte [m ²]	kracht [kN]	massa [kg]
Dak	0,30	1750	525	52.500
Noord + zuidgevel	0,25	560	140	14.000
Oost + westgevel	0,25	200	50	5000
			$\Sigma m_1 =$	71.500

Massa constructieve elementen m_2

element	gewicht [kg/m]	aantal	lengte [m]	massa [kg]
Hoofdiggers (as 1-15) IPE 600	122,4	15	25	45.900
Randstaaf (as A en F) HEA 140	24,66	2	70	3452
Gevelkolommen HEA 180	30,44	38	4	4627
Windliggers:				
- Diagonalen hoekprofiel 100x100x10	15,04	20	7,07	2127
- Koppelstaaf (as C en D) vierkant profiel 60x60x3	5,187	2	21,21	2552
- Randstaaf (as B en E) vierkant profiel 125x125x5	18,3	2	70	726
Windbokken:				
- Diagonalen hoekprofiel 80x80x8	9,63	16	6,21	2562
- Koppelstaaf (windbokken kopgevel) vierkant profiel 100x100x4	11,73	4	5	957
			$\Sigma m_2 =$	63.138

4.13 Bepaling van het gebouwgewicht.

Design concept	Structural ductility class	Range of the reference values of the behaviour factor q
Concept a) Low dissipative structural behaviour	DCL (Low)	$\leq 1,5 - 2$
Concept b) Dissipative structural behaviour	DCM (Medium)	≤ 4 also limited by the values of Table 6.2
	DCH (High)	only limited by the values of Table 6.2

4.14 Ontwerpconcepten en ductiliteitsklassen volgens NEN-EN 1998-1, tabel 6.1.

NPR 9998, art. 5.1.1 geeft aan dat voor nieuw te bouwen constructies de ductiliteitsklassen DCM of DCH moet worden toegepast (of beter: dat aan de eisen behorende bij deze ductiliteitsklassen moet worden voldaan). Daarvoor is een goede reden: de eisen die worden gesteld aan de klassen DCM en DCH faciliteren wenselijk ductiel gedrag van de constructie. Dit vergroot het incasseringsvermogen van de constructie, wat vooral gunstig is wanneer de aardbevingsbelasting groter is dan de ontwerpbelasting. Daarbij moet worden bedacht dat – ondanks dat grondversnellingen en respons-spectra nauwkeurig in normen worden vastgelegd – aardbevingen een tamelijk onvoorspelbaar fenomeen blijven en zich zeker niet houden aan voorschriften. Een constructie die op een ductiele respons is ontworpen en voldoet aan de eisen voor de klassen DCM en DCH zal doorgaans ook in staat zijn hogere aardbevingsbelastingen te weerstaan zonder te bezwijken.

Ductiel gedrag van de constructie wordt in het versnellingspectrum verwerkt via de gedragsfactor q . NEN-EN 1998-1, tabel 6.2 geeft aanwijzingen voor de te hanteren waarden van q (tabel 4.15).

STRUCTURAL TYPE	Ductility Class	
	DCM	DCH
a) Moment resisting frames	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
b) Frame with concentric bracings		
Diagonal bracings	4	4
V-bracings	2	2,5
c) Frame with eccentric bracings	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
d) Inverted pendulum	2	$2\alpha_v/\alpha_1$
e) Structures with concrete cores or concrete walls	See section 5	
f) Moment resisting frame with concentric bracing	4	$4\alpha_v/\alpha_1$
g) Moment resisting frames with infills		
Unconnected concrete or masonry infills, in contact with the frame	2	2
Connected reinforced concrete infills	See section 7	
Infills isolated from moment frame (see moment frames)	4	$5\alpha_v/\alpha_1$

4.15 Gedragsfactoren voor diverse constructietypes volgens NEN-EN 1998-1, tabel 6.2.

Bepalend voor de keuze tussen DCM en DCH zijn de volgende overwegingen.

- Voor klasse DCH mogen uitsluitend profielen uit doorsnedeklasse 1 worden toegepast. Dit geldt uitsluitend voor de dissipatieve elementen. Voor klasse DCM mogen profielen uit doorsnedeklasse 1 en 2 worden toegepast.
- Voor klasse DCH bedraagt de rotatiecapaciteit van verbindingen (hoofdzakelijk in raamwerken met momentvaste knopen) minimaal 35 mrad. Voor klasse DCM is dit 25 mrad;
- Voor klasse DCH hangt de gedragsfactor voor veel constructietypen af van de restcapaciteit α_u/α_1 van de constructie ná het bereiken van het eerste plastische scharnier.

In dit rekenvoorbeeld is sprake van een constructie met centrisch aangesloten stabiliteitsverbanden. Ongeacht de keuze voor DCM of DCH geldt een gedragsfactor $q = 4$ (zie tabel 4.15). Daarom wordt uitgegaan van klasse DCM, omdat hiervoor minder strikte randvoorwaarden gelden ten aanzien van de profielkeuze. Dus:

ductiliteitsklasse: DCM

gedragsfactor: $q = 4$

De gedragsfactor $q = 4$ en de formules (3.13) t/m (3.15) uit NPR 9998 resulteren in het respons-spectrum volgens afbeelding 4.9.

Opmerking. Volgens NPR 9998, art. 3.2.2.2.3 *mag* voor de grenstoestand NC de gedragsfactor met een factor 1,33 zijn vermenigvuldigd. Voor dit rekenvoorbeeld is dit niet toegepast.

Nu de (geactiveerde) gebouwmassa en het respons-spectrum bekend zijn, kan de grootte van de aardbevingsbelasting met de zijdelingse belastingmethode worden bepaald. Hiervoor is het nodig het gebouw te schematiseren tot een één-massa-veersysteem en daarvan de fundamentele trillingsperiode te bepalen. Hiertoe wordt gebruik gemaakt van de

formule voor het bepalen van trillingsfrequentie (hoekfrequentie) van een elastische buigligger:

$$\omega_1 = \pi^2 \sqrt{EI/(G \times L^4)}$$

Hierin is:

- EI buigstijfheid van de ligger (Nm^2);
- G gelijkmatig verdeelde massa (kg/m);
- L liggerlengte (m).

Voor de stijfheid van een equivalent één-massa-veersysteem ($\omega_1 = \sqrt{K_{\text{eq}}/M}$) kan vervolgens worden afgeleid:

$$\sqrt{K_{\text{eq}}/M} = \pi^2 \sqrt{EI/(G \times L^4)} \quad \text{en} \quad u = \frac{5}{384} (G \times L \times g) L^4$$

zodat

$$K_{\text{eq}} = \frac{5}{384} \times \pi^4 \times \frac{M}{u} \times g$$

Hierin is:

- M totaal gewicht $G \cdot L$;
- g zwaartekrachtversnelling $9,81 \text{ m/s}^2$;
- u vervorming ligger onder belasting G.

Het langswindverband in het dak met een hoogte van 15 m wordt als buigligger beschouwd. Voor een vakwerk is echter de afschuifvervorming (door verlenging van de verbanden) niet geheel te verwaarlozen: in veel gevallen kan de invloed daarvan adequaat worden afgeschat door de zuivere buigstijfheid met 30% te reduceren.

De windligger (langswindverband) heeft randstaven van vierkante buisprofielen 120x120x5 mm (koudgewalst). De equivalente buigstijfheid en de vervorming onder belasting G (kg/m) bedraagt (zie tabel 4.13):

$$EI_{\text{eq}} = 0,7 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 7,5^2 \cdot 2236 / 10^6 = 36,98 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

$$G = [(52.500 + 14.000) + 45.900 + 3.452 + \frac{1}{2} \times 4.627 + (2.127 + 2.552 + 726 + 2.562)] / 70 = 126.133 / 70 = 1.802 \text{ kg/m}$$

$$M = 1.802 \times 70 = 126.140 \text{ kg}$$

Horizontale vervorming:

$$u = 5/384 \times (1.802 \times 9,81 / 1000) \times 70^4 / 36,98 \times 10^6 = 0,149 \text{ m} = 149 \text{ mm}$$

Hieruit volgt:

$$K_{\text{eq,dak}} = \frac{5}{384} \times \pi^4 \times \frac{M}{u} \times g = \frac{5}{384} \times \pi^4 \times \frac{126.140}{0,149} \times 9,81 = 10,53 \times 10^6 \text{ N/m}$$

Ook de stijfheid van de verbanden in de kopgevels moet in de bepaling van de stijfheid worden betrokken. Voor deze stijfheid geldt (voor vier windbokken in totaal):

$$K_{\text{gevel;tot}} = n \times \frac{EA \times B^2}{n_h \times (B^2 + H^2)^{3/2}}$$

Hierin is:

EA axiale stijfheid van de diagonale staaf;

B breedte van de windbok;

H hoogte van het vak per diagonaal;

n_h aantal vakken over de hoogte;

n aantal windbokken.

Voor diagonalen 80x80x8 met $EA = 257.670 \text{ kN}$ wordt gevonden:

$$K_{\text{gevel;tot}} = 4 \times \frac{257.670 \times 5,0^2}{2 \times (5,0^2 + 4,0^2)^{3/2}} = 49,08 \times 10^3 \text{ kN/m} = 49,08 \times 10^6 \text{ N/m}$$

Voor de gecombineerde stijfheid en massa geldt:

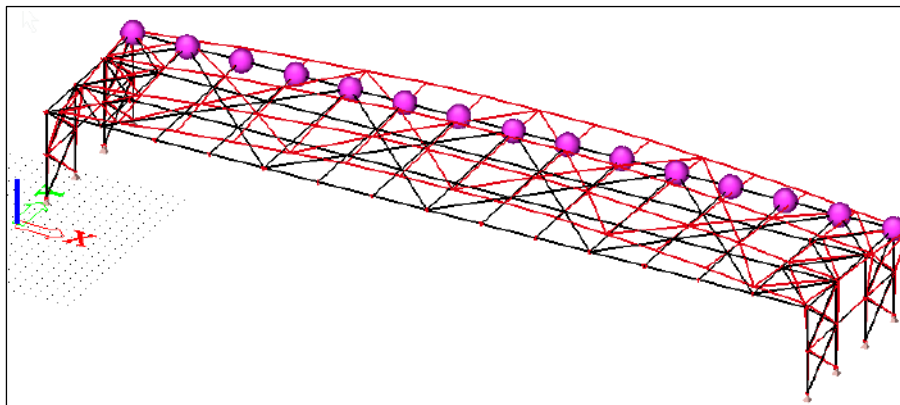
$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{eq;dak}}} + \frac{1}{K_{\text{gevel;tot}}}} = \frac{1}{\frac{1}{10,53 \times 10^6} + \frac{1}{49,08 \times 10^6}} = 8,67 \times 10^6 \text{ N/m}$$

$$M = 135.000 \text{ kg}$$

De eigenfrequentie f_1 en de trillingstijd T_1 kunnen nu worden bepaald:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{8,67 \times 10^6}{135.000}} = 1,28 \text{ Hz} \quad T_1 = \frac{1}{1,28} = 0,78 \text{ s}$$

Ter verificatie van deze berekening is een controleberekening uitgevoerd met een eindig-elementen pakket. Daartoe is een vereenvoudigd model van de constructie opgezet (afb. 4.16).



4.16 Vereenvoudigd EEM-model.

Voor de verbanden is zowel de druk- als de trekschoor gemodelleerd, waarbij de axiale stijfheid met 50% is gereduceerd, omdat anders de stijfheid overschat zou worden. Op de knopen in het dak zijn puntmassa's aangebracht ter grootte van:

$$M_p = 1802 \cdot 5,0 = 9010 \text{ kg}$$

Voor het model zijn vier eigenfrequenties berekend (tabel 4.17). De eerste eigenfrequentie bedraagt 1,25 Hz en komt goed overeen met de handmatig berekende eigenfrequentie (1,28 Hz). Het geringe verschil (2%) kan worden verklaard uit een beperkte overschatting van de stijfheid van de gevelverbanden in de handberekening door het verwaarlozen van de kolomverlenging of kolomverkorting. Ook de afschatting van de stijfheid van de windligger (met globaal 30% afschuifreductie) is in de handberekening wat minder exact. Desondanks is er sprake van een zeer goede overeenstemming.

Som van massa's			
[kg]	X	Y	Z
Combinatie van massagroepen 1	0.00	135000.00	0.00

Modale participatie factoren									
Modus	omega [rad/s]	Periode [s]	Freq. [Hz]	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot	Wxi_R / Wxtot_R	Wyi_R / Wytot_R	Wzi_R / Spectraal
1	7.8817	0.7972	1.2544	0.0000	0.8087	0.0000	0.8087	0.0000	0.0000
2	19.2636	0.3262	3.0659	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.7202
3	29.0103	0.2166	4.6171	0.0000	0.1420	0.0000	0.1420	0.0000	0.0000
4	29.9830	0.2096	4.7719	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0115
				0.0000	0.9507	0.0000	0.9507	0.0000	0.7316

4.17 Output van een modale EEM-berekening.

Met behulp van het respons-spectrum kunnen nu de stabiliteitskrachten worden bepaald (zie ook par. 4.3 voor de constructieve opbouw en stabiliteit).

$$T_1 = 0,78 \text{ s} \leq 4T_C = 4 \cdot 0,774 = 3,0 \text{ s} \text{ en ook } T_1 = 2,0 \text{ s} \text{ (voldoet)}$$

Correctiefactor:

$\lambda = 0,85$ indien $T_1 < 2 T_C$ en het gebouw meer dan twee bouwlagen heeft

$\lambda = 1,0$ in andere gevallen

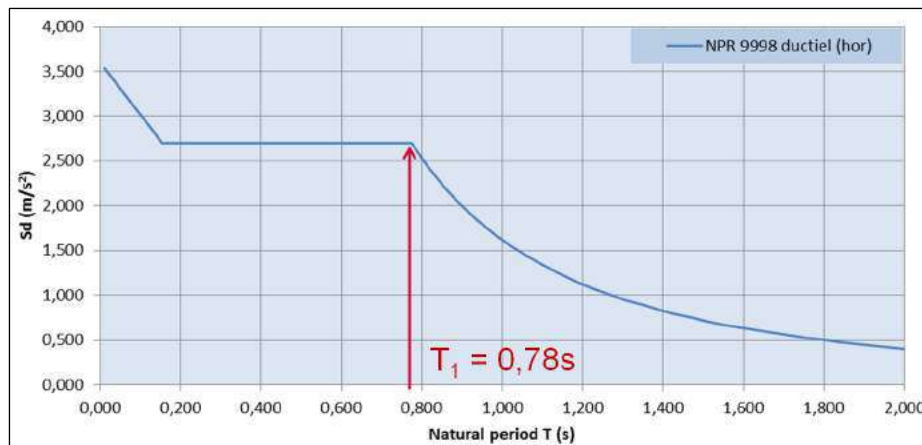
Hoewel $T_1 = 0,78 \text{ s} < 2 \times 0,774 = 1,55 \text{ s}$, heeft het gebouw maar één bouwlaag, dus:

$$\lambda = 1,0$$

Hiermee volgt (zie afb. 4.18):

$$S_d(0,78) = \left(\frac{S_{M1}}{T^2} \right) / q = \left(\frac{0,660g}{0,78^2} \right) / 4 = 0,271g = 2,66 \text{ m/s}^2$$

$$F_b = S_d(0,78) \times m \times \lambda = 2,66 \times 135.000 \times 1,0 = 359.100 \text{ N} = 359,1 \text{ kN}$$



4.18 Bepaling van de versnelling.

Deze 'base shear' kan worden vertaald naar een equivalente q-last op dakniveau:

$$q_{eq} = 359,1/70 = 5,13 \text{ kN/m}$$

Desgewenst kan deze belasting als equivalente statische belasting op dakniveau worden aangebracht, waarna de krachtsverdeling in de volledige constructie kan worden bepaald.

In het kader van dit rekenvoorbeeld wordt uitsluitend de spanning in de diagonalen (hoekprofielen 80x80x8) globaal getoetst:

$$N_{t;E;d} = \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times 359,1 \times 6,4/5,0 = 115 \text{ kN}$$

$$N_{R;d} = A_s \times f_y / \gamma_M = 1.227 \times 0,235 / 1,1 = 262 \text{ kN}$$

$$\sigma_{Ed} = 115 \times 103 / 1227 = 94 \text{ N/mm}^2$$

De diagonalen voldoen dus in principe, hoewel ook de verbinding (inclusief gatverzwakking) aanvullend moet worden getoetst.

4.8 Vergelijking met windbelasting?

Op basis van de resultaten van paragraaf 4.7 kan ook een vergelijking worden gemaakt met andere horizontale belastingen, zoals windbelasting. Hiertoe wordt uitgegaan van de volgende basisgegevens:

locatie	Loppersum, windgebied II
bebouwingsgraad	onbebouwd
hoogte	8 m
stuwdruk	$q_p = 0,79 \text{ kN/m}^2$
krachtcoefficient (d+z)	$C_f = (0,8 + 0,5) \times 0,85 = 1,11$
wrijving:	$C_{fr} = 0,04$

De totale windbelasting op dakniveau (wind loodrecht op langsgevels) bedraagt:

$$F_{w,rep} = (8/2 \times 70 \times 1,11 + 70 \times 25 \times 0,04 + 2 \times 25 \times 8/2 \times 0,04) \cdot 0,79 = 307 \text{ kN}$$

Voor de ontwerpwaarde van de windbelasting (CC1) geldt:

$$F_{w,d} = 1,35 \cdot 307 = 415 \text{ kN}$$

De ontwerpwaarde van de windbelasting (415 kN) is dus groter dan de ontwerpwaarde van de aardbevingsbelasting (359,1 kN), óók wanneer daarin nog de factor γ_M aan de belastingzijde wordt verwerkt ($359,1 \cdot 1,1 = 395 \text{ kN}$).

De conclusie dat de aardbevingsbelasting dus niet maatgevend is ten opzichte van windbelasting is echter niet correct zijn: met het uitgangspunt $q = 4$ voor de gedragsfactor wordt er immers impliciet vanuit gegaan dat de constructie plastisch vervormt. Dit blijkt echter niet te volgen uit de berekende krachtswerking, omdat is aangetoond dat de diagonalen niet tot vloeï komen ($\sigma_{Ed} = 94 \text{ N/mm}^2$).

Om deze reden stelt NEN-EN 1998-1 voorwaarden aan de toepassing van ductiliteitsklassen DCM en DCH. Eén van de belangrijkste eisen is dat niet-dissipatieve onderdelen van het stabiliteitssysteem worden getoetst op basis van de capaciteit van de dissipatieve elementen, waarbij rekening moet worden gehouden met oversterkte in deze elementen. Voor de kolommen van de windbokken in de gevels betekent dit het volgende voor de ontwerpbelasting.

De kolombelasting volgend uit de krachtsverdeling met een base shear $F_b = 359,1 \text{ kN}$ bedraagt:

$$N_{c;E;d} = (\frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times 359,1) \times 4,0/5,0 \times 2 = 144 \text{ kN}$$

De kolombelasting volgend uit capaciteit van de diagonalen:

$$\text{diagonaal} \quad N_{R;d} = 262 \text{ kN}$$

$$\text{oversterktefactor} \quad \gamma_{ov} = 1,25$$

$$\text{extra factor} \quad 1,1 \text{ (NEN-EN 1998-1, art. 6.2)}$$

$$\text{kolom} \quad N_{c;E;d} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 262 \cdot 4,0/5,0 \times 2 = 576 \text{ kN} > 144 \text{ kN}$$

Deze belasting is dus veel hoger dan volgt uit een lineaire krachtsverdeling.

Ook verbindingen (bijvoorbeeld de aansluiting van de diagonalen, de verankering van de windbokken) moeten op basis van dit principe worden ontworpen.

Wanneer is uitgegaan van ontwerpconcept 'b' (dissipatief constructiegedrag) en bijbehorende ductiliteitsklassen DCM of DCH is een eenvoudig vergelijk met andere ontwerpbelastingen dus niet correct. Bovendien is voorzichtigheid geboden met overdimensionering van dissipatieve constructieve elementen (hier: de diagonalen). Dit leidt er immers toe dat de krachtswerking moet toenemen om vloeï in de dissipatieve elementen te bereiken. Dit werkt door in de verbindingen van deze elementen en aansluitende constructiecomponenten.

4.9 Literatuur

1. *NEN-EN 1998-1* (Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1. General rules, seismic actions and rules for buildings), 2005 + A1, 2013.
2. *NEN-EN 1998-3* (Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 3. Assessment and retrofitting of buildings), 2005 + C2, 2013.
3. *NPR 9998* (Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren. Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen), december 2015.
4. P. Bisch, E. Carvalho, H. Degee, P. Fajfar, M. Fardis, P. Franchin, M. Kreslin, A. Pecker, P. Pinto, A. Plumier, H. Somja, G. Tsionis, *Eurocode 8. Seismic design of buildings worked examples* (JRC Scientific and Technical Report EUR 25204), Brussel 2002.

5 Versterken van rijwoningen

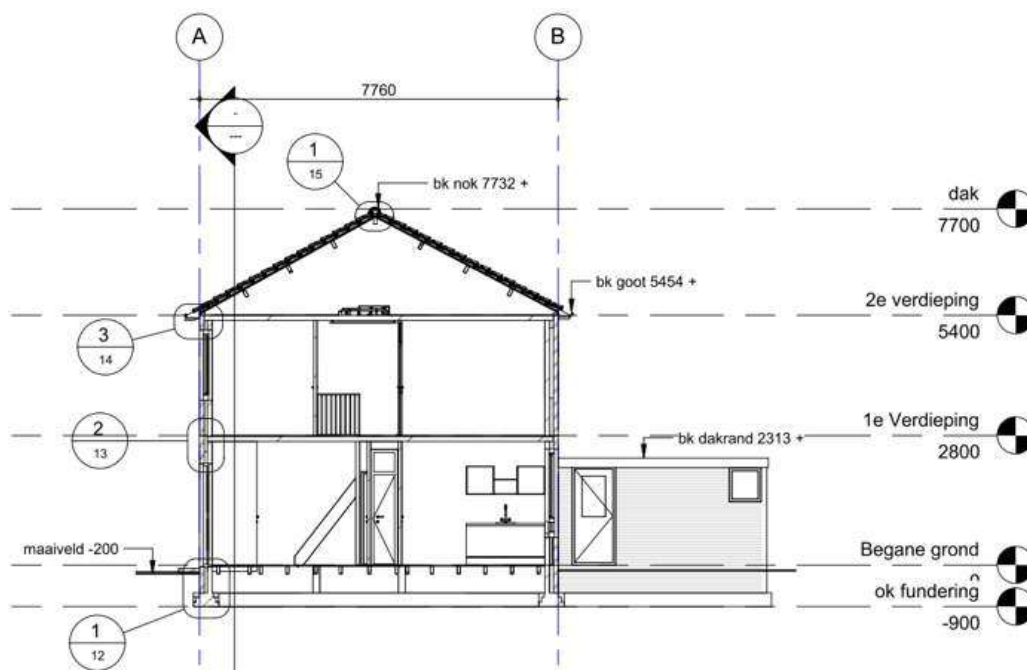
In dit rekenvoorbeeld worden de versterkingsmaatregelen doorgerekend voor een rij van vier woningen (type K) in Groningen, ontworpen door Bureau voor Architectuur & Ruimtelijke Ordening Martini. De woning staat in Loppersum: het epicentrum van het aardbevingsgebied met een piekgrondversnelling van 0,36g volgens NPR 9998 (dec. 2015). Door deze hoge piekgrondversnelling wordt verondersteld dat de bestaande woning de aardbevingsbelasting niet kan opnemen en dat versterkingen noodzakelijk zijn. In dit rekenvoorbeeld worden deze versterkingen bepaald.

Dit rekenvoorbeeld gaan hoofdzakelijk in op de versterking van de langsstabiliteit met een stalen portaal. In paragraaf 5.2 komen de principes van het uit het vlak versterken van de bestaande constructie aan bod evenals de overige constructieve aspecten.

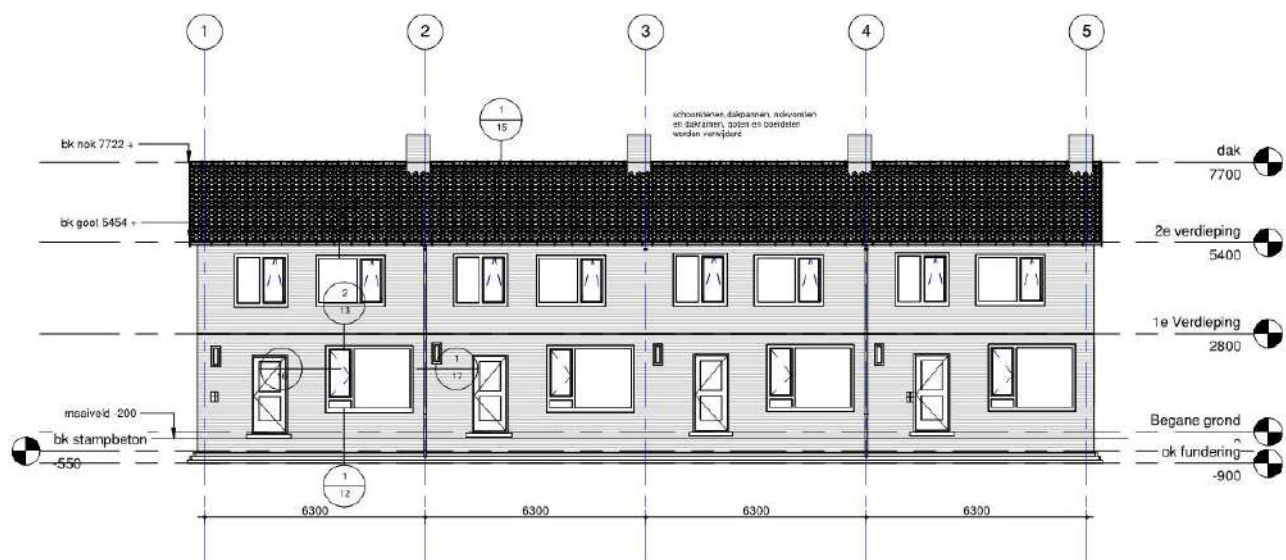
5.1 Bestaande woning

De woning is een zogeheten Martini-woning, type K, genoemd naar het architectenbureau. De constructie bestaat uit dragende kalkzandsteenwanden, dik 200 mm voor de woningscheidende wanden en dik 100 mm voor dwarswanden en binnenspouwbladen. De voor- en achtergevel is opgebouwd uit een kalkzandsteen binnenblad en een baksteen buitenblad van beide 100 mm.

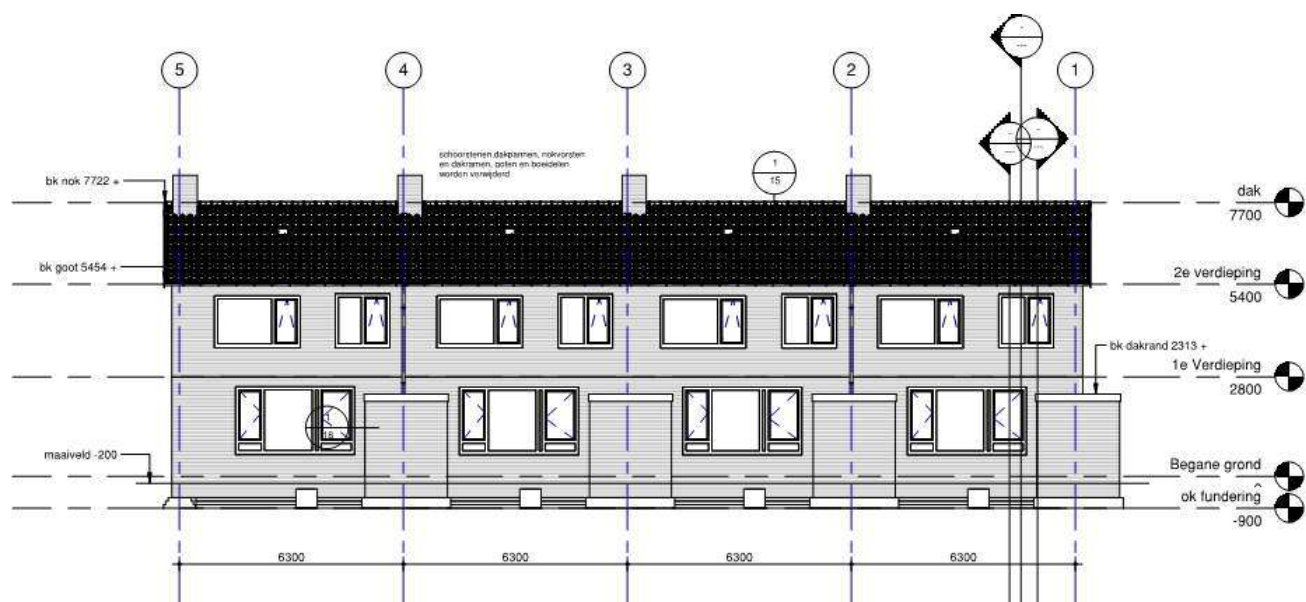
De verdieping- en de zoldervloeren bestaan uit een doorgaande betonvloer van 110 mm dik. De kap bestaat uit een houten dakbeschot op gordingen, lopend tussen de topwand (woningscheidend) en sporen (boven de dwarswanden). De fundering is een gemetselde fundering op staal (afb. 5.1 t/m 5.5).



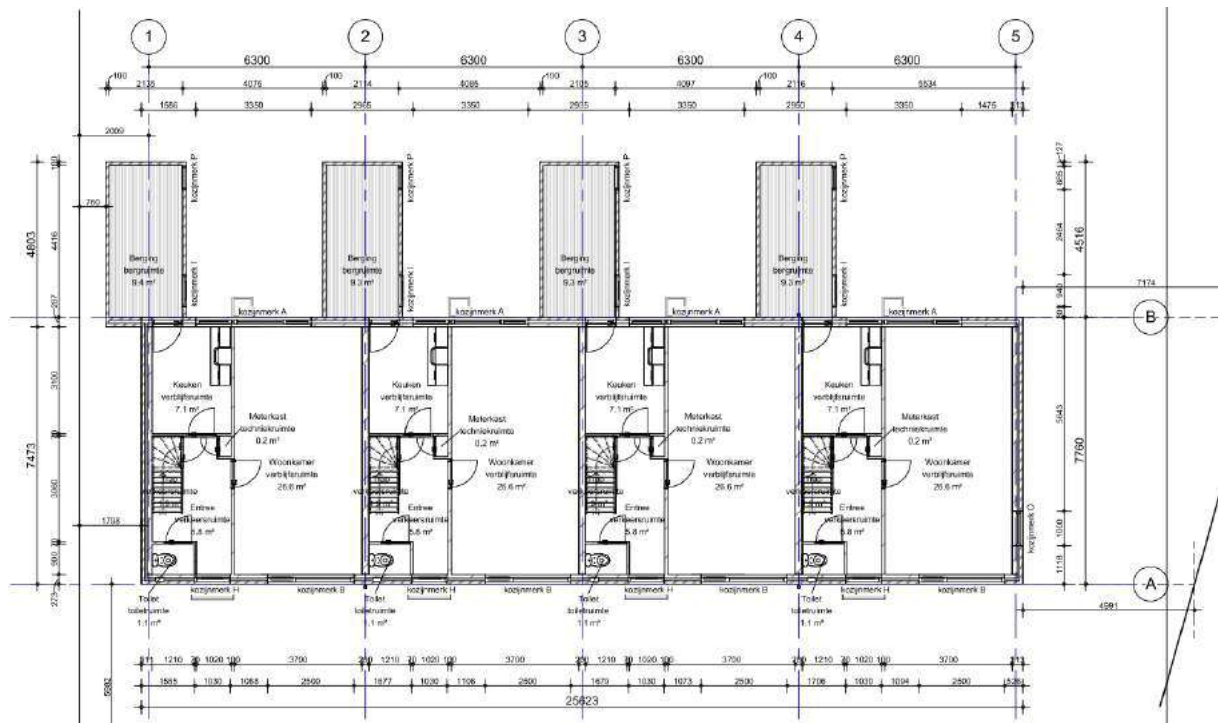
5.1 Dwarsdoorsnede.



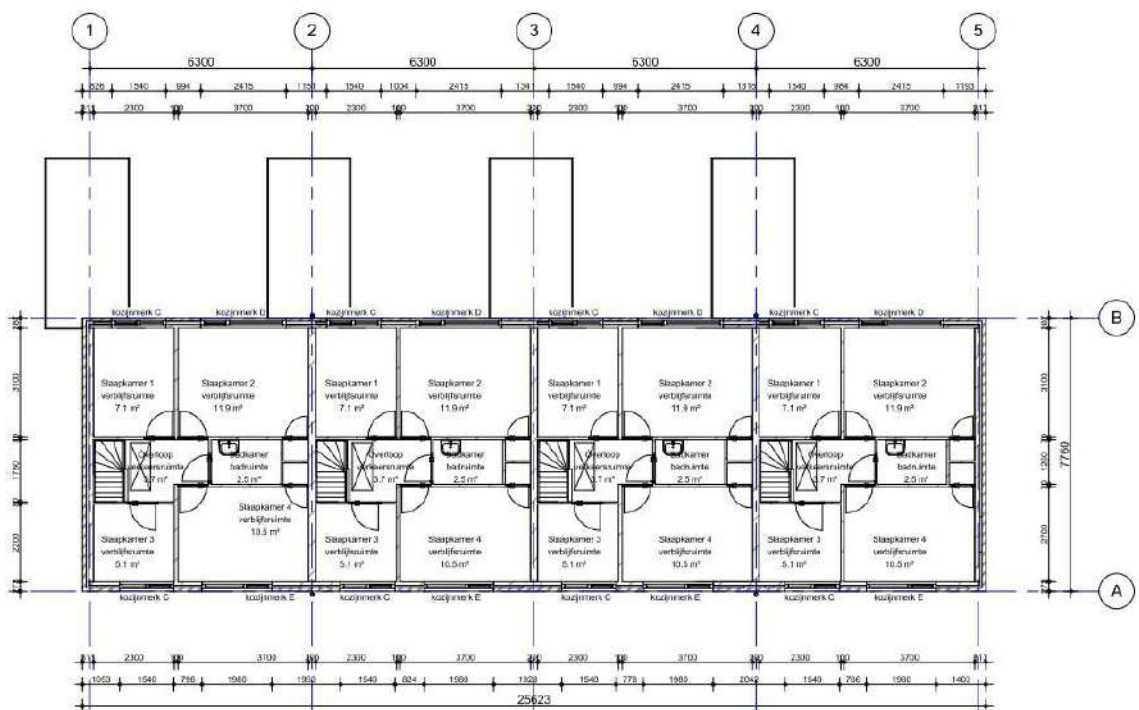
5.2 Vooraanzicht.



5.3 Achteraanzicht.



5.4 Begane grond.



5.5 Eerste versieping.

5.1.1 Benodigde versterkingen

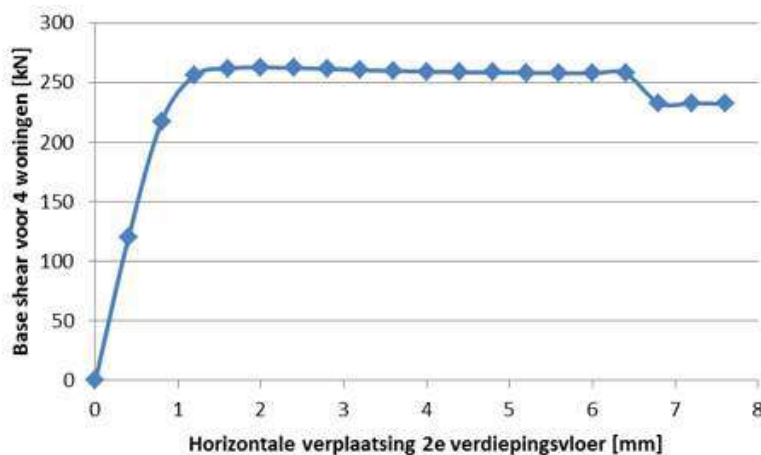
Het uitgangspunt is dat de woning versterkingen nodig heeft voor de volgende onderdelen:

- langsstabiliteit;
- topgevels, bij bezwijken uit het vlak;
- dragende wanden, bij bezwijken uit het vlak;
- fundering.

De weerstand en stabiliteit van deze onderdelen kunnen met aparte berekeningen worden aangetoond. De weerstand (capaciteit) van de bestaande constructie is bijvoorbeeld bepaald met 3Muri: een pushover programma speciaal voor metselwerk. De topgevels en dragende wanden (uit het vlak) zijn met tabellen uit NPR 9998 of met een NLKA-methode (niet lineaire kinematische analyse) gecontroleerd. De fundering wordt vervolgens gecontroleerd met NEN-EN 1998-5.

5.1.2 Controle bestaande woning in langsrichting

Afbeelding 5.6 toont de pushovercurve in langsrichting van het bestaande woningblok, bepaald met 3Muri. Hierbij is uitgegaan van een blok van vier woningen. De maximale base shear voor de vier woningen in langsrichting bedraagt 260 kN, ofwel 65 kN per woning. De verplaatsing van de woning bij bezwijken is 8 mm, gemeten vanuit de tweede verdiepingvloer.



5.6 Pushovercurve in langsrichting.

Met de lateral force method kan de belasting worden bepaald:

$M = 321$ ton (zie tabel 5.18) voor een blok van vier woningen

$T_1 = 0.28$ s, bepaald met EEM-berekening in Scia

$S_d = 5.6$ m/s² (uitgaande van $q = 1.5 \cdot 1.33 = 2.0$ en $\gamma_M = 1.1$)

$F_b = \lambda \cdot M \cdot S_a = 1.0 \cdot 321000 \cdot 5.6/1000 = 1800$ kN

$UC = 260/1800 = 0.14 < 1.0 \rightarrow$ voldoet niet

In 3Muri – of een pushover-berekening in het algemeen – worden verplaatsingen gecontroleerd. De verplaatsing waarin de aardbeving het gebouw duwt heet de target displacement d_t . Wanneer de constructie deze opgelegde verplaatsing kan ondergaan, wordt aan het toetsingscriterium voldaan. De resultaten van 3Muri zijn:

$$d_t = 40 \text{ mm}$$

$$d_{\max} = 8 \text{ mm}$$

$$UC = 8/40 = 0,20 < 1,0 \rightarrow \text{voldoet niet}$$

De unity check (UC) uitgedrukt in verplaatsingen geeft een gunstiger resultaat dan de toetsing op krachten ($UC = 0,20$ in plaats van $0,15$), maar is nog steeds ruim onvoldoende.

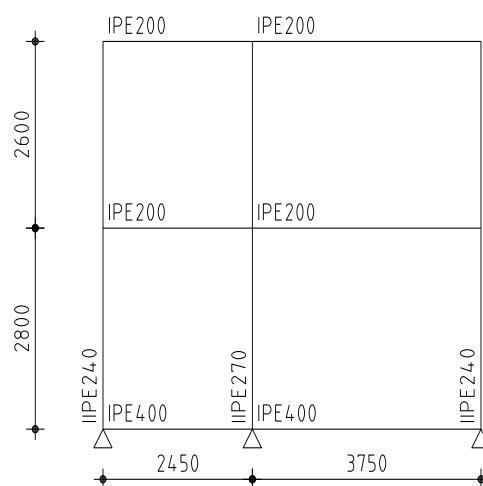
5.2 Versterkingsontwerp

Het versterkingsontwerp omvat de volgende onderdelen:

- versterking langsstabiliteit;
- buitenblad;
- verbindingen;
- stabiliteit van wanden uit het vlak;
- topgevels;

5.2.1 Versterking langsstabiliteit

De woningen moeten in de langsrichting worden versterkt. Gekozen is voor een stalen portaal met momentvaste knopen. Het portaal wordt per woning uitgevoerd om maattoleranties in de bestaande woning zoveel mogelijk te beheersen. Elk portaal bestaat uit twee eindkolommen, één tussenkolom en drie horizontale regels ter hoogte van de fundering en de verdiepingvloeren (afb. 5.7).



5.7 Versterkingsportaal.

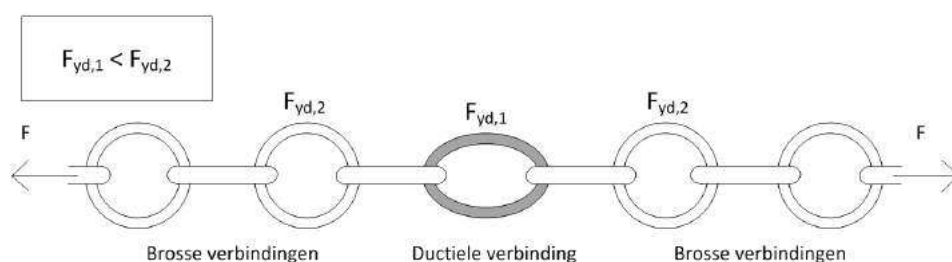
De portalen worden zowel aan de voor- als de achterzijde van de woning geplaatst. In en voor het portaal wordt een nieuwe HSB-gevel geïntegreerd. Deze gevel wordt vanwege de afmetingen in twee delen gemonteerd, inclusief de afwerking met steenstrips.

Seismische eisen aan de langsversterking

In het totale versterkingsontwerp vormen de verbindingen van het portaal naar de bestaande woning de zwakste schakel. Het portaal moet met ankers aan de bestaande vloer worden gekoppeld. De vloer is slechts 110 mm dik is en heeft een beperkte betonkwaliteit (C20/25). Het aantal aan te brengen ankers is beperkt en de capaciteit is ook vrij laag. Om nog een enigszins praktisch uitvoerbare verbinding met ankers te kunnen ontwerpen, moet de belasting op de verbindingen dus zo laag mogelijk blijven.

Ontwerpeis 1: hou de belasting op de verbindingen zo laag mogelijk.

Wanneer de verbindingen de zwakste schakel zijn en als eerste bezwijken, dan bezit de constructie onvoldoende vervormingscapaciteit om de opgelegde verplaatsingen van de aardbeving te volgen. In een goed aardbevingsbestendig ontwerp moet dit altijd worden gewaarborgd om een ductiel constructiegedrag te krijgen. Dit kan door de verbindingen (berekend volgens NEN-EN 1993-1-8) sterker te maken dan het volledig ductiele portaal. Hierdoor gaat het portaal als eerste vloeien, ontstaat er vervormingscapaciteit en treedt energiedissipatie op. Dit ontwerp principe heet 'capacity design' (afb. 5.8). Een gunstig bijkomend effect is dat de belasting op de constructie – en dus ook op de verbindingen – door deze energiedissipatie lager wordt.



5.8 Ontwerpprincipe van een 'capacity design'.

Ontwerpeis 2: ontwerp een ductiele constructie op basis van 'capacity design' en voorkom voortijdig bezwijken van brosse onderdelen.

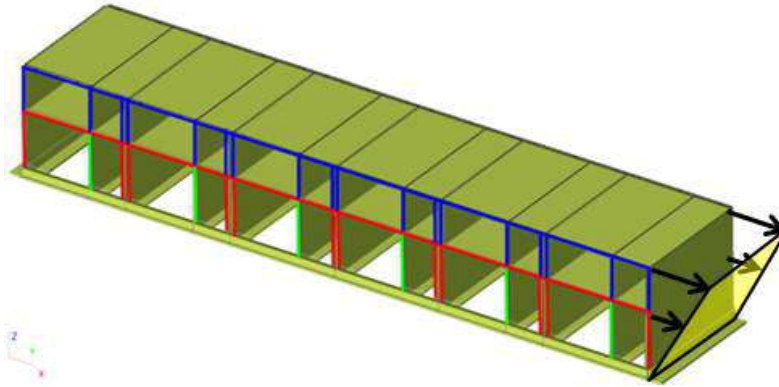
Het portaal stabiliseert de bestaande woning, waarbij de vervormingscapaciteit van de bestaande constructie beperkt is. Omdat het portaal de stabiliserende functie van de voor- en achtergevel overneemt, mogen deze onderdelen bezwijken. Echter de dragende bouwmuren (in dwarsrichting) mogen niet bezwijken. Dit is te voorkomen door de horizontale verplaatsing (drift) van de woning te beperken, waardoor de scheefstand van de bouw-

muren beperkt blijft. Uit literatuur blijkt dat de volgende verplaatsingslimieten tussen onderlinge verdiepingen een goed uitgangspunt vormen:

$$u_{\text{hor}} \leq 2/3 \times d_{\text{min}} \quad \text{met} \quad d_{\text{min}} = \text{dunste steendikte bouwmuur}$$

$$u_{\text{hor}} \leq 2,5\% \times h_{\text{bouwmuur}} \quad \text{met} \quad h_{\text{bouwmuur}} = \text{hoogte bouwmuur}$$

In afbeelding 5.9 zijn deze verplaatsingen schematisch aangegeven.



5.9 Horizontale verplaatsingen.

Ontwerpeis 3: beperk de horizontale drift van de woning (dragende bouwmuren) tot:

$$u_{\text{hor}} \leq 2/3 \times d_{\text{min}} \leq 2,5\% \times h_{\text{bouwmuur}}$$

Het laten bezwijken van de voor- en achtergevel is acceptabel voor het verhinderen van het bezwijken van de totale woning. Om ernstig letsel voor bewoners te voorkomen is het belangrijk dat de voor- of achtergevel (of delen daarvan) niet uit het vlak bezwijken en op mensen kunnen vallen en zodoende letsel veroorzaken. Dit is geen ontwerpeis voor de langsversterking, maar hiervoor moeten wel separate maatregelen worden getroffen.

Kortom, de ontwerpeisen voor de langsversterking zijn:

- een zo laag mogelijke belasting op de verbindingen;
- ductiel constructiegedrag op basis van 'capacity design';
- een beperkte horizontale verplaatsing van de bouwmuren van:

$$u_{\text{hor}} \leq 2/3 \times d_{\text{min}} \leq 2,5\% \times h_{\text{bouwmuur}}$$

5.2.2 Buitenblad: wel of niet slopen?

Om uitvoeringstechnische redenen kan worden besloten het buitenblad te laten zitten óf om deze te slopen. Deze overweging moet worden gemaakt in overleg met de aannemer, die hierin een belangrijke stem heeft. Hierna worden de voor- en nadelen van het wel of niet slopen van het buitenblad kort besproken.

De voordelen van het verwijderen van het buitenblad zijn vooral constructief:

- minder seismische massa, waardoor kleinere seismische belasting optreden;
- lagere funderingsdruk;

- het portaal kan dichter tegen de vloer worden geplaatst;
- minder snel aanpassing van de fundering noodzakelijk;
- buitenafmeting van de woning is minder groot, dan bij behoud van het buitenblad.

De voordelen van het *behouden van het buitenblad* hebben vooral met de uitvoering van doen:

- hogere bouwsnelheid, mits het behoud van het buitenblad niet tot aanpassing van de fundering leidt;
- minder hinder en overlast vanwege de sloop;
- minder afval om af te voeren;
- woning blijft gedurende de bouw wind- en waterdicht;
- bewoners kunnen makkelijker in de woning blijven tijdens de bouw;
- buitenblad kan 3D worden in gescand en is daardoor maatvaster dan de spouwzijde van het binnenblad.
- de belasting op de fundering neemt toe, waardoor bij aardbeving minder snel trek op de fundering optreedt (constructief voordeel).

In dit rekenvoorbeeld wordt uitgegaan van het behoud van het buitenblad. Dit geeft constructief en seismisch gezien de meest ongunstige resultaten. In de praktijk moet deze keuze uiteraard in overleg met de aannemer plaatsvinden.

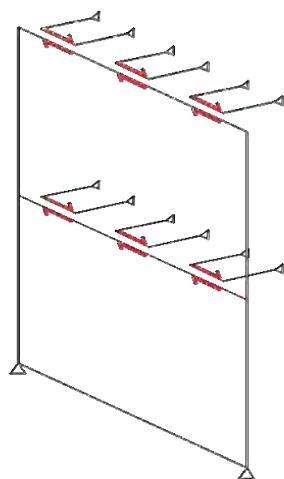
5.2.3 Verbindingen

Voor wat betreft de verbindingen van en met de portalen zijn er vier verschillende aansluitingen van belang:

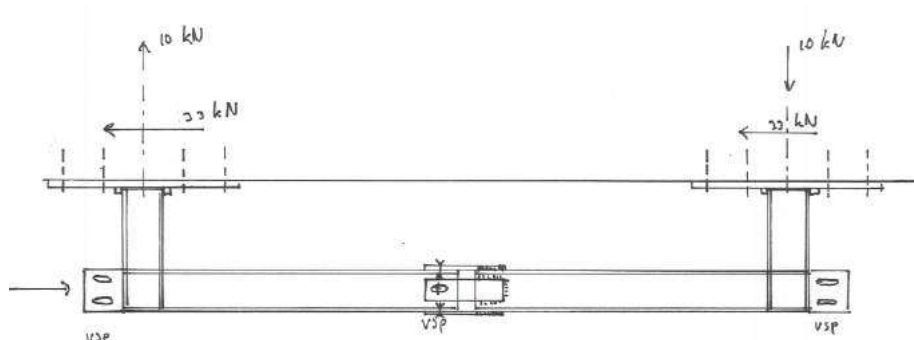
- verbindingen van het portaal met de bestaande verdiepingvloer.
- verbindingen van het portaal met de (bestaande of versterkte) fundering.
- onderlinge koppeling van de portalen.
- verbindingen in het portaal zelf.

Verbindingen van het portaal met de bestaande verdiepingvloer

De verbindingen van het portaal met de vloer van de woningen zijn kritieke onderdelen in de constructie. Dit komt vooral door de dunne vloeren (110 mm) en de lage betonkwaliteit van de vloeren (C20/25). Deze verbinding moet de excentriciteit tussen het portaal en de woningen opnemen, zonder het portaal op dwarsbuiging (loodrecht op het vlak van het portaal) te belasten. Dit laatste is een eis, omdat het portaal plastisch vervormt en hierdoor geen capaciteit voor buiging in de zwakke richting heeft. In afbeelding 5.10 is hiervoor een principe aangegeven. Daarbij wordt de excentriciteit door aparte U-portaaltjes opgenomen, die in de vloer zijn verankerd. Afbeelding 5.11 geeft een voorbeeld van de detaillering.



5.10 Principe van de koppeling van het portaal met de vloeren.

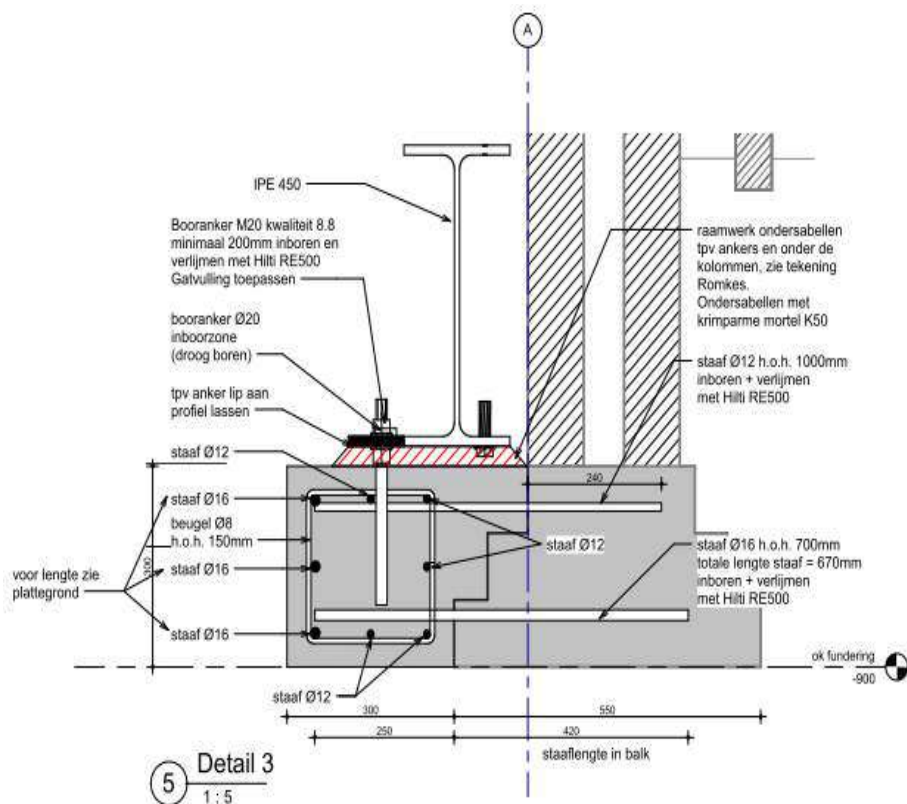


5.11 Mogelijke detaillering van de koppeling van het portaal aan de vloer.

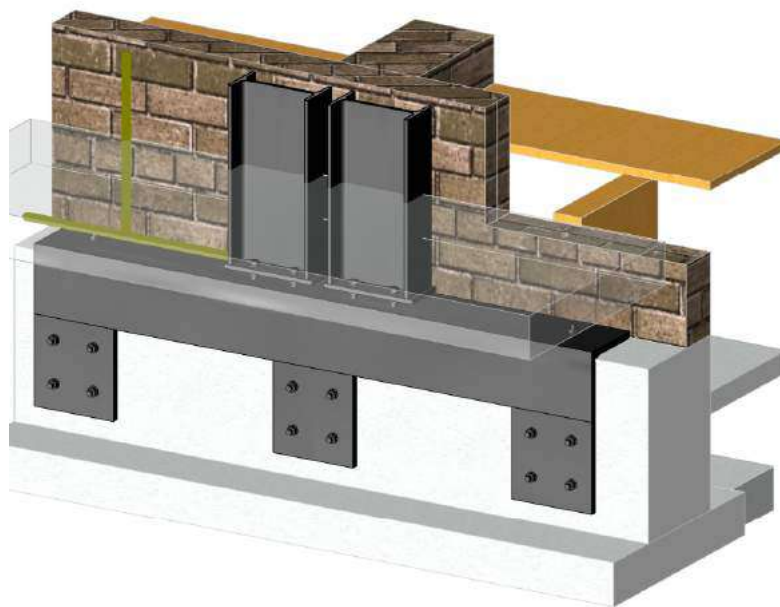
Verbindingen van het portaal met de fundering

De portalen moeten uiteindelijk aan de fundering worden bevestigd met ankers. Bij een gemetselde fundering is dan het nodig de fundering te versterken. Afbeeldingen 5.12 en 5.13 geven twee verbindingprincipes.

Een belangrijke randvoorwaarde voor de verbinding aan de fundering is dat een trekbelasting uit het ene portaal wordt gecompenseerd door een drukbelasting uit het andere portaal. Bij eindvelden is dit niet mogelijk en deze verdienen daarom extra aandacht.



5.12 Detail aansluiting portaal met een versterkte, gemetselde fundering.



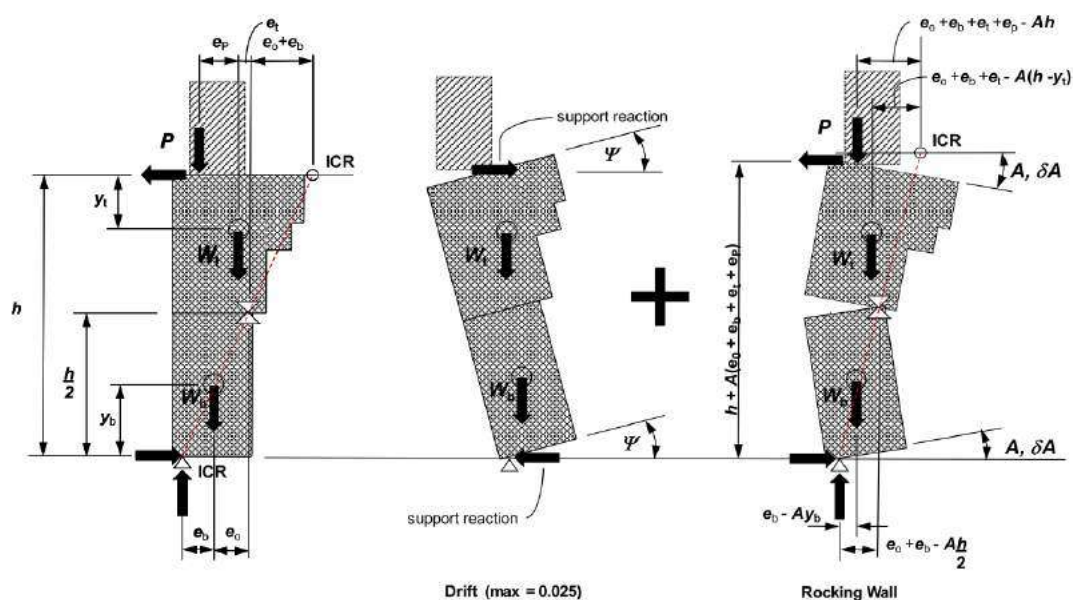
5.13 Detail aansluiting portaal met een onversterkte ribfundering.

Onderlinge koppeling van de portalen

Omdat de portalen los van elkaar staan vóór elke woning, kunnen ze bij een aardbeving in theorie tegen elkaar in bewegen. Dit wordt echter verhinderd door de bestaande verdiepingvloeren, mits deze doorgaand zijn uitgevoerd. (Het is in de praktijk echter gebleken dat dit bij andere woningtypen niet altijd het geval is.) Om deze reden én om ongewenste krachten op de verbindingen van het portaal naar de bestaande vloer te voorkomen, worden de portalen in horizontale richting onderling gekoppeld met een eenvoudige lip-verbinding. Een bijkomend voordeel van deze koppeling is dat de opleggingen van het portaal naar de fundering bij de eindvelden hierdoor worden ontlast.

5.2.4 Stabiliteit van wanden uit het vlak

Naast een versterking voor de langsstabiliteit van de woning, moeten ook de stabiliteit van de wanden uit het vlak worden gecontroleerd. Dit kan op basis van NPR 9998, tabel 9.2 of met niet-lineaire kinematische analyses (NLKA) volgens Italiaanse of Nieuw-Zeelandse voorschriften (afb. 5.14). Hierbij moet het spectrum in deze methoden worden omgewerkt naar het NPR-spectrum.



5.14 Principe van het mechanisme met een niet-lineaire kinematische analyse (NLKA).

Wanneer versterkingen van wanden uit het vlak nodig zijn, kan dit op verschillende manieren worden uitgevoerd. Voorbeelden hiervan zijn:

- houten ribben / voorzetwand;
- stalen kolommen;
- tweezijdig FRP-matten (fibre reinforced polymer) verlijmen aan het metselwerk;
- Quakeshield: het in de wand verlijmen van FRP-strippen.

Het berekenen van een versterking met FRP-strippen (Quakeshield) kan met een bijbehorend rekenprogramma worden uitgevoerd. Een versterking met FRP-matten moet op basis van internationale literatuur worden gedaan en valt buiten het kader van dit rekenvoorbeeld.

In dit voorbeeld wordt uitgegaan van versterkingen met stalen of houten ribben. Hieraan worden de volgende eisen gesteld:

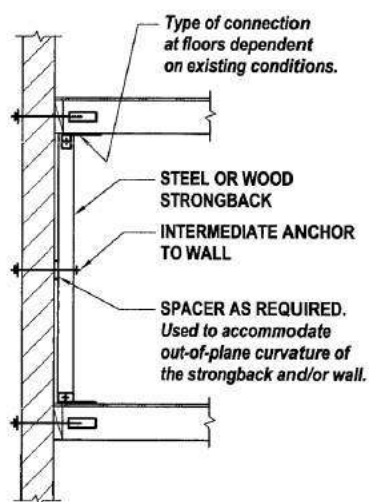
- ze moeten de volledige aardbevingsbelasting kunnen opnemen (sterkte eis);
- ze moeten de verplaatsing van de metselwerkwand beperken om het bezwijken hiervan te voorkomen (stijfheidseis).

De aardbevingsbelasting kan worden bepaald met een modale analyse of met de formules (4.24) en (4.25) uit NEN-EN 1998-1, art. 4.3.5. De verplaatsingen kunnen worden getoetst aan de instabiliteitsverplaatsing die wordt bepaald met de NLKA-methode. Wanneer deze methode niet wordt toegepast, kan de volgende eis worden gehanteerd [7]:

$$u_{\text{mid}} \leq 0,10 \cdot d_{\text{wand}}$$

De verplaatsingen van de rib moeten altijd met $q = 1$ worden berekend. Vaak blijft door de verplaatsingseis de versterking ook elastisch, waardoor de sterkte ook bij $q = 1$ moet worden bepaald. De gedragsfactor q brengt namelijk de reductie van krachten in rekening door plasticiteit. Wanneer geen plasticiteit optreedt, is ook geen reductie mogelijk.

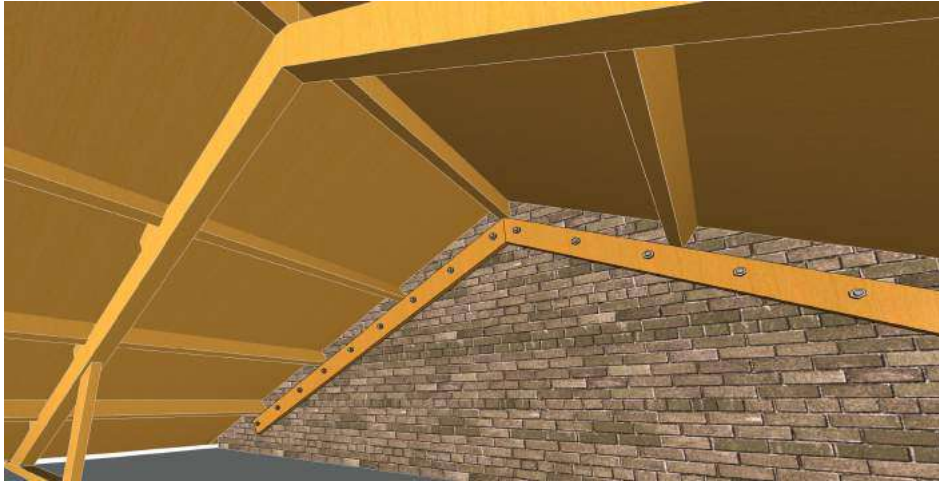
Afbeelding 5.15 toont het principe van een uit het vlak versterking van een wand met stalen of houten ribben getoond [8].



5.15 Principe van een versterking van een wand uit het vlak met ribben.

5.2.5 Topgevels

De stabiliteit van de topgevels uit het vlak moet ook worden verbeterd. Dit kan op dezelfde wijze als in de vorige paragraaf is beschreven voor de wanden. Extra aandacht moet echter worden besteed aan de koppeling met het dakvlak. De bovenzijde van de topgevels bestaat veelal uit metselwerk met een slechte kwaliteit. Hierdoor kunnen er van bovenaf geen ankers in het metselwerk worden geboord. Een goede koppeling is wel mogelijk door aan de buitenzijde van de topgevels randbalken aan te brengen en deze te koppelen met het dakvlak (afb. 5.16).



5.16 Voorbeeld van een koppeling van de topgevel aan het dakvlak.

De belasting uit de topgevels moet vervolgens door de dakschijf worden afgedragen naar de zoldervloer. Hiervoor moet de dakschijf op schijfwerkingen worden ontworpen en berekend. Dit aspect valt buiten het kader van dit rekenvoorbeeld.

5.3 Modale analyse langsversterking

Bij het maken van een modale analyse moeten de belastingen volgens Eurocode en NPR 9998 worden aangehouden. NEN-EN 1990 voor belastingen, NEN-EN 1991-1-1 voor opgelegde belastingen en de niet-seismische belastingen en NPR 9998 voor de seismische

belastingen. Dit rekenvoorbeeld is gebaseerd op de versie van december 2015 van NPR 9998.

5.3.1 Stappen modale analyse

Het uitvoeren van een modale analyse verloopt in een aantal stappen. De laatste stap (stap 6) wordt in dit rekenvoorbeeld niet behandeld. Mocht de constructie niet voldoen, dan is aanpassing/versterking noodzakelijk, waarna een nieuwe modale analyse wordt uitgevoerd. De stappen van de modale analyse worden hier kort toegelicht.

- Stap 1: schematisatie. De keuze die hier wordt gemaakt, heeft veel invloed op de resultaten en dient daarom goed te worden onderbouwd.
- Stap 2: gewichtsberekening. De hoeveelheid massa aanwezig in het systeem heeft direct invloed op de grootte van de seismische belasting, maar ook op de fundamentele trillingstijden van de constructie. Hierdoor is een nauwkeurige gewichtsberekening belangrijk.
- Stap 3: algemene methode voor elastisch-responspectrum. NPR 9998 geeft een methode voor het bepalen van het elastisch-responspectrum. Dit spectrum is nodig om op basis van de trillingsperiode van de constructie de seismische belasting te bepalen.
- Stap 4: fundamentele trillingsperioden berekenen. Meerdere softwarepakketten kunnen voor elke constructie dit eigenwaardeprobleem oplossen. Het is echter ook mogelijk dit handmatig te doen voor constructies met een klein aantal geconcentreerde massa's.
- Stap 5: seismische belasting bepalen (SRSS). Wanneer de fundamentele trillingsperioden bekend zijn, kan in combinatie met het spectrum de seismische belasting worden bepaald. Er bestaan meerdere methoden om de verschillende fundamentele trillingsperioden te combineren, waarvan alleen de SRSS-methode in dit rekenvoorbeeld wordt behandeld. Er zijn nog een aantal factoren die de seismische belasting beïnvloeden:
 - q-factor: deze factor brengt de ductiliteit van de constructie in rekening;
 - torsie: voor toevallig optredende torsie-effecten, zie NPR 9998, art. 4.3.2;
 - Tweede-orde effecten: deze effecten moeten apart worden gecontroleerd met formule 4.28 van NPR 9998.
- Stap 6: toetsen van de constructie onder seismische belasting. Na het uitvoeren van de modale analyse kan de constructie statisch worden getoetst aan de hand van de seismische belasting.

Stap 1: schematisatie

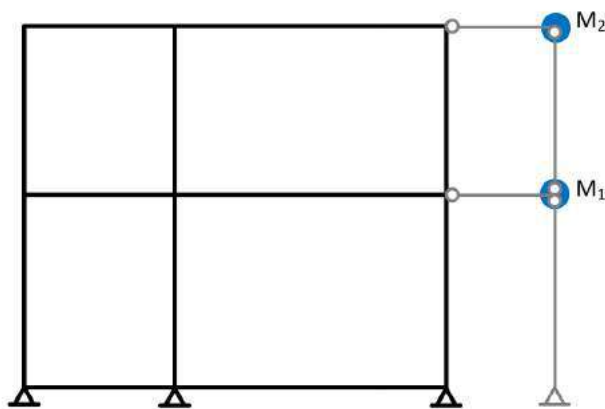
De constructie van de langsversterking wordt geschematiseerd op basis van de volgende uitgangspunten:

- een 2D-raamwerk;
- starre opleggingen ('fixed base');
- sterkte en stijfheid van de bestaande woning wordt verwaarloosd.

De langsversterking kan worden geschematiseerd in een 2D-raamwerkmodel omdat de constructie zowel horizontaal als verticaal regelmatig is opgebouwd, zie NPR 9998, tabel 4.1.

Het tweede uitgangspunt betreft het 'fixed base' principe. Hierbij wordt uitgegaan van starre steunpunten in zowel horizontale als verticale richting. Dit is een algemeen geaccepteerd principe bij (internationale) aardbevingsberekeningen waarbij in veel gevallen de grond vaak wel wat stijver is dan de Groningse ondergrond. Om het principe in de Groningse praktijk zoveel mogelijk te waarborgen worden de portalen onderling gekoppeld, zodat een trekkracht uit het ene portaal wordt gecompenseerd door een drukkracht uit het naastliggende portaal. Daarnaast moeten bij de eindvelden trekkrachten op de fundering worden voorkomen door het portaal voldoende gebouwgewicht te laten mobiliseren.

De sterkte en stijfheid van de bestaande woning wordt verwaarloosd. De massa van het bestaande gebouw is geconcentreerd rondom de beide verdiepingvloeren en kan als puntmassa's worden geschematiseerd. Deze puntmassa's worden dan met pendelstaven aan het frame worden gekoppeld (afb. 5.17).



5.17 Mechanicamodel van het portaal: in zwart het stalen portaal van één rijwoning, in grijs de aanpendelende constructie voor toepassen van tweede-orde effecten en in blauw de locatie van de massa's.

Stap 2: gewichtsberekening

Voor het uitvoeren van de modale analyse is een gedetailleerde gewichtsberekening van de constructie nodig. De massa van het gebouw wordt geconcentreerd ter plaatse van de vloer van de eerste en tweede verdieping. Dit betekent dat – naast alle massa van de vloeren en de belastingen hierop – ook de massa van de muren en het dak wordt verdeeld over de vloeren. De helft van de massa van de muren op de begane grond en de helft van muren op de eerste verdieping wordt bij de vloer van de eerste gerekend. De andere helft van de muren van de eerste verdieping, het dak en de topgevels worden bij de vloer van de tweede verdieping gerekend. De gewichtsberekening wordt in tabelvorm uitgevoerd voor de totale constructie van vier rijwoningen (tabel 5.18).

De massa per woning is gelijk aan:

massa laag 1 = $171550 / 4 = 42888$ kg

massa laag 2 = $149549 / 4 = 37387$ kg

De massa per portaal per woning is gelijk aan:

massa laag 1 = $42888 / 2 = 21444$ kg

massa laag 2 = $37387 / 2 = 18694$ kg

Een portaal (lang $2,45 + 3,75 = 6,2$ m en hoog $2,8 + 2,6 = 5,4$ m) bestaat uit drie kolommen (2x IPE 240 + 1x IPE 270) en drie regels (2x IPE 200 + 1x IPE 400). Er is echter gerekend met het gewicht van een IPE 240 in plaats van een IPE 270 uit het eerste ontwerp. De geconcentreerde massa van het portaal is dan gelijk aan:

eerste verdieping: $6,2$ m IPE 200 + $3 \cdot 2,7$ m IPE 240 = $6,2 \cdot 22,4 + 3 \cdot 2,7 \cdot 36,1 = 431$ kg

tweede verdieping: $6,2$ m IPE 200 + $3 \cdot 1,3$ m IPE 240 = $6,2 \cdot 22,4 + 3 \cdot 1,3 \cdot 36,1 = 280$ kg

Dak en 2e verdieping						
Element	α	d [m]	g [kN/m ³]	belasting [kN/m ²]	A [m ²]	totale gewicht [kN]
Kapconstructie				0,65	214,2	139,2
2e verd vloer		0,11	25	2,75	189,0	519,8
afwerklaag		0,02	24	0,48	189,0	90,7
topgevels midden		0,2	20	4,00	22,5	90,0
topgevels eind		0,25	20	5,00	15,0	75,0
dragende binnenwanden		0,2	20	4,00	31,5	126,0
		0,1	20	2,00	42,0	84,0
dragende eindgevels		0,15	20	3,00	21,0	63,0
bi-blad voor- achtergevel	60%	0,1	20	1,20	70,6	84,7
gevel mw rondom	60%	0,133	18,5	1,48	91,6	135,2
Live Load				0,32	189,0	59,5
TOTAL L2						1467 kN
						149549 kg

1e verdieping						
Element	α	d [m]	g [kN/m ³]	belasting [kN/m ²]	A [m ²]	totale gewicht
2e verd vloer		0,11	25	2,75	189,0	519,8 kN
afwerklaag		0,02	24	0,48	189,0	90,7 kN
dragende binnenwanden		0,2	20	4,00	63,0	252,0 kN
		0,1	20	2,00	84,0	168,0 kN
dragende eindgevels		0,15	20	3,00	42,0	126,0 kN
bi-blad voor- achtergevel	60%	0,1	20	1,20	141,1	169,3 kN
gevel mw rondom	60%	0,133	18,5	1,48	183,1	270,3 kN
Live Load				0,459	189,0	86,8 kN
TOTAL L1						1683 kN
						171550 kg

5.18 Gewichtberekening van één woning.

De geconcentreerde puntmassa per verdieping is gelijk aan:

eerste verdieping: $21444 + 431 = 21875$ kg (of 214 kN)

tweede verdieping: $18694 + 280 = 18974$ kg (of 186 kN)

Stap 3: algemene methode voor elastisch-responspectrum

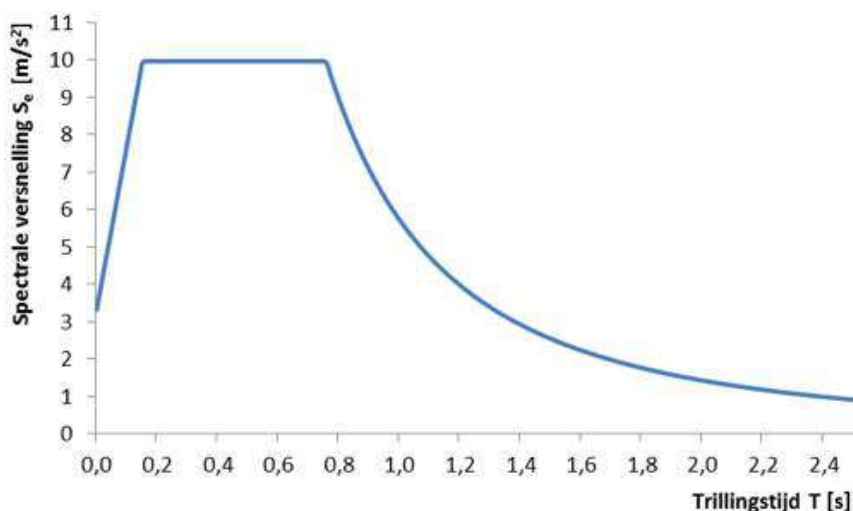
NPR 9998, art. 3.2.2.2.1 geeft de algemene methode om per locatie het elastisch responspectrum te bepalen. Hiervoor is de referentie piekgrondversnelling $a_{g,ref}$ op 30 m diepte nodig (locatie specifiek) en de factoren k_{ag} en γ_M (constructie specifiek). Het is ook mogelijk een (zogenoemde) locatie specifiek spectrum te bepalen waarin de grondeigenschappen van de locatie worden meegenomen. Echter hiervoor moet een niet-lineaire tijdsdomein-berekening op de grondkolom worden uitgevoerd: dit valt echter buiten het kader van dit rekenvoorbeeld.

Dit rekenvoorbeeld richt zich op de algemene methode van NPR 9998, die uitsluitend qua piekgrondversnelling locatie specifiek is. De materiaalfactor γ_M wordt volgens NPR 9998 niet in het spectrum meegenomen, maar in de materiaaleigenschappen in de uiteindelijke sterkte-toets. Het is echter handiger deze factor in de belastingen mee te nemen, zodat deze factor niet wordt vergeten. Tevens heeft γ_M strikt genomen alleen betrekking op het seismische aandeel van de belasting en niet de statische belasting. Dit pleit er voor de materiaalfactor juist in het spectrum te verdisconteren, zodat de factor op de juiste wijze wordt toegepast. De formules (3.8) en (3.9) van NPR 9998 wijzigen dan in:

formule (3.8): $S_{MS} = F_a \cdot S_s \cdot \gamma_M$

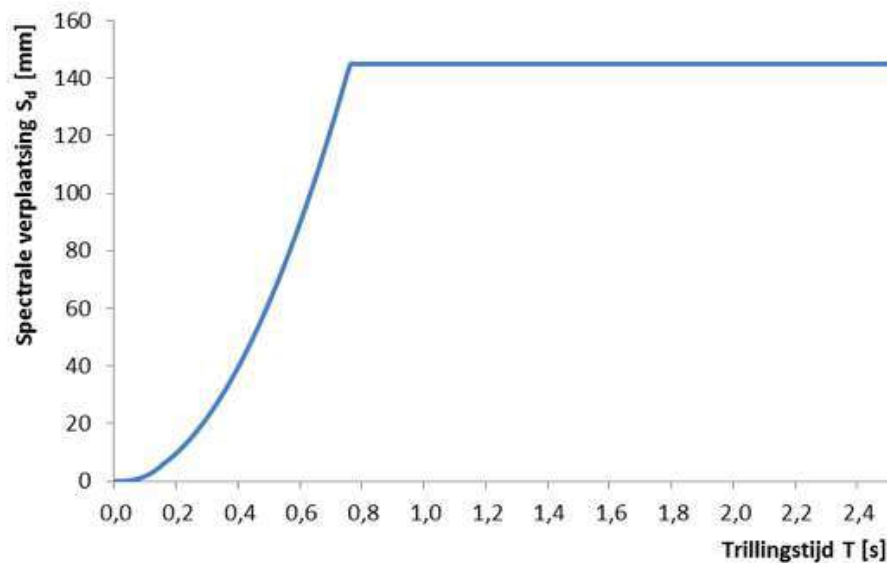
formule (3.9): $S_{M1} = F_v \cdot S_1 \cdot \gamma_M$

Voor verdere uitwerking van het spectrum moet NPR 9998 worden geraadpleegd. In dit voorbeeld was de $a_{g,ref} = 0,36 \text{ g}$, $k_{ag} = 1,2$ en $\gamma_M = 1,1$. Dit levert het spectrum van afbeelding 5.19 (het is aan te raden om bijvoorbeeld met Excel zelf het spectrum na te maken):



5.19 Elastisch responspectrum.

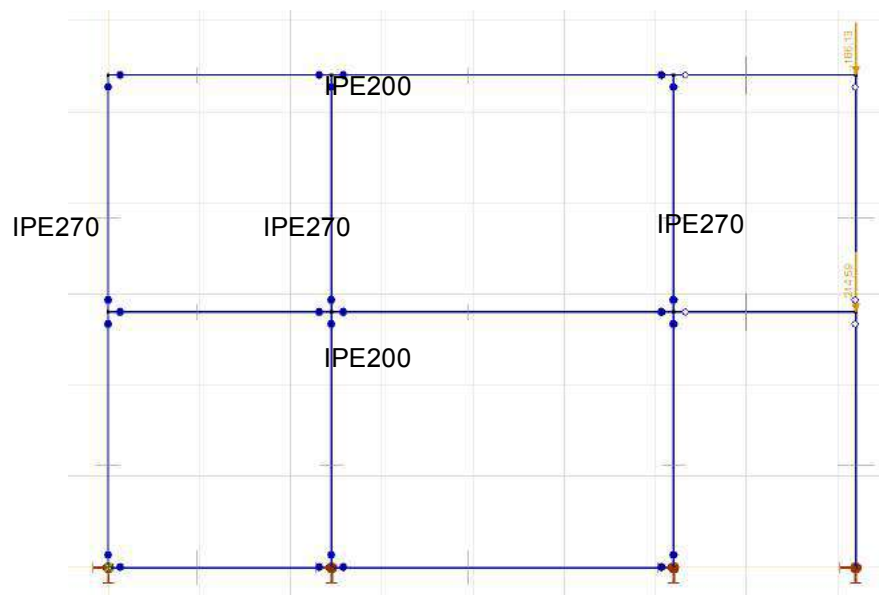
Het verplaatsingsspectrum is te berekenen door het elastische responspectrum te vermenigvuldigen met $(T/2\pi)^2$ (afb. 5.20)



5.20 Spectrale verplaatsingen.

Stap 4: fundamentele trillingsperioden

Voor het uitvoeren van de modale analyse wordt het programma AxisVM van Technosoft gebruikt, omdat dit programma de mogelijkheden heeft om een pushover berekening uit te voeren, zie paragraaf 5.4. Er zijn ook andere geschikte programma's voor het uitvoeren van een modale analyse, waarvan SCIA één van de meest gebruikte is. In wezen verandert de methode en het model niet per programma; wel heeft elk programma een eigen manier van invoeren. In dit voorbeeld wordt niet ingegaan op het leren gebruiken van AxisVM. Het model van afbeelding 5.17 is hieronder weergegeven in AxisVM, waarbij de buitenste kolommen zijn verzwaaard van een IPE 240 naar een IPE 270 (afb. 5.21) om te voldoen aan de ontwerpeisen van paragraaf 5.2.1.

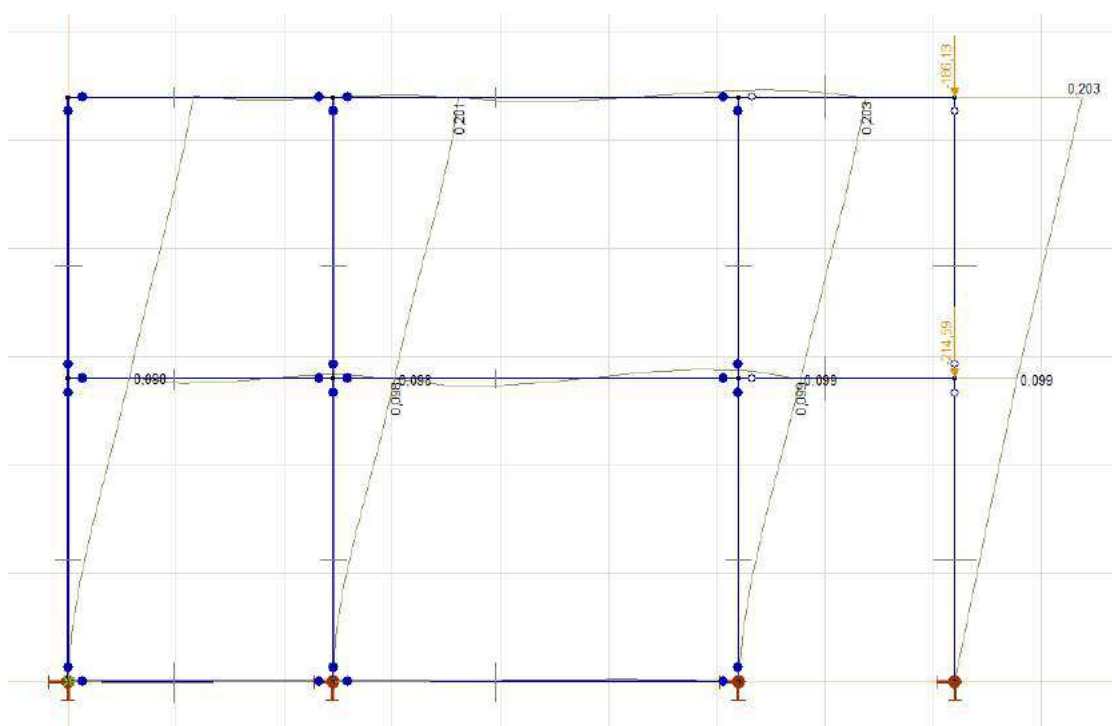


5.21 Model van het portaal voor de analyse in AxisVM.

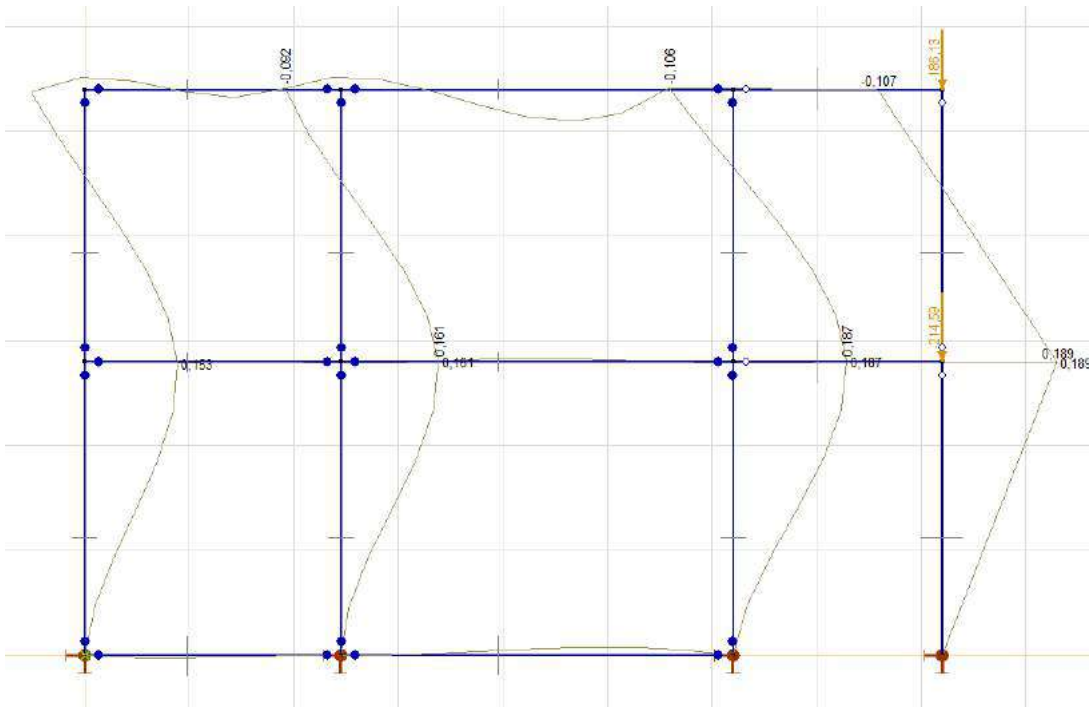
Als eerste worden de eigenfrequenties van een portaal met de massa van de bestaande woning bepaald. Het programma geeft twee modi (trillingsvormen), wat overeenkomt met het aantal vrijheidsgraden van de constructie (het portaal zelf is massaloos ingevoerd). Tabel 5.22 geeft de frequentie, trillingstijd, natuurlijke frequentie en geactiveerde massa van deze twee modi. De bijbehorende trillingsvormen zijn gegeven in afbeelding 5.23 en 5.24.

modus	frequentie (Hz)	T (s)	ω (rad/s)	$m_{\text{eff}}/m_{\text{tot}}$ (-)
1	1,80	0,555	11,32	0,890
2	6,20	0,161	38,94	0,110

5.22 Kenmerken van de twee trillingsvormen.



5.23 Modus 1 met $T_1 = 0,555$ en $m_{\text{eff}}/m_{\text{tot}} = 0,89$.



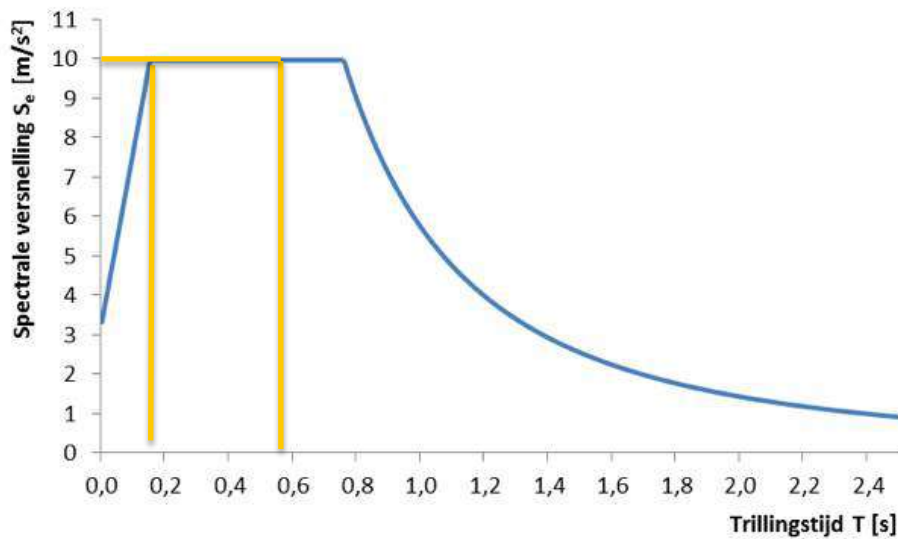
5.24 Modus 2 met $T_2 = 0,161$ en $m_{eff}/m_{tot} = 0,11$.

Stap 5: seismische belasting (SRSS)

Met de trillingstijden van de twee eigenmodi kan de seismische belasting worden bepaald. Hiervoor bestaan drie mogelijkheden.

- Absolute sum method (ABSSUM). Deze methode telt de seismische belastingeffecten absoluut op en is hierdoor conservatief, omdat de effecten van elke trillingsvorm niet tegelijk op hoeven te treden. Het totale seismische belastingeffect is gelijk aan: $E_E = \sum_{i=1}^n |E_{Ei}|$, waarbij E_{Ei} de waarde van dit seismische belastingeffect ten gevolge van trilvorm i is.
- Square root of the sum of the squares (SRSS). Dit is de algemene methode voor modale combinaties van de Eurocode en NPR 9998. Deze methode is uitsluitend geschikt voor constructiesystemen waar de natuurlijke frequenties niet te dicht bij elkaar liggen. Het totale seismische belastingeffect is gelijk aan: $E_E = (\sum_{i=1}^n E_{Ei}^2)^{1/2}$ mits: $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$, waarbij T_j en T_i de onderlinge trillingsperioden zijn.
- Complete quadratic method (CQC). Deze methode ligt tussen ABSSUM en SRSS en gebruikt een coëfficiënt ρ_{ij} om de correlatie tussen twee trillingsvormen mee te nemen. Het totale seismische belastingeffect is gelijk aan: $E_E = (\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} E_{Ei} E_{Ej})^{1/2}$.

Voor het beschouwde portaal liggen de trillingsperioden ver genoeg uit elkaar (0,555 s en 0,161 s) en kan dus SRSS worden gebruikt. In afbeelding 5.25 staan de twee (fundamentele) trillingsperioden in het elastisch responspectrum uitgebeeld.



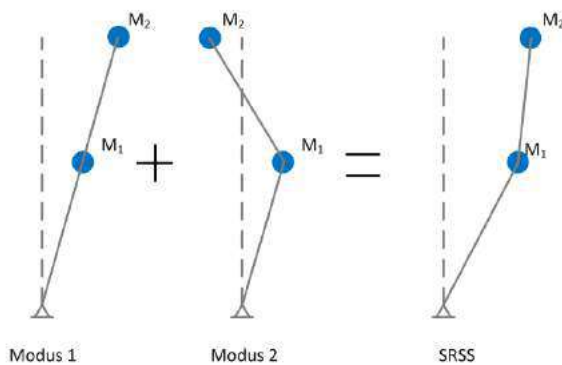
5.25 Elastisch-responspectrum.

Beide trillingsperioden liggen in het plateau en geven een spectrale versnelling van $9,97 \text{ m/s}^2$. De base shear voor modus k is gelijk aan:

$$F_b^{(k)} = S_a(T_k) \cdot m_{eff}^{(k)}$$

Figuur 5.26 toont de beide trillingsvormen. Voor modus 1 (met $T_1 = 0,555 \text{ s}$, $S_a(T_1) = 9,97 \text{ m/s}^2$, $s_1 = 0,099$, $s_2 = 0,203$ en $m_{eff}/m_{tot} = 0,89$) wordt gevonden:

$$F_b^{(1)} = S_a(T_1) \cdot m_{eff}^{(1)} = 9,97 \cdot 0,89 \cdot (21875 + 18974) = 362465 \text{ N} \rightarrow 362,5 \text{ kN}$$



5.26 Individuele trillingsvormen van de eerste en tweede mode optellen tot een samengestelde trilling.

Per knoop is dit, zie formule (4.10) van NPR 9998:

$$F_{b,i}^{(1)} = F_b^{(1)} \cdot \frac{m_i s_i}{\sum_{j=1}^n m_j s_j}$$

$$F_{b;1}^{(1)} = F_b^{(1)} \cdot \frac{m_1 s_1}{m_1 s_1 + m_2 s_2} = 362,5 \cdot \frac{21875 \cdot 0,099}{21875 \cdot 0,099 + 18974 \cdot 0,203} = 130,5 \text{ kN}$$

$$F_{b;2}^{(1)} = F_b^{(1)} \cdot \frac{m_2 s_2}{m_1 s_1 + m_2 s_2} = 362,5 \cdot \frac{18974 \cdot 0,203}{21875 \cdot 0,099 + 18974 \cdot 0,203} = 232,0 \text{ kN}$$

Voor modus 2 (met $T_2 = 0,161$ s, $S_a(T_2) = 9,97$ m/s² $s_1 = 0,189$, $s_2 = -0,107$ en $m_{eff}/m_{tot} = 0,11$) worden gevonden:

$$F_b^{(2)} = S_a(T_1) \cdot m_{eff}^{(2)} = 9,97 \cdot 0,11 \cdot (21875 + 18974) = 44799 \text{ N} \rightarrow 44,8 \text{ kN}$$

$$F_{b;1}^{(2)} = F_b^{(2)} \cdot \frac{m_1 s_1}{m_1 s_1 + m_2 s_2} = 44,8 \cdot \frac{21875 \cdot 0,189}{21875 \cdot 0,189 + 18974 \cdot -0,107} = 88,0 \text{ kN}$$

$$F_{b;2}^{(2)} = F_b^{(2)} \cdot \frac{m_2 s_2}{m_1 s_1 + m_2 s_2} = 44,8 \cdot \frac{21875 \cdot -0,107}{21875 \cdot 0,189 + 18974 \cdot -0,107} = -43,2 \text{ kN}$$

De kracht per knoop volgens de SRSS-methode is gelijk aan:

$$\text{knoop 1: } F_{b;1} = \sqrt{F_{b;1}^{(1)2} + F_{b;1}^{(2)2}} = \sqrt{130,5^2 + 88,0^2} = 157,4 \text{ kN}$$

$$\text{knoop 2: } F_{b;2} = \sqrt{F_{b;2}^{(1)2} + F_{b;2}^{(2)2}} = \sqrt{232,0^2 + (-43,2)^2} = 236,0 \text{ kN}$$

5.3.2 q-factor

Door de plastische capaciteit die in elke constructie in meer of mindere mate aanwezig is, is de respons niet zuiver elastisch, maar ook deels plastisch. Door de plastische vervorming treedt energiedissipatie in de constructie op en is effectief de belasting in de constructie lager dan wanneer elastisch wordt gerekend. NPR 9998, hoofdstuk 5 t/m 9, geeft q-factoren waarmee de seismische belasting kan worden gedeeld om zo de ductiliteit van het systeem in rekening te brengen. De q-factor kan bepaald worden met tabellen uit NPR 9998 of uit NEN-EN 1998-1, waarbij wordt opgemerkt dat dit bovengrenzen zijn. De exacte waarde van de q-factor kan worden bepaald met een pushover berekening: dit is een meer nauwkeurige manier om de ductiliteit van de constructie tijdens een aardbeving te bepalen. In paragraaf 5.4 wordt een vergelijking gedaan met de berekende en de geschatte (bovengrens van de) q-factor.

NEN-EN 1998-1 geeft in tabel 6.1 en 6.2 maximaal toelaatbare waarden van de q-factor per situatie (tabel 5.27 en 5.28). Het stalen portaal is nieuwbouw en behoort deze minimaal als DCM te worden uitgevoerd. Hierdoor kan een q-factor van maximaal 4 worden aangenomen. Echter deze maximale waarde wordt nooit bereikt vanwege de kleine spectrale verplaatsing van de aardbevingen in Groningen. Bovendien bezit de bestaande woningconstructie onvoldoende verplaatsingscapaciteit. Daarom wordt als eerste benadering een q-factor van 2 aangenomen.

5.27 *Design concepts, structural ductility classes and upper limit reference values of the behavior factors.*

Design concept	Structural ductility class	Range of the reference values of the behaviour factor q
Concept a) Low dissipative structural behaviour	DCL (Low)	$\leq 1,5 - 2$
Concept b) Dissipative structural behaviour	DCM (Medium)	≤ 4 also limited by the values of Table 6.2
	DCH (High)	only limited by the values of Table 6.2

NOTE 1 The value ascribed to the upper limit of q for low dissipative behaviour, within the range of Table 6.1, for use in a country may be found in its National Annex. The recommended value of the upper limit of q for low-dissipative behaviour is 1,5.

NOTE 2 The National Annex of a particular country may give limitations on the choice of the design concept and of the ductility class which are permissible within that country.

5.28 *Upper limit of reference values of behavior factors for systems regular in elevation.*

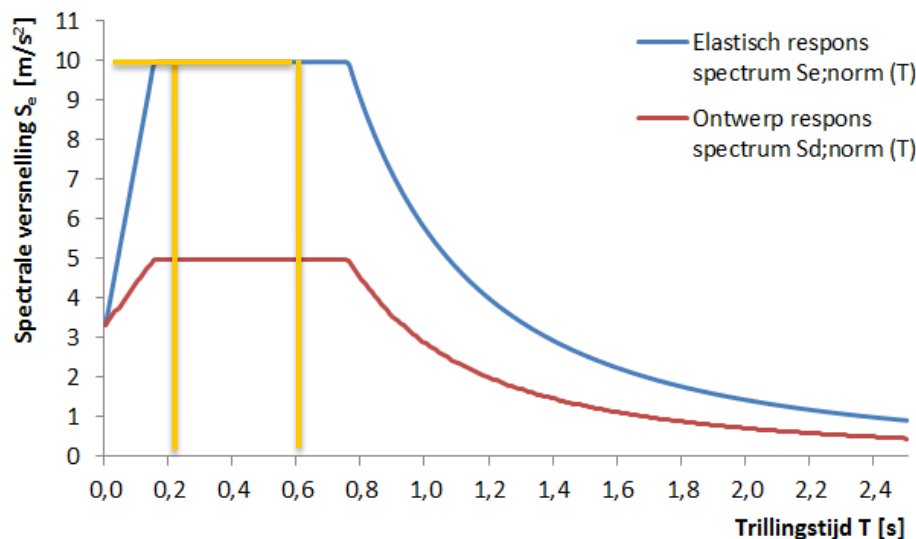
STRUCTURAL TYPE	Ductility Class	
	DCM	DCH
a) Moment resisting frames	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
b) Frame with concentric bracings Diagonal bracings V-bracings	4	4
	2	2,5
c) Frame with eccentric bracings	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
d) Inverted pendulum	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
e) Structures with concrete cores or concrete walls	See section 5	
f) Moment resisting frame with concentric bracing	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
g) Moment resisting frames with infills Unconnected concrete or masonry infills, in contact with the frame Connected reinforced concrete infills Infills isolated from moment frame (see moment frames)	2	2
	See section 7	
	4	$5\alpha_w/\alpha_1$

(2) If the building is non-regular in elevation (see 4.2.3.3) the upper limit values of q listed in Table 6.2 should be reduced by 20 % (see 4.2.3.1(7) and Table 4.1).

Afbeelding 5.29 toont het effect van de q -factor op het spectrum. Doordat beide fundamentele trillingsperiodes op het plateau liggen (en niet kleiner zijn dan T_a) kan de aardbevingsbelasting direct door de q -factor van $q = 2,0$ worden gedeeld. De belasting per knoop wordt dan:

$$F_{b,1} = 157,4/2 = 78,7 \text{ kN}$$

$$F_{b,2} = 236/2 = 118 \text{ kN}$$



5.29 Elastisch-ontwerpspectrum.

5.3.3 Torsie

Torsie moet in rekening worden gebracht volgens NPR 9998, art. 4.3.2. Hierin wordt aangegeven dat rekening moet worden gehouden dat het werkelijke massacentrum 5% excentrisch kan staan ten opzichte van het theoretische massacentrum. NPR 9998, art. 4.3.3.2.4 geeft een vereenvoudigde formule om het effect van torsie op de constructie in rekening te brengen. Toepassing van deze formule leidt tot een verhoging van 30% van de belastingeffecten op het portaal ($\delta = 1 + 0,6 \cdot x/L_e = 1 + 0,6 \cdot 0,5L_e/L_e = 1,2$). Dit is het theoretische maximum voor alle denkbare constructies en daardoor niet erg gunstig. In dit geval is het beter te kijken naar het daadwerkelijke effect van de toevallige excentriciteit van de aardbevingslast. Wanneer de excentriciteit van 5% over van de breedte van het gebouw wordt aangehouden – met één portaal aan de uiteinden – levert dit slechts 10% meer belasting op. In feite is dit in horizontale zin een ligger op twee steunpunten met een excentrische puntlast van 5% van de lengte aan weerszijden. De belasting op het portaal wordt dan:

$$F_{b,1} = 1,1 \cdot 78,7 = 86,6 \text{ kN}$$

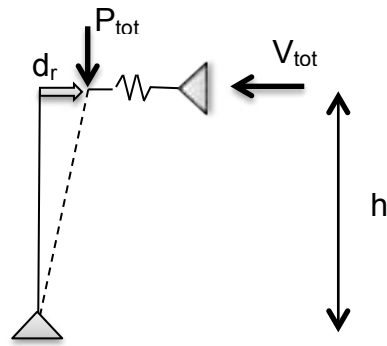
$$F_{b,2} = 1,1 \cdot 118 = 129,8 \text{ kN}$$

5.3.4 Tweede-orde effecten

Evenals bij een statisch belaste constructie, spelen tweede-orde effecten bij aardbevingen ook een belangrijke rol. De formule van het tweede-orde effect kan eenvoudig worden afgeleid van een pendelstaaf, waarbij de veer van het systeem de secant stijfheid van de constructie representeert (afb. 5.30).

De bovenbelasting waarbij het systeem in vervormde toestand precies in evenwicht is, is de kniklast:

$$P_{knik} \times d_r = V_{tot} \times h \rightarrow P_{knik} = \frac{V_{tot} \times h}{d_r}$$



5.30 Pendelstaaf.

Het knikgetal is:

$$n = \frac{P_{knik}}{P_{tot}} = \frac{V_{tot} \times h}{P_{tot} \times d_r}$$

Hieruit volgt dan de formule in NPR 9998 en NEN-EN 1998-1:

$$\theta = \frac{1}{n} = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h}$$

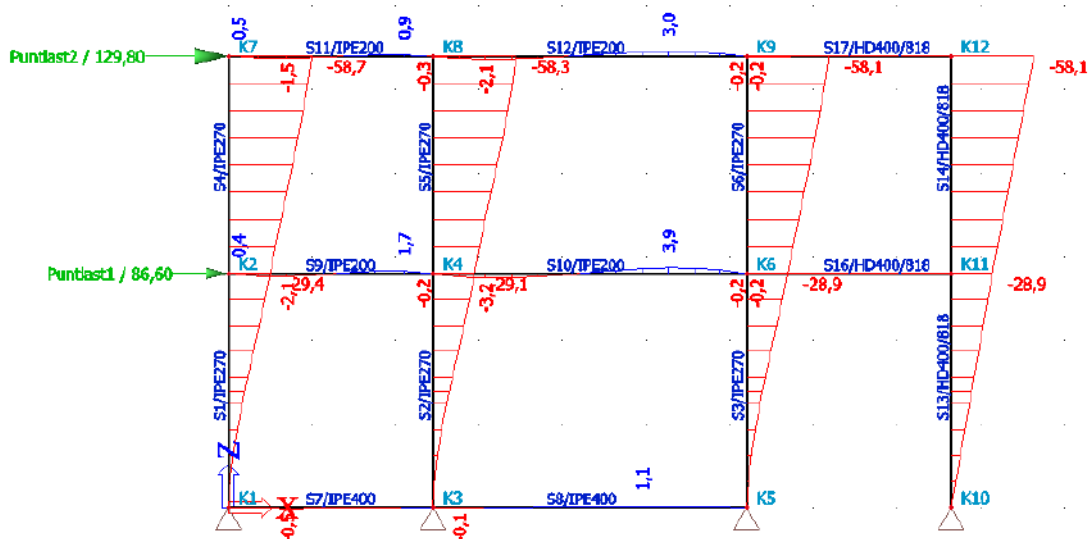
Dit is feitelijk de verhouding tussen het wegdrijvende moment $P_{tot} \times d_r$ en het teruggedrijvende moment $V_{tot} \times h$. De controle hiervan levert met (zie afb. 5.31):

P_{tot} totale verticale belasting = 401 kN;

d_r horizontale verplaatsing eerste verdieping (bij $q = 1$) = $29 \cdot 2 = 58$ mm;

V_{tot} afschuifkracht op de beschouwde bouwlaag = $129,8 + 86,6 = 216,4$ kN;

h hoogte bouwlaag = 2,8 m.



5.31 Verplaatsingen van het portaal voor het bepalen van het tweede-orde effect ($q = 1$).

Dit geeft een tweede-orde effect van:

$$\theta = 401 \cdot 0,058 / (216,4 \cdot 2,8) = 0,038 \text{ (ofwel } 3,8\%) < 0,10$$

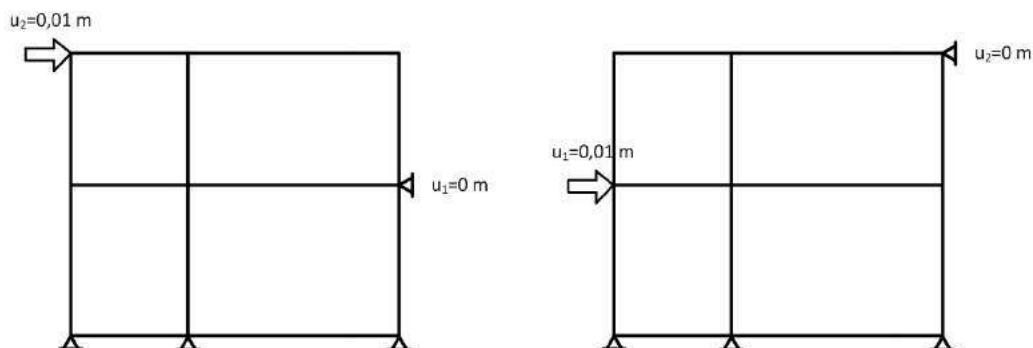
Het tweede-orde effect mag dus worden verwaarloosd.

5.3.5 Handberekening ter controle

Een modale analyse is ook uit te voeren zonder een rekenprogramma met modale analyse functionaliteit. Deze handberekening kan worden gebruikt ter controle van de hoofdberekening óf om vooraf een schatting te maken van de te verwachten trillingstijden.

Deze berekening is echter uitsluitend praktisch en vlot uit te voeren voor een tweemassaveer-systeem. Wel is het aan te raden om voor het bepalen van de stijfheidsmatrix van de constructie een rekenpakket te gebruiken: de liggers in het portaal kunnen immers niet als oneindig stijf worden aangenomen.

Het bepalen van de stijfheidsmatrix is mogelijk door met een rekenpakket de constructie twee keer door te rekenen. De eerste keer door de eerste massaknoop scharnierend op te leggen ($u_1 = 0$) en de tweede massaknoop een voorgeschreven verplaatsing te geven en vervolgens de knoopp krachten te noteren. De tweede keer door de situatie om te draaien, dus de tweede massaknoop een scharnierend op te leggen ($u_2 = 0$) en de eerste knoop een voorgeschreven verplaatsing geven (afb. 5.32). Dit proces is ook met de hand te doen, maar kan door de hoeveelheid staven in het portaal tijdrovend worden.



5.32 Bepalen van de stijfheidsmatrix.

Het systeem kan worden omschreven worden door:

$$K u = F \rightarrow \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{bmatrix}$$

$$K_{11}u_1 + K_{12}u_2 = F_1$$

$$K_{21}u_1 + K_{22}u_2 = F_2$$

Met een rekenprogramma (Technosoft Raamwerken) volgt, met $u_1 = 0$ en $u_2 = 0,01$ m:

$$F_1 = -119000 \text{ N}, F_2 = 83000 \text{ N}$$

$$K_{11}u_1 + K_{12}u_2 = F_1 \rightarrow K_{12} = \frac{F_1}{u_2} = \frac{-119000}{0,01} = -1,19 \cdot 10^7$$

$$K_{21}u_1 + K_{22}u_2 = F_2 \rightarrow K_{22} = \frac{F_2}{u_2} = \frac{83000}{0,01} = 8,30 \cdot 10^6$$

Evenzo wordt berekend, met $u_1 = 0,01$ m en $u_2 = 0$:

$$F_1 = 278000 \text{ N}, F_2 = -122000 \text{ N}$$

$$K_{11}u_1 + K_{12}u_2 = F_1 \rightarrow K_{11} = \frac{F_1}{u_1} = \frac{278000}{0,01} = 2,78 \cdot 10^7$$

$$K_{21}u_1 + K_{22}u_2 = F_2 \rightarrow K_{21} = \frac{F_2}{u_1} = \frac{-122000}{0,01} = -1,22 \cdot 10^7$$

De stijfheidsmatrix (in N/m) is gelijk aan:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2,78 \cdot 10^7 & -1,19 \cdot 10^7 \\ -1,22 \cdot 10^7 & 8,30 \cdot 10^6 \end{bmatrix}$$

De massamatrix (in kg) is gelijk aan:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 21875 & 0 \\ 0 & 18974 \end{bmatrix}$$

De natuurlijke eigenfrequenties van het systeem kunnen worden bepaald met de vergelijking:

$$\mathbf{M} \ddot{u} + \mathbf{K} u = 0 \rightarrow u = u \sin(\omega t) \text{ invoegen} \rightarrow -\omega^2 \mathbf{M} u + \mathbf{K} u = 0$$

$$\text{Det}(-\omega^2 \mathbf{M} + \mathbf{K}) = 0 \rightarrow$$

$$\begin{vmatrix} -\omega^2 m_1 + K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & -\omega^2 m_2 + K_{22} \end{vmatrix} = 0 \rightarrow (-\omega^2 m_1 + K_{11})(-\omega^2 m_2 + K_{22}) - K_{12}K_{21} = 0$$

$$\omega^2 = \frac{m_1 K_{22} + m_2 K_{11} \pm \sqrt{(m_1 K_{22} + m_2 K_{11})^2 - 4m_1 m_2 (K_{11}K_{22} + K_{12}K_{21})}}{2m_1 m_2}$$

Invullen van de waardes geeft:

$$\omega^2 = \frac{7,091 \cdot 10^{11} \pm \sqrt{5,027 \cdot 10^{23} - 1,421 \cdot 10^{23}}}{8,301 \cdot 10^8}$$

$$\omega_1 = 11,43 \text{ rad/s} \rightarrow f_1 = 1,81 \text{ Hz} \rightarrow T_1 = 0,552 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 39,72 \text{ rad/s} \rightarrow f_2 = 6,32 \text{ Hz} \rightarrow T_2 = 0,158 \text{ s}$$

De modale respons analyse gaf $T_1 = 0,555$ s en $T_2 = 0,158$ s, wat redelijk overeen komt.

Het is dus mogelijk om snel een inschatting te maken van de verwachte trillingstijden. In dit geval is de constructie niet al te complex, maar dezelfde som kan ook voor meerdere vrijheidsgraden worden uitgevoerd met rekensoftware zoals Maple, Matlab of Excel.

5.4 Pushover analyse langsversterking

Bij een pushover berekening wordt de horizontale belasting op een constructie geplaatst en stapsgewijs opgevoerd. Hierbij worden bij elke stap de verplaatsingen bepaald, waarbij rekening wordt gehouden met niet-lineair materiaalgedrag. De verdeling van de horizontale belasting moet overeen komen met de verwachte seismische belasting. Hieruit volgt een last/verplaatsing-diagram, die het gedrag van de constructie tijdens een aardbeving weergeeft. In deze paragraaf wordt deze berekening zowel met de computer als met de hand uitgevoerd.

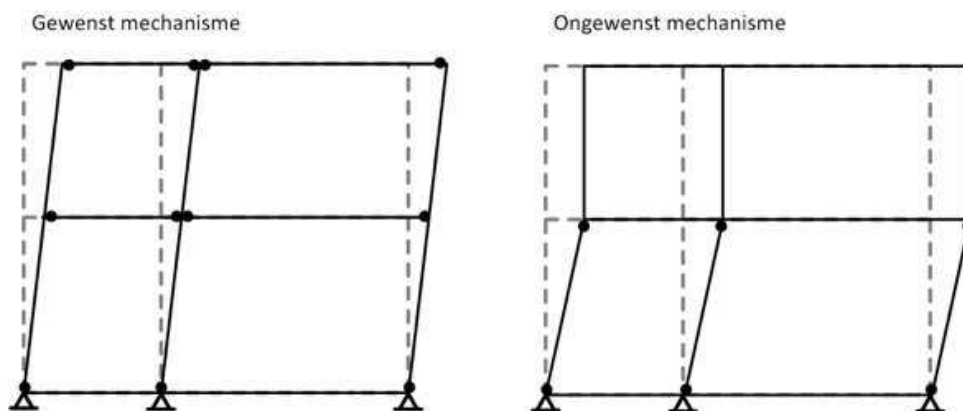
5.4.1 Stappen pushover berekening

Het uitvoeren van een pushover berekening gaat in een aantal stappen die hier kort worden toegelicht.

- Stap 1: keuze model. Mocht de modale analyse nog niet zijn gedaan, dan is deze stap – in combinatie met de gewichtsberekening – noodzakelijk voor het uitvoeren van de pushover. Ook is het handig met een handmatige berekening het bezwijkmechanisme in te schatten.
- Stap 2: eigenwaarde analyse. Hetzelfde als bij de modale analyse, nodig voor de modale verdeling van de belasting.
- Stap 3: Pushover belasting genereren. De verdeling van de belasting voor de pushover berekening over de knopen van de constructie kan worden gegenereerd door elk FEM-pakket of handmatig worden uitgerekend.
- Stap 4: pushover berekening uitvoeren. Wanneer de belasting is gegenereerd en de constructie is ingevoerd kan de pushover berekening worden uitgevoerd.
- Stap 5: resultaten analyseren. Een pushover berekening van een versterking wordt zelden één keer uitgevoerd. Het is een proces van resultaten analyseren, constructie aanpassen, berekening uitvoeren en weer analyseren totdat de optimale constructie is gevonden.

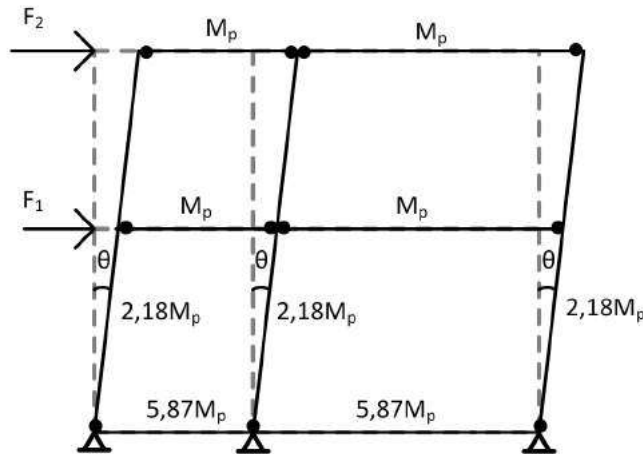
5.4.2 Handmatige pushover berekening

Een pushover berekening laat zien op welke manier een constructie bezwijkt door stapsgewijs de horizontale belasting op te voeren. Hieruit kan de ductiliteit van de constructie worden afgeleid. Het is ongewenst dat alle plastische vervorming in de kolommen optreedt, omdat hierdoor een 'soft storey' ontstaat. Bij dit mechanisme lokaliseert namelijk alle vervorming zich in één verdieping, terwijl de vervorming volgens de ontwerpeisen uit paragraaf 5.2.1 juist moet worden beperkt. Daarnaast wordt het tweede-orde-effect dan ook groter. Wenselijk is dat de plastische scharnieren zich in de liggers vormen, zodat de vervorming zich evenredig over de verdiepingen verdeelt (afb. 5.33)..



5.33 Mogelijke bezwijkmechanismen van het portaal.

Met een eenvoudige handberekening is aan te tonen dat bij dit portaal het gewenste bezwijkmechanisme eerder optreedt dan het ongewenste. Stel daartoe de arbeid (A) gelijk aan de energie opgenomen in het systeem (E). Voor het gewenste mechanisme wordt gevonden (afb. 5.34):



5.34 Plastisch mechanisme van het portaal waarbij de vervorming is verdeeld over twee verdiepingen.

$$F_2 = \alpha F_1$$

$$A = E$$

$$A = \alpha \cdot F_1 \cdot 5,4 \cdot \theta + F_1 \cdot 2,8 \cdot \theta = (5,4 \cdot \alpha + 2,8) \cdot F_1 \cdot \theta$$

$$E = 3 \cdot 2,18 \cdot M_p \cdot \theta + 4 \cdot M_p \cdot \theta + 4 \cdot M_p \cdot \theta = 14,54 \cdot M_p \cdot \theta$$

$$A = E \rightarrow F_1 = \frac{14,54 \cdot M_p}{5,4 \cdot \alpha + 2,8}$$

$$M_p = 222,6 \cdot 355 = 79023 \text{ Nm} \rightarrow 79,0 \text{ kNm}$$

Uniforme pushover belasting:

$$\alpha = \frac{0,46}{0,54} = 0,85 \rightarrow F_1 = 155,4 \text{ kN} \rightarrow F_{tot} = 287,8 \text{ kN}$$

Modale pushover belasting:

$$\alpha = \frac{0,64}{0,36} = 1,77 \rightarrow F_1 = 92,9 \text{ kN} \rightarrow F_{tot} = 258,2 \text{ kN}$$

Voor het ongewenst mechanisme wordt gevonden (afb. 5.35):

$$F_2 = \alpha F_1$$

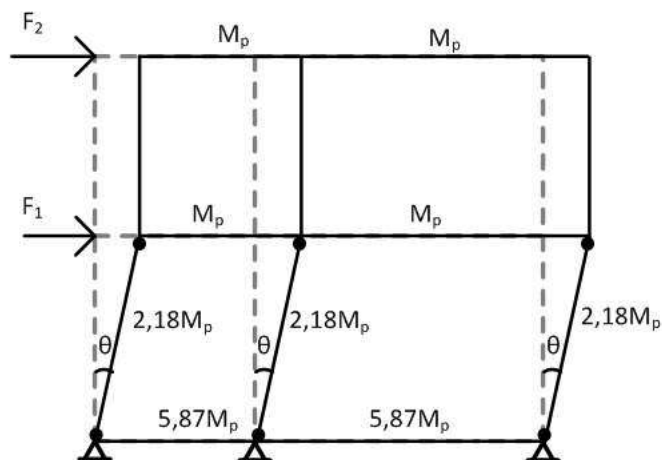
$$A = E$$

$$A = \alpha \cdot F_1 \cdot 2,8 \cdot \theta + F_1 \cdot 2,8 \cdot \theta = (2,8 \cdot \alpha + 2,8) \cdot F_1 \cdot \theta$$

$$E = 6 \cdot 2,18 \cdot M_p \cdot \theta = 13,08 \cdot M_p \cdot \theta$$

$$A = E \rightarrow F_1 = \frac{13,08 \cdot M_p}{2,8 \cdot \alpha + 2,8}$$

$$M_p = 222,6 \cdot 355 = 79023 \text{ Nm} \rightarrow 79,0 \text{ kNm}$$



5.35 Plastisch mechanisme van het portaal waarbij de vervorming is verdeeld over een verdieping.

Uniforme pushover belasting:

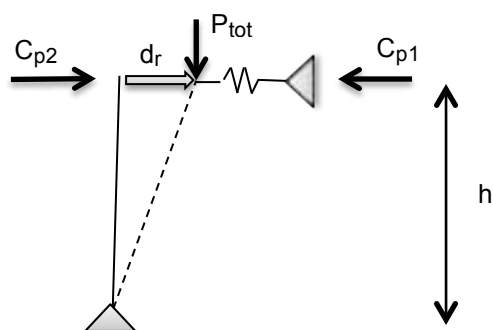
$$\alpha = \frac{0,46}{0,54} = 0,85 \rightarrow F_1 = 199,5 \text{ kN} \rightarrow F_{tot} = 369,4 \text{ kN}$$

Modale pushover belasting:

$$\alpha = \frac{0,64}{0,36} = 1,77 \rightarrow F_1 = 133,2 \text{ kN} \rightarrow F_{tot} = 370,1 \text{ kN}$$

De bezwijklast bij het gewenste mechanisme is voor zowel de modale als de uniforme pushover belasting lager dan van het ongewenste mechanisme, waardoor het gewenste mechanisme altijd eerder optreedt. Mocht dit niet het geval zijn, dan moet de momentweerstand van de kolommen worden verhoogd (zwaarder profiel nemen).

De tweede-orde effecten die optreden door de scheefstand kunnen ook met de hand worden berekend (afb. 5.36).



5.36 Aanpendelende belasting in vervormde toestand.

In afbeelding 5.36 is C_{p1} de eerste-orde plastische capaciteit van het portaal, d_r de horizontale verplaatsing en C_{p2} de tweede-orde plastische capaciteit van het portaal. Hieruit volgt:

$$P_{tot} \times d_r + C_{p2} \times h = C_{p1} \times h$$

$$C_{p2} = C_{p1} - \frac{P_{tot} \times d_r}{h} = C_{p1} \left(1 - \frac{P_{tot} \times d_r}{h \times C_{p1}} \right)$$

Bij een aardbeving is V_{tot} de eerste-orde aardbevingsbelasting, die plastisch dan gelijk is aan C_{p1} . Bovenstaande formule kan dan als volgt worden herschreven:

$$C_{p2} = C_{p1}(1 - \theta)$$

Dit geeft de volgende resultaten, inclusief tweede-orde effecten:

uniform: $F_{tot} = 288 \times (1 - 0,038) = 277 \text{ kN}$

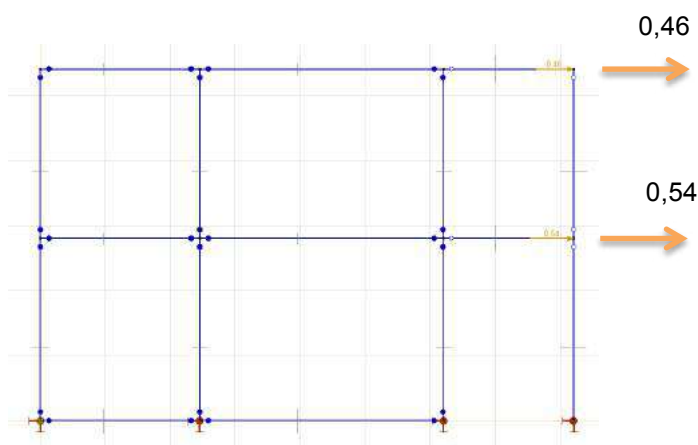
modaal: $F_{tot} = 258 \times (1 - 0,038) = 248 \text{ kN}$

5.4.3 Pushover berekening met FEM-software

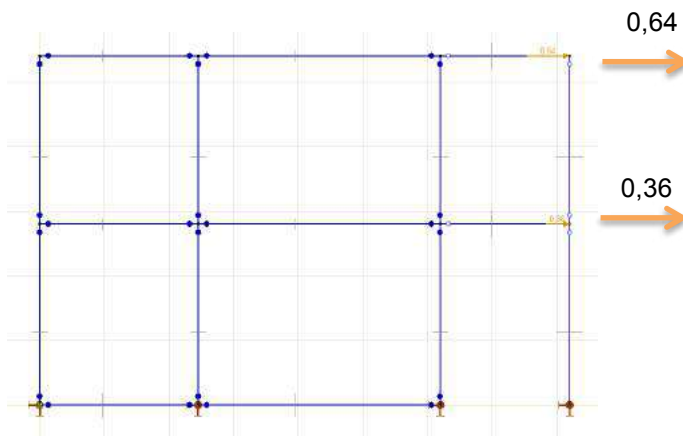
Bij het uitvoeren van een pushover berekening met een eindige-elementenpakket moet er op een aantal zaken worden gelet.

- Vaak is de materiaalfactor γ_M niet in het spectrum meegenomen en hier moet de constructeur dus zelf rekening mee houden, bijvoorbeeld door k_{ag} kunstmatig te verhogen.
- De statische verticale krachten moeten aan het model worden toegevoegd vanwege het tweede-orde effect.
- Er moet een stapgrootte worden vastgesteld en de bedieningsknoop ('control node') moet worden geselecteerd.
- Er zijn meestal verschillende materiaalmodellen beschikbaar voor de plastische scharnieren (met en zonder degradatie) en achteraf moet worden gecontroleerd of de rotatie niet groter is dan de rotatiecapaciteit.

Er zijn twee mogelijkheden voor het toepassen van de pushover belasting. De versnelling kan uniform over de massa worden verdeeld (uniform) of in de verhouding van de modus met de meeste massaparticipatie (modaal). Beide methoden kunnen door eindige-elementenpakketten worden gegenereerd en er moet worden gekeken welke van de twee maatgevend is. In afbeelding 5.37 en 5.38 staan de verdelingen van de pushover belastingen weergegeven.



5.37 Uniforme pushover belasting



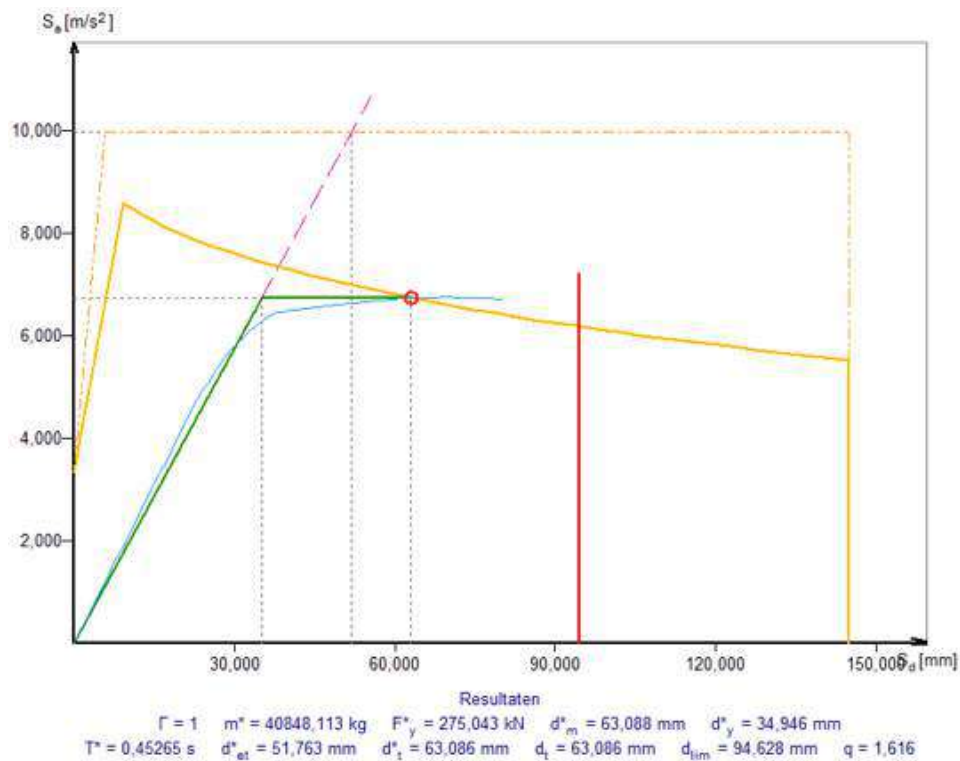
5.38 Modale pushover belasting.

De bedieningsknoop moet voor de controle van de totale constructie worden gekozen op de hoogst gelegen massa, waar de grootste verplaatsing optreedt. Wanneer de interstorey drift van de eerste verdieping wordt gecontroleerd, kan de bedieningsknoop uitsluitend voor dit doel op de eerste verdieping worden geplaatst.

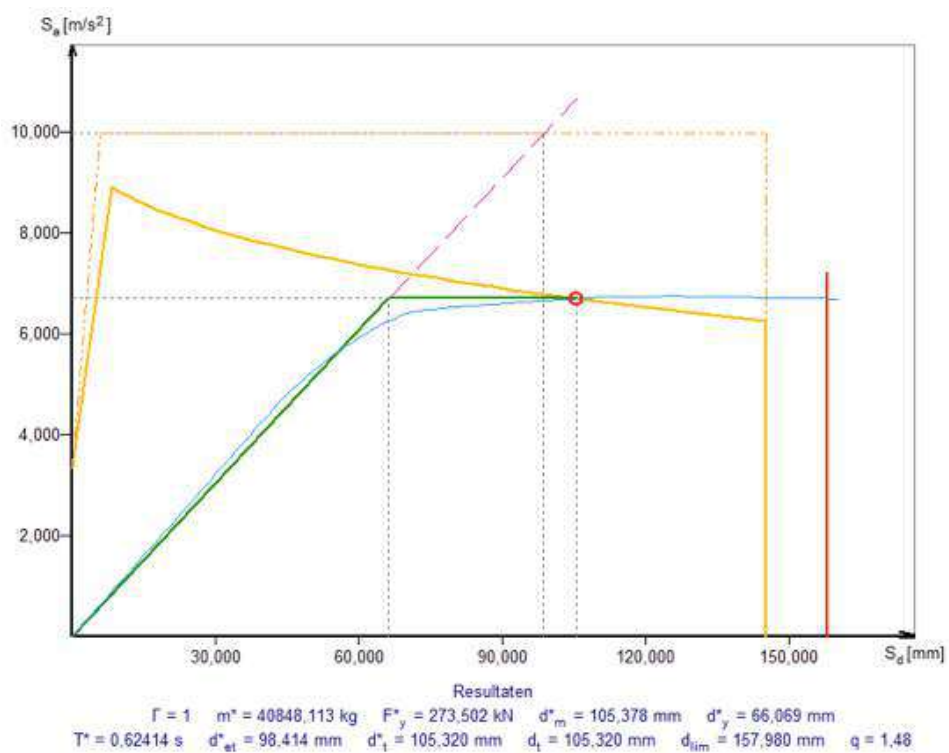
De afbeeldingen 5.39 en 5.40 tonen de grafieken van het acceleration displacement responsspectrum (ADRS). Op de verticale as staan de spectrale versnellingen en op de horizontale as de verplaatsingen. De groene lijn is de bilineaire capaciteitscurve, uitgedrukt in versnellingen $S_a = F_{\text{plastisch}}/m^*$. De gele streep-stippel-lijn is van de elastische ADRS en de dikke gele lijn van de niet-lineaire ADRS, die rekening houdt met ductiliteit in de constructie. Het snijpunt tussen de niet-lineaire ADRS en de capaciteitscurve is de 'target displacement'.

De grootheden met een * zijn de waarden behorend bij het equivalente één-massa-veersysteem. De waarden zonder * zijn de werkelijke verplaatsingen van de gekozen bedieningsknoop (bijvoorbeeld op de eerste of tweede verdieping). De transformatiefactor Γ is de verhouding van de verplaatsing van de bedieningsknoop en het equivalente één-massa-veersysteem. Bij een uniforme pushover is de transformatiefactor altijd 1,0.

Bij de uniforme pushover analyse is verplaatsing 63 mm op de eerste verdieping en 105 mm op de tweede verdieping, ofwel een interstorey drift van respectievelijk 63 en 42 mm. Beide zijn kleiner dan het maximaal toelaatbare, namelijk 67 mm. Dus akkoord. Het portaal gaat vloeien bij een belasting (base shear) van $F_y = 275$ kN. Deze waarde komt nagenoeg overeen met de handberekening.



5.39 Versnelling/verplaatsing-responspectrum met een uniforme pushover belasting op de eerste verdieping.



5.40 Versnelling/verplaatsing-responspectrum met een uniforme pushover belasting op de tweede verdieping.

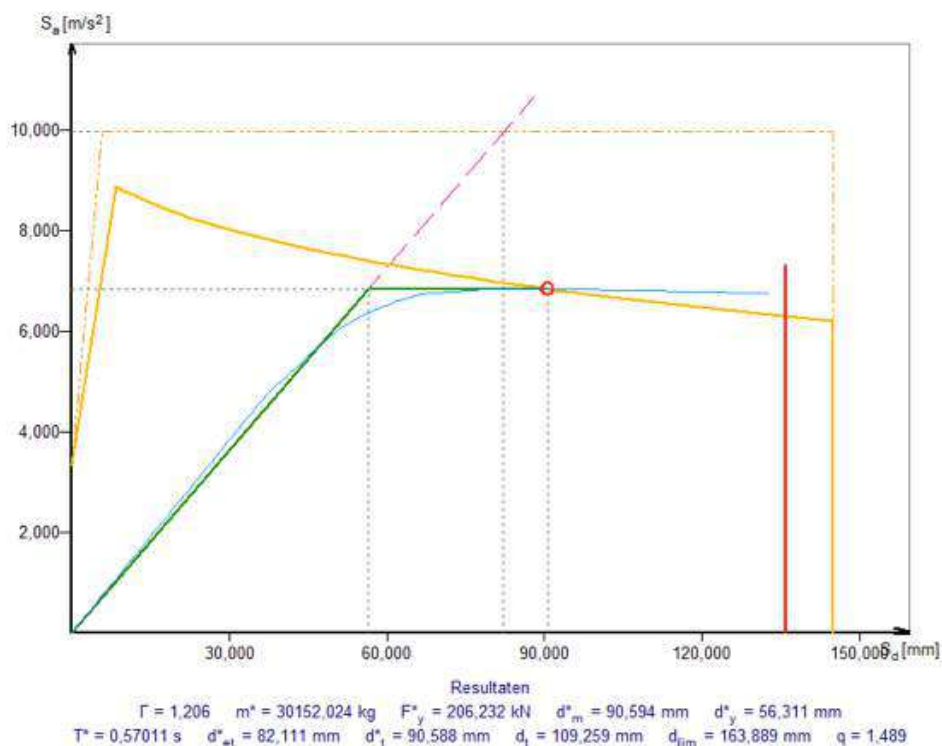
De resultaten van de modale pushovers zijn getoond in afbeelding 5.41 en 5.42. De verplaatsingen zijn 53 mm voor de eerste verdieping en 109 mm voor de tweede verdieping. De verplaatsingen van het equivalente één-massa-veersysteem is voor beide verdiepingen 91 mm (afgerond). De grootste drift is $109 - 53 = 56$ mm op de eerste verdieping, maar kleiner dan de toegestane waarde van 67 mm.

De belasting waarbij het portaal gaat vloeien is:

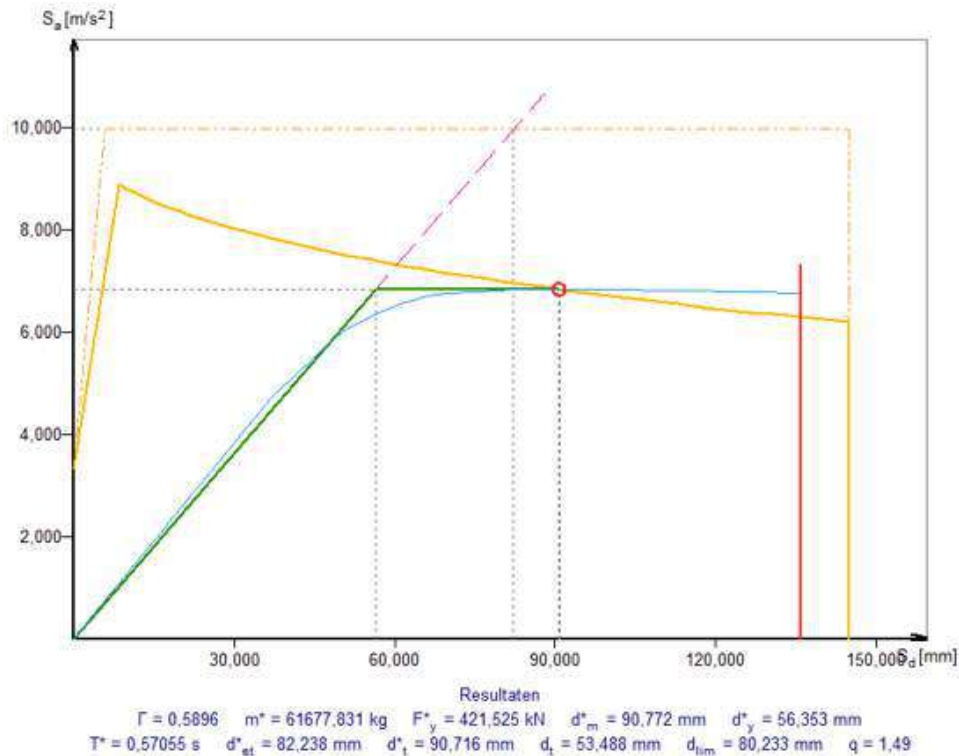
$$F_y = \Gamma \cdot F_y^* = 0,5896 \cdot 421,53 = 248,5 \text{ kN}$$

Ook deze waarde is maatgevend voor de handberekening.

De maatgevende situatie is uiteindelijk de uniforme pushover. De interstorey drift is hierbij het grootst en het portaal gaat pas bij een hogere kracht vloeien. Door de hogere plastische capaciteit treedt er minder energiedissipatie op en daardoor een lagere q-waarde van slechts $q = 1,48$ in Near Collapse. De additionele 150% verplaatsing in de pushover curve volgens NEN-EN 1998-1, art. 4.3.3.4.2.3 is geen verplaatsing waarop moet worden getoetst. Deze verplaatsing is rekenkundig nodig om de numerieke stabiliteit van de pushover berekening te waarborgen.



5.41 Versnelling/verplaatsing-responspectrum met een modale pushover belasting op de eerste verdieping.



5.42 Versnelling/verplaatsing-responspectrum met een modale pushover belasting op de tweede verdieping.

5.4.4 Analyse resultaten

Uiteindelijk kunnen de resultaten als volgt worden geïnterpreteerd. De verplaatsingen voldoen aan de interstorey drift limit van 67 mm. Het mechanisme is ductiel, waarbij de liggers eerst vloeien en dan pas de kolommen. De base shear is 275 kN per portaal. Er is in dit model geen rekening gehouden met excentriciteiten. Door de stijve dwarswanden zal een excentriciteit van het massacentrum niet tot een verdraaiing van de vloerschijf leiden. De torsie die hiervan het gevolg is, wordt door de dwarswanden opgenomen en leidt hierdoor niet tot een additionele verplaatsing van de portalen. Effectief bedraagt de toename van de belasting op de dwarswanden:

$$\Delta F = (2 \cdot 275) \cdot (0.05 \cdot 7400) / 6300 = 32 \text{ kN}$$

Zoals eerder berekend is de gedragsfactor in Near Collapse slechts $q = 1,48$. Deze exacte waarde is lager dan volgens NPR 9998 mag worden aangehouden ($q = 1,33 \cdot 1,5 = 2,0$). Dit wordt veroorzaakt door de beperkte opgelegde verplaatsingen waar het portaal in wordt gedruwd tijdens een Groningse aardbeving.

Ten slotte moet de rotatiecapaciteit van de plastische scharnieren worden gecontroleerd. Hiervoor geeft NEN-EN 1998-1 voor nieuwe constructies geen waarden. Nieuw staal heeft vanuit zichzelf voldoende rotatiecapaciteit, mits wordt voldaan aan de eisen van NEN-EN 1998-1, art. 6.2 en 6.11.

De verbindingen van het staal zelf (ligger-kolom) en portaal naar vloer en fundering moeten op oversterkte worden berekend, zodat zeker is dat het portaal vloeit voordat brosse onderdelen bezwijken. Hiervoor moeten de krachten van de aansluitingen worden verhoogd tot:

$$\gamma_{ov} = 1,1 \cdot 1,25 = 1,375$$

Een voorbeeld van een verbinding van het portaal naar de vloer is gegeven in paragraaf 5.2.3.

5.5 Literatuur

1. *NEN-EN 1990* (Eurocode. Grondslagen van het constructief ontwerp) + A1 + C2 + Nationale Bijlage, 2011.
2. *NEN-EN 1991-1-1* (Eurocode 1. Belastingen op constructies. Deel 1-1. Algemene belastingen. Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen) + C1 + Nationale Bijlage, 2011.
3. *NEN-EN 1998-1* (Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1. General rules, seismic actions and rules for buildings), 2005 + A1, 2013.
4. *NEN-EN 1998-3* (Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 3. Assessment and retrofitting of buildings), 2005 + C2, 2013.
5. *NEN-EN 1998-5* (Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 5. Foundations, retaining structures and geotechnical aspects), 2005.
6. *NPR 9998* (Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren. Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen), december 2015.
7. IBC, *International Building Code 2001*.
8. FEMA 547, Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings, October 2006.
9. NZSEE, Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes, Section 10, april 2015: seismic assessment of unreinforced masonry buildings.

Technisch Dossier #5

Aardbevingsbestendig ontwerpen Rekenvoorbeelden volgens NPR 9998 (2015)

Een *Technisch Dossier* informeert constructeurs, (bouw-)kundig) ontwerpers, overheden en studenten over constructieve en bouwtechnische onderwerpen. Deskundigen en direct betrokkenen vertellen over de achtergronden bij hun ontwerp, over bestaande, nieuwe of vernieuwde normen en rekenregels óf over hun eigen praktijkervaringen.

In de serie *Technisch Dossier* verschenen eerder:

- #1 Wateraccumulatie (2006);
- #2 Vloeren van kanaalplaten met geïntegreerde stalen liggers (2007);
- #3 Eurocode 3: opzet en vergelijk met TGB 1990 (2007);
- #4 Koudgevormde profielen (2010).

Aardbevingsbestendig ontwerpen

Rekenvoorbeelden volgens NPR 9998 (2015)

Dit dossier maakt constructeurs vertrouwd met het rekenen met aarbevingingsbelastingen volgens NR 9998 (2015). Aan de hand van vijf rekenvoorbeelden wordt de berekeningsaanpak toegelicht en uitgewerkt voor een vierlaags kantoorgebouw met een staalskelet met betonnen vloeren (rekenvoorbeeld 1 en 2), een bestaand (voornamelijk éénlaags) schoolgebouw in staal (rekenvoorbeeld 3), een stalen bedrijfshal (rekenvoorbeeld 4) én het versterken met staal van een rij woningen van kalkzandsteen met betonnen vloeren (rekenvoorbeeld 5).



Bouwen met Staal
Louis Braillelaan 80
2719 EK Zoetermeer
tel. (088) 353 12 12
info@bouwenmetstaal.nl
www.bouwenmetstaal.nl

BOUWEN MET STAAL

Bouwen met Staal stimuleert het gebruik van staal in de bouw en is dé onafhankelijke kennisorganisatie die alle partijen in de bouw ondersteunt bij het toepassen van staal. Bouwen met Staal initieert onderzoek voor de kwaliteitsverbetering van stalen bouwproducten en ontwerp- en bouwprocessen met staal en werkt mee aan de totstandkoming van regelgeving voor staaltoepassingen. Daarnaast verzorgt Bouwen met Staal de promotie, voorlichting en educatie voor een breder én beter gebruik van staal. Tot de producten en diensten behoren opleidingen en cursussen, studieboeken en brochures, het vakblad *Bouwen met Staal*, marktonderzoek, de Helpdesk, de Nationale Staalprijs en de Nationale Stalbouwdag.

Bouwen met Staal: onafhankelijk platform en partner voor het bouwen in staal.