

2019 • 2020
Faculteit Industriële ingenieurswetenschappen
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterthesis

Dynamische analyse van gebouwen in SCIA Engineer

PROMOTOR :

Prof. dr. ir. Herve DEGEE

PROMOTOR :

ing. Jannes VAN CAUWENBERGHE

Hamza Zaghlaoui

Scriptie ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Gezamenlijke opleiding UHasselt en KU Leuven



KU LEUVEN



KU LEUVEN

2019 • 2020

Faculteit Industriële ingenieurswetenschappen
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterthesis

Dynamische analyse van gebouwen in SCIA Engineer

PROMOTOR :

Prof. dr. ir. Herve DEGEE

PROMOTOR :

ing. Jannes VAN CAUWENBERGHE

Hamza Zaghlaoui

Scriptie ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde



Deze masterproef werd geschreven tijdens de COVID-19 crisis in 2020. Deze wereldwijde gezondheids crisis heeft mogelijk een impact gehad op de opdracht, de onderzoekshandelingen en de onderzoeksresultaten.

Masterthesis 2019 – 2020

**Faculteit Industriële ingenieurswetenschappen
Master in de industriële wetenschappen: bouwkunde**

Hoe moet de IRS-methode praktisch geïmplementeerd worden om aan de opgelegde eisen van EN 1998-1 te voldoen voor gevarieerde configuraties van stalen raamwerken?

Promotor intern:

Prof. dr. ir. Herve Degée

Promotor extern:

Ir. Jannes Van Cauwenberghe

Scriptie van:

Zaghlaoui Hamza

Master Industrieel Ingenieur Bouwkunde

Woord vooraf

Deze thesis wordt geschreven in het kader van de masteropleiding Industriële ingenieurswetenschappen bouwkunde aan de UHasselt/KULeuven. Voor mijn masterproef heb ik gekozen voor een onderwerp dat gebruik maakt van het bouwkundig computerprogramma SCIA Engineer. Dit programma kan gebruikt worden voor het berekenen van de stabiliteit van een gebouw onder dynamisch belastingen zoals aardbevingen. Deze berekeningen kunnen gedaan uitgevoerd worden door middel van de IRS-methode (Improved Reduced System). Deze methode zorgt ervoor dat een zeer groot gebouw/raamwerk wordt gereduceerd naar een stijfheid- en massamatrix met veel minder vrijheidsgraden. Dit zorgt ervoor dat dynamische berekeningen veel sneller kunnen worden uitgevoerd ten opzichte van de volledige netanalyse. Ik wilde graag weten in welke mate een raamwerk niet meer conform is zodat de IRS-methode niet meer gebruikt mag worden volgens de eisen van de norm EN 1998-1.

Deze scriptie is volledig begeleid door mijn interne mentor Prof. Dr. Ir. Hervé Degée en mijn externe promotor Jannes Van Cauwenberghe. Professor Degée heeft mij voornamelijk geholpen met het analyseren van de resultaten en het trekken van besluiten. De heer Van Cauwenberghe hielp mij voornamelijk met de werking van het computerprogramma SCIA Engineer.

Verder wil ik ook graag alle professoren van de UHasselt/KULeuven bedanken die mij doorheen de jaren kennis hebben bijgebracht en mijn probleemoplossend denken hebben gestimuleerd.

Inhoudsopgave

1	Abstract.....	10
2	Abstract in English.....	11
3	Inleiding.....	12
3.1	Probleemstelling.....	12
3.2	Doelstellingen en methode.....	12
4	Literatuurstudie.....	13
4.1	Dimensioneren van aardbevingen in België.....	13
4.1.1	Aardbevingen in België.....	13
4.1.2	Uitdrukken van een aardbeving volgens Eurocode 8.....	13
4.1.3	Rekening houden met seismische belastingen tijdens het dimensioneren.....	13
4.2	Dimensioneren volgens EN 1998 - 1.....	14
4.2.1	Ontwerpen van gebouwen tegen seismische belastingen.....	14
4.2.2	Criteria voor constructieve regelmaat.....	15
4.2.3	Regelmaat in horizontaal vlak.....	15
4.2.4	Regelmaat in verticaal vlak.....	16
4.2.5	Criteria waaraan de methode moet voldoen.....	17
4.2.6	Fundamentele trillingsperiode van het gebouw.....	17
4.3	Computerprogramma SCIA Engineer.....	18
4.3.1	Controleren van het gebouw tegen seismische belastingen.....	18
4.3.2	Voor- en nadelen van de IRS-methode volgens SCIA ENGINEER.....	18
4.4	Verskil tussen IRS-methode en Guyan methode.....	18
4.4.1	Guyan Reduction method.....	18
4.4.2	Voor- en nadelen van beide methodes.....	19
4.5	Het vergelijken van verschillende systemen ten opzichte van elkaar.....	19
4.5.1	Normalised relative frequency difference (NRFD).....	19
4.5.2	Modal assurance criterion (MAC).....	19
5	Improved reduced system.....	20
5.1	Resultaten IRS-methode ten opzichte volledig netanalyse.....	20
5.2	Globale en lokale trillingen.....	21
5.3	Basisraamwerk 1 en 2.....	22
5.3.1	Geometrie.....	22
5.3.2	Belastingen.....	22
5.3.3	Belastingcombinatie.....	22
5.3.4	Stabiliteit.....	23
5.3.5	Criteria volgens norm EN 1998 - 1.....	23
5.3.6	Autodesign.....	24
5.3.7	Ontwerp.....	25
5.3.8	Resultaten IRS-methode.....	25
5.3.9	Resultaten volledig netanalyse.....	27
5.3.10	Vergelijking.....	29

5.4	Rekenvoorbeeld 1: torsie en stijfheid	30
5.4.1	Ontwerp	30
5.4.2	Resultaten IRS-methode.....	30
5.4.3	Resultaten volledig netanalyse	32
5.4.4	Vergelijking.....	33
5.5	Rekenvoorbeeld 2: schijfwerking	34
5.5.1	Ontwerp	34
5.5.2	Resultaten IRS-methode.....	34
5.5.3	Resultaten volledig netanalyse	35
5.5.4	Vergelijking.....	36
5.6	Rekenvoorbeeld 3: onregelmatigheid in het horizontaal vlak.....	37
5.6.1	Ontwerp H-vormig gebouw	37
5.6.2	Resultaten IRS-methode voor H-vormige gebouw	37
5.6.3	Resultaten volledig netanalyse voor H-vormige gebouw	39
5.6.4	Vergelijking.....	40
5.6.5	Ontwerp L-vormig gebouw	41
5.6.6	Resultaten IRS-methode voor L-vormig gebouw	41
5.6.7	Resultaten volledig netanalyse voor het L-vormig gebouw	44
5.6.8	Vergelijking.....	46
5.7	Rekenvoorbeeld 4: onregelmatigheid in het verticaal vlak	47
5.7.1	Ontwerp Symmetrische insprongen.....	47
5.7.2	Resultaten IRS-methode symmetrische insprongen	48
5.7.3	Resultaten volledig netanalyse symmetrische insprongen	49
5.7.4	Vergelijking.....	50
5.7.5	Ontwerp asymmetrische insprong	51
5.7.6	Resultaten IRS-methode asymmetrische insprongen	52
5.7.7	Resultaten Volledig netanalyse asymmetrische insprongen.....	53
5.7.8	Vergelijking.....	54
5.8	Rekenvoorbeeld 5: raamwerk met 6 verdiepingen.....	55
5.8.1	Ontwerp	55
5.8.2	Resultaten IRS-methode.....	55
5.8.3	Resultaten volledig methode	56
5.8.4	Vergelijking.....	57
5.9	Conclusie op basis van de modus.....	58
6	Interne krachten.....	60
6.1	Eigenschappen dynamische belastingsgeval	60
6.2	Algemene parameters voor de berekeningen.....	60
6.3	Analyse van de krachten	60
6.4	Basisraamwerk 1: geschoord raamwerk.....	61
6.4.1	Interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode.....	61
6.4.2	Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse.....	62

6.4.3	Vergelijking van de interne krachten.....	63
6.5	Basisraamwerk 2: ongeschoord raamwerk.....	64
6.5.1	Interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode.....	64
6.5.2	Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse.....	64
6.5.3	Vergelijking van de interne krachten.....	65
6.6	Rekenvoorbeeld 1: torsie.....	66
6.6.1	Interne krachten uitgerekend aan de hand van de IRS-methode.....	66
6.6.2	Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse.....	67
6.6.3	Vergelijking van de interne krachten.....	68
6.7	Rekenvoorbeeld 2: schijfwerking	69
6.7.1	Interne krachten aan de hand van de IRS-methode.....	69
6.7.2	Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse.....	70
6.7.3	Vergelijking van de interne krachten.....	71
6.8	Rekenvoorbeeld 3: regelmaat in het horizontaal vlak H-gebouw	72
6.8.1	Interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode.....	72
6.8.2	Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse.....	73
6.8.3	Vergelijking van de interne krachten.....	74
6.9	Rekenvoorbeeld 4: regelmaat in het horizontaal vlak L-gebouw	75
6.9.1	Interne krachten berekend door middel van de IRS-methode	75
6.9.2	Interne krachten berekend aan de hand van de volledig netanalyse.....	76
6.9.3	Vergelijking van de interne krachten.....	77
6.10	Rekenvoorbeeld 5: regelmaat in het verticaal vlak symmetrisch.....	78
6.10.1	Interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode	78
6.10.2	Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse	79
6.10.3	Vergelijking van de interne krachten	80
6.11	Rekenvoorbeeld 6: regelmaat in het verticaal vlak asymmetrisch.....	81
6.11.1	Interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode	81
6.11.2	Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse	81
6.11.3	Vergelijking van de interne krachten	82
6.12	Rekenvoorbeeld 7: raamwerk met 6 verdiepingen.....	83
6.12.1	Interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode	83
6.12.2	Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse	84
6.12.3	Vergelijking van de interne krachten	85
6.13	Conclusie op basis van de interne krachten	86
7	Besluit	88
8	Lijst van bijlages.....	89
8.1	Resultaten geschoord basisraamwerk berekend aan de hand van de IRS-methode.....	89
8.2	Resultaat geschoord basisraamwerk berekend aan de hand van de volledig netanalyse	89
9	Lijst van raamwerken per rekenvoorbeeld	90
10	Bibliografie.....	94

1 Abstract

In aardbevingsgevoelige landen is het noodzakelijk om de seismische belasting in rekening te brengen in stabiliteitsberekeningen. Deze berekeningen kunnen door middel van verschillende methodes uitgerekend worden. Het doel van deze masterproef, in samenwerking met SCIA, is om de uitkomsten van een klassieke analyse te vergelijken met de Improved Reduced System methode, beter bekend als de IRS-methode. De IRS-methode is een zeer bekende methode omdat het met zeer weinig modus zeer snel de 90 procent eis, die opgesteld is door de norm, kan bereiken.

Eerst werd een eenvoudig basisraamwerk opgesteld. Dit raamwerk werd dan gebruikt als referentie om de resultaten van de andere rekenvoorbeelden mee te kunnen vergelijken. Deze rekenvoorbeelden verschillen van elkaar op vlak van parameters die gelinkt zijn aan geometrische criteria gedefinieerd in EN 1998-1, namelijk torsiegevoeligheid, schijfwerking van de vloeren, regelmatigheid in het horizontale en verticale vlak en hoogte van het gebouw. Vervolgens werden de raamwerken vergeleken op vlak van de verschillende trillingsvormen en -frequenties en van de interne krachten.

Uit de verschillende resultaten werd aangetoond dat alle beschouwde raamwerken berekend kunnen worden aan de hand van de IRS-methode. De negentig procent eis, die als maatstaf wordt gebruikt voor het eerste type van vergelijking, is met overmaten behaald voor beide methodes. Deze eis werd, zoals verwacht, sneller met de IRS-methode behaald dan met de klassieke methode. Ook zijn alle relevante modus voor beide methode hetzelfde. Dit geeft aan dat de IRS-methode geen belangrijke lokale trillingen achterwege laat. De interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode benadert ook zeer goed de volledige netanalyse. Opvallend is wel dat het raamwerk met onregelmatigheid in het horizontaal vlak de grootste afwijkingen kent voor beide vergelijkingen. Dat is te verklaren door de toename in lokale trillingen die de vorm met zich meebrengt.

2 Abstract in English

In earthquake-prone countries it is necessary to consider the seismic loads in stability calculations. These calculations can be done by numerous types of methods. This Master's thesis investigates, in comparison with SCIA, the results of a classic analyse to a more practical method known by the name IRS-method. The IRS-method is often used because it can reach the 90,00 percent requirement set by the standard faster compared to the classic analyse.

First, a simple basic framework was created. This framework was then used as a reference to compare the results of the other test examples. These test examples diverge from each other in terms of parameters that are linked to geometric criteria defined in EN 1998-1, namely torsional flexibility, disc action of the floors, regularity in the horizontal and vertical plane and height of the building. Next, the frameworks were compared to each other based on the different glottal source, frequencies, and internal forces of the construction members.

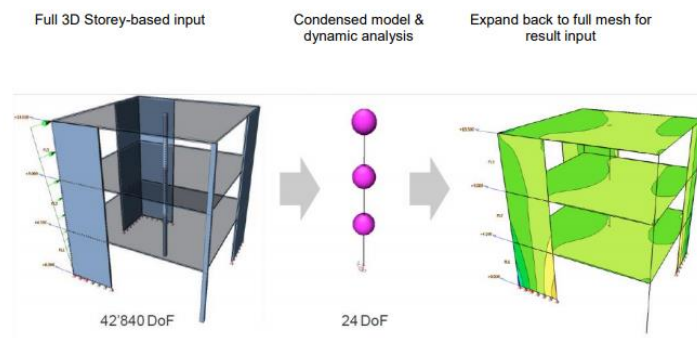
From the different results it was shown that all considered frameworks can be calculated using the IRS-method. The 90,00 percent requirement, that is used as benchmark for the first type of comparison, has been achieved excessively for both methods. The relevant modes where also the same for both methods. This indicates that the IRS-method does not leave behind some important local vibrations. The internal forces calculated by the IRS-method are similar to the internal forces calculated by the classic analyse. It is notable that the framework with irregularities in the horizontal plane has the largest deviations for both comparisons. This can be explained by the increase in local vibrations that shape entails.

3 Inleiding

Bij het stabiliseren van een gebouw tegen een bepaalde belasting, kan dit gedaan worden door middel van het computerprogramma SCIA Engineer. Enerzijds kan dit programma gebruikt worden door architecten, voor hun voorontwerp. Anderzijds kunnen ingenieurs zeer ingewikkelde gebouwen numeriek berekenen aan de hand van dit programma. De berekeningsmethode die binnen dit onderzoek het meest interessant is, is het berekenen van de stabiliteit van het gebouw tegen een aardbeving. Dit stabiliteitsonderzoek sluit aan op enkele stabiliteitslessen doorheen onze opleiding. Het is voor mij een uniek onderzoek omdat er met seismische belastingen wordt gewerkt.

3.1 Probleemstelling

Het berekenen van seismische belastingen op een gebouw begint bij het bepalen van de modus die geldig zijn voor de verdere seismische berekeningen. Deze modus kunnen op hun beurt op verschillende manieren bepaald worden. De twee meest voorkomende methodes zijn de volledige netanalyse en de IRS-methode. De eerste methode is dat het volledige gebouw wordt meegenomen in de berekeningen. Dat zorgt ervoor dat het berekenproces zeer lang kan duren voor complexe gebouwen. De tweede manier die gebruikt kan worden is de IRS-methode, de solver werkt hier op dezelfde manier, maar gebruikt hier een gereduceerd systeem. Hierdoor zal het berekenproces veel korter duren. Als de resultaten van de IRS-methode de volledig netanalyse zeer nauwkeurig benaderen, kan deze methode gebruikt worden voor complexere gebouwen uit te rekenen. Figuur 1 geeft weer hoe de IRS-methode in zijn werk gaat.



Figuur 1: stappenplan van het modelleren [1, p. 130].

Op dit moment kan door middel van het computerprogramma SCIA Engineer, de IRS-methode uitgevoerd worden voor alle types van gebouwen. Dat kan ervoor zorgen dat bepaalde elementen van zeer complexe gebouwen niet in rekening worden gebracht. Deze elementen kunnen noodzakelijk zijn voor het eindresultaat. Het tweede probleem dat zich voordoet is dat de eindresultaten van de IRS-methode juist geïnterpreteerd moeten worden. De eindresultaten van de IRS-methode gelden enkel voor het gereduceerd systeem. Dat betekent dat de resultaten herrekend moeten worden voor het origineel systeem.

3.2 Doelstellingen en methode

Dit onderzoek heeft als hoofddoel het bepalen van de types raamwerken die niet meer volgens de IRS-methode berekend mogen worden. De types van raamwerken zullen op vlak van verschillende parameters van elkaar afwijken. Deze parameters worden bepaald door eurocode 8 en zullen voornamelijk over de constructieve regelmaat van het gebouw gaan.

Voor de berekeningen zal er eerst een basisraamwerk uitgewerkt worden. Vervolgens zullen dan enkele parameters veranderd worden. Het raamwerk zal niet meer voldoen op het moment dat er door middel van de IRS-methode geen modus meer voldoen aan de opgelegde eisen van de norm EN 1998-1. Deze eisen zeggen dat:

- de som van de effectieve modale massa's minimaal 90% van de totale constructiemassa bedraagt [2];
- alle modus met effectieve modale massa's groter dan 5 % van de totale massa inrekening gebracht moeten worden [2].

Een tweede vergelijking speelt zich af op basis van de interne krachten. De interne krachten van de IRS-methode mogen niet veel afwijken op de krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse. De afwijking tussen deze twee resultaten is niet vastgelegd door de norm en wordt er daarom een maximale afwijking van 5,00 procent toegelaten. Voor beide methodes wordt er dan een conclusie getrokken die terug te vinden is na elke vergelijking.

Deze conclusies houden enkel rekening met enerzijds de verschillende trillingsmodus en anderzijds de interne krachten.

Ten slotte is er nog één algemene paragraaf die een overkoepelend besluit neemt en rekening houdt met zowel de trilling modus als de interne krachten. Uit dit besluit moet het duidelijk zijn welke raamwerken er al dan niet met de IRS-methode berekend mogen worden.

4 Literatuurstudie

4.1 Dimensioneren van aardbevingen in België

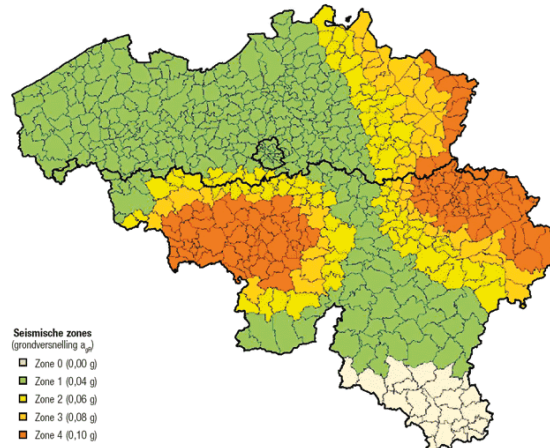
België wordt in het algemeen niet als een land beschouwd waar aardbeving een probleem kunnen veroorzaken voor de stabiliteit van een gebouw. Toch, moet dit in rekening gebracht worden tijdens het ontwerpen en stabiliseren van een gebouw. Dit moet allemaal gebeuren volgens de regels die de Eurocodes (voornamelijk eurocode 8) hebben voorgeschreven.

4.1.1 Aardbevingen in België

België bevindt zich, in tegenstelling tot Griekenland en Italië, in een niet aardbevingsgevoelige omgeving. Toch kunnen deze aardbevingen zorgen voor schade en in sommige gevallen gebouwen totaal verwoesten. Deze aardbevingen komen voornamelijk voor in Luik en Bergen.

4.1.2 Uitdrukken van een aardbeving volgens Eurocode 8

De intensiteit van een bepaalde aardbeving wordt weergegeven door de maximale referentiegrondversnelling (a_{gr}). Deze referentiegrondversnelling wordt uitgedrukt in enkele tiende van de zwaartekrachtversnelling (g). Figuur 2 geeft de Belgische kaart weer met daarop de maximale referentiegrondversnelling per gemeente. Uit deze figuur kan er afgeleid worden dat de grootste seismische belastingen voorkomen in de provincies Luik en Henegouwen. Daar bedraagt de maximale referentiegrondversnelling $0.10 \cdot g$. Deze waarden liggen 4 keer zo laag dan in steden gelegen in Italië. Toch is België in nadeel op vlak van type grond dat er aanwezig is. Zo bestaat België voornamelijk uit eerder zwakke grond, deze grond zal dan bij een combinatie van ongunstige geologische gebeurtenis zeer fel gaan bewegen. Daarom is het volgens Eurocode 8 noodzakelijk om de ondergrond steeds te onderzoeken bij de start van het bouwen. Bovendien moet de intensiteit van een aardbeving nog eens verhoogd of verlaagd worden indien het te plaatsen gebouw een bepaald e belangrijkheidsklasse heeft. Zo zal het zijn dat de grondversnelling (a_{gr}) voor een ziekenhuis met 40% verhoogd zal worden.



Figuur 2: kaart met seismische zones in België [3].

4.1.3 Rekening houden met seismische belastingen tijdens het dimensioneren

Nadat de intensiteit van de aardbeving bepaald is voor een bepaalde omgeving en er rekening gehouden is met de belangrijkheidsfactor (γ_i) en de grondfactor (S), moet deze waarde worden vergeleken met de grenswaarde opgesteld door Eurocode 8. Deze grenswaarden worden ingedeeld in drie groepen. Tabel 1 geeft weer voor welke intensiteit er een uitgebreide dimensionering volgens Eurocode 8 noodzakelijk is.

Tabel 1: voor welke seismische intensiteit moet men het gebouw dimensioneren volgens de Eurocode 8? [5].

$\gamma_i \cdot a_{gr} \cdot S$	Dimensionering
$\leq 0,06 \text{ g}$	Dimensionering volgens de Eurocode 8 niet noodzakelijk
$\leq 0,1 \text{ g}$	Toepassing van de eenvoudige ontwerpregels voor aardschokbestendige zones
$> 0,1 \text{ g}$	Dimensionering volgens de Eurocode 8 noodzakelijk

4.2 Dimensioneren volgens EN 1998 - 1

Binnen dit onderzoek is voornamelijk de analyse van het raamwerk een zeer belangrijke factor. Deze analyse wordt volledig beschreven in hoofdstuk 4 van de eurocode 8 [2]. In volgende paragrafen worden deze factoren kort uitgelegd.

4.2.1 Ontwerpen van gebouwen tegen seismische belastingen

Tijdens het ontwerpen van gebouwen in seismisch gevoelige gebieden, moet de architect/ingenieur rekeninghouden met enkele ontwerpcriteria. Deze criteria moeten de basis creëren voor een constructief systeem, dat binnen aanvaardbare kosten vallen. Binnen deze masterproef zullen de raamwerken worden opgebouwd op vlak van de criteria van Europese norm 1998-1. Het basisraamwerk is ontworpen om te voldoen aan al deze criteria. Vervolgens zullen de bijkomende raamwerken elk verschillen van elkaar op vlak van volgende ontwerpcriteria:

- constructieve eenvoud;
- uniformiteit, symmetrie en statisch onbepaaldheid;
- bi-directionele weerstand en stijfheid;
- torsieweerstand en stijfheid;
- schijfwerking op het niveau van de verdieping;
- geschikte fundering.

De voorwaarden worden in volgende alinea's verder uitgelegd.

1. Constructieve eenvoud

Dit criterium houdt rekening in welke maten het raamwerk de seismische belasting overdraagt in het raamwerk. Deze overdracht moet, binnen bepaalde maten, duidelijk en rechtstreeks gebeuren. Dit zorgt ervoor dat er veel minder onzekerheden aanwezig zijn en hierdoor de invloed van de seismische belasting meer betrouwbaar is. Deze constructieve eenvoud wordt gehonoreerd via de gedragsfactor q [4]. De bovengrens van deze gedragsfactor is voor elke constructietype 1,5.

2. Uniformiteit, symmetrie en redundantie

Uniformiteit kan opgedeeld worden in twee richtingen. De eerste richting is het horizontaal vlak, het gebouw wordt bekeken per vloer. De tweede richting is in de hoogte. In het horizontaal vlak wordt uniformiteit gerealiseerd door een gelijkmatige verdeling van de constructieve elementen die een korte en rechtstreekse overdracht toelaten van de traagheidskrachten. Deze traagheidskrachten worden gerealiseerd door de verdeling van de massa's over het gehele gebouw. Uniformiteit in het horizontaal vlak kan ook behaald worden door het gebouw op te delen op vlak van dynamische onafhankelijke eenheden. Deze methode maakt gebruik van een seismische voeg. Deze seismische voeg moet op zijn beurt ontworpen zijn tegen botsingen tussen individuele eenheden.

Het gebouw moet ook uniformiteit hebben in de hoogte. Deze uniformiteit zorgt voor eliminatie van gevoelige zones waar spanningsconcentraties of grote dociliteit voorkomen. Dit kan behaald worden door een hechte relatie te vormen tussen de massaverdeling en de verdeling van de weerstand en stijfheid.

Ten slotte, kan de uniformiteit van het gebouw verhoogd worden door het gebouw zo symmetrisch mogelijk te ontwerpen. Deze symmetrie zorgt voor een symmetrische schikking van constructieve elementen en zorgen op hun beurt voor een verhoging van de uniformiteit.

3. Bi-directionele weerstand en stijfheid

Seismische belastingen in het horizontaal vlak gebeurt in de meeste gevallen in twee richtingen. Dit betekent dat het gebouw in beide richtingen deze belastingen moet kunnen opvangen.

Om deze belastingen te weerstaan, moeten de constructieve elementen in het horizontaal vlak een orthogonaal constructiepatroon weergeven. Dit patroon zorgt voor een gelijke weerstand en stijfheid in beide hoofdrichtingen. De weerstand van het gebouw kan ook verhoogd worden door een geschikte keuze van de stijfheidskarakteristieken van de constructieve elementen.

4. Torsieweerstand en -stijfheid

De weerstand van het gebouw tegen torsie is noodzakelijk om torsiebewegingen te beperken die kunnen zorgen voor niet-uniforme spanningen in de verschillende constructieve elementen. Deze weerstand wordt bekomen door een stevige en goede omtrek van het gebouw.

5. Schijfwerking op het niveau van de verdieping

De vloeren van het gebouw spelen een cruciale rol in het algemene seismische gedrag van de constructie. Ze treden op als een horizontale schijfconstructie die de traagheidskrachten bundelen en overdragen naar de verticale constructie delen. De vloeren en het dak moeten een bepaalde stijfheid en weerstand bieden tegen deze seismische belastingen. Ook moet er een effectieve verbinding zijn met de verticale constructie elementen. Tijdens het ontwerpen van de vloeren moet er rekening gehouden worden met niet-compacte of zeer uitgetrokken vormen in de plattegrond. Ook moet er aandacht gegeven worden aan grote vloeropeningen, in het bijzonder wanneer deze openingen dicht bij een verticaal constructief hoofdelement bevindt. Deze constructieve handicaps bemoeilijken de effectieve verbinding tussen de verticale en horizontale constructie.

6. Geschikte fundering

Ten slotte, moet de fundering van het gebouw ook zijn bijdrage bieden tegen seismische belastingen. Indien de constructie bestaat uit wanden met verschillende stijfheden, moet de fundering ontworpen zijn als een stijve doosvormige of cellulaire fundering. Voor gebouwen met individuele funderingselementen zoals funderingszolen of -palen wordt het gebruik van een funderingsplaat of trekstaven tussen deze elementen in beide hoofdrichtingen aangeraden.

4.2.2 Criteria voor constructieve regelmaat

Tijdens het ontwerpen van gebouw, tegen seismische belastingen, moet er rekening gehouden worden of het gebouw al dan niet regelmatig is. Deze regelmaat kan invloed hebben op volgende elementen:

- Constructiemodel: al dan niet gebruiken van een vereenvoudigd vlak model;
- Rekenmethode: Deze kan ofwel door een vereenvoudigde berekening van het responspectrum of door een modale berekening van het responspectrum;
- Gedragsfactor “q”: deze kan verlaagd worden voor gebouwen die onregelmatig zijn in de hoogte;

Deze elementen zijn allemaal afhankelijk van de regelmaat van de plattegrond, maar ook van de regelmaat in de hoogte. Tabel 2 toont aan in welke maten deze elementen/factoren veranderen bij verschillende regelmaat configuraties.

Tabel 2: gevolgen van constructieve regelmaat [2].

Regelmaat		Toegelaten Vereenvoudiging		Gedragsfactor
Platte grond	Hoogte	Model	Lineair-elastische Berekening	(voor lineaire berekening)
Ja	Ja	Vlak	Dwarskracht ^a	Referentiewaarde
Ja	Neen	Vlak	Modaal	Verlaagde waarde
Neen	Ja	Ruimtelijk ^b	Dwarskracht ^a	Referentiewaarde
Neen	Neen	Ruimtelijk	Modaal	Verlaagde waarde

4.2.3 Regelmaat in horizontaal vlak

Het gebouw wordt geklasseerd als “regelmatig in het horizontaal vlak”, indien het voldoet aan de volgende eisen.

- Laterale stijfheid en massaverdeling: Het gebouw moet symmetrisch zijn in het horizontaal vlak ten opzichte van twee loodrechte assen;
- Configuratie plattegrond: Deze moet compact zijn, dat wil zeggen dat elke vloer omhuld moet worden door een convexe polygonale lijn. Indien er een insprong aanwezig is kan het gebouw beschouwd worden als “regelmaat in horizontaal vlak” op voorwaarde dat de insprong de stijfheid van de vloer niet beïnvloedt en de oppervlakte tussen de vloeromtrek en een convex omhullende polygonale lijn rond de vloer kleiner is dan 5 % van de vloeroppervlakte;
- Stijfheid in het vlak: De stijfheid moet voldoende groot zijn ten opzichte van de laterale stijfheid van de verticale constructieve elementen;
- Slankheid van het gebouw: Algemeen mag de slankheid van het gebouw niet groter zijn dan 4.
- Excentriciteit en torsiestraal: Beide waardes moeten in alle richtingen voldoen aan volgende voorwaarden.

$$e \leq 0.30 * r(x)$$

$$r(x) \geq l(s)$$

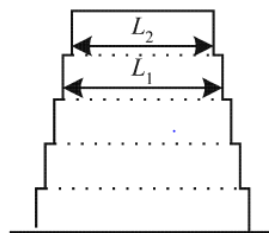
Met:

- e: de afstand is tussen het elastisch zwaartepunt en het massazwaartepunt, waargenomen in de x-richting, die loodrecht staat op de richting van de beschouwde berekening [2];
- r(x): de vierkantswortel is van de verhouding van de torsiestijfheid tot de laterale stijfheid in de y-richting ("torsiestraal") [2];
- l_s: de gyrationstraal is van de vloermassa in het horizontale vlak (vierkantswortel van de verhouding van (a) het polaire traagheidsmoment van de vloermassa in het horizontale vlak met betrekking tot het massazwaartepunt van de vloer tot (b) de vloermassa) [2].

4.2.4 Regelmaat in verticaal vlak

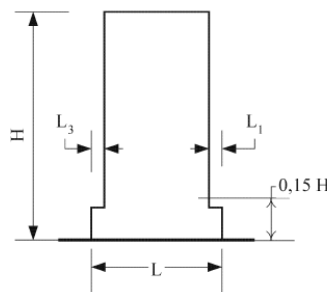
Een gebouw kan enkel geïdentificeerd worden als "Regelmatig in het verticaal vlak" indien het voldoet aan volgende eisen:

- Weerstand tegen laterale belasting: alle constructieve elementen die weerstand bieden tegen de laterale belastingen moeten opgebouwd zijn vanaf de fundering tot aan de top van het gebouw.
- Laterale stijfheid en massa: Voor elk verdiep geldt dat de laterale stijfheid en de massa moeten constant blijven of gelijkmatig verminderen. Dit startende van de fundering van het gebouw tot de top.
- Raamwerkgebouwen: Voor dit soort van gebouwen mag de verhouding van de weerstand van elk verdiep tot de weerstand vereist volgens een bepaalde analyse niet buiten proporties zijn.
- Insprongen in het verticaal vlak: Indien er insprongen aanwezig zijn moeten deze voldoen aan specifieke voorwaarden.
 - Regelmatige insprongen: Deze mogen niet groter zijn dan 20% van de vorige planafmetingen in de richting van de insprong. Figuur 3, geeft weer in welke maten deze 20% procent geïnterpreteerd mag worden.



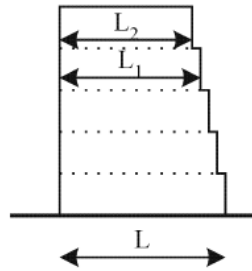
Figuur 3: regelmatige insprong $\frac{(L_1-L_2)}{L_1} \leq 0.20$ [2].

- Enkelvoudige insprong: Als deze insprong binnen de onderste 15% van de totale hoogte bevindt, mag deze niet groter zijn dan 50% van de vorige planafmeting. Figuur 4, geeft een situatie van dit criterium weer.



Figuur 4: enkelvoudige insprong $\frac{(L_1-L_2)}{L_1} \leq 0.50$ [2].

- Asymmetrische insprong: Voor dit geval gelden er twee regels: de eerste luidt als volgt de som van de insprongen in elk aanzicht voor elke verdieping mag niet groter zijn dan 30% van de planafmetingen van de benedenverdieping. Het tweede criterium is dat de individuele insprongen niet groter mogen zijn dan 10% van de vorige planafmeting. Dit wordt weergegeven in figuur 5.



Figuur 5: asymmetrische insprong $\frac{(L-L_2)}{L} \leq 0.30$ & $\frac{(L_1-L_2)}{L_1} \leq 0.10$ [2].

4.2.5 Criteria waaraan de methode moet voldoen

Volgens de norm mogen de seismische berekeningen uitgevoerd worden als volgende criteria voldaan zijn. Deze criteria gelden zowel voor de IRS-methode als voor de volledig netanalyse.

- De som van de effectieve modale massa's bedraagt minimum 90% van de totale constructiemassa [2].
- Alle modus met effectieve modale massa's groter dan 5 % van de totale massa worden in rekening gebracht [2].

4.2.6 Fundamentele trillingsperiode van het gebouw

De trillingsperiode van een gebouw moet ook groter zijn dan de fundamentele trillingsperiode. Deze waarde geeft een idee of de periode ($\frac{1}{f(Hz)}$) al dan niet realistisch is voor een bepaalde mode. De fundamentele trillingsperiode wordt als volgt berekend:

$$T1 = Ct * H^{\frac{3}{4}} \quad (1)$$

De fundamentele trillingsperiode is afhankelijk van hoogte in meter, gemeten vanaf de fundering en is ook afhankelijk van Ct. Deze factor verandert naargelang het type raamwerk. De factor Ct kan volgende waardes hebben:

- Momentweerstandbiedende ruimtelijke stalen raamwerken: Ct = 0,085;
- Momentweerstandbiedende ruimtelijke betonnen raamwerken: Ct = 0,075;
- Excentrisch geschoorde stalen raamwerken: Ct = 0,075
- Overige constructies: Ct = 0,050.

4.3 Computerprogramma SCIA Engineer

4.3.1 Controleren van het gebouw tegen seismische belastingen

De methode van SCIA Engineer wordt gebruikt om dynamische berekeningen uit te voeren op 3D-gebouwen. Deze dynamische berekeningen zijn, in de meeste gevallen, berekeningen op seismische belastingen. Het probleem dat zich voordoet is dat bij seismische berekeningen het volledige gebouw in rekening wordt gebracht. Als dit ook in SCIA Engineer gedaan wordt bekomen we de resultaten die men nodig heeft, maar ook irrelevante informatie zoals lokale trillingen. Deze extra informatie zorgt ervoor dat het berekeningsproces in het algemeen veel langer duurt voor zeer complexe gebouwen. Dit probleem kan opgelost worden door gebruik te maken van een gereduceerd systeem. De twee meest voorkomende manieren zijn de Guyan Reduction methode en de IRS-methode. De “Guyan Reduction” methode heeft als voordeel dat het op een efficiënte manier een gereduceerd systeem bepaalt. Toch, wordt deze methode niet vaak gebruikt voor dynamische berekeningen. De methode die wel vaak wordt gebruikt is de IRS-methode. Deze methode bestaat uit drie stappen:

- Het IRS-model wordt gebruikt voor het opstellen van het net van het analysemodel;
- Deze analyse gebruikt typisch 1000 keer minder vrijheidsgraden wat ervoor zorgt dat het programma sneller berekeningen kan uitvoeren voor grote projecten. Ook zorgt dit ervoor dat er geen ongewenste lokale modi;
- De resultaten van de gereduceerde berekeningen worden dan terug losgelaten op het volledige net.

Door middel van deze methode zal het totaal aantal aan vrijheidsgraden met een zeer grote factor verlagen. Dit zorgt ervoor dat berekeningen sneller gedaan kunnen worden. Dit wordt ook weergegeven in figuur 1, waar het gebouw oorspronkelijk 42840 vrijheidsgraden had, maar nadat het gereduceerd systeem is opgesteld bestaat het enkel uit 24 vrijheidsgraden. Het gereduceerd systeem van het gebouw bestaat uit kollommen en puntmassa’s. Deze kollommen vertegenwoordigen de som van de stijfheden van de kollommen per verdieping van het oorspronkelijk gebouw. De puntmassa’s vertegenwoordigen op hun beurt de massa van de gehele vloer. Dit wordt ook weergegeven in figuur 1.

4.3.2 Voor- en nadelen van de IRS-methode volgens SCIA ENGINEER

De voordelen van het gebruiken van de IRS-methode zijn als volgt:

- Het elimineert automatisch alle irrelevante buigtrillingsmodi in 2D-elementen zoals platen;
- Zorgt voor zeer korte rekentijd, omdat er 1000 keer minder vrijheidsgraden hebben;
- Eenvoudige verwerking van massa-excentriciteiten voor elk dek. Dit is omdat de IRS-methode werkt met een volledige massamatrix dat op zijn beurt zorgt voor implementatie van alle massa excentriciteiten in elk knooppunt van het gereduceerd systeem.

Zoals elk ander gereduceerd systeem heeft deze ook zijn nadelen. De nadelen van het gebruik van de IRS-methode zijn als volgt:

- De resultaten moeten juist geïnterpreteerd worden. Dit betekent dat de resultaten terug moeten worden toegepast op het oorspronkelijke gebouw. Deze interpretatie is op dit moment nog zeer vaag;
- De resultaten zullen altijd een bepaalde foutmarge hebben. Deze foutmarge moet in rekening gebracht worden.

4.4 Verschil tussen IRS-methode en Guyan methode

Zoals eerder vermeld bestaan er verschillende gereduceerde systemen. De twee grootste types zijn de “Guyan” en de “Improved Reduction System (IRS)” methode. Deze methodes verschillen van elkaar op vlak van nauwkeurigheid, gebruiksvriendelijkheid en de benodigde rekenbronnen om de methodes uit te voeren.

4.4.1 Guyan Reduction method

De makkelijkste methode om een gereduceerd systeem te verkrijgen is de Guyan Reduction methode. Deze methode veronderstelt dat de interpolatievorm berekend kan worden met behulp van de FEM-stijfheidsmatrix. Deze methode kan dan een gereduceerde matrix vormen startende van een matrix in de vorm van:

$$\begin{bmatrix} K_{oo} & K_{oa} \\ K_{ao} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_o \\ U_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_o \\ P_a \end{Bmatrix} \quad (2) [5]$$

Deze matrix kan dan gereduceerd worden tot volgende type matrix:

$$T_{\text{Guyan}} = \begin{bmatrix} -K_{oo}^{-1}K_{oa} \\ I_{aa} \end{bmatrix} \quad (3) [5]$$

Doormiddel van bovenstaande matrix kan dan een gereduceerd massa- en stijfheidsmatrix vormen.

$$K_{aa} = T^T K_{ff} T \quad M_{aa} = T^T M_{ff} T \quad (4) [5]$$

4.4.2 Voor- en nadelen van beide methodes

Het voordeel van het gebruiken van de Guyan Reduction methode is dat deze rekenkundig efficiënt en gemakkelijk te implementeren is. De methode wordt in de praktijk zeer vaak gebruikt en wordt ook in veel landen geaccepteerd. Wel is de methode enkel betrouwbaar als de set snelheidsmeters goed geselecteerd is. Toch, heeft de Guyan Reduction methode zijn nadelen. Zo is het dat de methode niet expliciet rekening houdt met het massa-effect van weggelaten vrijheidsgraden. Dit kan zorgen voor een verminderde nauwkeurigheid. Daarom mag de Guyan reduction methode niet gebruikt worden voor systemen met grote massa/stijfheid ratio's.

De IRS-methode heeft als grootste voordeel dat deze, in het algemeen, makkelijk te implementeren is. Ook is deze methode nauwkeuriger dan de Guyan reduction methode, omdat deze rekening houdt met de eerste orde voor massa-effecten. Maar zoals elke methode heeft de IRS-methode ook zijn nadelen. Zo kunnen sommige resultaten onnauwkeurig zijn indien de modi van de weggelaten DOF het frequentiebereik van de snelheidsmeters-DOF benaderen. Tenslotte, wordt de IRS-methode niet vaak gebruikt in de praktijk, waardoor dat deze niet in alle landen geaccepteerd wordt.

4.5 Het vergelijken van verschillende systemen ten opzichte van elkaar

Het vergelijken van beide methodes kan door middel van enkele bewerkingen. De twee meest voorkomende zijn de NFRD, MAC. De NFRD wordt gebruikt om de eigenfrequentie van het gereduceerd systeem te vergelijken met de frequentie van het origineel. De eigenmodi wordt op zijn beurt vergeleken door middel van het MAC.

4.5.1 Normalised relative frequency difference (NFRD)

Deze wordt berekend door middel van volgende formule:

$$NFRD = \frac{abs(f_{red}-f_{full})}{f_{full}} * 100 \quad (5) [6]$$

De formule bestaat uit de eigenfrequentie van het volledige model (f_{full}) en de eigenfrequentie van het gereduceerd systeem (f_{red}). De gehele bewerking wordt met 100 vermenigvuldigd om dit als een percentage uit te drukken.

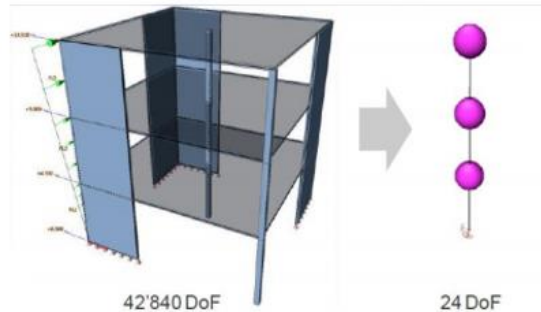
4.5.2 Modal assurance criterion (MAC)

De MAC-waarde bestaat uit de eigenmode van het volledige model (ϕ_j^{full}) en de eigenwaarde van het gereduceerd model (ϕ_j^{red}).

$$MAC = \frac{|(\Phi_j^{red})^T (\Phi_i^{full})|^2}{(\Phi_j^{red})^T (\Phi_j^{red})(\Phi_i^{full})^T (\Phi_i^{full})} \quad (6) [6]$$

5 Improved reduced system

De IRS-methode is, zoals vermeld in de literatuurstudie, een vereenvoudigd model van het raamwerk. Dit gereduceerd model houdt zowel rekening met de stijfheid als met de massa van het gebouw. Het model rust op het principe van een kolom met daarboven steeds een puntmassa. Dit is weergegeven in figuur 6. De kolommen, per verdieping, vertegenwoordigen alle kolommen van het oorspronkelijke raamwerk. De puntmassa vertegenwoordigen de vlakmassa van elke vloer van het oorspronkelijke raamwerk.



Figuur 6: visuele weergaven oorspronkelijke raamwerk naar de IRS-methode [1].

Dit model zorgt ervoor dat enkel de globale trillingen in rekening worden gebracht. Ook zijn de hoeveelheid vrijheidsgraden sterk gereduceerd. Deze vrijheidsgraden zijn voor elk gebouw gelijk aan:

$$\text{aantal DOF's} = 6 \times \text{aantal verdiepingen} \quad (7)$$

Het reduceren van het aantal vrijheidsgraden zorgt ervoor dat het berekeningsproces sterk gereduceerd is.

5.1 Resultaten IRS-methode ten opzichte volledig netanalyse

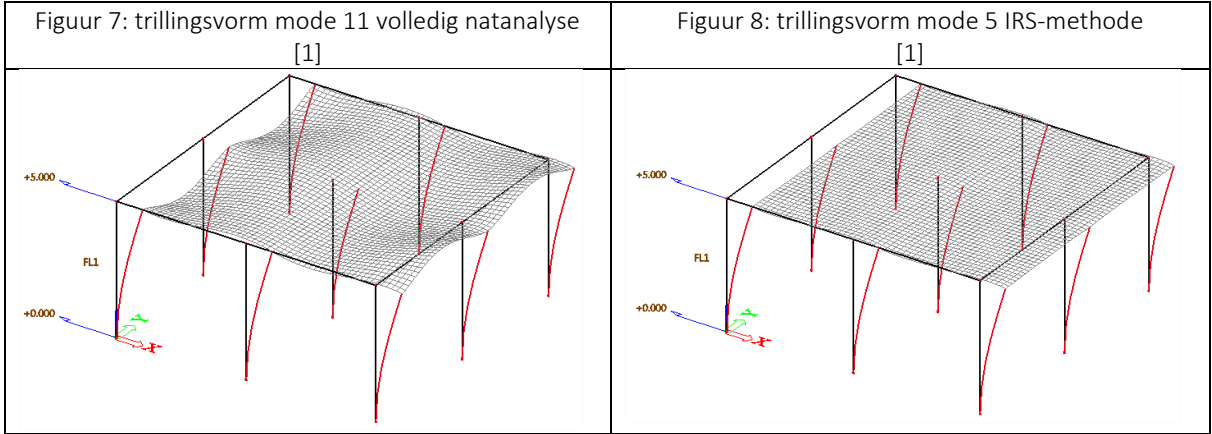
Het grootste verschil tussen de IRS-methode en het volledig netanalyse is dat het gereduceerd systeem zoveel mogelijk lokale trillingen buiten beschouwing houdt. Hierdoor kunnen de 5,00 procent en 90,00 procent sneller behaald worden. Dit wordt ook bevestigd door tabel 3. Beide berekeningen hebben evenveel modus in rekening gebracht. Door gebruik te maken met het volledig net is de som van alle effectieve modale massa's op de totale constructie massa gelijk aan 96,48 procent in de x-richting en 99,94 procent in de y-richting. Enkel deze twee richtingen worden geanalyseerd, omdat de seismische belasting enkel in de x- en y-richting kan optreden. De IRS-analyse heeft ook enkel 12 modus in rekening gebracht, toch is daar de som van alle effectieve modale massa's op de totale constructie massa groter. Ten eerste is deze waarde groter doordat alle modus in rekening gebracht zijn. Het gebouw telde 2 verdiepingen hierdoor zijn het aantal vrijheidsgraden, volgens formule 7, gelijk aan 12. Ten tweede houdt de IRS-methode, zoals eerder vermeld enkel rekening met de globale trillingen. Deze is bij de IRS-methode al verkregen bij de 5^{de} mode en bedraagt in de x-richting 99,9 procent. Terwijl dit voor de volledig netanalyse pas verkregen is bij de 11^{de} mode. Deze globale trilling is ook kleiner voor de volledig netanalyse. De lokale trillingen die terug te vinden zijn bij het volledig net zoals bij modus 8 en 9 zijn niet terug te vinden bij de IRS-methode. Dit geeft nogmaals weer dat de IRS-methode enkel de globale trilling, mode 5, in rekening brengt.

Tabel 3: resultaten volledig netanalyse en IRS-methode [1].

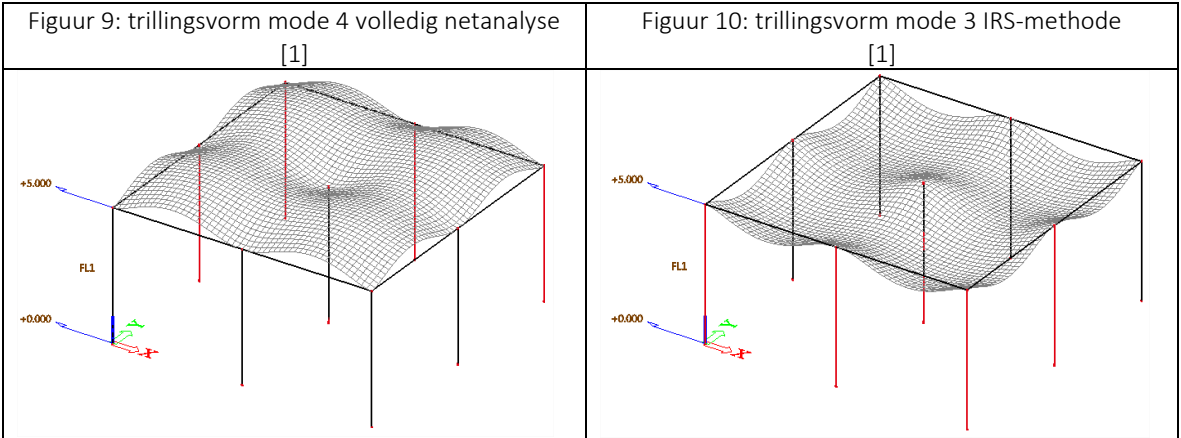
Volledige netanalyse					IRS-analyse				
Modus	Freq. [Hz]	Wxi/ Wxtot	Wyi/ Wytot	Wzi/ Wztot	Modus	Freq. [Hz]	Wxi/ Wxtot	Wyi/ Wytot	Wzi/ Wztot
1	1.15	0	0.0001	0	1	1.17	0	0.0003	0
2	1.15	0	0	0	2	1.17	0	0	0
3	1.21	0	0	0	3	1.23	0	0	0.8934
4	1.23	0	0	0.887	4	1.42	0	0.9987	0
5	1.42	0	0.9981	0	5	2.32	0.999	0	0
6	2.10	0	0.0001	0	6	2.71	0	0	0
7	2.10	0.0004	0	0	7	130.72	0	0.001	0
8	2.15	0	0	0	8	205.43	0.001	0	0
9	2.27	0	0	0	9	248.14	0	0	0
10	2.30	0	0	0.0001	10	413.53	0	0	0.1066
11	2.32	0.9644	0	0	11	711.66	0	0	0
12	2.47	0	0.0011	0	12	737.23	0	0	0
		0.9648	0.9994	0.8871			1.00	1.00	1.00

5.2 Globale en lokale trillingen

Het grootste verschil tussen globale en lokale trillingen is dat globale trillingen invloed hebben op het gehele raamwerk, terwijl lokale trillingen enkel optreden bij één enkele element van het raamwerk zoals een staaf of kolom. Voor de resultaten van tabel 3 is het duidelijk dat enkel mode 11 voor het volledige netanalyse en mode 5 voor de IRS-methode globale trillingen zijn. Figuur 7 en 8 geven respectievelijk de vervorming weer van modus 11 en 5. Beide figuren geef duidelijk weer dat de vervorming over het gehele raamwerk op te merken is.



De modus 4 (volledig netanalyse) en 3 (IRS-methode) daarentegen zijn lokale trillingen. De vervormingen worden respectievelijk in figuur 9 en 10 weergegeven. Het is duidelijk dat deze lokale trillingen enkel plaats vindt ter hoogte van de liggers en vloerplaat. Deze trilling heeft geen invloed op het gehele raamwerk en moeten daarom niet in rekening worden gebracht in verdere seismische berekeningen.



Dit verschil zal ook vergeleken worden voor de verschillende rekenvoorbeelden in volgende paragrafen. De hoeveelheid globale en lokale trillingen worden vergeleken tussen de twee methodes. De globale trillingen zijn de frequenties of modus waarvan de effectieve modale massa op de totale constructiemassa groter is dan 5,00 procent.

5.3 Basisraamwerk 1 en 2

De raamwerken die getest worden binnen deze thesis zullen variëren op vlak van criteria die teruggevonden zijn in de norm NBN EN 1998-1 NL. Deze criteria zijn al eerder besproken in paragraaf 4.2.1. Ook is het belangrijk dat enkel de verplichte “*shall and should*” criteria getest worden. De niet verplichten criteria zullen opgesteld worden voor het basisraamwerk en vervolgens identiek overgenomen worden naar de andere rekenvoorbeelden.

Voor de stabiliteit van het raamwerk zal deze bepaald worden door een externe horizontale en verticale kracht. De horizontale kracht is in de praktijk meestal de wind. De verticale kracht is in dit geval de mobiele verticale belasting voor kantoren. Op vlak van deze belastingen zijn de kolommen en liggers gedimensioneerd.

Ook zijn er twee basisraamwerken aanwezig. Het eerste basisraamwerk is een geschoord raamwerk en de tweede een ongeschoord raamwerk. Dit wordt gedaan om te bekijken wat het verschil is voor beide raamwerken en in welke maten deze de IRS-methode beïnvloeden.

Voor de weergaven van de resultaten is er gewerkt met samenvattende tabellen. Indien men toch de volledige tabel wil analyseren, wordt er verwezen naar de bijlages en de SCIA Engineer bestanden.

5.3.1 Geometrie

De geometrie van het raamwerk zal voor beide basisraamwerken hetzelfde zijn. De hoogte, breedte en lengte zullen respectievelijk 10,50 meter, 15,00 meter en 15,00 meter bedragen. Deze afmetingen zorgen ervoor dat het grondvlak een perfect vierkant is. Het raamwerk bestaat uit 3 verdiepingen met elk een hoogte van 3,50 meter. De liggers in het horizontaal vlak hebben een lengte van 5,00 meter. De vloeren van het raamwerk hebben een oppervlakte van $15 \times 15 \text{ m}^2$ en zijn volledig uit beton C30/37. Voor het geschoord raamwerk zijn er kuisende windverbanden geplaatst per verdieping van onder tot boven met elk een lengte van 6,10 meter.

De profielen voor de liggers, kolommen en windverbanden zijn respectievelijk IPE-, HEA- en L-profielen. Het dimensioneren van deze profielen wordt gedaan door middel van de functie “autodesign”. De fundering van de kolommen zijn allemaal volledig ingeklemd. Dit is hetzelfde voor alle raamwerken die worden getest binnen deze thesis.

5.3.2 Belastingen

De belastingen die op het raamwerk aangrijpen is het eigengewicht, de wind, verticale mobiele belasting voor vloeren en een seismische belasting. De belastingen die hier worden gedefinieerd, worden overgenomen voor alle andere raamwerken. Het eigengewicht van het raamwerk wordt bepaald door de profielen en platen. Deze belasting is zelf door SCIA Engineer berekend en wordt automatisch in rekening gebracht bij de berekeningen. De windbelasting wordt ook gegenereerd door SCIA Engineer. Deze neemt de meest kritische categorie en windsnelheid (26 m/s aan de kust). Om de windbelasting te laten aangrijpen is er ook één wand geplaatst. Deze wand is in de x-richting geplaatst, maar kan geen krachten opnemen. Hierdoor wordt de windbelasting opgenomen door de kolommen. De mobiele belasting die zal aangrijpen in de verticale richting zal deze zijn voor vloeren in residentiele gebouwen. Deze heeft een karakteristieke waarde van $Qm, k = 2 \text{ kN/m}^2$ [7].

De seismische belasting is een dynamische belasting, deze moet een aardbeving representeren. De belasting heeft een gedragsfactor $q = 1,5$ en werkt enkel in de x-richting. Deze belasting heeft geen invloed op de trillingsvormen, maar heeft wel zijn bijdragen voor het bepalen van de interne krachten. De massa (kg/m^2) van deze belasting bedraagt 5 kg/m^2 .

5.3.3 Belastingcombinatie

De belastingcombinatie die gebruikt wordt is UGT-B. Deze belastingcombinatie wordt gebruikt voor het dimensioneren van de profielen.

$$\text{UGT-B: } \sum \gamma_g * G + \gamma_p * P + \gamma_q * Q + \sum \gamma_q * \Psi_{0,i} * Q_{k,i} \text{ [8]}$$

De combinatiefactoren zullen dan als volgt zijn:

- $\gamma_g = 1,35$;
- $\gamma_q = 1,5$;
- $\Psi_{0, wind} = 0,6$.

5.3.4 Stabiliteit

De stabiliteit van het gebouw is zoals eerder besproken bepaald door de functie “autodesign”. Deze zorgt ervoor dat alle kolommen en liggers voldoen aan de eenheidscontrole die worden voorgeschreven in de eurocode. Het grootste verschil dat er is tussen het ongeschoord en geschoord raamwerk zijn de kniklengtes. Deze moet voor een ongeschoord raamwerk veel groter zijn dan de hoogte van de kolom (3,50 meter) en voor een geschoord raamwerk moet de kniklengte kleiner zijn dan de hoogte van de kolom.

5.3.5 Criteria volgens norm EN 1998 - 1

De criteria waaraan het gebouw moet voldoen zijn deze besproken in paragraaf “Ontwerpen van een gebouw tegen seismische belastingen”. Indien het basisraamwerk niet voldoet aan één van deze criteria, mag het raamwerk niet beschouwd worden als aardbeving bestendig.

Constructieve eenvoud

Het raamwerk moet duidelijk weergeven in welke maten de krachten worden overgedragen naar de constructieve elementen. Dit kan gerealiseerd worden door het gebouw symmetrisch op te bouwen zodat de krachten gelijk verdeeld worden naar de kolommen. Ook is de gedragsfactor voor het basisraamwerk gelijk aan $q=1,5$.

Uniformiteit, symmetrie en statisch onbepaaldheid

De constructieve elementen zullen volledig symmetrisch zijn in beide richtingen. Ook zullen noch de kolommen noch de liggers volledig doorlopen over de volledig verdieping hoogte of lengte. Ten slotte zal de massaverdeling over de gehele vloer zijn, dit zorgt ervoor dat grote excentriciteiten tussen massa en stijfheid geëlimineerd worden.

Bi-directionele weerstand en stijfheid

In dit onderzoek zal er enkel rekening gehouden worden met seismische belasting in de x-richting. Dit zorgt ervoor dat er geen rekening hoeft gehouden te worden met deze criterium.

Torsieweerstand en stijfheid

De stijfheid van het gebouw kan enkel bevorderd worden door het plaatsen van een stijve wand of windverbanden. Om torsie te vermijden moeten deze elementen symmetrisch worden geplaatst over de hele omtrek van het gebouw. De stijve kern kan het best in het midden van het gebouw geplaatst worden en de windverbanden in het midden van elke wand. Het laatste wordt toegepast voor het geschoorde raamwerk. Voor het ongeschoord raamwerk is er noch een stijve kern noch windverbanden. Dit zorgt ervoor dat het gebouw veel minder stijf is dan het geschoord raamwerk.

Schijfwerking op het niveau van de verdieping

De vloeren zullen volledig verbonden zijn met elkaar. Dit wordt gedaan doormiddel van 1 grote vloer te plaatsen. Dit zorgt ervoor dat de alle elementen perfect met elkaar verbonden zijn. Zo werken alle verdiepingen als een schijf. Ook zullen er geen opening aanwezig zijn die de schijfwerking kunnen tegenwerken.

Geschikte fundering en verbindingen

De fundering waarop de stalenkolommen rusten en de verbindingen zijn volledig ingeklemd. Hierdoor zijn deze allemaal capabel om een moment op te vangen. Het is voornamelijk belangrijk dat voor alle geschoorde raamwerken de verbindingen ingeklemd zijn om stabiliteit te verkrijgen.

Regelmaat in horizontaalvlak

Elke vloer kan afzonderlijk van elkaar omhuld worden door een polygonale lijn. Ten tweede, is het gebouw volledig symmetrisch in het horizontaalvlak. De slankheid van het raamwerk wordt berekend door middel van volgende formule $\frac{L_{max}}{L_{min}}$, waarbij L_{max} en L_{min} respectievelijk de maximale en minimale afmetingen zijn van het gebouw in het horizontaal vlak [4]. Voor het basisraamwerk is de slankheid gelijk aan 1, omdat het horizontaalvlak een vierkant is. Ten slotte zijn er geen insprongen aanwezig, alle verdiepingen zijn gesloten vierkanten met een oppervlakte van $15 * 15 m^2$ (225,00 m²).

Regelmaat in het verticaal vlak

Het volledige raamwerk heeft de geometrie van een kubus. Deze vorm garandeert dat er geen insprongen aanwezig zijn. Ook zal de massa van elke verdieping constant blijven omdat elke hoogte en vloeroppervlakte hetzelfde is.

Omdat het basisraamwerk voldoet aan al de criteria op vlak van regelmaat, mag er volgens tabel 2 gewerkt worden met een vlak model. Dit betekent dat een 3D-model niet noodzakelijk is. Toch zal er gewerkt worden met een 3D-model. Dit wordt gedaan om het raamwerk te kunnen testen door middel van de IRS-methode. Deze resultaten worden vervolgens gebruikt als referentie voor de overige rekenvoorbeelden.

5.3.6 Autodesign

De functie “autodesign”, van SCIA Engineer, zal door middel van verschillende iteratieprocessen de meest geschikte doorsnede bepalen. De belastingen die inrekening worden gebracht is het eigengewicht, de windbelasting en de mobiele belasting van 2 kN/m². Vervolgens zal er een iteratieproces verlopen van 5 stappen. Op het einde van deze iteratie zal de optimale doorsnede worden gegeven voor de verschillende constructie elementen.

- Geschoord raamwerk

Tabel 4 toont de resultaten verkregen door het autodesign voor het geschoord raamwerk. Deze tabel geeft aan dat de kolommen, liggers en windverbanden respectievelijk een HEA180, IPE300 en een HFLeq120x120x12 moeten zijn. Deze profielen zorgen ervoor dat de eenheidscontroles voldaan zijn. De kniklengte van het ongeschoord raamwerk bedraagt, in de yy-richting 2,01 meter en in de zz-richting 1,88 meter. Deze zijn zoals verwacht kleiner dan de hoogte (3,50 meter). De eenheidscontrole op instabiliteit door knik bedraagt 0,91. Dit betekent dat de kolommen voldoende sterk zijn en de profielen juist gedimensioneerd zijn.

Tabel 4: autodesign profielen geschoord raamwerk.

Oorspronkelijke doorsnede	Autodesign van doorsnede	Autodesign controle
CS3 - HEA180	CS3 - HEA180	0,87
CS4 - HFLeq120x120x15	CS4 - HFLeq120x120x12	0,96
CS6 - IPE300	CS6 - IPE300	0,90

- Ongeschoord raamwerk

Voor het ongeschoord raamwerk zullen de windverbanden verdwijnen. Dit zorgt ervoor dat de kolommen en liggers meer belasting moeten opnemen. Ook zorgt dit ervoor dat tijdens de controle voor knik het raamwerk zijdelings flexibel is.

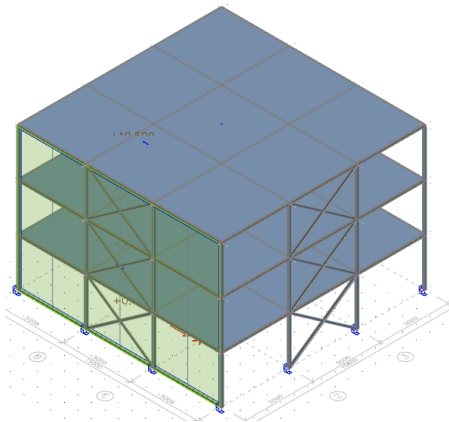
Tabel 5 geeft de resultaten weer bekomen door het autodesign. De profielen voor de kolommen en liggers zijn respectievelijk HEA220 en IPE400. Deze profielen zijn aanzienlijk groter dan de profielen van het geschoord raamwerk. Dit was te verwachte omdat de kolommen en liggers een grotere belasting moeten opnemen. Ook voldoen beide profielen aan alle eenheidscontrole. Voor de instabiliteit, veroorzaakt door knik, bedraagt de kniklengte in de yy-richting 3,66 meter in de zz-richting 3,56 meter. Deze lengtes zijn groter dan de hoogte van de kolom (3,50 meter). De eenheidscontrole op vlak van knik bedraagt 0,43 wat aangeeft dat de kolommen niet zullen bezwijken onder knik.

Tabel 5: autodesign profielen ongeschoord raamwerk.

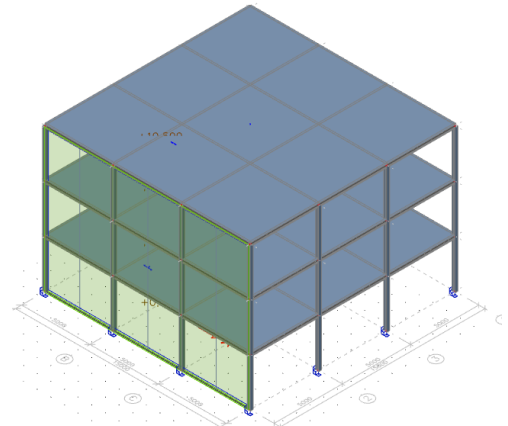
Oorspronkelijke doorsnede	Autodesign van doorsnede	Autodesign controle
CS3 - HEA220	CS3 - HEA220	0,83
CS6 - IPE400	CS6 - IPE400	0,86

5.3.7 Ontwerp

De raamwerken die hierboven besproken zijn zullen er dan als volgt uitzien. Het geschoord raamwerk wordt weergegeven in figuur 11 en het ongeschoorde raamwerk wordt getoond in figuur 12. Deze raamwerken worden in de volgend paragrafen getest of zij al dan niet voldoen aan de criteria voor het gebruik van de IRS-methode.



Figuur 11: geschoord raamwerk.



Figuur 12: ongeschoord raamwerk.

5.3.8 Resultaten IRS-methode

De resultaten voor beide raamwerken worden besproken in de volgende paragrafen. De verwachtingen van de raamwerken zijn dat ze in grote maten voldoen aan de eisen van paragraaf 4.2.5. Indien deze eisen niet gerespecteerd zijn mogen deze raamwerken niet als referentiepunt gebruikt worden. De berekeningen worden gedaan door rekening te houden met alle 24 eigenmodus.

- Geschoord raamwerk

Tabel 6 geeft de resultaten weer van het geschoord raamwerk, rekening houdend met de IRS-methode. De som van alle effectieve modale massa's op de totale constructie massa is in elke richting groter dan 90,00 procent. Opvallend is dat de som van effectieve modale massa's op de totale constructie massa licht verschillend is in de x en y-richting (0,02%). Deze zou hetzelfde moeten zijn omdat het gebouw volledig symmetrisch is. Het aantal modus dat zorgt voor een globale trilling kunnen teruggevonden worden in tabel 7. Deze tabel geeft enkel de belangrijke frequenties in de x-richting, omdat de variabele belasting enkel aanwezig is in de x-richting en het gebouw toch als regelmatig beschouwd mag worden zijn de resultaten in de x-richting voldoende.

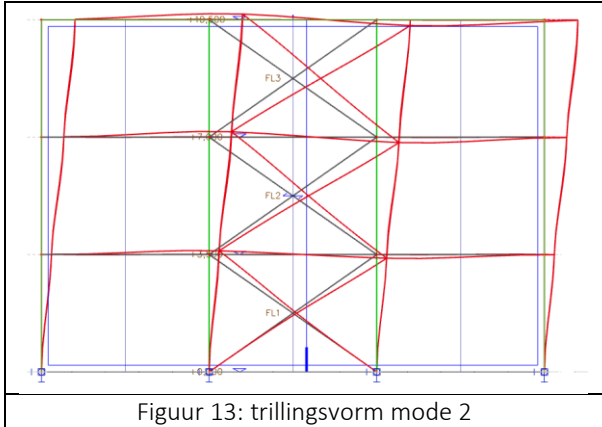
Tabel 6: samenvattende resultaten IRS-methode voor het geschoord raamwerk.

Aantal modus	24
Som W_i_x/W_{x_tot}	99,66 %
Som W_i_y/W_{y_tot}	99,68 %
Som W_i_z/W_{z_tot}	91,13 %

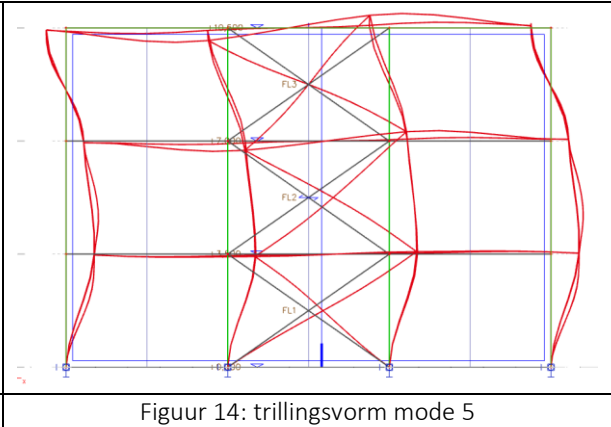
De twee belangrijkste modus zijn mode 2 en 5. Beide modus samen zijn voldoende om de 90,00 procent eis te behalen. De trillingsvormen zijn, zoals eerder vermeld, globale trillingen. De trillingsvorm van mode 2 is weergegeven in figuur 13. Het volledige raamwerk kent hier een verplaatsing in de x-richting, dit geeft overduidelijk weer dat mode 2 een globale trilling is. Deze trilling moet daarom zeker in rekening worden gebracht in verdere dynamische berekeningen. De trillingsvorm van mode 5 wordt ook weergegeven in figuur 14. Deze bevestigt ook dat mode 4 gepaard gaat in een globale trilling waarbij de eerste twee verdiepingen een positieve verplaatsing hebben in de x-richting en de laatste verdieping een negatieve verplaatsing kent.

Tabel 7: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_{xi}/W_{tot} .

Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}
2	3,07 Hz; 0,33 s	81,95 %
5	9,81 Hz; 0,10 s	15,75 %



Figuur 13: trillingsvorm mode 2



Figuur 14: trillingsvorm mode 5

- Ongeschoord raamwerk

De resultaten voor het ongeschoord raamwerk zijn weergegeven in tabel 8. Het aantal modus dat hier in rekening gebracht zijn, zijn ook 24. Dit is normaal omdat beide geschoord als ongeschoorde raamwerk uit drie verdiepingen bestaan. De som van de effectieve modale massa's op de totale constructie massa is groter dan 90,00 procent in alle drie de hoofdrichtingen. Ook hier is er een klein verschil in waardes tussen de x- en y-richting. De globale trillingen voor dit raamwerk zijn, volgens tabel 9, terug te vinden bij de frequenties van 1,40 HZ en 4,08 HZ. Beide modus zijn voldoende groot om samen de 90,00 procent eis van de norm te behalen. De trillingsvormen beïnvloeden, zoals verwacht, het volledige raamwerk.

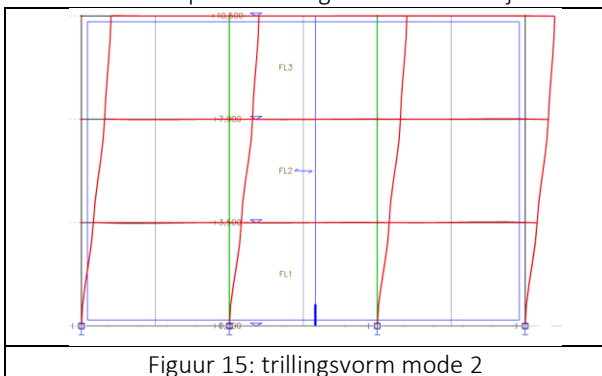
Tabel 8: samenvattende resultaten IRS-methode voor het ongeschoord raamwerk.

Aantal modus	24
Som W_{i_x}/W_{tot}	99,94 %
Som W_{i_y}/W_{tot}	99,93 %
Som W_{i_z}/W_{tot}	91,98 %

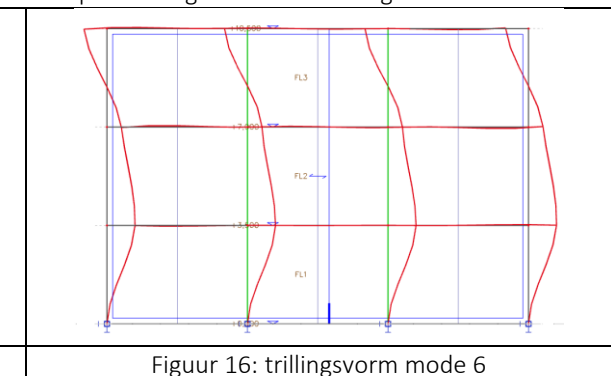
Tabel 9: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_{x_i}/W_{tot} .

Mode	Frequentie/periode	W_{x_i}/W_{tot}
2	1,40 Hz; 0,71 s	89,38 %
6	4,08 Hz; 0,25 s	8,75%

De trillingsvormen van modus 2 en 6 zijn respectievelijk weergegeven in figuur 15 en 16. Beide trillingsvormen hebben invloed op het volledige raamwerk en lijken zeer sterk op de trillingsvormen van het geschoord raamwerk.



Figuur 15: trillingsvorm mode 2



Figuur 16: trillingsvorm mode 6

5.3.9 Resultaten volledig netanalyse

De berekening met het volledig net is er rekening gehouden met 75 modus. Deze 75 modus zijn gekozen zodat de 90,00 procent eis in alle drie de richtingen voldoende behaald worden.

- Geschoord raamwerk

Tabel 10 toont de resultaten voor het geschoord raamwerk verkregen door rekening te houden met het volledig net. In alle richtingen voldoet de 90,00 procent eis in grote maten. Ook hier is er een verschil op te merken tussen de resultaten in de x- en y-richting. De belangrijkste modus die in rekening gebracht moeten worden zijn modus 2 en 5. Deze geven beide dezelfde soort trillingsvorm als deze in figuur 13 en 14.

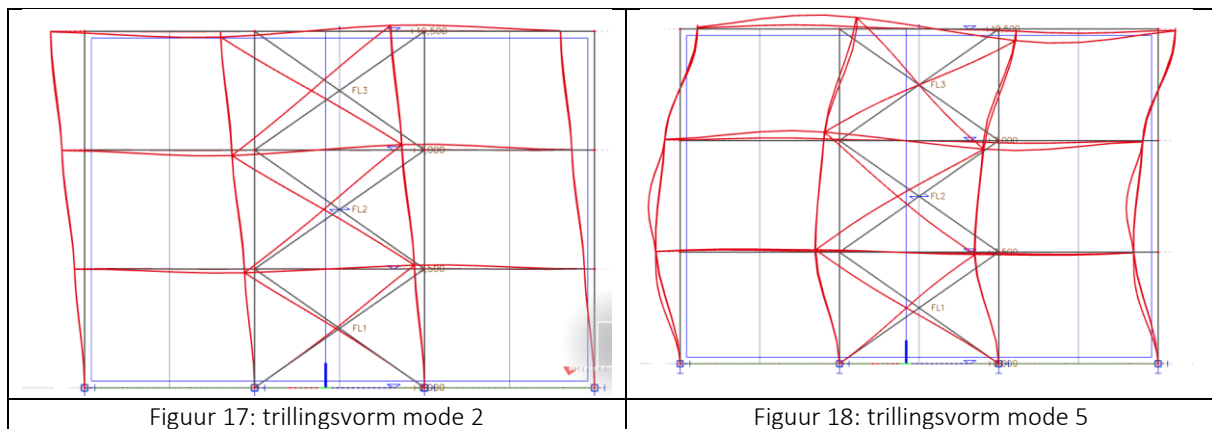
Tabel 10: samenvattende resultaten volledig netanalyse voor het geschoord raamwerk

Aantal modus	75
Som W_i_x/W_{tot}	99,66
Som W_i_y/W_{tot}	99,67
Som W_i_z/W_{tot}	94,35

De modus 2 en 5 hebben bijna dezelfde frequentie als de belangrijkste modus van de IRS-methode. Dit verklaart ook de gelijkaardige trillingsvormen, omdat deze modus waarschijnlijk dezelfde zijn. De trillingsvormen voor mode 2 en 5 zijn respectievelijk weergegeven in figuur 17 en 18. Beide verplaatsingen voor mode 2 en 5 zijn hetzelfde als deze van de trillingsvormen in figuur 13 en 14. Dit geeft nog eens weer dat het om dezelfde modus gaat.

Tabel 11: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_{xi}/W_{tot}

Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}
2	3,07 Hz; 0,33 s	81,93 %
5	9,78 Hz; 0,10 s	15,19 %



- Ongeschoord raamwerk

Volgens tabel 12, die de resultaten weergeeft verkregen door rekening te houden met het volledig net, voldoet het ongeschoord raamwerk aan de 90,00 procent eis. In de hoofd richting (x-richting) bedraagt de som van de effectieve modale massa 99,73 procent. Enkel in de richting is deze maar 3,85 procent groter dan de vereiste hoeveelheid. Opvallend is wel dat de som van de effectieve modale massa's op de totale constructie massa 99,73 procent bedraagt voor zowel de x- als de y-richting. Dit betekent dat het gebouw volledig symmetrisch is.

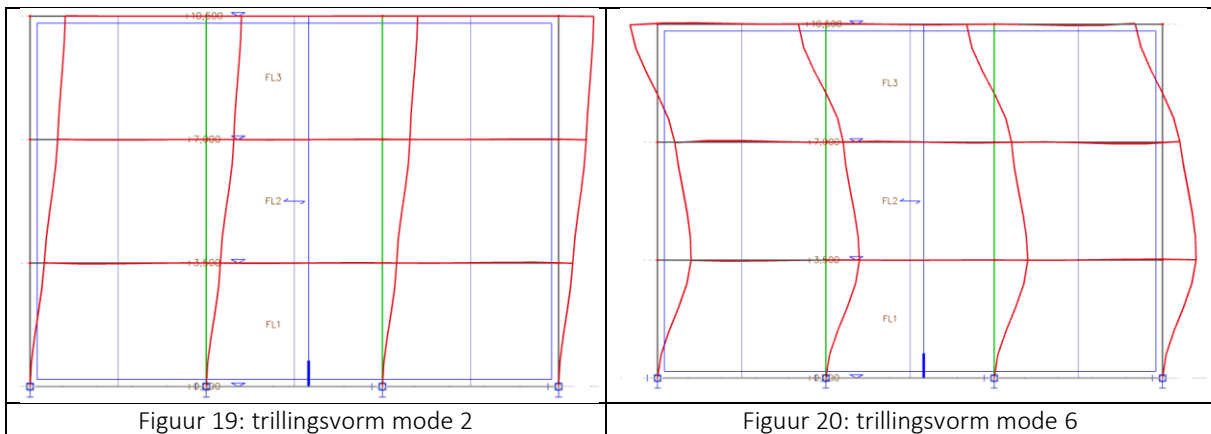
Tabel 12: samenvattende resultaten volledige netanalyse voor het ongeschoord raamwerk.

Aantal modus	75
Som W_i_x/W_{tot}	99,73
Som W_i_y/W_{tot}	99,73
Som W_i_z/W_{tot}	93,85

De belangrijkste modus voor deze analyse zijn, volgens tabel 13, modus 2 en 6. Deze hebben samen een waarde van 98,13 procent. Deze twee modus samen zijn voldoende voor de 90,00 procent eis te behalen. Deze waarden zijn identiek aan de resultaten van de IRS-methode. Daarom zal het waarschijnlijk ook hier gaan over dezelfde modus. De trillingsvormen van beide modus worden weergegeven in figuur 19 en 20. Deze figuren hebben kennen dezelfde verplaatsing als die van de IRS-methode. Dit geeft nogmaals weer dat het over dezelfde modus gaat.

Tabel 13: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_{xi}/W_{tot} .

Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}
2	1,40 Hz; 0,71 s	89,38 %
6	4,08 Hz; 0,25 s	8,75%



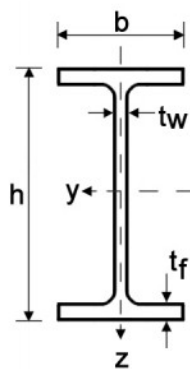
5.3.10 Vergelijking

De vergelijking van de resultaten is gebaseerd op twee niveaus. De eerste vergelijking is deze voor de twee methodes. Hier is er geen rekening gehouden tussen het verschil geschoord of ongeschoord, maar wordt de IRS-methode vergeleken met de volledig netanalyse. De tweede vergelijking is het verschil tussen het geschoord en het ongeschoord raamwerk. Deze vergelijking is enkel gebaseerd op de resultaten van de IRS-methode voor zowel het geschoord als het ongeschoord raamwerk.

- IRS-methode en volledig netanalyse

Ten eerste hebben beide methodes in het algemeen voldaan aan de 90,00 procent eis. Dit was te verwachten, omdat de raamwerken volledig regelmatig zijn. Het aantal modus dat er berekend moeten worden is voor het geschoord en ongeschoord raamwerk respectievelijk 5 en 6. Dit is hetzelfde voor beide methodes.

Ten tweede is het opvallende dat het resultaat voor zowel de IRS-methode als de volledig netanalyse de som van de effectieve modale massa's op de totale constructie massa in de x-richting niet gelijk is aan deze van de y-richting. Dit is te verwijten aan de symmetrie van de raamwerken. Deze verschil is zeer klein, omdat de asymmetrie niet terug te vinden is op globaal vlak. De asymmetrie is er omdat de profielen van het raamwerk niet symmetrisch zijn. De profielen die er gebruikt zijn, zijn I- en H-profielen. Deze hebben zoals figuur 21 een asymmetrische vorm.



Figuur 21: doorsnede I-profiel [9].

Derde punt is dat de resultaten behaald door de IRS-methode groter zijn op vlak van de verhouding tussen de som van de effectieve modale massa's op de totale constructie massa. Dit is te verklaren omdat bij de IRS-methode alle modus in rekening zijn gebracht. Terwijl bij de volledig netanalyse er maar 75 modus in rekening gebracht zijn.

Vierde aspect is dat de 90,00 procent eis sneller behaald is door gebruik te maken van de IRS-methode. Dit was te verwachten omdat de IRS-methode enkel de globale trillingen in rekening brengt. Deze globale trillingen zijn al terug te vinden bij de eerste 13 modus voor de IRS-methode. Dit in tegenstelling tot de volledige netanalyse, hier moeten er 21 modus inrekening gebracht worden om aan de eis te voldoen in alle drie de richtingen (x-, y- en z-richting).

Het laatste aspect zijn de belangrijkste modus die in rekening moeten worden gebracht in de verdere dynamische berekeningen. Zoals eerder vermeld zijn enkel deze in de x-richting van belang. Opvallend is dat zowel voor de IRS-methode als de volledige netanalyse er steeds maar twee modus in rekening gebracht moeten worden. Dit zowel voor het geschoord als het ongeschoord raamwerk. Ook hebben deze twee modus dezelfde trillingsvorm en wijken de frequenties lichtjes af van elkaar. Dit betekent dat de voor beide methodes niet alleen dat er evenveel modus in rekening moeten worden gebracht, maar deze modus dezelfde zijn.

- Geschoord en ongeschoord raamwerk

Ten eerste behalen beide raamwerken met de IRS-methode de 90,00 procent eis, met voldoende overschot. Ten tweede hebben beide raamwerken dezelfde soort globale trillingsvormen en hebben ze beide raamwerken twee modus die inrekening moeten worden gebracht in verdere dynamische berekeningen.

Het opvallende tussen beide raamwerken is dat de frequenties voor de geschoorde raamwerk hoger is dan deze voor het ongeschoord raamwerk. Zo is het dat voor mode 2 het geschoord en ongeschoord raamwerk een frequentie hebben respectievelijk 3,07 Hz en 1,40 Hz. Het verschil tussen de twee is een factor 2. Deze daling in frequentie tussen de raamwerken komt door de windverbanden. Deze zorgen ervoor dat het geschoord raamwerk stijver is en hierdoor een hogere frequentie hebben. Een hogere frequentie betekent ook een lagere trillingsperiode, dit is dan weer in samenhang met het stijver zijn van het raamwerk.

5.4 Rekenvoorbeeld 1: torsie en stijfheid

De eerste criteria dat verandert voor rekenvoorbeeld 1, is de aanwezigheid van torsie. Dit wordt in de praktijk zoveel mogelijk vermeden door de stijve kern in het midden van het gebouw te plaatsen of de windverbanden symmetrisch ten opzichte van elkaar te plaatsen. Voor rekenvoorbeeld 1 zijn de windverbanden in één randpunt geplaatst. Deze rand is willekeurig gekozen. Door de verstijving niet in het middelpunt van de constructie te plaatsen, leidt dit tot torsie ter hoogte van de rand waar de windverbanden zich bevinden.

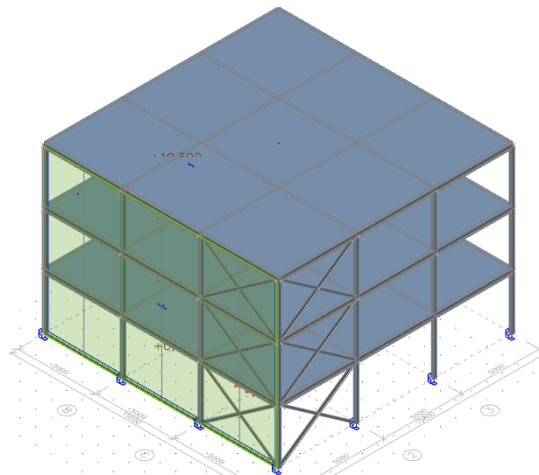
5.4.1 Ontwerp

De windverbanden zijn geplaatst in het randpunt van de paneelwand waar de wind aangrijpt. In dit randpunt zal er vervolgens torsie optreden. De profielen voor de verschillende constructie elementen zijn weergegeven in tabel 14. De kolommen, liggers en windverbanden zullen respectievelijk een HEA180, IPE300 en een HFLeq120x120x12 zijn. De eenheidscontroles zijn allemaal voldoende onder de 1. Dit betekent dat het raamwerk voldoende gestabiliseerd is.

Tabel 14: autodesign raamwerk met torsie.

CS3 - HEA180	CS3 - HEA180	0,86
CS4 - HFLeq120x120x12	CS4 - HFLeq120x120x12	0,83
CS6 - IPE300	CS6 - IPE300	0,86

Figuur 22 geeft het ontwerp weer van rekenvoorbeeld 1 als we rekening houden met de criteria besproken in de vorige paragrafen.



Figuur 22: ontwerp raamwerk met torsie.

5.4.2 Resultaten IRS-methode

De samenvattende resultaten voor rekenvoorbeeld 1 worden weergegeven in tabel 15. De resultaten in deze tabel zijn bekomen door te werken met de IRS-methode. Volgens deze tabel voldoet het raamwerk in alle drie de richtingen aan de 90,00 procent eis. Ook is hier gerekend met alle 24 modus, omdat het raamwerk nog steeds drie verdiepingen telt. De resultaten in de hoofdrichtingen (x – en y -richting) wijken lichtjes van elkaar af. Deze afwijking is te verwachten, omdat het gebouw asymmetrisch is in ten opzichte van de twee hoofdrichtingen. Deze asymmetrie is bekomen door de windverbanden in één hoekpunt te plaatsen om vervolgens torsie te verkrijgen.

Tabel 15: samenvattende resultaten IRS-methode voor rekenvoorbeeld 1.

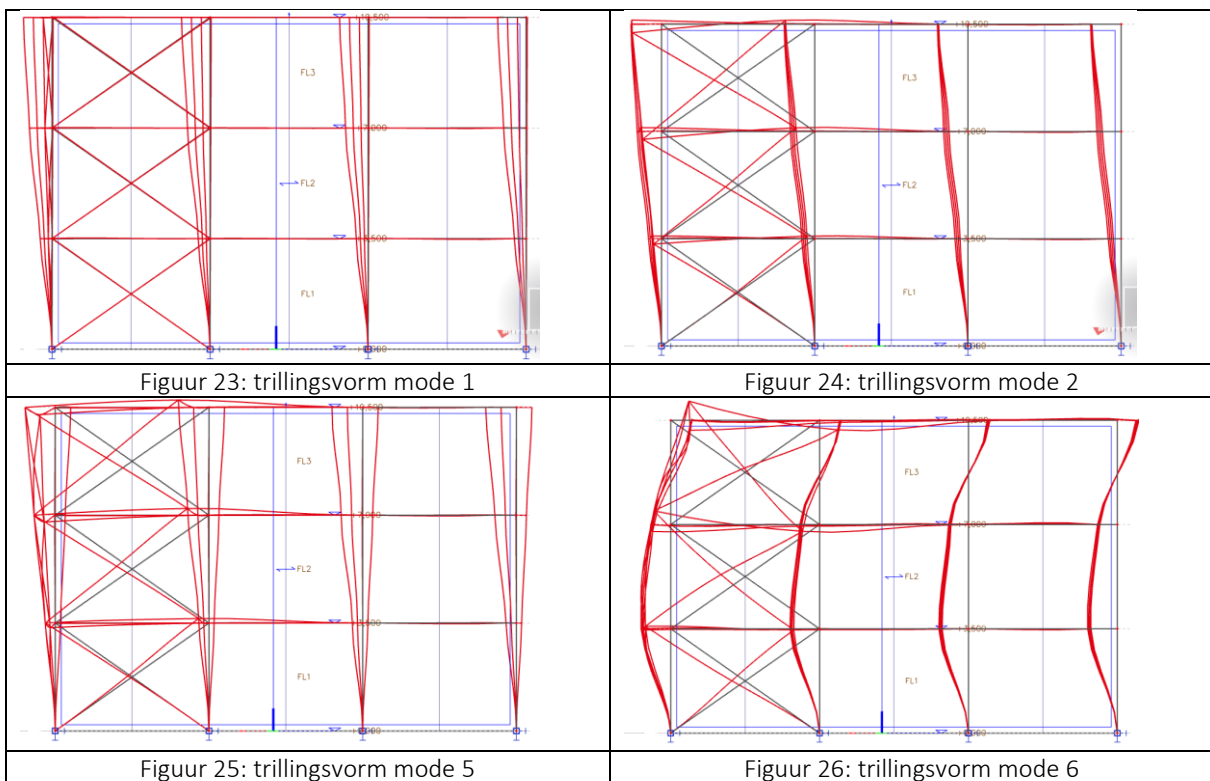
Aantal modus	24
Som W_i_x/W_{tot}	99,76
Som W_i_y/W_{tot}	99,81
Som W_i_z/W_{tot}	93,39

De modus die inrekening moeten worden gebracht zijn weergegeven in tabel 16. Deze modus zijn enkel de belangrijkste modus in de x-richting. Voor deze modus zijn er zowel de resultaten in de x-richting als in de y-richting weergegeven.

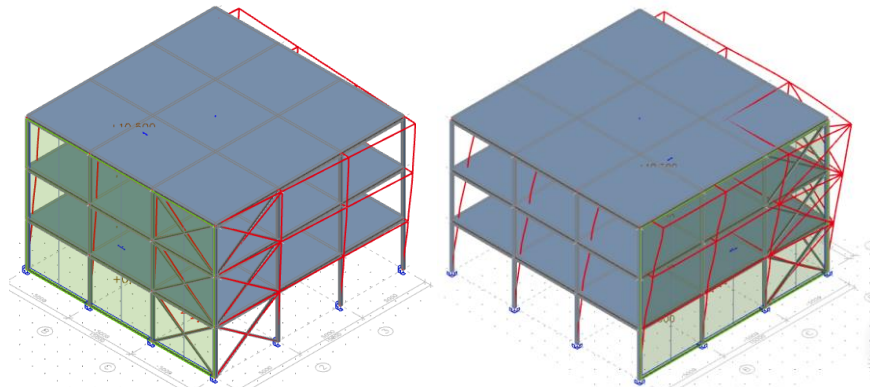
De belangrijkste modus zijn modus 1, 2, 5 en 6. Deze modus hebben allemaal een effectieve modale massa op de totale constructie massa groter dan 5,00 procent. De trillingsvormen van de bijhorende frequenties van deze modus zijn allemaal globale trillingen. Deze trillingsvormen zijn ook weergegeven in figuur 23, 24, 25 en 26. Alle trillingsvormen gaan gepaard met verplaatsing in de x-richting voor het gehele raamwerk. Rekenvoorbeeld 1 heeft vergeleken met het basisraamwerk meer modus die in rekening moeten worden gebracht. Dit betekent dat aanwezigheid van torsie kan zorgen voor extra trillingsvormen. Ook is er geen mode die een waarde heeft groter dan 50,00 %. Dit komt door de aanwezigheid van de stijve rand het gebouw trilt rond dit punt en zorgt er zo voor dat de totale trillende massa in de twee richtingen wordt verspreid.

Tabel 16: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_i/W_{tot} .

Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}	W_{yi}/W_{tot}
1	0,89 Hz; 1,12 s	27,64 %	39,65 %
2	1,93 Hz; 0,52 s	47,91 %	33,13 %
5	4,38 Hz; 0,23 s	10,98 %	10,43
6	6,39 Hz; 0,16 s	8,59 %	7,48



Het fenomeen van de vervorming in de twee richtingen is duidelijk te zien in figuur 27. Deze toont de trillingsvorm van mode 1 en 2. Deze modus hebben zowel in de x-richting als in de y-richting een trillende massa. Voor mode 2 bedraagt deze in de x-richting 47,91 % en in de y-richting 33,13 %. Dit geeft aan dat voor deze frequentie het gebouw in de twee richtingen tegelijkertijd zal bewegen zoals weergegeven in figuur 27. Er is duidelijk te zien dat de vervorming een zijdelings beweging maakt in de richting van het stijve hoekpunt. Hieruit kan afgeleid worden dat de aanwezigheid van torsie zorgt voor een vervorming in de richting van de verstijving en daardoor een bijdrage heeft in de x- en de y-richting.



Figuur 27: globale weergaven trillingsvormen van mode 1 en mode 2.

5.4.3 Resultaten volledig netanalyse

De volledig netanalyse is berekend aan de hand van 75 modus. Deze 75 modus zijn bepaald door eerdere berekeningen voor de basisraamwerken.

Volgens de resultaten van tabel 17 voldoet het raamwerk aan de 90,00 procent eis in alle drie de richtingen. Opvallend is wel dat de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa in de x- en y-richting gelijk zijn aan elkaar. Dit betekent dat er volledige symmetrie aanwezig is. De belangrijkste modus zijn ook hier mode 1,2, 5 en 6.

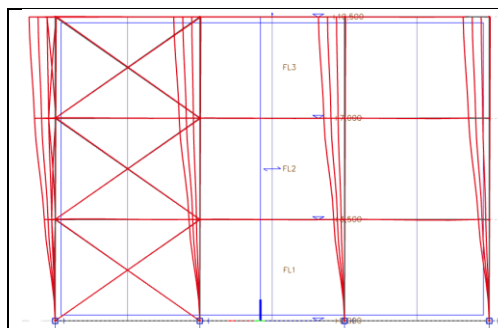
Tabel 17: samenvattende resultaten volledig net voor rekenvoorbeeld 1.

Aantal modus	75
Som W_{i_x}/W_{tot}	99,75
Som W_{i_y}/W_{tot}	99,75
Som W_{i_z}/W_{tot}	94,81

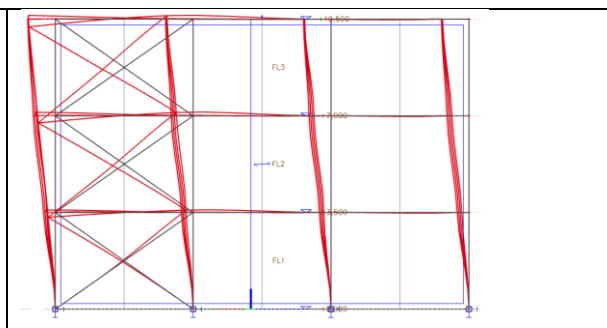
Deze modus hebben allemaal een trillingsvorm die zich afspeelt op globaal niveau. De trillingsvorm zijn weergegeven in figuur 28, 29, 30 en 31. Volgens tabel 18 zullen alle belangrijke modus een bijdrage hebben in de twee richtingen. Hieruit mag besloten worden dat het stijve hoekpunt zorgt voor een vervorming in de twee-richtingen, dit is ook visueel weergegeven in figuur 32.

Tabel 18: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_{xi}/W_{tot} .

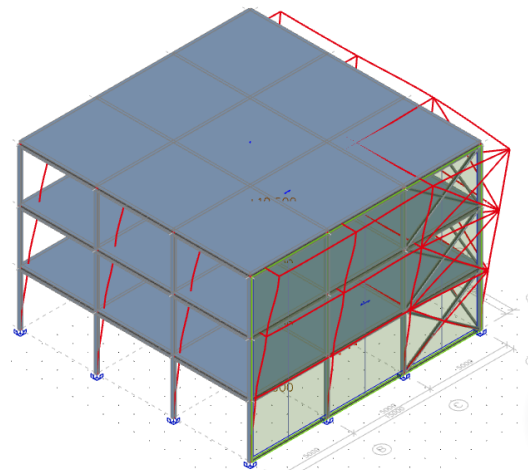
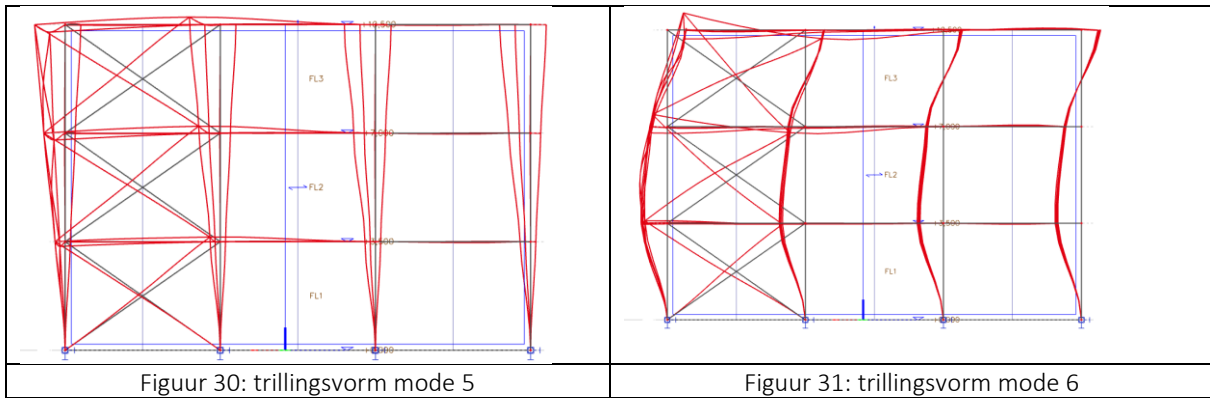
Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}	W_{yi}/W_{tot}
1	0,89 Hz; 1,12 s	27,64 %	39,65 %
2	1,93 Hz; 0,52 s	47,91 %	33,13 %
5	4,38 Hz; 0,23 s	10,97 %	10,41 %
6	6,39 Hz; 0,16 s	8,59 %	7,48 %



Figuur 28: trillingsvorm mode 1



Figuur 29: trillingsvorm mode 2



Figuur 32: globale trillingsvorm van mode 2

5.4.4 Vergelijking

Voor een raamwerk met torsie kunnen beide methodes gebruikt worden. Beide methodes voldoen, met overschot, aan de 90,00 procent eis. Ook hier wordt de negentig procent eis sneller bereikt met de IRS-methode dan met de volledige netanalyse. Met de IRS-methode is deze eis al behaald door enkele maar 17 modus in rekening te brengen. De 17 modus zorgen ervoor dat de eis in alle drie de richtingen behaald worden. Indien men enkel maar de eis wil behalen in de twee hoofdrichtingen (x- en y-richting) zijn er maar 6 modus die er uitgerekend moeten worden.

Opvallend is wel dat de IRS-methode een verschil weergeeft in de resultaten tussen de x- en de y-richting. Dit verschil is niet terug te zien bij de volledige netanalyse. Het verschijnsel kan verklaard worden doordat de IRS-methode met al zijn modus rekening heeft gehouden. Dit in tegenstelling tot de volledige netanalyse die enkel maar 75 modus inrekening heeft gebracht. Dit aantal is onvoldoende om het verschil weer te geven tussen beide richtingen. De belangrijkste modus die inrekening moeten worden gebracht voor de dynamische berekeningen zijn voor beide methodes wel dezelfde. Dit wordt aangetoond door de frequenties die voor de modus van de IRS-methode hetzelfde zijn als de modus van de volledige netanalyse. Dit betekent dat de IRS-methode geen belangrijke lokale trillingen verwaarloosd heeft of buitenbeschouwing heeft gebracht.

Ook geven beiden methodes goed het verschil weer tussen een raamwerk met of zonder torsie. De raamwerken met torsie tonen voor belangrijke modus een vervorming in de twee richtingen. Deze vervorming is duidelijk te zien ter hoogte van het stijve hoekpunt. En wordt weergegeven in figuur 27 voor de IRS-methode en figuur 32 voor de volledige netanalyse.

Volgens deze resultaten kan er besloten worden dat de frequenties en trillingsvormen niet zullen veranderen voor de twee verschillende methodes. Daarom mag de IRS-methode gebruikt worden voor torsie gevoelige gebouwen. De IRS-methode zorgt er zelfs voor dat de 90,00 procent eis sneller behaald wordt en houdt tegelijkertijd rekening met de meest belangrijke modus.

5.5 Rekenvoorbeeld 2: schijfwerking

De schijfwerking kan tegengewerkt worden door het plaatsen van een opening. Deze opening is voor rekenvoorbeeld 2 zeer extreem. Het raamwerk zal een opening hebben over alle verdiepingen van 5 x 5 m². Dit zou in praktijk een opening moeten zijn voor een trappenhof of liftschaft. Deze opening is niet versterkt door middel van een stijve kern, zoals het in de praktijk gedaan wordt. De opening zal ervoor zorgen dat de schijfwerking van de vloeren sterk tegengewerkt wordt.

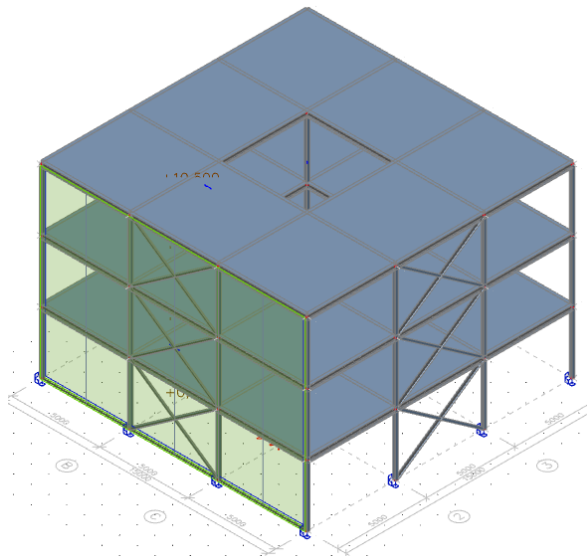
5.5.1 Ontwerp

Het ontwerp van voor het raamwerk van rekenvoorbeeld 2 zal bestaan uit profielen berekend door autodesign van SCIA Engineer. De kolommen hebben een HEA160, de liggers een IPE300 en de windverbanden een L120x120x15. Ook hier voldoen de profielen aan de eenheidscontroles.

Tabel 19: autodesign raamwerk met opening.

CS3 - HEA160	CS3 - HEA160	0,83
CS4 - HFLeq120x120x15	CS4 - HFLeq120x120x15	0,85
CS6 - IPE300	CS6 - IPE300	0,82

Het raamwerk zal dan bestaan uit deze profielen en heeft dezelfde basis ontwerp als deze van het basisraamwerk. Het verschil is enkel de opening in het midden van het raamwerk. Het ontwerp van rekenvoorbeeld 2 is weergegeven in figuur 33.



Figuur 33: ontwerp raamwerk met opening van 25 m².

5.5.2 Resultaten IRS-methode

Tabel 20 toont de resultaten voor het tweede rekenvoorbeeld uitgerekend aan de hand van de IRS-methode. Volgens deze tabel voldoet de IRS-methode aan de 90,00 procent eis voor de som van de effectieve modale massa's in alle drie de richtingen. De resultaten zijn voldoende groot in de twee hoofdrichtingen (x- en y-richting), in de z-richting is deze maar net boven de 90,00 procent eis. Ook is er nog steeds een klein verschil op te merken tussen de resultaten in de x-richting en de y-richting. Dit bevestigt weer dat er een asymmetrie aanwezig is in de x- en y-richting.

Het is duidelijk dat de resultaten in de x- en y-richting niet beïnvloed worden door de schijfwerking. Deze waarden komen zeer sterk overeen met de resultaten van het geschoord basisraamwerk.

De opening in het raamwerk zorgt er wel voor dat het resultaat in de z-richting een daling kent. Deze daling bedraagt 1,00 % in vergelijking met het basisraamwerk.

Tabel 20: samenvattende resultaten IRS-methode voor rekenvoorbeeld 2.

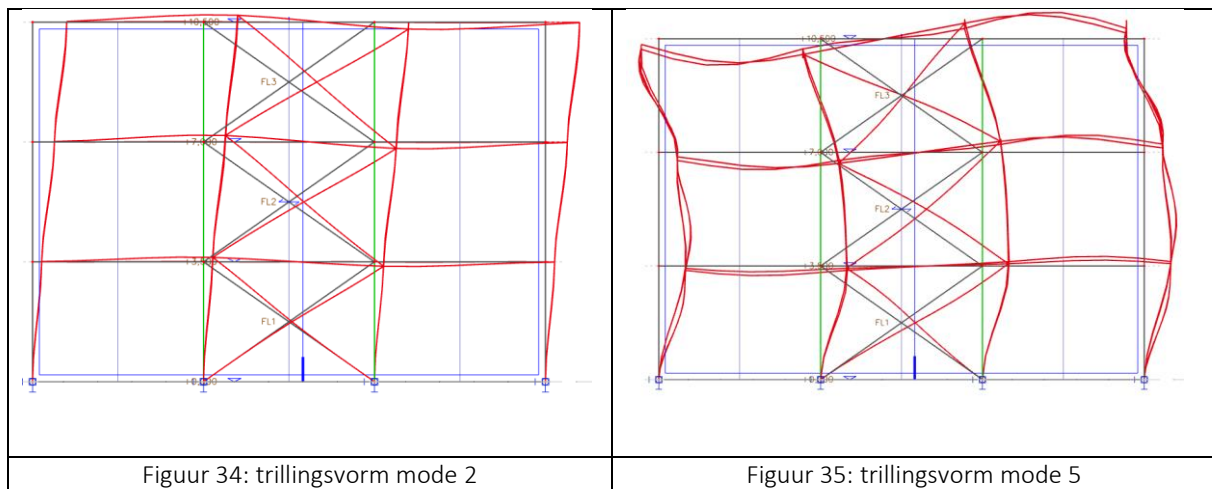
Aantal modus	24
Som W_{i_x}/W_{tot}	99,65
Som W_{i_y}/W_{tot}	99,67
Som W_{i_z}/W_{tot}	90,47

De belangrijkste modus zijn nog steeds modus 2 en 5. De frequentie van deze modus zijn respectievelijk 3,07 Hz en 9,90 Hz. Deze modus hebben samen een effectieve modale massa op de totale constructie massa, in de x-richting, gelijk aan 93,91 procent. Deze twee modus zijn voldoende om de eis te behalen in de meest noodzakelijke richting (x-richting).

Tabel 21: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_{xi}/W_{tot} .

Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}
2	3,07 Hz; 0,33 s	80,95 %
5	9,90 Hz; 00,10 s	12,96 %

De trillingsvormen zijn nog steeds hetzelfde in de x- en y-richting omdat het raamwerk regelmatig is in beide vlakken. Figuur 34 en 35 geven de trillingsvormen weer van modus 2 en 5. Deze trillingsvormen zijn exact hetzelfde als de trillingsvormen van figuur 17 en 18, dit geeft aan dat de schijfwerking totaal geen invloed heeft op de horizontale verplaatsing.



5.5.3 Resultaten volledig netanalyse

Het volledig netanalyse is ook hier uitgerend door rekening te houden met 75 modus. Tabel 22 geeft de som van alle effectieve modale massa's op de totale constructie massa weer in de drie richtingen. Ook hier voldoen alle drie de richtingen aan de 90,00 procent eis. Opvallend is dat volgens tabel 22 de resultaten in de x- en y-richting identiek hetzelfde zijn aan elkaar. Dit toont aan dat het gebouw volledig symmetrisch mag worden beschouwd. Ook hier merken we op dat de resultaten in de x- en y-richting hetzelfde zijn gebleven in vergelijking met het basisraamwerk. Het resultaat in de z-richting daarentegen is ook hier gedaald met 1%. Uit deze gegevens kan besloten worden dat de schijfwerking enkel een negatieve invloed heeft in de z-richting. De vervorming in de x- en y-richting blijven hetzelfde.

Tabel 22: samenvattende resultaten volledig net voor rekenvoorbeeld 2.

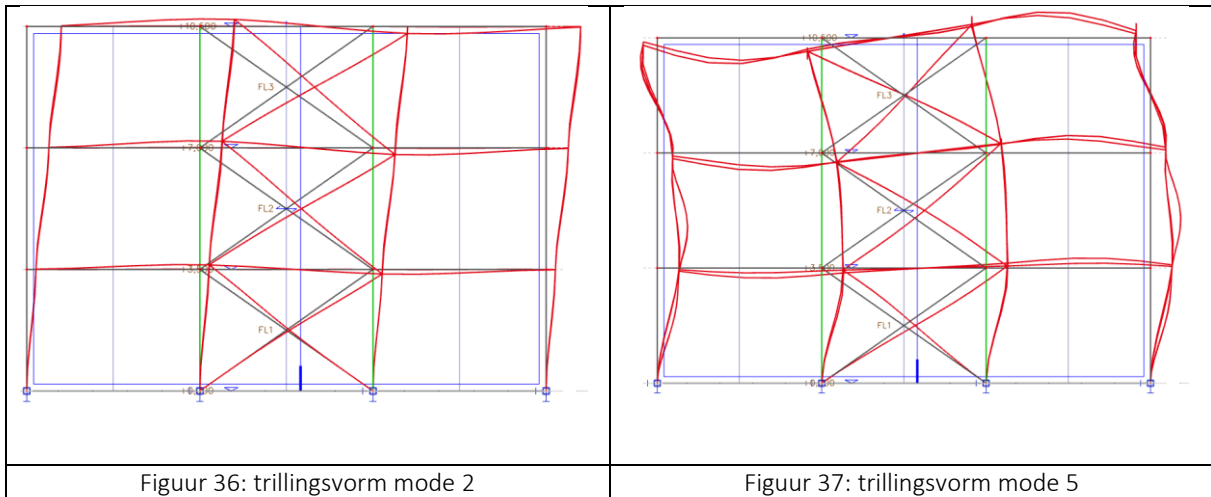
Aantal modus	75
Som W_{i_x}/W_{tot}	99,66 %
Som W_{i_y}/W_{tot}	99,66 %
Som W_{i_z}/W_{tot}	93,38 %

De belangrijkste modus zijn volgens tabel 23 nog steeds modus 2 en 5 net zoals bij de IRS-methode. De frequenties van beide modus zijn identiek hetzelfde als die van de IRS-methode. De som daarentegen van beide modus bedraagt hier 92.62 procent.

Tabel 23: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_{xi}/W_{tot} .

Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}
2	3,07 Hz; 0,33 s	80,92 %
5	9,90 Hz; 00,10 s	11,70 %

Beide modus zorgen ook voor een trillingsvorm die invloed heeft op het gehele raamwerk. De trillingsvormen zijn weergegeven voor mode 2 op figuur 36 en voor mode 5 in figuur 37.



Figuur 36: trillingsvorm mode 2

Figuur 37: trillingsvorm mode 5

5.5.4 Vergelijking

Beide methodes kunnen worden gebruikt voor verdere dynamische berekeningen. Ze hebben beide de 90,00 procent eis behaald. Deze eis wordt behaald door een minimum van 5 modus uit te rekenen. Dit is voor beide methodes hetzelfde, omdat de belangrijkste modus al bepaald zijn bij modus 2 en 5.

Er zijn wel enkele verschillen tussen de twee methodes. Het eerste verschil dat opgemerkt kan worden tussen beide methodes is dat voor de IRS-methode er een verschil is in de x- en y-richting. Dit wijst op asymmetrie van het gebouw. Deze asymmetrie is waarschijnlijk dezelfde die we terug hebben gevonden bij de basisraamwerken. Opvallend is dat deze asymmetrie niet terug te vinden is in de volledig netanalyse. Dit komt door het te weinig inrekening brengen van modus in de volledig netanalyse. In tegenstelling tot de IRS-methode daar zijn alle mogelijke modus inrekening gebracht.

Het tweede aspect dat verschilt is dat de resultaten van het volledig netanalyse hoger zijn dan deze van de IRS-methode. Dit is de eerste keer tijdens de berekeningen dat dit fenomeen voorkomt waarbij de resultaten het hoogst zijn voor de volledig netanalyse. Dit komt omdat de volledig netanalyse veel meer modus inrekening brengt. Hierdoor houdt de berekening ook rekening met de resultaten van kleine lokale trillingen zoals mode 26.

Voor beide methodes zijn de belangrijkste modus hetzelfde. Dit is af te leiden aan de frequenties. Voor modus 2 en 5 deze frequenties zijn respectievelijk 3,07 en 9,09 Hz. Dit bewijst dat het over dezelfde modus gaat. Deze modus samen zijn voldoende om de 90,00 procent eis in de x-richting te behalen.

Ten slotte houden beide methodes goed rekening met de afwezigheid van schijfwerking. De afwezigheid zorgt er enkel voor dat de resultaten in de z-richting dalen. In de twee hoofdrichtingen zijn de resultaten hetzelfde in vergelijking met de waarde van het geschoord basisraamwerk. Dit fenomeen is perfect terug te vinden voor beide methodes en mag er daarom besloten worden dat de schijfwerking geen negatieve invloed heeft in de hoofdrichtingen.

Uit deze gegevens kan er besloten worden dat het belemmeren van schijfwerking in een gebouw geen grote invloed heeft op de trillingsvormen en op de methode die er gebruikt kan worden voor verdere dynamische berekeningen. Wel moet er rekening worden gehouden dat het volledig netanalyse geen verschil weergeeft in de twee hoofdrichtingen. Dit in tegenstelling tot de IRS-methode waar duidelijk een verschil is op te merken.

5.6 Rekenvoorbeeld 3: onregelmatigheid in het horizontaal vlak

Onregelmaat in het horizontaal vlak kan behaald worden door het raamwerk te ontwerpen in een H, L, I, X-vormige gebouw. Deze vormen zorgen ervoor dat het gebouw onregelmatig is. Binnen deze thesis zullen de vormen H en L onderzocht worden.

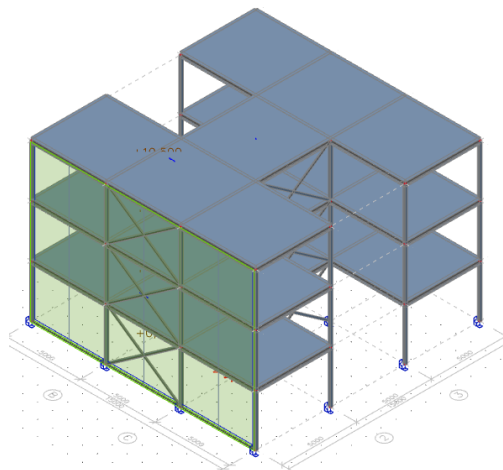
5.6.1 Ontwerp H-vormig gebouw

De H-vormige ontwerp zal dezelfde hoogte hebben als het basisraamwerk. Enkel de breedtes zullen veranderen ten opzichte van het basisraamwerk. De grootste liggers zullen een lengte hebben van 15,00 meter en de kleinste een lengte van 5,00 meter. De profielen voor de kolommen, liggers en windverbanden worden berekend en weergegeven door autodesign (tabel 24). De kolommen zijn een HEA160, de liggers een IPE300 en de windverbanden een HFFLeq120x120x12. De stabiliteit van het gebouw voldoet aan alle controles.

Tabel 24: autodesign H-vormige raamwerk.

CS3 - HEA160	CS3 - HEA160	0,84
CS4 - HFLeq120x120x12	CS4 - HFLeq120x120x12	0,91
CS6 - IPE300	CS6 - IPE300	0,91

Figuur 38 geeft het ontwerp weer van het gebouw. De windverbanden worden volledig symmetrisch geplaatst ten opzichte van elkaar. Dit zorgt ervoor dat er geen torsie kan ontstaan in het raamwerk.



Figuur 38: ontwerp H-vormige raamwerk.

5.6.2 Resultaten IRS-methode voor H-vormig gebouw

Rekenvoorbeeld 3, het H-vormig gebouw, voldoet volgens tabel 25 aan de 90,00 procent eis. Deze eis is in alle drie de richtingen gerespecteerd. De resultaten in de x-richting zijn lager dan deze in de y-richting. Dit is logisch omdat het gebouw overduidelijk asymmetrisch is in deze twee richtingen. In de x-richting heeft het gebouw een grotere weerstand omdat hier de lengte van de grootste balken 15 meter bedraagt. In tegenstelling tot de y-richting hier zijn de buitenste balken drie keer zo klein, waardoor ze makkelijker kunnen vervormen.

Tabel 25: samenvattende resultaten IRS-methode voor rekenvoorbeeld 3.

Aantal modus	24
Som W_i_x/W_{tot}	99,34
Som W_i_y/W_{tot}	99,63
Som W_i_z/W_{tot}	90,28

De modus worden nu wel afzonderlijk vergeleken in de x- en y-richting omdat het gebouw onregelmatig is in het horizontaal vlak. De belangrijkste modus in de x-richting zijn modus 2 en 5 en hebben een frequentie respectievelijk van 3,11 Hz en 9,54 Hz.

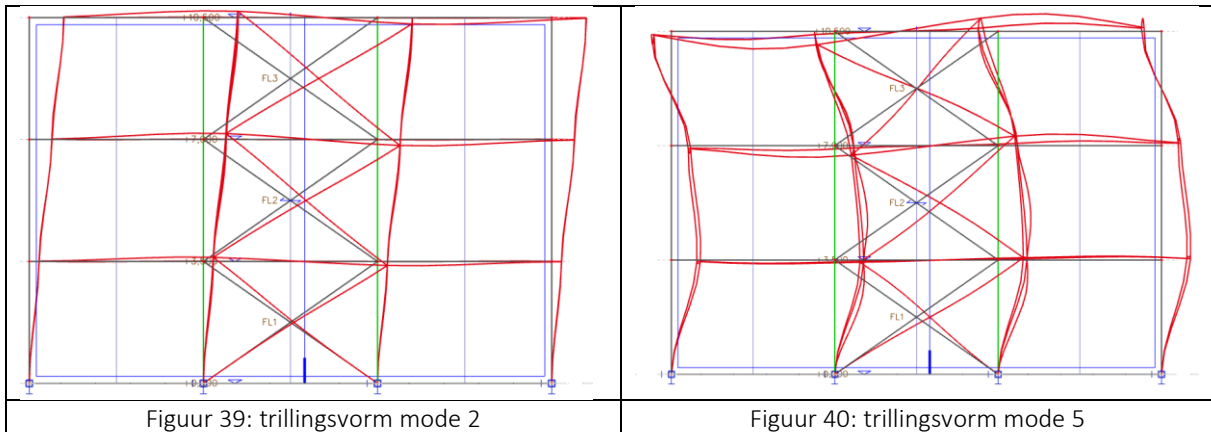
Tabel 26: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_i/W_{tot} .

Mode	Frequentie:periode	W_{xi}/W_{tot}	W_{yi}/W_{tot}
2	3,11	82,03 %	0,00
5	9,54	15,02 %	0,00
1	3,03	0,00	80,64 %
4	9,29	0,00	15,15 %

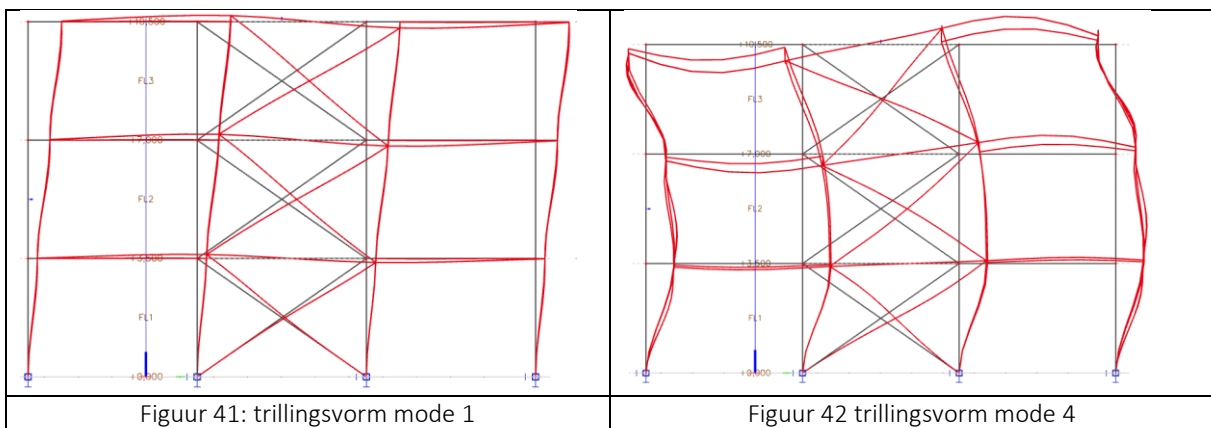
De belangrijkste modus hebben in grote zin dezelfde frequenties en zelfde W_i/W_{tot} dit betekent dat de vervormingen in de x-richting dezelfde zijn als de vervormingen in de y-richting. Dit wordt ook bevestigd door de trillingsvervormingen die in figuur 39, 40, 41 en 42 worden weergegeven. Deze figuren zijn de trillingsvormen respectievelijk van de modus 2, 5, 1 en 4. Deze figuren geven duidelijk weer dat de verplaatsing in de x-richting voor modus 2 en 5 dezelfde zijn als de verplaatsing in de y-richting voor modus 1 en 4.

Ook lijken deze trillingsvormen zeer sterk op de trillingsvormen van het geschoord basisraamwerk. De trillingsvorm in de x-richting komt zeer sterk overeen met de trillingsvormen van het basisraamwerk. De trillingsvorm in de y-richting daarentegen kent een gering grotere vervorming. Dit is te verklaren doordat er in de y-richting meer kleinere balken aanwezig zijn met een kleiner profiel. Deze liggers zullen veel flexibeler reageren en dus makkelijker vervormen.

- X-richting



- Y-richting



5.6.3 Resultaten volledig netanalyse voor H-vormige gebouw

De volledig netanalyse voldoet, volgens tabel 27, aan de 90 procent eis. Deze negentig procent eis is in de drie richting met overschot behaald. Ook hier is er een gering verschil tussen de resultaten in de x-richting en de y-richting. Dit is te verwachte omdat het gebouw een andere vorm heeft in de twee richtingen. Wel opmerkelijk dat hier het verschil zeer laag is terwijl er duidelijk een verschil in symmetrie is in de x- en y-richting.

Tabel 27: samenvattende resultaten volledig net voor rekenvoorbeeld 3.

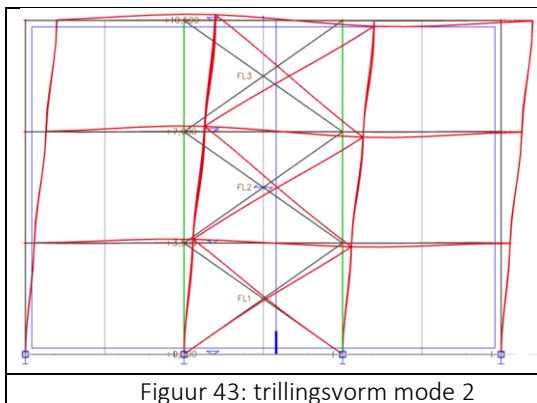
Aantal modus	75
Som W_{i_x}/W_{tot}	99,66
Som W_{i_y}/W_{tot}	99,64
Som W_{i_z}/W_{tot}	91,70

De belangrijkste modus zijn ook hier modus 2 en 5 voor de x-richting en modus 1 en 4 voor de y-richting. Deze modus hebben een frequentie die bijna identiek zijn aan de frequenties van de IRS-methode. Ook hier zijn de trillingsvormen die te zien zijn in figuren 43, 44, 45 en 46 hetzelfde als deze van de IRS-methode.

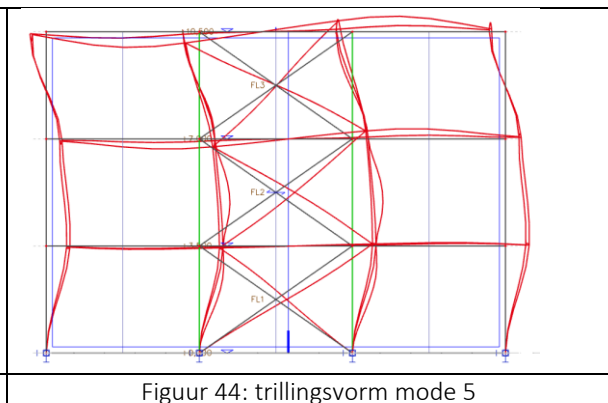
Tabel 28: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_i/W_{tot} .

Mode	Frequentie:periode	W_{xi}/W_{tot}	W_{yi}/W_{tot}
2	3,11	82,02 %	0,00
5	9,51	14,84 %	0,00
1	3,03	0,00	80,59 %
4	9,22	0,00	15,11 %

- X-richting

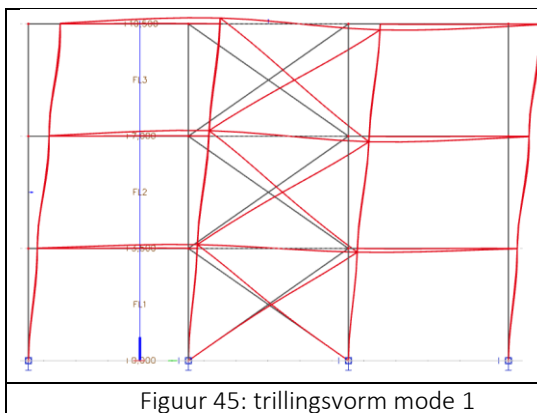


Figuur 43: trillingsvorm mode 2

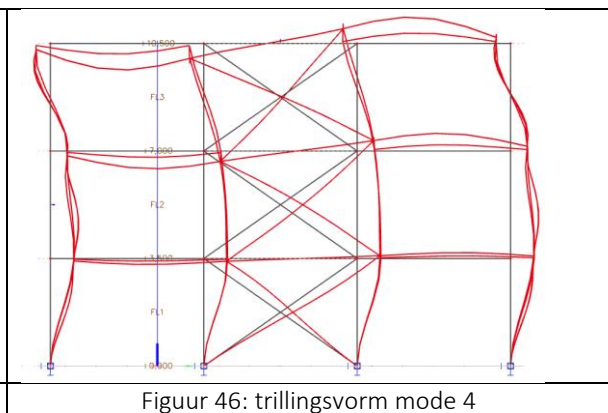


Figuur 44: trillingsvorm mode 5

- Y-richting



Figuur 45: trillingsvorm mode 1



Figuur 46: trillingsvorm mode 4

5.6.4 Vergelijking

Uit de resultaten van tabel 25 en 27 kan er besloten worden dat verdere berekeningen met beide methodes mogelijk is. Beide methodes hebben de 90,00 procent eis behaald in alle drie de richtingen. Ook hier moet er een minimum van 5 modus uitgerekend worden, zodat de negentig procent eis zowel in de x- als y-richting gerespecteerd wordt. Voor beide methode komt dit ook overeen.

De resultaten voor het volledig netanalyse liggen wel hoger dan deze van de IRS-methode. Dit is te verklaren omdat de volledige netanalyse meer modus inrekening brengt die zorgen voor lokale trillingen. Terwijl de IRS-methode enkel de noodzakelijke globale trillingen inrekening brengt.

Tweede verschil is dat de IRS-methode een duidelijk verschil van 0,29 procent geeft tussen de resultaten van de x-richting en y-richting. Dit verschil is significant kleiner voor de volledig netanalyse. Men kan dit verschil hoger maken door modus inrekening te brengen, waardoor meer lokale trillingen opgenomen worden die de resultaten laten veranderen. Dit is wel noodzakelijk omdat dit verschil aangeeft dat er onregelmatigheid is in het horizontaal vlak en het verschil niet veroorzaakt wordt door een asymmetrisch verschil op het niveau van de profiele zoals bij het basisraamwerk.

De modus die inrekening moeten worden gebracht zijn identiek hetzelfde voor de IRS-methode als voor de volledige netanalyse. Volgens de volledige netanalyse zijn er geen andere significante lokale trillingen aanwezig waarvan effectieve modale massa 5 procent bedraagt van de totale constructie massa. Dit betekenen dat de IRS-methode alle modus inrekening kan brengen die noodzakelijk zijn.

Deze resultaten bevestigen dat de IRS-methode voldoende goed de volledige netanalyse benaderen. Hieruit volgt dat de IRS-methode gebruikt mag worden in verdere dynamische berekeningen. Het is zelfs beter om de IRS-methode te gebruiken, omdat het verschil tussen de x- en y-richting (onregelmatigheid horizontaal vlak) beter wordt weergegeven.

5.6.5 Ontwerp L-vormig gebouw

De L-vormige gebouw zal ook dezelfde hoogte hebben als het basisraamwerk. De lengte van het grootste been zal 25,00 meter zijn en deze van de kortste been 10 meter. De profielen voor de verschillende constructie elementen zijn als volgt:

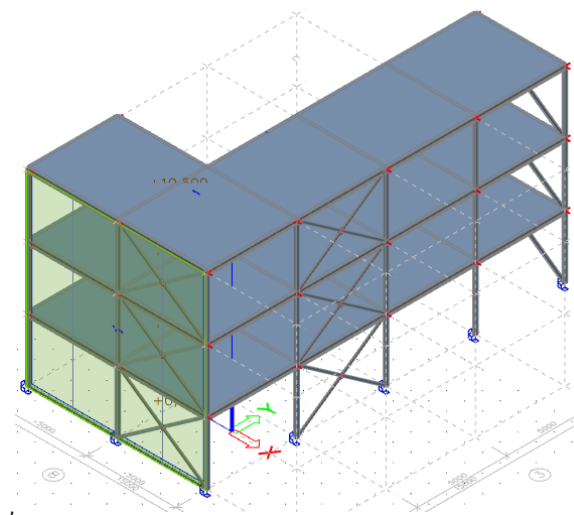
- Kolom: HEA160;
- Ligger: IPE270;
- Windverband: HFLeq 120x120x10.

Deze voldoen, volgens tabel 29, allemaal aan de eenheidscontrole.

Tabel 29: autodesign L-vormige raamwerk.

CS3 - HEA160	CS3 - HEA160	0,92
CS4 - HFLeq120x120x10	CS4 - HFLeq120x120x10	0,97
CS6 - IPE270	CS6 - IPE270	0,79

Figuur 47 geeft het ontwerp weer van het raamwerk, rekening houdend met alle criteria die hierboven vermeld werden. Ook hier zijn de windverbanden symmetrisch ten opzichte van elkaar geplaatst.



Figuur 47: ontwerp L-vormig raamwerk

5.6.6 Resultaten IRS-methode voor L-vormig gebouw

Voor het L-vormig gebouw zijn er ook maar 24 modus berekend. Dit is omdat het aantal verdiepingen nog steeds drie zijn. Opmerkelijk is dat volgens tabel 30 de som van de effectieve modale massa's op de totale constructie massa in de twee hoofdrichtingen groter is dan 90,00 procent. Enkel in de z-richting is deze kleiner dan 90,00 procent. Dit betekent dat deze vorm van onregelmaat in de z-richting een grote invloed heeft. Ook zijn de resultaten voor de twee hoofdrichtingen aanzienlijk kleiner dan deze voor de voorgaande rekenvoorbeelden. Deze waren namelijk bijna altijd 99.90 procent. In dit geval is deze waarde in de x-richting gezakt tot 99.20 procent. Dit wordt veroorzaakt door de onregelmatige vorm van het raamwerk. Indien men een hogere waarde wil bekomen moeten er meerdere lokale trillingen in rekening worden gebracht. Het verschil tussen de resultaten in de x- en y-richting is te verklaren door de asymmetrische vorm van het raamwerk. Deze asymmetrische vorm zorgt ervoor dat het gebouw niet hetzelfde zal vervormen in de twee richtingen.

Tabel 30: samenvattende resultaten IRS-methode voor L-vormig gebouw.

Aantal modus	24
Som W_{i_x}/W_{tot}	99,20
Som W_{i_y}/W_{tot}	99,56
Som W_{i_z}/W_{tot}	89,85

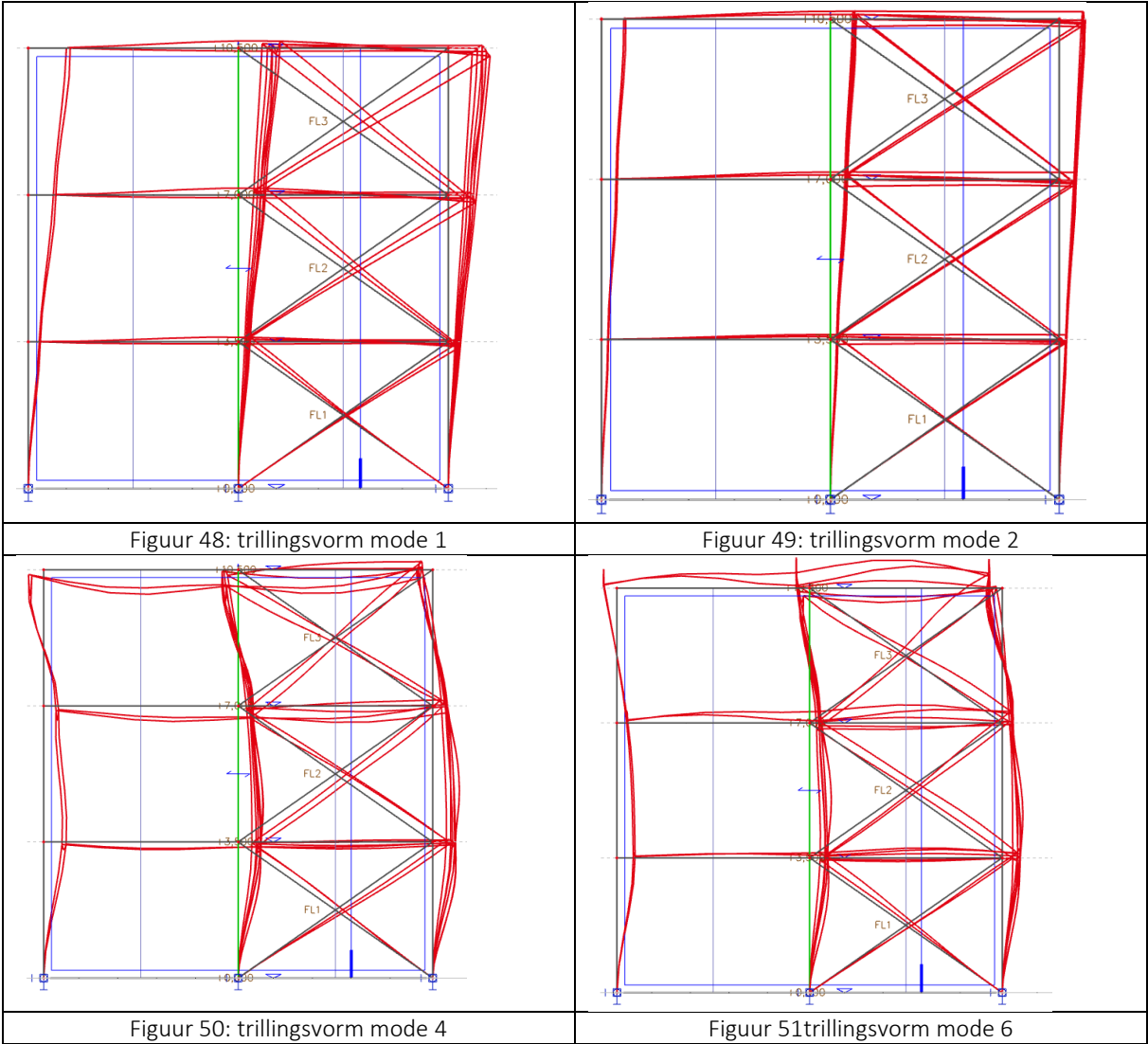
Voor dit rekenvoorbeeld worden de belangrijkste modus in beide richtingen besproken. Zo kan er een duidelijk onderscheidt gemaakt worden tussen de vervormingen in de x- en y-richting.

Tabel 31 toont de belangrijkste modus in de x-richting en y-richting. De modus 1 en 2 tonen een trillingsvervorming die zeer sterk op elkaar lijken. Deze twee modus zijn ook de belangrijkste modus voor de resultaten in de y-richting. Dit betekent dat deze modus zorgen voor trillingsvormen die tegelijkertijd plaats vinden in de twee hoofdrichtingen. Mode 1 zorgt voor een grote verplaatsing in x-richting en een kleine verplaatsing in de y-richting. Voor mode 2 draait dit om.

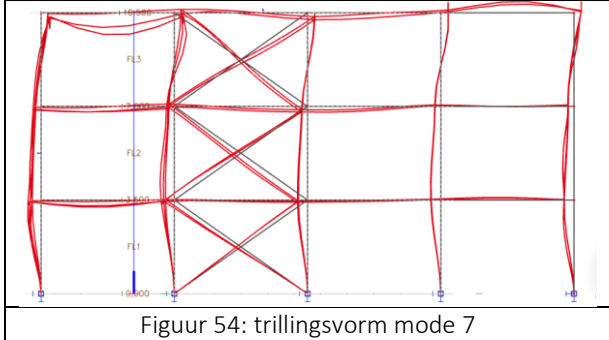
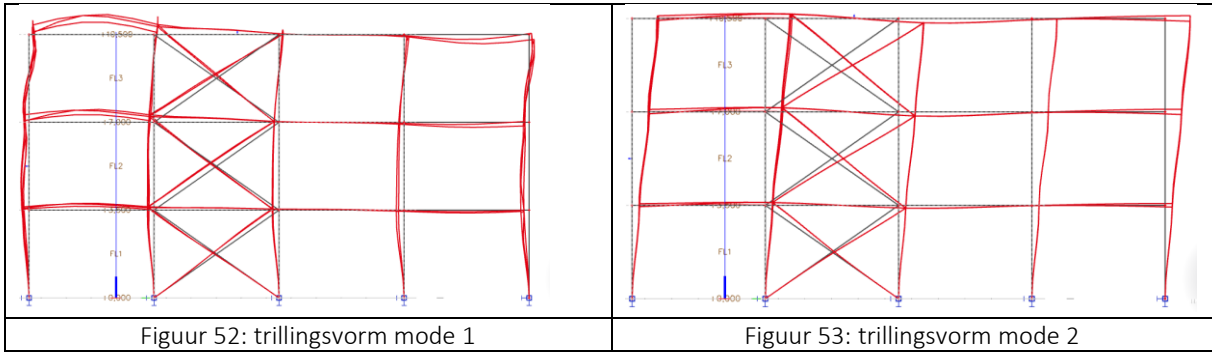
Tabel 31: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_i/W_{tot} .

Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}	W_{yi}/W_{tot}
1	3,32 Hz/ 0,30 s	61,35 %	19,18 %
2	3,37 Hz/ 0,30 s	19,92 %	61,57 %
4	9,60 Hz/ 0,10 s	9,12 %	2,87 %
6	10,05 Hz/ 0,10 s	6,06 %	3,70 %
7	10,89 Hz/ 0,09 s	0,00 %	8,09 %

- X-richting



- Y-richting



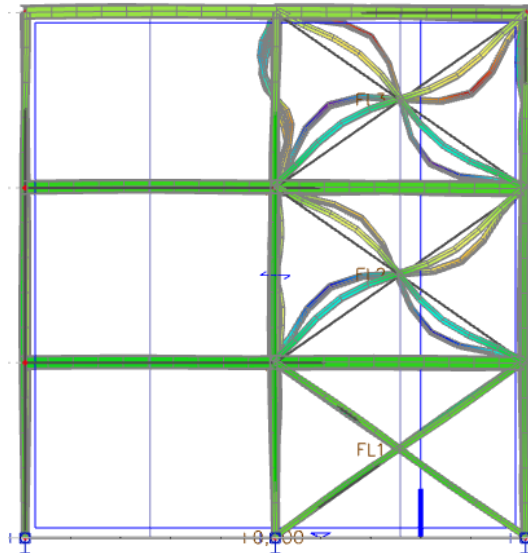
5.6.7 Resultaten volledig netanalyse voor het L-vormig gebouw

De resultaten voor het L-vormig gebouw zijn weergegeven in tabel 32. Deze tonen aan dat de het gebouw volgens de volledig netanalyse voldoet aan de 90,00 procent eis in alle drie de richtingen. Er is ook een verschil aanwezig in de resultaten van de hoofdrichtingen. Net zoals voor de IRS-methode is dit verschil te verklaren door asymmetrie van het gebouw in de twee richtingen. De resultaten zijn significant kleiner dan deze van het basisraamwerk. Dit geeft weer dat onregelmatigheid in het verticaalvlak toch invloed heeft. Deze onregelmatigheid zorgt voor meer lokale trillingen.

Tabel 32: samenvattende resultaten volledig net voor het L-vormig gebouw.

Aantal modus	75
Som W_{i_x}/W_{tot}	99,32
Som W_{i_y}/W_{tot}	99,62
Som W_{i_z}/W_{tot}	93,04

De effectieve modale massa op de totale constructie massa in de x-richting is wel hoger voor de volledige netanalyse dan voor de IRS-methode. Dit komt omdat de volledige netanalyse meer modus inrekening kan brengen en daardoor meer lokale trillingen kan opnemen zoals mode 68. Deze mode heeft een lokale trilling ter hoogte van de windverbanden in verdieping 1 en 2. Deze vervorming is duidelijk te zien in figuur 55. Dit is een perfect voorbeeld van een irrelevante mode en wordt daarom ook niet in rekening genomen in de IRS-methode. Toch heeft deze een kleine bijdragen die ervoor zal zorgen dat de resultaten van de volledige netanalyse zullen laten stijgen.



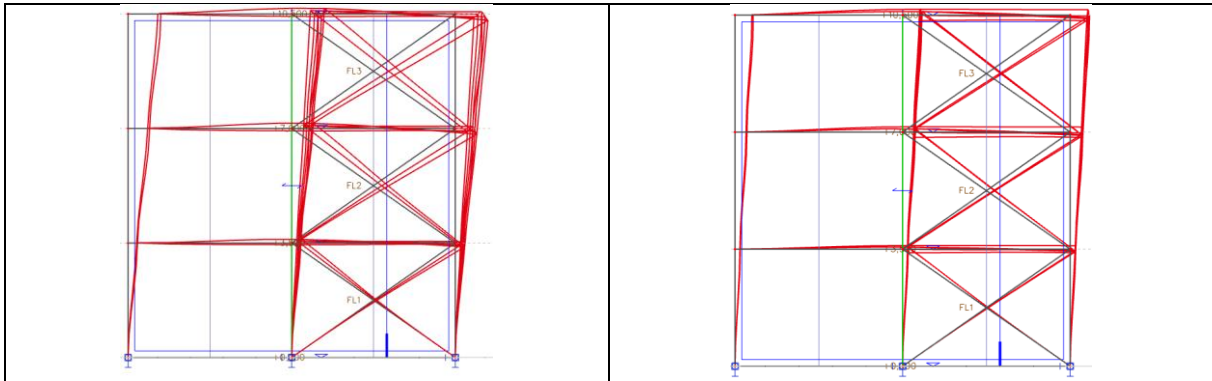
Figuur 55: vervorming veroorzaakt door mode 68.

De belangrijkste modus voor de x- en y-richting zijn weergegeven in tabel 33. Deze telt 4 modus voor de x-richting en 2 modus voor de y-richting. Deze 2 modus zijn modus 1 en 2 die ook terug te vinden zijn in de x-richting. De trillingsvormen zijn exact hetzelfde als deze besproken in de IRS-methode. Enkel zijn er voor de volledig netanalyse maar 2 belangrijke modus in de y-richting.

Tabel 33: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_i/W_{tot} .

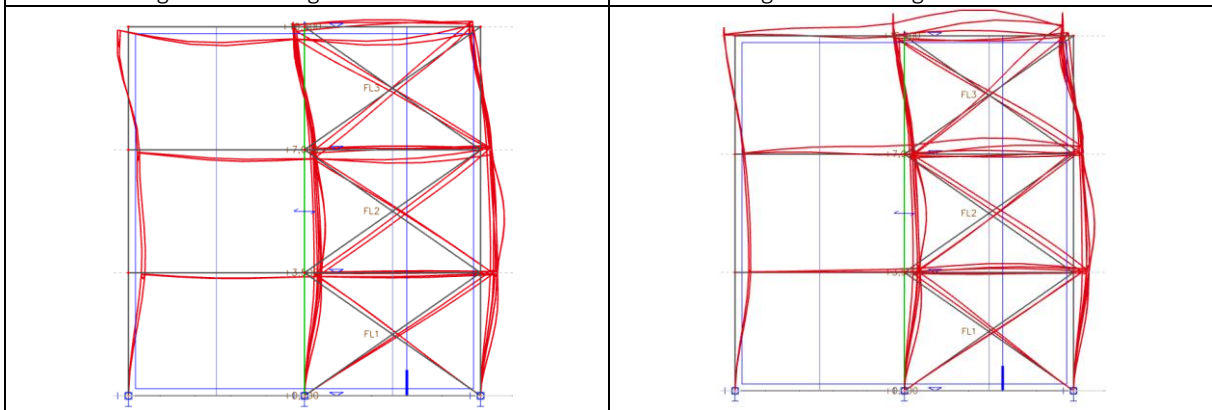
Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}	W_{yi}/W_{tot}
1	3,32 Hz/ 0,30 s	60,79%	19,69 %
2	3,37 Hz/ 0,30 s	20,47 %	60,94 %
4	9,54 Hz/ 0,10 s	7,57 %	4,43 %
6	9,98 Hz/ 0,10 s	7,15 %	3,45 %

- X-richting



Figuur 56: trillingsvorm mode 1

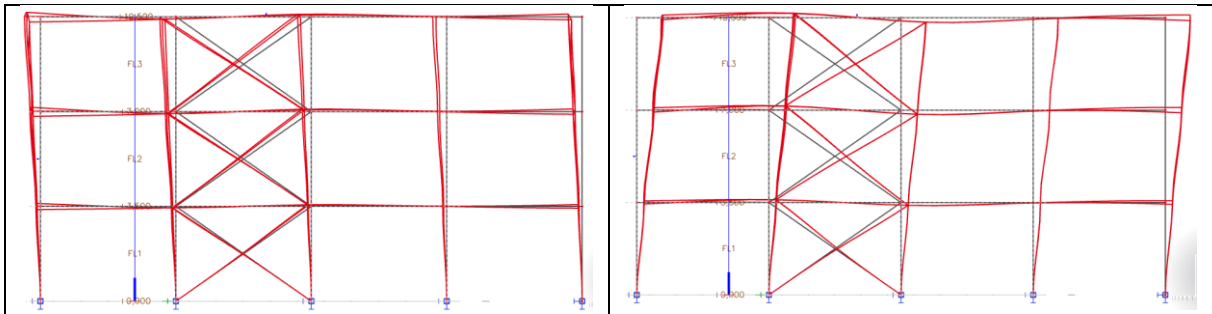
Figuur 57: trillingsvorm mode 2



Figuur 58: trillingsvorm mode 4

Figuur 59: trillingsvorm mode 6

- Y-richting



Figuur 60: trillingsvorm mode 1

Figuur 61: trillingsvorm mode 2

5.6.8 Vergelijking

De resultaten voor beide methodes geven aan dat ze gebruikt mogen worden voor verdere dynamische berekeningen. De twee hoofdrichtingen voldoen voor beide methodes aan de 90,00 procent eis. Enkel voor de IRS-methode is 90,00 procent niet behaald in de z-richting. Omdat deze richting geen invloed heeft op de dynamische belasting mogen de berekeningen verder uitgevoerd worden. De volledige netanalyse daarentegen heeft in alle drie de richtingen meer dan 90,00 procent. Dit is te verklaren omdat er meerdere lokale trillingen in rekening zijn gebracht die het totaal in de z-richting boven de 90,00 procent brengen. Om de negentig procent eis te behalen is er een minimum van 4 modus noodzakelijk voor de IRS-methode. In tegenstelling tot de volledige netanalyse waar er een minimum van 6 modus nodig zijn om de negentig procent eis te behalen.

Ten derde kan er ook besloten worden dat de onregelmatigheid een sterke invloed heeft op de berekeningen. Voornamelijk voor de IRS-methode. Hier is het resultaat in de x-richting gezakt tot 99,20 procent dit is 0.10 procent minder dan de resultaten verkregen door de volledig netanalyse. Dit is te verklaren doordat het L-vormig gebouw (onregelmatig horizontaal vlak) meer lokale trillingen heeft dan een normaal geschoord raamwerk. Deze lokale trillingen worden op hun beurt niet in rekening gebracht door de IRS-methode. Hierdoor zal het resultaat, verkregen door de IRS-methode, altijd lager zijn dan de resultaten verkregen door de volledige netanalyse.

Voor de belangrijke modus zijn er ook enkele opmerkelijke punten. Ten eerste zijn er voor beide methodes meer modus in de x-richting dan in de y-richting. Dit komt omdat in de y-richting de onregelmatigheid veroorzaakt door de L-vorm een grotere invloed heeft. Deze vorm zorgt hierdoor voor meerdere lokale trillingsvormen zoals mode 64.

Ook is het opvallend dat de IRS-methode 3 belangrijke modus heeft in de y-richting en het volledig net er maar twee heeft. Dit komt omdat de IRS-methode enkel de globale trillingen in rekening brengt terwijl het volledig net meer lokale trillingen heeft. Dit is ook af te leiden uit de volledige tabelresultaten waar duidelijk te zien is dat er lokale trillingen ontstaan bij modus 68.

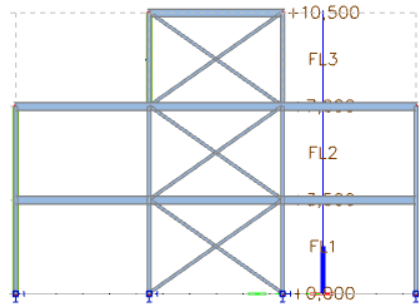
In het algemeen kan er besloten worden dat L-vormige gebouwen uitgerekend mogen worden door de IRS-methode. Het is zelfs beter het gebouw uit te rekenen met de IRS-methoden omdat het met meerdere globale trillingen rekening houdt. Wel zal de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa lager zijn, maar nog steeds voldoende boven de 90,00 procent.

5.7 Rekenvoorbeeld 4: onregelmatigheid in het verticaal vlak

Het veroorzaken van onregelmaat in het verticaal vlak kan gerealiseerd worden door middel van insprongen. Deze insprongen kunnen zowel symmetrisch als asymmetrisch plaats vinden. Rekenvoorbeeld 4.1 is een voorbeeld van een symmetrische insprong en rekenvoorbeeld 4.2 is een voorbeeld van een asymmetrisch insprong. De eisen voor beide zijn besproken in paragraaf 4.2.2.

5.7.1 Ontwerp Symmetrische insprongen

Het raamwerk zal niet voldoen aan de eis voor symmetrische insprong indien het verschil tussen de bovenste ligger (L2) en onderste ligger (L1) groter is dan 20,00%. De lengtes zijn grafisch voorgesteld in figuur 3. Voor dit geval betekent dat de onderste ligger een lengte van 15,00 meter zal hebben en de bovenste ligger een lengte van 5 meter. Het verticaalvlak wordt weergegeven in figuur 62. Deze moet een verduidelijking brengen van de geometrische afmetingen.



Figuur 62: verticaal vlak.

$$L1 = 15,00 \text{ meter}$$

$$L2 = 5,00 \text{ meter}$$

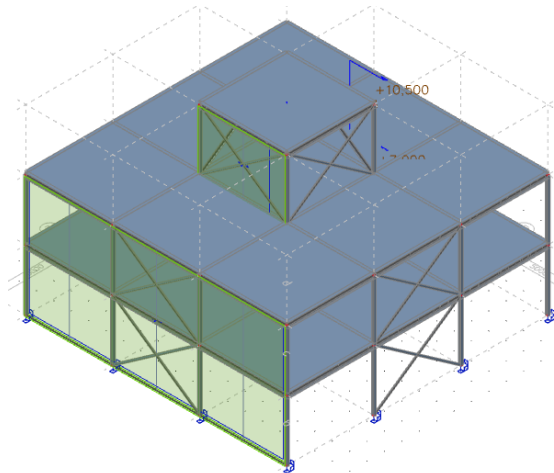
$$\frac{L1 - L2}{L2} = \frac{15 - 5}{15} = 66,67\%$$

De hoogte van het gebouw zal nog steeds 10,50 meter bedragen en de profielen voor de kolommen, liggers en windverband zijn respectievelijk een HEA140, IPE300 en een HFLeq 100x100x10 profiel.

Tabel 34: autodesign raamwerk met regelmatige insprong.

Oorspronkelijke doorsnede	Autodesign van doorsnede	Autodesign controle
CS3 - HEA140	CS3 - HEA140	0,94
CS4 - HFLeq100x100x10	CS4 - HFLeq100x100x10	0,92
CS6 - IPE300	CS6 - IPE300	0,88

Figuur 63 geeft het ontwerp weer van de het rekenvoorbeeld 4.1. De insprong is duidelijk te zien in het de bovenste verdieping. De windverbanden worden ook hier van boven tot onder geplaatst en symmetrisch ten opzichte van elkaar.



Figuur 63: ontwerp raamwerk met regelmatige insprong.

5.7.2 Resultaten IRS-methode symmetrische insprongen

Tabel 35 toont de resultaten verkregen door de IRS-methode voor het raamwerk met symmetrische insprongen. Volgens deze resultaten mag de IRS-methode gebruikt worden voor verdere dynamische berekeningen. De som van de effectieve modale massa's op de totale constructie massa is groter dan 90,00 procent in alle drie die richtingen. De twee hoofdrichtingen kennen ook hier een klein verschil. Deze verschil is even groot als deze zijn besproken voor het geschoord basisraamwerk. Uit deze resultaten is het zeer duidelijk dat symmetrische onregelmatigheid geen grote invloed heeft op de resultaten. De resultaten zijn niet veel verandert omdat de globale trillingen hetzelfde gebleven zijn zoals bij het geschoord basisraamwerk.

Tabel 35: samenvattende resultaten IRS-methode voor raamwerk met symmetrische insprongen.

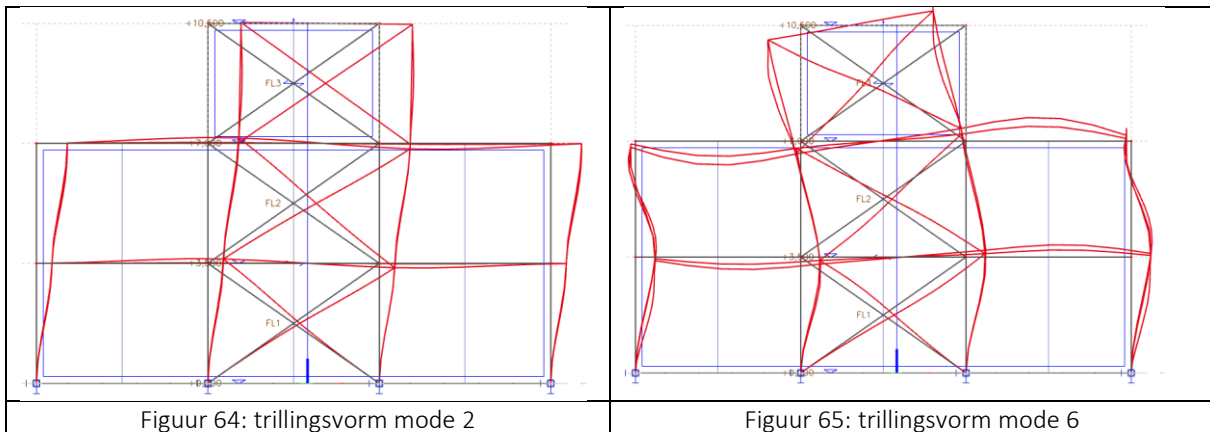
Aantal modus	24
Som W_{i_x}/W_{tot}	99,67
Som W_{i_y}/W_{tot}	99,69
Som W_{i_z}/W_{tot}	91,57

De modus 2 en 6 zijn volgens tabel 36 het belangrijkste en moeten meegenomen worden in verdere dynamische berekeningen. Door de symmetrie die er aanwezig is, is het voldoende om de trillingsvormen enkel in de x-richting te bespreken.

Figuur 64 en 65 tonen de trillingsvormen van respectievelijk mode 2 en 6. Mode 2, die de grootste invloed op het raamwerk, geeft een duidelijke globale trilling weer. Het gehele raamwerk kent een verplaatsing in de x-richting. Ook zien we duidelijk dat de bovenste verdieping van het gebouw, die zorgt voor onregelmatigheid, in zijn geheel verplaatst. Dit wijst erop aan dat de windverbanden het gebouw/verdieping stijver maken. Buiten deze twee modus zijn er geen andere modus, die zorgen voor lokale trillingen. Hieruit volgt dat de IRS-methode niet beïnvloed wordt door de symmetrische onregelmatigheid.

Tabel 36: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_i/W_{tot} .

Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}
2	3,56 Hz; 0,28 s	89,51 %
6	9,94 Hz; 0,10 s	6,53 %



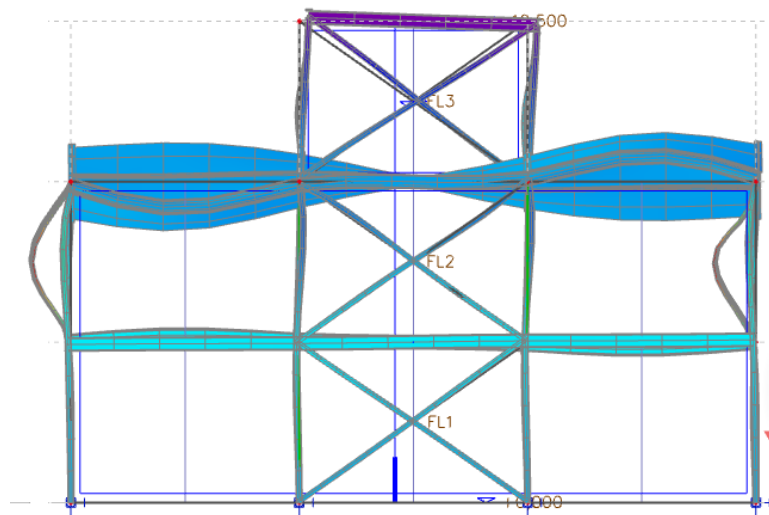
5.7.3 Resultaten volledig netanalyse symmetrische insprongen

De resultaten van de volledige netanalyse zijn weergegeven in tabel 37. Zoals verwacht voldoet het raamwerk aan 90,00 procent eis in alle drie de richtingen. Opmerkelijk als dat de resultaten in de x-richting identiek zijn aan de resultaten in de y-richting. Dit wijst op volledige symmetrie van het gebouw. De waarden van voor de twee hoofdrichtingen zijn ook hoger dan de resultaten van de IRS-methode. Dit betekent dat er lokale trillingen aanwezig zijn die veroorzaakt zijn door de onregelmatigheid.

Tabel 37: samenvattende resultaten volledig net voor raamwerk met symmetrische insprongen.

Aantal modus	75
Som W_{i_x}/W_{tot}	99,70
Som W_{i_y}/W_{tot}	99,70
Som W_{i_z}/W_{tot}	93,97

Eén van deze lokale trilling is mode 15 voor de volledig netanalyse. Deze heeft een bijdragen van maar liefst 0,3 procent en overduidelijk een lokale trilling is. De vervorming van deze mode is weergegeven in figuur 66 en toont duidelijk dat er een vervorming aanwezig is in de eerste verdieping. Deze trilling wordt niet opgenomen door de IRS-methode, maar wel door de volledige netanalyse. Hierdoor zullen de resultaten voor deze methode altijd hoger liggen dan de resultaten verkregen door de IRS-methode.



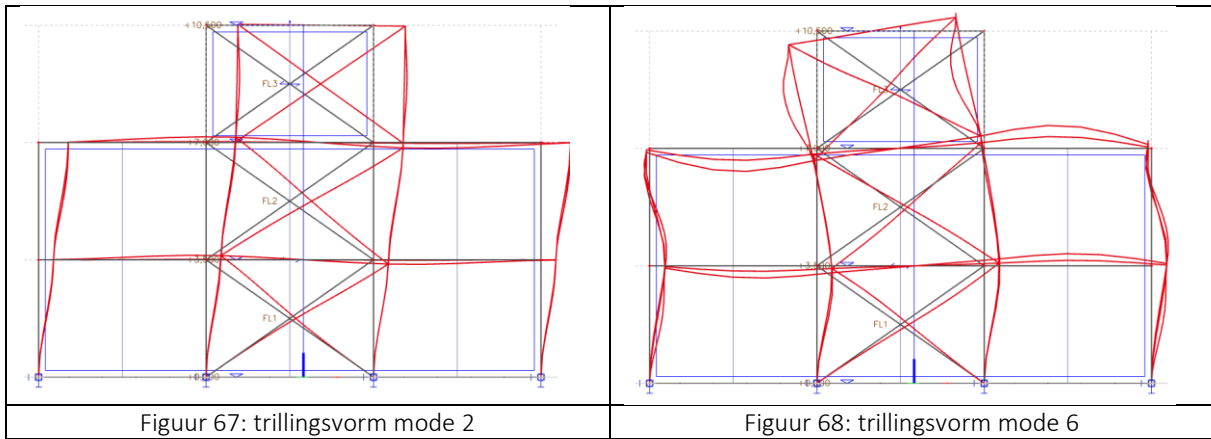
Figuur 66: vervorming veroorzaakt door mode 15.

De belangrijkste modus voor de volledig netanalyse zijn modus 2 en 6. Dit zijn de belangrijkste modus in de x-richting. De frequenties zijn ook voldoende groot wat bewijst dat het gebouw geschoord is en de windverbanden hun werk doen.

Tabel 38: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_i/W_{tot} .

Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}
2	3,56 Hz; 0,28 s	89,49 %
6	9,86 Hz; 0,10 s	5,70 %

De trillingsvormen in de x-richting zijn identiek aan deze van de y-richting. De verplaatsing komen, zoals verwacht, voor op het gehele raamwerk. Dit zijn twee zeer belangrijke modus en moeten daarom worden meegenomen in dynamische berekeningen.



5.7.4 Vergelijking

De resultaten die in de vorige twee paragrafen zijn besproken geven aan dat beide methodes voldoen aan de 90,00 procent eis. Beide resultaten zijn veel hoger dan 90,00 procent. De waarden van de resultaten komen sterk overeen met de resultaten verkregen voor het geschoord basisraamwerk. Het aantal modus dat er minimaal berekend moeten worden zijn voor beide methodes 6. Door rekening te houden met dit aantal wordt de negentig procent eis voldoende behaald.

Een eerste aandachtspunt is dat er een duidelijk verschil is in de resultaten in de x- en y-richting bij de IRS-methode, terwijl dit verschil niet terug te zien is in de volledige netanalyse. Dit verschil zou technisch aanwezig moeten zijn omdat het gebouw niet perfect symmetrisch is in de twee hoofdrichtingen. Deze is hetzelfde als deze besproken voor de basisraamwerken. De volledige netanalyse kan enkel dit verschil aantonen door meer dan 75 modus inrekening te brengen. Hierdoor worden er meer lokale trillingen opgenomen die het verschil beter zouden weergeven.

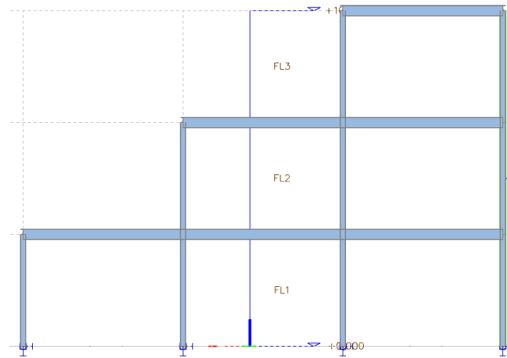
Tweede verschil is dat er met de volledige netanalyse een groter resultaat bekomen kan worden. Dit komt doordat de volledige netanalyse meer modus in rekening kan brengen. Voor de volledige netanalyse zijn er 75 modus in rekening gebracht terwijl voor de IRS-methode er dat maar 24 modus. Deze extra modus zijn geen globale trillingen, maar enkel kleine lokale trillingen die niet relevant zijn voor verdere berekeningen. Één van deze lokale trillingen is weergegeven in figuur 66. Deze trilling zorgt enkel voor vervorming ter hoogte van de 1^{ste} verdieping en wordt niet inrekening genomen door de IRS-methode. Het verschil tussen de resultaten van de IRS-methode en de volledig netanalyse bedraagt maar 0,03 procent wat aangeeft dat dit type van onregelmatigheid gepaard gaat met 2 globale trillingen en maar een paar lokale trillingen.

De globale trillingen daarentegen zijn wel allemaal verkregen door de IRS-methode. Deze modus zijn identiek dezelfde als deze van de volledig netanalyse. Dit kan men zien door de frequentie die hetzelfde is voor beide methodes en de trillingsvormen in de x-richting die identiek zijn aan elkaar.

Omdat de 90 procent eis wordt behaald en de globale trillingen exact hetzelfde zijn voor beide methodes, kan er besloten worden dat de IRS-methode gebruikt mag worden voor gebouwen met een symmetrische insprong. De som van de effectieve modale massa's op de totale constructie massa is wel lager voor de IRS -methode, maar nog steeds voldoende groot om aan de eis te voldoen. De insprong zorgt in het algemeen voor geen significante verandering in de resultaten. Ook is het beter om de IRS-methode te gebruiken omdat het verschil hier wel wordt weergegeven in twee hoofdrichtingen en er daarvoor veel minder modus voor nodig zijn.

5.7.5 Ontwerp asymmetrische insprong

Voor asymmetrische insprongen te verkrijgen moet de insprong enkel aan één kant van het gebouw aanwezig zijn zoals weergegeven in figuur 5. Om niet te voldoen aan de eis, besproken in paragraaf 4.2.5, moet de lengte van de onderste ligger 15,00 meter zijn, de ligger op het tweede verdiep 10,00 meter en de bovenste ligger 5,00 meter lang zijn. Deze afmetingen worden weergegeven in figuur 69. Er is bewust gekozen om geen windverbanden te plaatsen zodat het gebouw als één geheel werkt. De winverbanden kunnen in geen enkel gevel symmetrisch geplaatst worden.



Figuur 69: verticaal vlak.

De afmetingen zorgen voor volgende verhoudingen:

$$L = 15,00 \text{ meter}$$

$$L1 = 10,00 \text{ meter}$$

$$L2 = 5,00 \text{ meter}$$

$$\frac{(15 - 5)}{15} = 66.67 \%$$

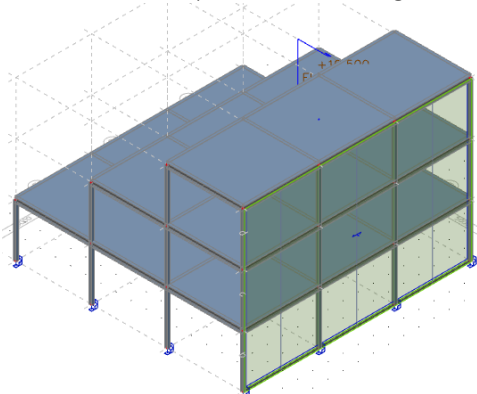
$$\frac{(10 - 5)}{10} \leq 50 \%$$

Beide eisen zijn niet voldoen en zorgen voor zeer grote asymmetrische insprongen. Ook hier is de hoogte 10,50 meter. De profielen voor de verschillende constructie elementen zijn voor de kolommen HEA180, de liggers IPE330. Deze voldoen, volgens tabel 39, allemaal aan de eenheidscontrole.

Tabel 39: autodesign raamwerk met asymmetrische insprongen.

Autodesign van doorsnede	Autodesign controle
CS3 - HEA180	0,88
CS6 - IPE330	0,84

Figuur 70 geeft het ontwerp weergegeven van het raamwerk met asymmetrische insprongen. Deze geeft duidelijk weer dat er geen windverbanden aanwezig zullen zijn en het gebouw volledig ongeschoord is. Dit betekent ook dat het gebouw eerder vergeleken zal worden ten opzichte van het ongeschoord basisraamwerk.



Figuur 70: ontwerp raamwerk met asymmetrische insprongen.

5.7.6 Resultaten IRS-methode asymmetrische insprongen

Volgens tabel 40 voldoet de negentig procent eis in alle drie de richtingen. In de x- en y-richting bedraagt deze bijna 100 procent. De resultaten bevestigen ook dat het gebouw ongeschoord is doordat de frequenties aan de hogere kant liggen. Dit geeft aan dat het gebouw flexibel is. Dit fenomeen is ook terug te zien bij het ongeschoord basisraamwerk. Het verschil in de x-richting en y-richting is zeer klein. Dit geeft aan dat de voor zowel de x- als y-richting alle globale en lokale trillingen in rekening zijn gebracht.

Tabel 40: samenvattende resultaten IRS-methode voor raamwerk met asymmetrische insprongen

Aantal modus	24
Som W_{i_x}/W_{tot}	99,94
Som W_{i_y}/W_{tot}	99,93
Som W_{i_z}/W_{tot}	90,98

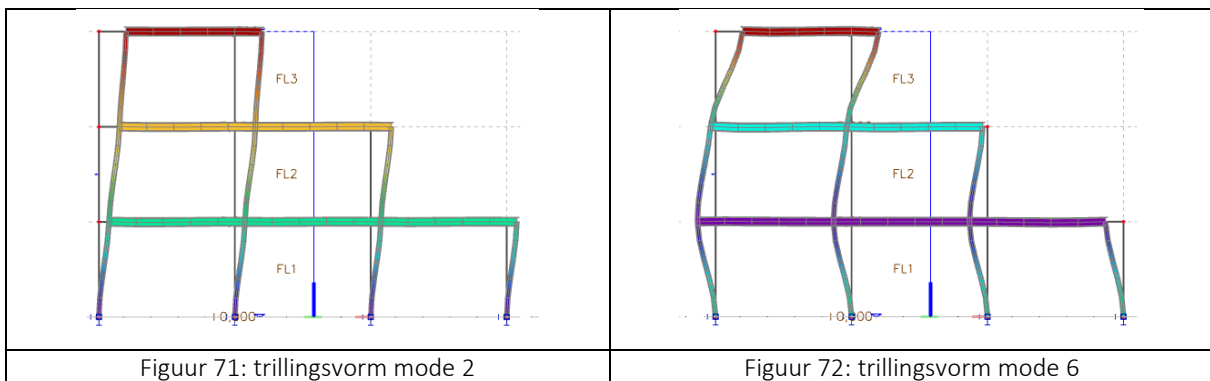
De belangrijkste modus zijn in de x-richting voornamelijk modus 2 en 6. Deze hebben een trillingsvorm die zeer sterk lijkt op de trillingsvormen van het ongeschoord basisraamwerk. Het verschil is pas op te merken wanneer er in de y-richting gekeken wordt. Dan zijn er 3 modus die inrekening gebracht mogen worden in dynamische berekeningen. Dit komt omdat de onregelmatigheid voornamelijk in de y-richting aanwezig is.

Tabel 41: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_i/W_{tot}

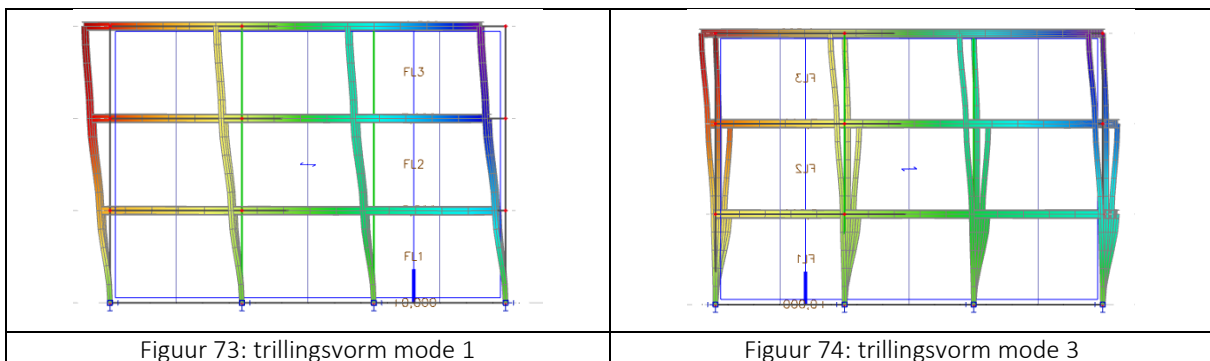
Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}	W_{yi}/W_{tot}
2	8,12 Hz/ 0,77 s	85,47 %	0,00 %
6	18,617 Hz/ 0,34 s	12,39 %	0,00 %
1	5,14 Hz/ 1,22 s	0,00 %	83,54 %
3	9,52 Hz/ 0,66 s	0,00 %	7,00 %
4	12,64 Hz/ 0,50 s	0,00 %	7,67 %

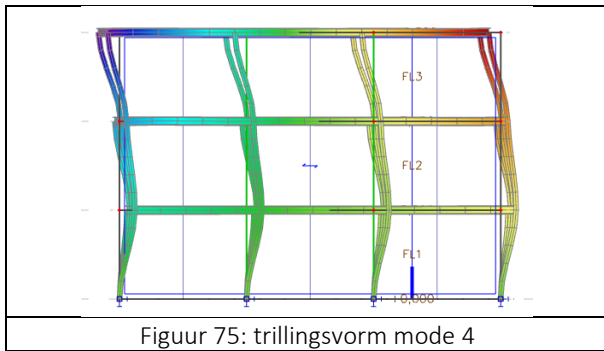
De trillingsvormen die veroorzaakt worden door deze modus worden ook weergegeven in onderstaande figuren.

- X-richting



- Y-richting





5.7.7 Resultaten Volledig netanalyse asymmetrische insprongen

De resultaten wanneer het gebouw berekend wordt door middel van de volledige netanalyse zijn weergegeven in tabel 42. Volgens de tabel voldoet het raamwerk aan de negentig procent eis net zoals bij de IRS-methode. De som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa is wel aanzienlijk gedaald met 0,20 procent eis. Dit betekent dat er meer modus inrekening moeten worden gebracht zodat er meer lokale trillingen in rekening gebracht kunnen worden.

Tabel 42: samenvattende resultaten volledig net voor asymmetrische insprongen.

Aantal modus	75
Som W_i_x/W_{tot}	99,70
Som W_i_y/W_{tot}	99,71
Som W_i_z/W_{tot}	95,53

Op vlak van de belangrijkste modus is er totaal geen verschil op te merken. Dit geeft aan dat de IRS-methode alle belangrijke modus (relevant/globale trillingen) mee inrekening kunnen brengen in verdere dynamische berekeningen.

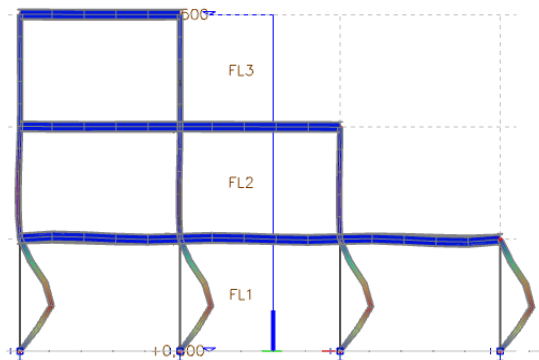
Tabel 43: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_i/W_{tot} .

Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}	W_{yi}/W_{tot}
2	8,12 Hz/ 0,77 s	85,47 %	0,00 %
6	18,617 Hz/ 0,34 s	12,39 %	0,00 %
1	5,14 Hz/ 1,22 s	0,00 %	83,54 %
3	9,52 Hz/ 0,66 s	0,00 %	7,00 %
4	12,64 Hz/ 0,50 s	0,00 %	7,67 %

5.7.8 Vergelijking

De twee methodes hebben allebei de negentig procent eis behaald. Dit betekent dat beide methodes gebruikt mogen worden voor verdere dynamische berekeningen. Het aantal modus dat berekend moeten worden is voor beide methodes 6. Dit aantal is voldoende om de negentig procent eis te behalen. De overige modus zijn ofwel 0,00 procent ofwel nihil klein.

Voor de twee hoofdrichtingen zijn de resultaten wel hoger voor de IRS-methode dan voor de volledige netanalyse. Enkel in de z-richting is dit omgekeerd, maar deze richting is niet van belang voor de dynamische berekeningen. Het verschil in de waardes van de hoofdrichting tussen de twee methodes is te verklaren door de globale trillingen. Bij de IRS-methode is er enkel rekening gehouden met de globale trillingen, terwijl de volledig netanalyse beïnvloed wordt door lokale trillingen. Opvallend is wel dat de IRS-methode rekening heeft gehouden met een lokale trilling (mode 21) terwijl deze mode niet terug te vinden is bij de volledige netanalyse, terwijl deze berekend is op een aantal van 75 modus. Mode 21 is volgens figuur 76 overduidelijk een lokale trilling. De figuur toont aan dat enkel de kolommen onderaan het gebouw een vervorming kennen terwijl de rest van het gebouw stabiel blijft. Dit fenomeen geeft aan dat de IRS-methode uitsluitend belangrijke modus inrekening brengt en niet zoals de volledige netanalyse ook modus bepaald met een bijdragen van 0,00 procent.



Figuur 76: vervorming veroorzaakt door mode 21 berekend door de IRS-methode.

Het verschil in de resultaten tussen de x- en y-richting wordt duidelijk weergegeven in de beide methodes. Dit is zoals eerder vermeld veroorzaakt door de asymmetrie in de twee richtingen. Voor de IRS-methode wordt dit verschil wel duidelijker weergegeven waardoor er besloten kan worden dat de asymmetrie op globaal vlak afspeelt. Terwijl bij de volledige netanalyse het verschil maar 0.04 procent bedraagt en dit verschil dan verklaard kan worden door lokale asymmetrie, zoals het verschil in oriëntatie van de kolommen. Dit is dan een verkeerd conclusie.

De belangrijke modus, globale trillingen, zijn voor beide methodes identiek hetzelfde dit is ook terug te zien in de tabellen 41 en 43. De modus hebben exact dezelfde frequenties. Dit betekent dat de IRS-methode, zoals in de theorie vermeld, de globale trillingen goed in rekening kan brengen.

Uit de vorige paragrafen kan er besloten worden dat de IRS-methode mag gebruikt worden voor gebouwen met asymmetrische insprongen. De 90,00 procent eis wordt voldoende behaald in de x- en y-richting. Enkel voor gebouwen waar de eis ook moet voldaan zijn in de z-richting moet er opgepast worden, want in die richting is de eis maar net voldaan. Voor de belangrijke trillingen houdt de IRS-methode rekening met alle modus die ook terug te vinden zijn in het volledig netanalyse. Er zijn geen lokale trillingen die voorkomen in het volledig net die zo belangrijk zijn (groter dan 5,00 procent) dat ze inrekening moeten worden gebracht voor verdere dynamische berekeningen.

5.8 Rekenvoorbeeld 5: raamwerk met 6 verdiepingen

De norm heeft geen criterium opgesteld die iets zegt over de hoogte van een gebouw. Daarom lijkt het toch wel interessant om de invloed van de hoogte te bekijken op de IRS-methode. De invloed van meerdere verdiepingen zorgt ervoor dat er meerdere vrijheidsgraden aanwezig zijn. Voor de IRS-methode zullen er dan 36 ($6 * 6 = 36$) vrijheidsgraden zijn.

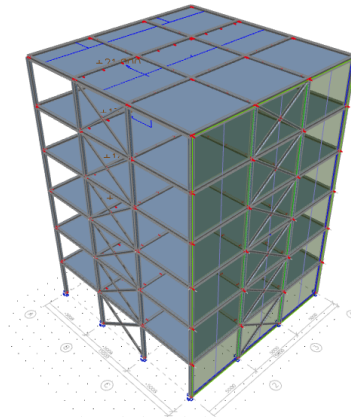
5.8.1 Ontwerp

Het gebouw zal volledig geschoord zijn van onder tot boven. De afmetingen van het gebouw zullen als volgt zijn, de hoogte is 21,00 meter, de breedte 15,00 meter en de diepte 15,00 meter. De kolommen zullen een lengte hebben van elk 3,50 meter. De profielen worden gestabiliseerd volgens autodesign (tabel 44) en zijn voor de kolommen een HEA240, voor de liggers een IPE 300 en de windverbanden zijn uitgevoerd in een HFLeq150x150x12.

Tabel 44: autodesign gebouw met 6 verdiepingen.

CS3 - HEA240	CS3 - HEA240	0,91
CS4 - HFLeq150x150x12	CS4 - HFLeq150x150x12	0,94
CS6 - IPE300	CS6 - IPE300	0,78

Figuur 77 geeft het ontwerp weer van dit gebouw. Het gebouw is volledig ontworpen zoals het basisraamwerk voor het geschoord raamwerk enkel is deze twee keer zo hoog.



Figuur 77: ontwerp hoogbouw.

5.8.2 Resultaten IRS-methode

Het aantal modus dat in rekening zijn gebracht voor rekenvoorbeeld 5 is gestegen naar 36. Dit aantal is gestegen omdat het raamwerk nu dubbel zoveel verdiepingen telt. Volgens tabel 45 voldoet dit raamwerk aan de eis in alle drie de richtingen. De negentig procent is voldoende bereikt door rekening te houden met alle mogelijke modus. Ook al is het gebouw, in het geheel, symmetrisch toch is er een klein verschil in waarden van x- en y-richting. Dit is zoals bij het geschoord basisraamwerk te verklaren door de oriëntatie van de kolommen. Opmerkelijk is wel dat de resultaten van rekenvoorbeeld 5 hoger zijn dan de resultaten van het geschoord basisraamwerk. Dit is logisch want er zijn meer modus inrekening gebracht.

Tabel 45: samenvattende resultaten IRS-methode voor rekenvoorbeeld 5.

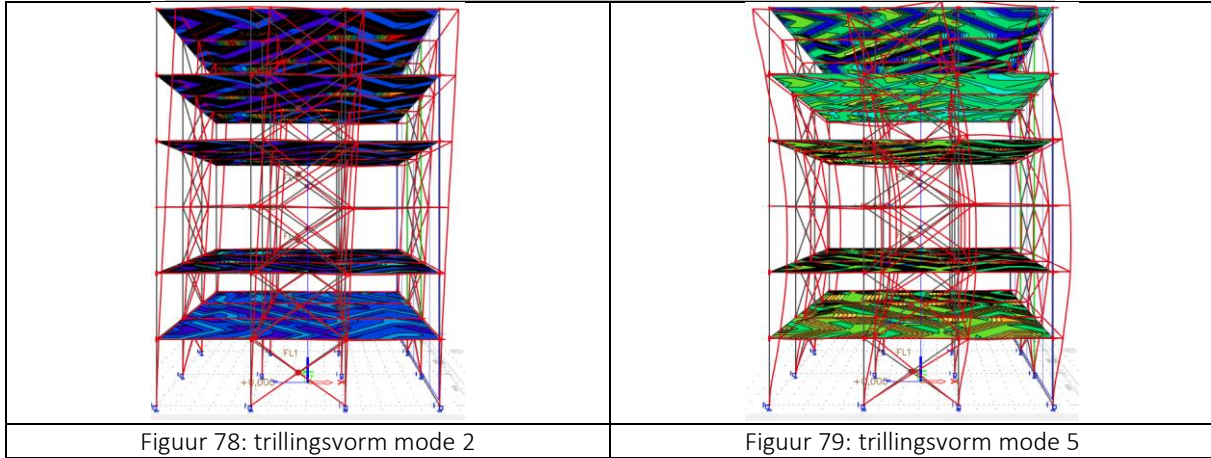
Aantal modus	36
Som W_i_x/W_{tot}	99,78
Som W_i_y/W_{tot}	99,75
Som W_i_z/W_{tot}	91,16

De modus die invloed kunnen hebben zijn modus 2 en 5 in de x-richting. Het geheel raamwerk is regelmatig, daarom moet de y-richting niet apart bekeken worden. De frequentie van de dominante mode (mode 2) is relatief laag. Dit betekent dat het gebouw minder stijf is dan normaal. De frequentie bedraagt voor deze mode 1,53 Hz en is lager dan de frequentie voor dezelfde mode van het geschoord basisraamwerk (3,07 Hz). Dit betekent dat het gebouw flexibeler is, dit wordt veroorzaakt door de toegenomen hoogte.

De trillingsvormen van deze twee modus worden weergegeven in figuur 78 en 79. De trillingsvormen lijken zeer fel op deze van het geschoord basisraamwerk (zie figuren 13 en 14). Dit is te verwachten omdat het gebouw dezelfde ontwerp heeft maar enkel hoger is.

Tabel 46: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_i/W_{tot} .

Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}
2	1,53 Hz; 0,65 s	75,92 %
5	5,30 Hz; 0,19 s	17,41 %



5.8.3 Resultaten volledig methode

Voor het volledig netanalyse zijn er nog steeds 75 modus inrekening gebracht. Dit aantal is volgens tabel 47 voldoende om de negentig procent eis te behalen in alle drie de richtingen. Het verschil in de x- en y-richting is ook weer aanwezig maar in zeer geringe zin. Het verschil tussen de twee is maar 0,01 procent en is veroorzaakt door de oriëntatie in de x- en y-richting van de profielen. De resultaten van de volledige netanalyse komen zo goed als perfect overeen et de resultaten van de IRS-methode.

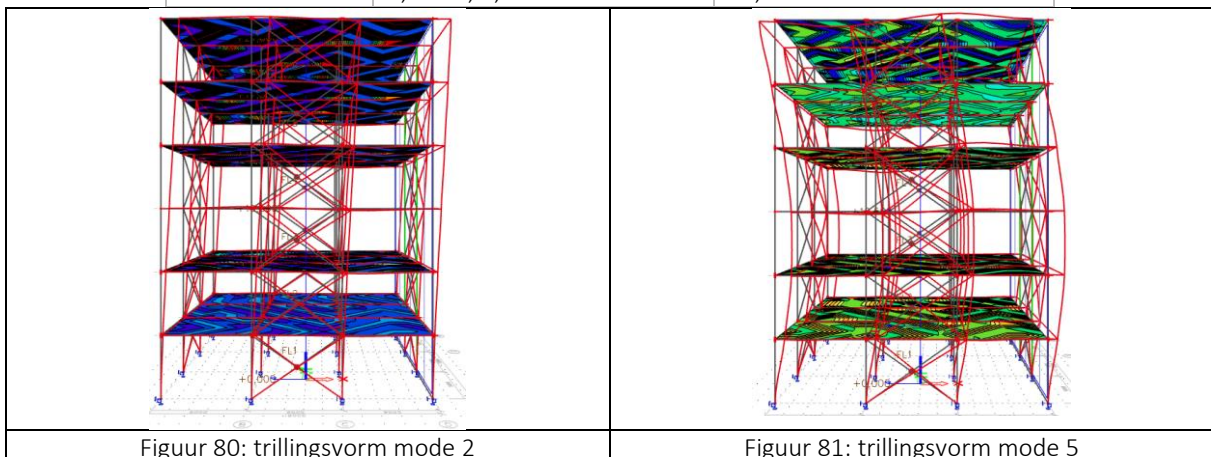
Tabel 47: samenvattende resultaten volledig net voor rekenvoorbeeld 5

Aantal modus	75
Som W_{ix}/W_{tot}	99,75
Som W_{iy}/W_{tot}	99,76
Som W_{iz}/W_{tot}	96,09

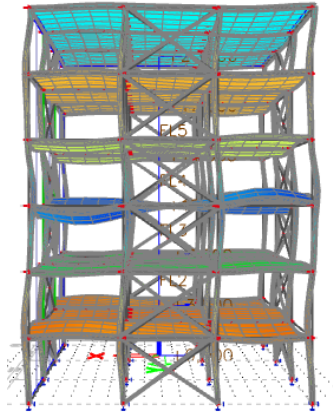
De belangrijkste modus zijn nog steeds 2 en 5. Dit zijn exact dezelfde modus die terug te vinden waren bij de IRS-methode. Daarom is het ook niet merkwaardig dat de trillingsvormen ook dezelfde vorm hebben.

Tabel 48: belangrijkste modus met hun bijhorende frequentie en W_i/W_{tot}

Mode	Frequentie/periode	W_{xi}/W_{tot}
2	1,53 Hz; 0,65 s	75,92 %
5	5,30 Hz; 0,19 s	17,41 %



Opvallend is wel dat er in het totale resultaten tabel meer lokale trillingen aanwezig zijn dan bij het geschoord basisraamwerk. De lokale trilling die het grootste invloed heeft is mode 32. Deze heeft wel nog steeds een resultaat die lager is dan 5,00 procent en daarom geen belangrijke mode is. De trillingsvorm van deze lokale trilling is weergegeven in figuur 82. Hier is het duidelijk dat de vervorming enkel aanwezig is aan de kolommen van de eerste drie verdiepingen. Deze mode wordt ook opgenomen door de IRS-methode en geeft dus aan dat de IRS-methode niet enkel grote globale trillingen uitrekent, maar ook kleinere irrelevante trillingen opneemt.



Figuur 82: trillingsvorm veroorzaakt door mode 32.

5.8.4 Vergelijking

Het raamwerk van rekenvoorbeeld 5 voldoet aan de negentig procent eis, dit wordt ook bevestigd door tabellen 45 en 47. Dit zowel voor de IRS-methode als voor de volledig netanalyse. In het algemeen heeft de hoogte van het gebouw geen negatieve invloed op het gebouw. In tegendeel zelfs het heeft de resultaten laten stijgen met 0.1 procent. De hoeveelheid modus dat er berekend moeten worden om de negentig procent eis te behalen zijn nog steeds 5. Dit aantal komt overeen met het aantal van het geschoord basisraamwerk. Ook is er nog steeds een verschil van de resultaten tussen de twee hoofdrichtingen. Dit verschil is duidelijk op te merken voor beide methodes. Deze afwijking is zoals bij het basisraamwerk te verklaren doordat de profielen niet volledig symmetrisch zijn in de x- en y-as. Deze asymmetrie zorgt dus voor de zeer kleine afwijking.

De frequenties van het de belangrijke modus liggen aan de lage kant, ook al is het gebouw volledig geschoord. De hoge frequentie wijst erop dat het gebouw flexibeler is geworden. Dit is logisch want het gebouw is twee keer zo hoog (21,00 meter) als de initiële hoogte (10,50 meter). Hieruit kan besloten worden dat de hoogte van het gebouw invloed heeft op de periode/frequentie van de mode en ervoor zorgt dat er meer lokale trillingen zijn. Dit is te verwachten omdat er meer staven zijn die op hun beurt kunnen trillen/vervormen.

De belangrijkste modus zijn nog steeds hetzelfde voor de twee methodes. Beide modus komen voor bij een frequentie gelijk aan 1,53 Hz en 5,30 Hz. Dit geeft weer dat het dezelfde modus zijn. De waarden voor de effectieve modale massa op de totale constructie massa zijn ook hetzelfde. Dit betekent dat de trillingsvormen van deze frequenties hetzelfde zijn voor beide methodes. Hieruit kan er besloten worden dat de IRS-methode voldoende rekening houdt met de globale trillingen.

Voor het volledig netanalyse zijn er geen extra lokale trillingen die een effectieve modale massa van 5,00 procent hebben ten op zichten van de totale constructie massa. Dit betekent dat alle modus die worden opgenomen voor de dynamische berekening hetzelfde zijn voor beide methodes.

Uit deze gegevens kunnen we besluiten dat de IRS-methode kan gebruikt worden voor dit type raamwerk en geen grote invloed kent op vlak van hoogte. De negentig procent eis is voldaan en de belangrijke modus worden inrekening gebracht door de IRS-methode.

5.9 Conclusie op basis van de modus

Uit de resultaten van de geteste rekenvoorbeelden, kan er besloten worden dat de IRS-methode de volledig netanalyse zeer goed benadert. Het geschoord basisraamwerk heeft bijna dezelfde resultaten voor twee methodes. Dit was te verwachten omdat het gebouw regelmatig is in beide vlakken en de windverbanden perfect symmetrisch ten opzichte van elkaar geplaatst zijn. Hierdoor zullen er minder lokale trillingen zijn die voor afwijkende resultaten kunnen zorgen tussen de twee methodes. Wel is er een gering verschil tussen de waarden van de IRS-methode en deze van de volledige netanalyse. Dit verschil zou er in praktijk niet aanwezig mogen zijn, omdat het gebouw globaal symmetrisch is. Maar dit wordt tegengesproken door de vorm van de profielen. Dit zijn H- of I-vormige profielen die niet symmetrisch zijn in de twee richtingen en zo zorgen voor een zeer kleine afwijking op het globaal resultaat.

Het ongeschoord basisraamwerk kent wel een afwijking in de resultaten tussen de twee methodes. Dit komt omdat het gebouw flexibeler is dan het geschoord raamwerk. Dit wordt ook bevestigd door de lage frequenties voor de verschillende modes van dit raamwerk.

Voor de rekenvoorbeelden valt erop dat er voor de meeste raamwerken er een verschil aanwezig is van 0,10 % tussen de twee methodes. Rekenvoorbeeld 1, raamwerk onder invloed van torsie, kent een positieve stijging in de resultaten als er berekend wordt aan de hand van de IRS-methode. Deze stijging bedraagt 0,01 % in de x-richting en 0,06 % in de y-richting. Opvallend is dat er in de volledige netanalyse geen verschil op te merken is tussen de resultaten in de x- en y-richting. In tegenstelling tot de IRS-methode waar duidelijk een verschil op te merken is in de twee richtingen. De IRS-methode houdt, door middel van dit verschil, rekening met de asymmetrie. Deze asymmetrie is verkregen door de windverbanden in één hoekpunt te plaatsen. Ook merken we op dat er modes zijn die tegelijkertijd een vervorming kennen in de twee richtingen. Dit fenomeen is niet terug te vinden bij de twee basisraamwerken. Hieruit kan besloten worden dat aanwezigheid van torsie zorgt voor vervorming in de twee richtingen voor één enkele mode. In het algemeen kunnen we besluiten dat torsie geen grote invloed heeft op de resultaten van de IRS-methode, maar wel kan zorgen voor vervorming in de twee richtingen ter hoogte van deze stijve punt/rand.

Het raamwerk dat geen schijfwerking ondervindt, kent geen verschil in de resultaten tussen de twee methodes. Dit komt omdat het gebouw volledig regelmatig is en de windverbanden perfect symmetrisch geplaatst zijn. De resultaten van dit raamwerk komen ook sterk overeen met de resultaten verkregen voor het geschoord basisraamwerk. Dit geeft aan dat het gebouw geen extra lokale trillingen vormt door de afwezigheid van schijfwerking. Er is wel een duidelijk verschil op te merken aan de resultaten in de z-richting, maar deze zijn verwaarloosbaar omdat er toch enkel in de x- en y-richting berekend zal worden. Uit deze resultaten kan er besloten worden dat schijfwerking enkel een negatieve invloed heeft in de z-richting en dit enkel een probleem kan zorgen voor raamwerken met een zeer grote hoogte of gebouwen met zeer lange blaken.

Voor rekenvoorbeeld 3, onregelmatig in het horizontaal vlak, is er een onderscheid gemaakt tussen een H-vormig en een L-vormig gebouw. Voor het H-vormig gebouw zakken de resultaten van de IRS-methode in de x-richting met 0,3 procent ten opzichte van de volledige netanalyse. Dit geeft aan dat er meer lokale trillingen aanwezig zijn. Dit is te verwachten omdat het gebouw niet meer regelmatig is en verschillende lengtes van balken aanwezig zijn. Het gebouw zal niet meer makkelijk als één globaal geheel vervormen zoals bij het basisraamwerk. Opmerkelijk is wel dat de IRS-methode een duidelijk verschil van 0,3 procent weergeeft tussen de resultaten van de twee hoofdrichtingen. Dit verschil verdwijnt wanneer er berekeningen worden gedaan aan de hand van de volledige netanalyse. Dit verschil geeft duidelijk aan dat het gebouw niet symmetrisch is en een verschillende vervorming heeft in de twee richtingen. Als men toch dat verschil wil hebben in de volledige netanalyse kan dat door meer modus inrekening te brengen waardoor er meer lokale trillingen worden opgenomen.

De L-vormige gebouw kent een sterkere daling in de x-richting dan het H-vormig gebouw. Hier daalt de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa naar 99,20 procent voor de x-richting. Deze daling wordt duidelijk veroorzaakt door de grote toename van lokale trillingen. Eén van deze lokale trillingen is terug te zien in figuur 55. Deze figuur geeft duidelijk een lokale trilling van de windverbanden in de x-richting. Deze trilling komt voor bij mode 68 en wordt duidelijk niet opgenomen door de IRS-methode. In tegenstelling tot de volledige netanalyse die wel rekening houdt met lokale trillingen en daarom ook een hoger resultaat heeft in de x-richting (99,32 %). De resultaten van beide methodes hebben wel een duidelijk verschil in waarden. Dit is te verwachten omdat het gebouw in de x-richting niet dezelfde vorm heeft als in de y-richting. Volgens de resultaten zijn er in de x-richting meer lokale trillingen dan in de y-richting. Dit is ook vanzelfsprekend omdat er in de y-richting meer repetitie van elementen zijn dan in de x-richting. Hierdoor zullen er in de x-richting meer lokale trillingen kunnen ontstaan.

In het algemeen kan er besloten worden dat gebouwen met onregelmatigheid in het horizontaal vlak duidelijk zorgen voor meer lokale trillingen. Deze voornamelijk in de richting met het minste repetitie dan de constructie elementen, zoals bij het L-vormig gebouw.

Voor onregelmatigheid in het verticaal vlak is er ook hier een onderscheid gemaakt. Zo zijn er twee raamwerk en opgesteld waarvoor één raamwerk symmetrische insprongen heeft en het tweede raamwerk asymmetrische insprongen. Het raamwerk met symmetrische insprong kent een sterke daling tussen de twee methodes, voornamelijk in de x-richting. De waardes komen zelfs sterk overeen met de resultaten van het geschoord basisraamwerk. Dit wordt waarschijnlijk veroorzaakt door de windverbanden die mogelijke lokale trillingen tegenhouden. Voornamelijk in de verdieping van de insprong is de gehele kubus ingepakt met windverbanden en kan deze dus niet flexibel reageren tegen dynamische belastingen. Er is wel nog steeds wel een verschil tussen de resultaten van de twee hoofdrichtingen. Dit verschil is net zoals bij het geschoord basisraamwerk te verklaren door de asymmetrie van de profielen in de twee richtingen.

Voor het raamwerk met asymmetrische insprong heeft het gebruik van de IRS-methode een positieve invloed op de resultaten. Met de 24 modus is er een hoger resultaat verkregen dan bij de volledige netanalyse, die rekening houdt met 75 modus. Dit geeft aan dat de IRS-methode enkel de belangrijkste trillingsvormen heeft opgenomen. De volledige netanalyse houdt rekening met lokale trillingen die bijna of geen bijdragen hebben voor verdere dynamische berekeningen. Deze hebben totaal geen belang in verdere dynamische berekeningen, maar worden toch berekend door de volledige netanalyse. Het is zelfs beter om de IRS-methode te gebruiken, want deze houdt ook nog eens rekening met lokale trillingen die niet inrekening zijn gebracht door de 75 modus van de volledige netanalyse.

Uit deze gegeven kan er besloten worden dat er een belangrijk onderscheid is tussen de symmetrische en asymmetrische insprongen. Symmetrische insprongen hebben in het algemeen geen invloed op de IRS-methode en mogen daarom binnen beperkte maten gewoon gebruikt worden. Asymmetrische insprongen daarentegen hebben een grotere waarde voor de IRS-methode. De som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa wordt voornamelijk bereikt door de globale trillingen. Hier moet er dus opgelet worden dat belangrijke lokale trillingen, niet uit het oog verloren worden door het gebruik van de IRS-methode.

Ten slotte is er ook nog rekenvoorbeeld 5 dit raamwerk is volledig geschoord, net zoals het geschoord basisraamwerk, maar is wel dubbel zo groot. De resultaten van de twee methodes komen zeer sterk overeen. Dit geeft aan dat er voornamelijk globale trillingen aanwezig zijn, ook al is het gebouw twee keer zo groot. Wel zijn de frequenties van dit raamwerk lager dan de frequenties die we zijn gekomen voor het geschoord basisraamwerk. Dit is te verwachten want des te groter een gebouw, hoe flexibeler het kan reageren. Wel zijn er meer lokale trillingen aanwezig voor beide methodes, dit is te danken door de stijging aan constructie elementen die op hun beurt elk kunnen vervormen onder een bepaalde frequentie. Een voorbeeld van zo een lokale trilling is terug te zien in figuur 85. Daar is duidelijk te zien dat er maar enkele kolommen trillen onder deze frequentie en zo toch een kleine bijdragen kunnen brengen aan het totaalresultaat.

Voor de belangrijkste modus kan er in het algemeen gezegd worden dat voor alle rekenvoorbeelden de IRS-methode zeer goed de volledige netanalyse benadert. Alle belangrijke modus die te vinden zijn in de volledige netanalyse zijn perfect terug te zien in de IRS-methode. Dit is ook te verwachten, omdat de IRS-methode bekend is om het berekenen van de globale trillingen. Men kan achterhalen dat het om dezelfde modus gaat omdat de frequenties en het gewicht voor die modus perfect overeenkomen tussen de twee methodes.

In het geheel kan er besloten worden dat de IRS-methode de volledige netanalyse zeer goed kan benaderen voor de verschillende rekenvoorbeelden. In alle 5 de rekenvoorbeelden voldoet de negentig procent eis in grote maten en zijn de belangrijkste modus steeds hetzelfde voor de twee methodes. Wel moet er opgepast worden met onregelmatigheid in het horizontaal vlak. Daar zien we dat de resultaten van de IRS-methode het sterkste dalen en deze type raamwerk gecombineerd met een andere beperking ervoor kan zorgen dat de eis niet meer wordt behaald.

6 Interne krachten

De dynamische berekeningen hebben als doel om de interne krachten in de verschillende elementen te bepalen. Deze interne krachten zijn veroorzaakt door een dynamische belasting. De berekening kan gedaan worden door de IRS-methode of de volledig netanalyse. Binnen dit paragraaf zal er voor de verschillende rekenvoorbeelden worden geanalyseerd welke invloed de IRS-methode heeft op deze interne krachten. Men verwacht dat de krachten verkregen door de IRS-methode een zeer kleine afwijking kent ten opzichte van de krachten verkregen door de volledige netanalyse.

6.1 Eigenschappen dynamische belastingsgeval

De dynamische belasting die aangrijpt op het raamwerk is enkel aanwezig in de x-richting. Deze belasting zal ook een factor krijgen, die de sterkte van de belasting in deze richting zal bepalen. Deze factor is voor alle rekenvoorbeelden gelijk aan 10.

De variabele belasting heeft ook een spectrum die optioneel gekozen kan worden in SCIA Engineer. Het spectrum dat voor deze belasting gekozen is, is een genormaliseerd spectrum. Dit betekent dat de waardes voor de factoren zoals, gedragsfactor, grondversnelling, ... allemaal afkomstig zijn van de norm. Zo bedraagt de gedragsfactor 1,5. De grondversnelling 0,15 m/s² deze grondversnelling is groter dan de maximale grondversnelling die erin België kan voorkomen (zie figuur 2). De ondergrond een subsoil class A is en de versnellingscoëfficiënt 0,015 bedraagt. Tabel 49 geeft nog eens de verschillende factoren weer in SCIA Engineer.

Tabel 49: normparameters voor het spectrum in SCIA Engineer.

versnellingscoëff. ag	0,015
ag - rekenacceleratie [m/s ²]	0,150
q - factor voor gedrag	1,500
Beta	0,200
S, Tb, Tc, Td handmatig?	Nee
Beddingstype	A
Spectrum type	type 2
Richting	Horizontaal
Richtingsfactor	1
S - grondfactor	1,000
Tb	0,050
Tc	0,250
Td	1,200

6.2 Algemene parameters voor de berekeningen

Voor de berekeningen van de krachten is er geopteerd om te werken aan de hand van de modale superpositie. Deze methode houdt, in tegenstelling tot de equivalente laterale krachten methode (ELF), rekening met de vibratiemodi en zorgt er ook voor dat de structuur geanalyseerd wordt zonder dat de geometrie beperkt wordt [10]. Dit is interessant voor de onregelmatige raamwerken, zodat deze in het geheel worden geanalyseerd. Ten slotte is er ook een modusfiltering aangeschakeld. Deze filtering zorgt ervoor dat enkel de modus inrekening worden gebracht die een effectieve modale massa hebben van minimum 5,00 procent op de totale constructie massa. Dit zijn alle belangrijke trillingsvormen die in de vorige paragrafen besproken zijn.

6.3 Analyse van de krachten

In eerste instantie zullen de krachten worden berekend aan de hand van de IRS-methode. Vervolgens wordt dezelfde berekening uitgevoerd, maar dan met het volledig net. Voor elke methode wordt dan de meest kritische balk, kolom en windverband geanalyseerd op vlak van hun interne krachten. Deze interne krachten zijn veroorzaakt door enkel rekening te houden met de dynamische belasting in de x-richting.

Als de interne krachten, van beide methodes, goed overeenkomen kan er besloten worden dat de IRS-methode mag gebruikt worden voor dit type raamwerk. Het verschil hier ten opzichte van de vorige paragraaf, is dat de EN1998-1 geen genormaliseerde waarde heeft opgesteld. Daarom is er besloten om een maximale afwijking van 5,00 procent toe te laten. Als het verschil groter dan 5,00 procent bedraagt mag het raamwerk niet met de IRS-methode uitgerekend worden. Voor de kolommen en windverbanden wordt er voornamelijk gekeken naar de normaalkracht, voor de balken zijn de maximale momenten met elkaar vergeleken.

De staven worden niet weergegeven in de scriptie maar kunnen altijd terug opgevraagd worden door het raadplegen van de toegevoegde SCIA Engineer bestanden.

6.4 Basisraamwerk 1: geschoord raamwerk

6.4.1 Interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode

De kritische constructie elementen zijn voor de kolommen, liggers en windverbanden respectievelijk staaf 211, staaf 185 en staaf 194. De normaalkracht in deze kolom bedraagt 220,34 kN over de volledige lengte van de kolom. De normaalkracht wordt weergegeven in absolute waarde omdat de dynamische belasting ervoor zorgt dat de kolom in verschillende trillingsvormen afwisselend onder trek of druk staat. Voor het dimensioneren wordt er daarom de meest kritische toestand aangenomen en dat is wanneer de kolom onder druk staat. Deze druk kan ervoor zorgen dat de kolom zal inknikken tijdens het aangrijpen van een dynamische belasting. Het moment in deze kolom is ook zeer klein. Dit is te verwachten omdat het gebouw volledig geschoord is en de verbindingen, die ingeklemd zijn, werken als scharnieren. Deze scharnieren kunnen vervolgens geen tot zeer lage momenten opnemen.

Tabel 50: interne krachten staaf 211.

HEA 180	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S211	0	220,34	0,2	2,09	0	3,98	0,24
S211	2,100-	220,34	0,21	2,08	0	0,42	0,19
S211	1,400-	220,34	0,2	2,09	0	1,05	0,05
S211	3,5	220,34	0,21	2,04	0	3,28	0,48

De interne krachten van de kritische balk zijn weergegeven in tabel 51. Deze balk is voor het geschoord raamwerk staaf 185. De balk heeft een maximaal moment (M_v) gelijk aan 9,17 kNm. Deze waarde bevindt zich aan de verbinding met de kolommen. Het is logisch dat het moment hier het grootst is omdat de verbindingen ingeklemd zijn. Ook valt het op dat de balken zeer lage interne krachten moeten opnemen in het algemeen. Dit is te verklaren doordat de dynamische belasting enkel in de x-richting aangrijpt.

Tabel 51: interne krachten staaf 185.

IPE 300	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S185	15	0,34	0,01	2,92	0	8,03	0
S185	0	0,34	0,01	2,94	0	8,05	0
S185	5,000+	8,83	0,09	0,98	0	3,74	0,04
S185	4,000-	5,13	0,02	2,08	0	5,54	0,01
S185	2,000-	1,02	0,01	2,05	0	0,56	0
S185	5,000-	9,3	0,09	2,18	0	9,17	0,04
S185	12,000-	2,23	0,01	1,99	0	2,26	0

Voor het laatste type doorsnede, windverbanden, zijn de interne krachten weergegeven in tabel 52. De windverband die de grootste normaalkracht heeft is staaf 194. Hier bedraagt de maximale normaalkracht 126,55 kN. Deze waarde is terug te vinden aan de verbinding tussen de windverband en de fundering (inklemming).

Tabel 52: interne krachten staaf 194.

HFLeq120x120x15	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S194	0	126,31	0,08	0,04	0	0,07	0,16
S194	2,441+	126,36	0,1	0,06	0	0,05	0,05
S194	3,052+	126,55	0,05	0,02	0	0,09	0,11
S194	1,221-	126,33	0,09	0,05	0	0,02	0,06
S194	6,103	126,56	0,05	0,03	0	0,15	0,04
S194	1,831-	126,34	0,09	0,05	0	0,02	0,01

6.4.2 Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse

De interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse voor de kritische kolom, balk en windverband zijn respectievelijk weergegeven in tabellen 53, 54 en 55. De kritische kolom is volgens tabel 53 staaf 211. Deze heeft een normaalkracht van 221,07 kN over de gehele kolom. Dit geeft aan dat de kolom over zijn geheel hetzelfde zal reageren. Het moment onderaan de kolom bedraagt 3,97 kNm en is gering gedaald ten opzichte van de IRS-methode.

Tabel 53: interne krachten staaf 211.

HEA 180	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S211	0	221,07	0,2	2,08	0	3,97	0,23
S211	2,100-	221,07	0,2	2,07	0	0,41	0,19
S211	1,400-	221,07	0,2	2,08	0	1,06	0,05
S211	3,5	221,05	0,2	2,04	0	3,27	0,47

De kritische balk, uitgerekend volgens het volledig net, is ook hier staaf 185. Deze kent een maximaal moment (M_y), aan de verbinding; die gelijk is aan 9,04 kNm. De balk kent geen constant verloop en behaalt zijn minimum in het midden van de balk. Daar bedraagt het moment nog maar 0,51 kNm.

Tabel 54: interne krachten staaf 185.

IPE 300	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S185	15	0,35	0,01	2,97	0	8,11	0
S185	0	0,35	0,01	3	0	8,13	0
S185	5,000+	8,82	0,09	0,9	0	3,67	0,04
S185	4,000-	5,12	0,02	1,99	0	5,58	0,01
S185	2,000-	1,02	0,01	2,07	0	0,51	0
S185	5,000-	9,29	0,09	2,03	0	9,04	0,04
S185	12,000-	2,23	0,01	1,97	0	2,39	0

De kritische windverband is volgens tabel 55 staaf 194. Deze staaf kent een maximale normaalkracht van 126,29 kN ter hoogte aan de verbinding met de fundering.

Tabel 55: interne krachten staaf 194.

HFLeq120x120x15	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S194	0	126,07	0,08	0,04	0	0,07	0,16
S194	2,441+	126,1	0,1	0,06	0	0,05	0,06
S194	3,052+	126,29	0,05	0,02	0	0,09	0,11
S194	1,221-	126,08	0,09	0,05	0	0,02	0,06
S194	6,103	126,3	0,05	0,02	0	0,15	0,04
S194	1,831-	126,08	0,09	0,05	0	0,02	0,01

6.4.3 Vergelijking van de interne krachten

Tabel 56 geeft de normaalkrachten en momenten (M_y) van de kritische elementen weer berekend aan de hand van de twee methodes. Ten eerste kan er besloten worden dat voor beide methodes de kritische constructie elementen hetzelfde zijn. Dit geeft al aan dat het verschil in waardes klein is.

Het effectieve verschil tussen de twee methodes is zeer klein. Voor de kolommen is dit verschil wel negatief. Dit betekent dat de normaalkracht, berekend door de IRS-methode, kleiner is dan de normaalkracht berekend door de volledige netanalyse. Dit kan ervoor zorgen dat de profielen, berekend uit de waardes van de IRS-methode, onderschat zijn. Voor dit geval is het verschil maar 0,33 %. Dit verschil is te klein om voor verdere significante problemen te zorgen.

Voor de windverbanden en balken zijn de waardes positief. Ook hier is het verschil beperkt, maar zijn de waardes voor de IRS-methode hoger dan deze voor de volledig netanalyse. Dit betekent dat de profielen die verder uit de IRS-methode berekend worden, licht overgedimensioneerd zijn. Dit is niet erg, omdat gebouwen vaker overgedimensioneerd worden. Dit kan enkel een probleem zijn als er geopteerd wordt om de hoeveelheid aan materiaal zo laag mogelijk te houden.

Voor de balken valt erop dat in beide berekeningen de interne krachten zeer laag zijn. Hieruit kan besloten worden dat de aanwezigheid van windverbanden en de richting van de dynamische belasting (x-richting) ervoor zorgen dat de balken zeer weinig tot geen interne krachten moeten opvangen.

Ten slotte bedragen alle procentuele verschillen minder dan de opgelegde eis van 5,00 procent. Dit betekent dat het raamwerk voldoet om uitgerekend te worden aan de hand van de IRS-methode. Dit is te verwachten, omdat het raamwerk volledig regelmatig is en geschoord is.

Tabel 56: vergelijking van interne krachten voor basisraamwerk 1.

Interne kracht	IRS-methode	Volledig netanalyse	Vershil (%)
Normaalkracht – s211	220,34 kN	221,07 kN	-0,33
Normaalkracht – s194	126,56 kN	126,29 kN	0,21
Moment – s185	9,17 kNm	9,04 kNm	1,44

6.5 Basisraamwerk 2: ongeschoord raamwerk

6.5.1 Interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode

Volgens de berekeningen aan de hand van de IRS-methode zijn de kritische kolom en balk respectievelijk staaf 205 en staaf 189. Voor de kolom van het type HEA 220 kent deze, volgens tabel 57, een normaalkracht van 27,04 kN. Deze normaalkracht is over de gehele kolom constant en positief. Opmerkelijk is wel dat deze normaalkracht veel kleiner is dan de normaalkracht die bekomen is voor het geschoord raamwerk en het moment in de verbindingen bijna drie keer zo hoog zijn als voor het geschoord raamwerk. Dit is te verwachten omdat er een afwezigheid is aan windverbanden en hierdoor de verbindingen effectief werken als inklemmingen en daardoor hogere momenten kunnen opnemen.

Tabel 57: interne krachten staaf 205.

HEA 220	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S205	0	27,04	0,01	13,96	0	26,31	0,01
S205	2,100-	27	0,01	13,96	0	3,04	0,01
S205	1,400-	27,02	0,01	13,96	0	6,77	0
S205	3,5	27	0,01	13,91	0	22,51	0,02

De kritische ligger volgens deze methode, is staaf 189. Volgens tabel 58 heeft deze ligger een maximaal moment van 32,06 kNm. Deze moment bevindt zich aan de verbinding tussen de kolom en ligger. Dit moment is veel groter dan het maximaal moment van het geschoord raamwerk. Deze stijging wordt veroorzaakt door de afwezigheid van de windverbanden.

Tabel 58: interne krachten staaf 189.

IPE 400	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S189	6,000-	1,03	0	4,97	0	10,13	0
S189	4,000-	0,43	0	7,38	0	11,89	0
S189	3,000-	0,47	0,01	7,03	0	1,49	0
S189	7,000-	0,29	0,01	4,59	0	3,19	0
S189	0	3,82	0,05	8,89	0,01	32,06	0,03

6.5.2 Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse

Volgens de berekeningen aan de hand van de volledige netanalyse zijn ook hier de kritische elementen staven 205 en 189. De kritische kolom (staaf 205) heeft een normaalkracht van 27,06 kN. Deze is ook hier constant over de volledige lengte van de kolom. Ook hier valt het op dat het moment in de kolom sterk gestegen is. Dit geeft aan dat de verklaring, gegeven voor de berekeningen aan de hand van de IRS-methode, bevestigd wordt.

Tabel 59: interne krachten staaf 205.

HEA 220	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S205	0	27,06	0,01	13,97	0	26,31	0,01
S205	2,100-	27,06	0,01	13,96	0	3,03	0,01
S205	1,400-	27,06	0,01	13,96	0	6,77	0
S205	3,5	27,06	0,01	13,92	0	22,51	0,02

De ligger kent ook hier een maximaal moment aan de verbinding met de kolom. Deze moment bedraagt, volgens tabel 60, ongeveer 32 kNm. Dit is ook hier te verwachten, omdat de ligger ingeklemd is met de kolom. Dit zorgt ervoor dat er een moment opgenomen kan worden ter hoogte van deze verbinding. De afwezigheid van windverbanden hebben in het algemeen zeer grote rol voor wegwerken van de momenten ter hoogte van de balken.

Tabel 60: interne krachten staaf 189.

IPE 400	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S189	6,000-	1,03	0	4,97	0	10,14	0
S189	4,000-	0,43	0	7,39	0	11,9	0
S189	3,000-	0,47	0,01	7,04	0	1,49	0
S189	7,000-	0,29	0,01	4,59	0	3,19	0
S189	0	3,82	0,05	8,89	0,01	32,06	0,03

6.5.3 Vergelijking van de interne krachten

Volgens tabel 61 is het verschil tussen de IRS-methode en de volledige netanalyse zeer klein. Het verschil kan zelfs verwaarloosd worden. Deze lage afwijking komt omdat de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa bijna 100% bedraagt. Dit kan aangeven dat er een link is tussen de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa en de interne krachten.

Het grootste verschil tussen de twee basisraamwerken, is de invloed van de afwezigheid van windverbanden. Uit de resultaten, besproken in voorgaande paragrafen, kan er besloten worden dat de afwezigheid van windverbanden ervoor zorgen dat het moment in de verbinding met een factor drie stijgt. De inklemmingen van de verbindingen werken hier effectief als een inklemming die de mogelijkheid hebben om een moment op te nemen. Dit zorgt ervoor dat de kolom ook gedimensioneerd dient te worden op vlak van het moment en niet enkel de normaalkracht.

Uit deze resultaten kan er besloten worden dat de IRS-methode perfect kan gebruikt worden voor dynamische berekeningen. Het procentuele verschil is minder dan 0.10 procent en mag daarom verwaarloosd worden.

Tabel 61: vergelijking van interne krachten voor basisraamwerk 2.

Interne kracht	IRS-methode	Volledig netanalyse	Vershil (%)
Normaalkracht – s205	27,04	27,06	-0,07%
Moment – s189	32,06	32,06	0,00%

6.6 Rekenvoorbeeld 1: torsie

6.6.1 Interne krachten uitgerekend aan de hand van de IRS-methode

De kritische kolom en winverband, van dit raamwerk dat onderhevig is aan torsie, bevinden zich ter hoogte van de stijve randpunt. De kritische kolom, ligger en windverband zijn respectievelijk staaf 240, 192 en 163.

De interne krachten van deze kolom zijn weergegeven in tabel 62. Volgens de tabel is de kolom voornamelijk onderhevig aan een zeer groter normaalkracht. Deze normaalkracht bedraagt 281,46 kN. De kolom bevindt zich aan het hoekpunt waar alle windverbanden toekomen. De kolommen in dit hoekpunt zullen, door de torsie die aanwezig is, veel zwaarder belast worden dan de kolommen van het geschoord raamwerk. De krachten worden hier allemaal herleid naar dit punt en zal zich hier dus een maximaal normaalkracht verkrijgen. Dit was ook te zien op de trillingsvormen van dit raamwerk waar zich grote vervormingen voordeed ter hoogte van de stijve rand. Het moment in deze kolom bedraagt zeer weinig en is voornamelijk te danken door de overvloed aan windverbanden ter hoogte van de randpunt die het moment in de kolom sterk doen dalen.

Tabel 62: interne krachten staaf 240.

HEA 180	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S240	2,800+	281,46	0,51	1,24	0	0,76	0,37
S240	0	281,46	0,55	1,28	0	2,9	1,18
S240	2,100-	281,45	0,55	1,28	0	0,37	0,13

De kritische ligger voor dit raamwerk is zoals eerder vermeld staaf 192. Deze staaf is onderhevig aan een moment (M_y), die maximaal is aan het punt waar de ligger verbonden is aan de kolom. Het moment daar bedraagt 14,43 kNm. Dit moment is relatief klein en zal daarom geen significante problemen kunnen veroorzaken op de stabiliteit van de balk. Toch is dit moment hoger dan het moment in het geschoord raamwerk. Dit komt omdat de balk zich bevindt aan de gevel waar er totaal geen winverbanden aanwezig zijn. De afwezigheid van windverbanden zorgt ervoor dat de verbinding effectief werkt als een inklemming die capabel is om een moment op te nemen. Hierdoor zullen kolommen die verbonden zijn aan deze balk ook een moment kennen en zo de kolom instabiel kunnen maken door de aanwezigheid van dit moment. Tabel 63 vat de interne krachten van staaf 192 nog eens kort samen.

Tabel 63: interne krachten staaf 192.

IPE 300	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S192	4,000-	0,22	0	2,41	0	4,92	0
S192	11,000-	0,14	0	2,92	0	4,78	0
S192	15	1,13	0,01	4,2	0,01	14,01	0,01
S192	12,000-	0,16	0,01	2,48	0	0,63	0
S192	8,000-	0,13	0	1,59	0	1,28	0
S192	0	1,28	0,01	5,56	0	14,43	0,01

De laatste kritische doorsnede is de windverband. De kritische windverband bevindt zich ook ter hoogte van de stijve randpunt, helemaal onderaan het raamwerk. De normaalkracht in deze staaf bedraagt 104,02 kN. De normaalkracht is over de gehele staaf constant en positief. Dit geeft aan dat de kolom het zelfde gedrag kent over de gehele kolom. Volgens tabel 64, die de interne krachten van staaf 163 weergeeft, is de staaf enkel onderhevig aan een normaalkracht. De momenten en veldkrachten zijn zeer laag en daarom ook verwaarloosbaar voor het dimensioneren van de staaf.

Tabel 64: interne krachten staaf 163.

HFLeq 120x120x12	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S163	5,493+	104,02	0,04	0,1	0	0,17	0,03
S163	3,052+	104,01	0,04	0,1	0	0,2	0,11
S163	2,441+	103,99	0,1	0,14	0	0,13	0,05
S163	0	103,96	0,09	0,13	0	0,22	0,17
S163	1,831-	103,98	0,09	0,13	0	0,09	0,03

6.6.2 Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse

De kritische constructie elementen volgens deze berekeningsmethode zijn ook hier staven 240, 192 en 163. Dit zijn de staven respectievelijk voor de kolom, ligger en windverband. De kritische kolom heeft een normaalkracht van 281,65 kN. Deze is ook hier constant en positief over de volledige kolom. Deze hoge normaalkracht bevestigt het vermoeden dat de elementen ter hoogte van de stijve randpunt grotere krachten moeten opnemen dan de kolom die niet ondersteund worden door de windverbanden. De stijging van deze normaalkracht wordt deels veroorzaakt door het gewicht van de windverbanden die enkel in dit stijve punt voorkomen.

Het moment in deze kolom is ook zeer laag en is te verklaren door de sterke aanwezigheid van windverbanden ter hoogte van het randpunt. Tabel 65 geeft nog eens een overzicht van alle interne krachten in de staaf 240.

Tabel 65: interne krachten staaf 240.

HEA 180	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S240	2,800+	281,65	0,52	1,25	0	0,75	0,36
S240	0	281,66	0,55	1,28	0	2,89	1,18
S240	2,100-	281,65	0,54	1,27	0	0,37	0,12

Het maximaal moment in de kritische ligger bedraagt 14,43 kNm en bevindt zich ook ter hoogte van de verbindingen. Dit is normaal omdat alle verbinding ingeklemd zijn en daardoor een moment kunnen opnemen. Volgens tabel 66 zijn de overig interne krachten ook hier zeer miniem en irrelevant om inrekening te brengen voor verdere stabiliserende berekeningen.

Tabel 66: interne krachten staaf 192.

IPE 300	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S192	4,000-	0,23	0	2,41	0	4,92	0
S192	11,000-	0,14	0	2,92	0	4,78	0
S192	15	1,14	0,01	4,2	0,01	14,01	0,01
S192	12,000-	0,16	0,01	2,49	0	0,64	0
S192	8,000-	0,13	0	1,59	0	1,28	0
S192	0	1,28	0,01	5,56	0	14,43	0,01

Ten slotte is er ook nog een kritische windverband. Deze bevindt zich volledig onderaan in het stijve randpunt van het raamwerk. De normaalkracht die deze staaf opvangt bedraagt 103,88 kN en is constant over de gehele staaf. De overige krachten in deze staaf zijn verwaarloosbaar en worden daarom ook niet besproken. Volgens tabel 67 is deze normaalkracht maximaal ter hoogte van de verbinding met de fundering (inklemming). Het verschil tussen de maximale en minimale normaalkracht is veel te klein om inrekening te brengen en mag daarom constant genomen worden over de gehele lengte van de kolom.

Tabel 67: interne krachten staaf 163.

HFLeq 120 x120x12	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S163	5,493+	103,88	0,04	0,1	0	0,17	0,04
S163	3,052+	103,88	0,04	0,1	0	0,2	0,11
S163	2,441+	103,85	0,1	0,14	0	0,13	0,06
S163	0	103,84	0,09	0,13	0	0,22	0,17
S163	1,831-	103,84	0,09	0,13	0	0,09	0,03

6.6.3 Vergelijking van de interne krachten

Volgens tabel 68 is het verschil tussen de waarden van beide methode kleiner dan 0.2 %. Dit komt doordat de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa zeer groot is (gemiddeld 99,75 %).

Het procentueel verschil voor het moment van de ligger bedraagt 0,00 %. Dit komt doordat de dynamische belasting een zeer kleine invloed heeft op de balken. De balken worden voornamelijk belast door de windkracht.

Ook hier zien we weer dat de normaalkracht berekend door de IRS-methode lager is dan de normaalkracht berekend door de volledig netanalyse. Dit betekent dat deze profiel in verdere stabiliserende berekeningen onderschat kan worden als het procentueel verschil veel groter zou worden.

Ten slotte zorgt de aanwezigheid van torsie (stijve randpunt) ervoor dat de normaalkracht in de kolommen, ter hoogte van dat stijve punt, sterk stijgen en het moment sterk doet dalen. Dit wordt veroorzaakt door het gewicht van de windverbanden die de normaalkracht laten stijgen en de verbindingen eerder werken als scharnieren. De kritische balk daarentegen kent een stijging van het moment ten opzichte van het geschoord basisraamwerk. Dit komt doordat de balk helemaal aan de andere kant van de windverbanden staat en hierdoor de verbindingen wel als inklemmingen dienen, net zoals bij het ongeschoord basisraamwerk.

Volgens deze resultaten kan er besloten worden dat de IRS-methode de volledig netanalyse sterk benadert en daarom mag gebruikt worden voor raamwerken die onderhevig zijn aan torsie. De aanwezigheid van torsie daarentegen zorgt ervoor dat de normaalkracht in de kolommen stijgt en het moment daalt voor de meest kritische kolom. De meest kritisch balk kent ook een stijging van het moment en kan hieruit besloten worden dat de kolommen gedimensioneerd moeten worden op vlak van de normaalkracht en de balken op vlak van hun maximaal moment.

Tabel 68: vergelijking van de interne krachten voor rekenvoorbeeld 1.

Interne kracht	IRS-methode	Volledig netanalyse	Vershil (%)
Normaalkracht – s240	281,46	281,66	-0,07%
Normaalkracht – s163	104,02	103,88	0,13%
Moment – s192	14,43	14,43	0,00%

6.7 Rekenvoorbeeld 2: schijfwerking

6.7.1 Interne krachten aan de hand van de IRS-methode

De kritische kolom is volgens tabel 69 staaf 228. Deze staaf bevindt zich volledig onderaan het raamwerk. De kolom is onderworpen aan een normaalkracht van 201,36 kN. Deze normaalkracht is kleiner dan de maximale normaalkracht in de kritische kolom van het geschoord raamwerk. Dit komt omdat het gewicht van de vloeren gedaald is en zich dit voortzet tot een daling van de normaalkracht in de kolommen. Het moment bedraagt ongeveer even veel als het moment van de kritische kolom van het geschoord basisraamwerk. Deze gelijkenis is te verklaren door de symmetrische aanwezigheid van de windverbanden, die op dezelfde plaats staan voor de twee raamwerken.

Tabel 69: interne krachten staaf 228.

Naam	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S228	1,400-	201,36	0,15	1,36	0	0,67	0,03
S228	0	201,35	0,14	1,36	0	2,58	0,17
S228	2,100-	201,36	0,15	1,36	0	0,28	0,14
S228	3,5	201,36	0,15	1,32	0	2,14	0,35

De balk die onderhevig is aan het grootste moment is staaf 185. Deze heeft een maximaal moment van 8,62 kNm. Deze bevindt zich ook aan de verbinding met de kolom. De overige interne krachten zoals veldkracht zijn verwaarloosbaar ten opzichte van de waardes die terug te vinden zijn voor de momenten. Het moment bedraagt ook hier zeer laag net zoals bij het basisraamwerk. Dit is te verwachten omdat de verbindingen hier werken als scharnieren en dit is te danken door de windverbanden. Tabel 70 geeft een korte samenvatting van de interne krachten in staaf 185.

Tabel 70: interne krachten staaf 185.

Naam	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S185	8,5	2,41	0	1,46	0	1,88	0
S185	5,000+	7,73	0,08	1,31	0	4,6	0,03
S185	0	0,25	0,01	2,57	0	6,45	0
S185	14,5	0,32	0,01	2,32	0	4,65	0
S185	8,000-	0,96	0,01	1,47	0	0,93	0
S185	5,000-	8,02	0,08	2	0	8,62	0,03
S185	7,5	0,01	0,01	1,47	0	0,03	0

De kritische windverband is terug te vinden bij staaf 200. Deze is onderworpen aan een normaalkracht gelijk aan 114,51 kN. Deze normaalkracht is kleiner dan de normaalkracht in de windverbanden van het geschoord basisraamwerk. Dit is te verklaren door de daling van het gewicht die op de windverbanden werken.

Tabel 71: interne krachten staaf 200.

HFLeq120x120x15	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S200	0	114,38	0,06	0,18	0	0,4	0,09
S200	5,493+	114,51	0,05	0,02	0	0,11	0,01
S200	2,441+	114,42	0,07	0,2	0	0,06	0,06
S200	3,052+	114,5	0,05	0,03	0	0,19	0,1
S200	1,831-	114,4	0,06	0,19	0	0,06	0,02

6.7.2 Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse

De kritische balk, ligger en windverband voor de volledige netanalyse zijn ook hier respectievelijk staaf 228, 185 en 200. De kolom heeft volgens tabel 72 een normaalkracht van 202,03 kN over de gehele lengte van de kolom. Deze waarde is ook hier positief en constant over de gehele kolom. Dit geeft aan dat de kolom, zoals verwacht, hetzelfde reageert over de volledige lengte. Het moment bedraagt net zoals bij de IRS-methode zeer weinig.

Tabel 72: interne krachten staaf 228.

HEA 160	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S228	0	202,03	0,14	1,35	0	2,56	0,17
S228	2,100-	202,03	0,14	1,34	0	0,27	0,14
S228	1,400-	202,03	0,14	1,35	0	0,67	0,03
S228	3,5	202,02	0,14	1,32	0	2,13	0,33

De kritische balk kent, volgens tabel 73, een maximaal moment ter hoogte van de verbinding met de kolom. Het moment bedraagt daar 8,48 kNm. Dit moment is zeer laag, dit geeft aan dat de dynamische belasting in de x-richting geen significante invloed heeft op de balk.

Tabel 73: interne krachten staaf 185.

IPE 300	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S185	8,5	2,39	0,01	1,43	0	1,88	0
S185	5,000+	7,66	0,08	1,22	0	4,51	0,03
S185	0	0,26	0,01	2,61	0	6,51	0
S185	14,5	0,32	0,01	2,36	0	4,67	0
S185	8,000-	0,95	0,01	1,46	0	0,94	0
S185	5,000-	7,94	0,08	1,85	0	8,48	0,03
S185	7,5	0,01	0,01	1,46	0	0,03	0

De windverband die onderhevig is aan de grootste normaalkracht is zoals eerder vermeld staaf 200. Deze ondervindt volgens tabel 74 een normaalkracht van 113,8 kN over de volledige lengte van de staaf. De overige interne krachten in de balk zijn der maten klein dat ze niet relevant zijn voor verdere stabiliserende berekeningen. De interne krachten van staaf 200 zijn ook terug te vinden in tabel 74.

Tabel 74: interne krachten staaf 200.

HFLeq 120x120x15	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S200	0	113,69	0,06	0,17	0	0,39	0,09
S200	5,493+	113,8	0,05	0,03	0	0,11	0,01
S200	2,441+	113,72	0,07	0,2	0	0,06	0,06
S200	3,052+	113,8	0,05	0,03	0	0,18	0,1
S200	1,831-	113,71	0,06	0,19	0	0,06	0,02

6.7.3 Vergelijking van de interne krachten

De interne krachten per kritische constructie element voor beide methodes zijn weergegeven in tabel 75. In de laatste kolom wordt ook nog eens het verschil, in procenten, weergegeven. Ten eerste is het verschil voor alle kritische constructie elementen kleiner dan 2,00 %. Dit geeft aan dat de IRS-methode de volledige netanalyse zeer goed benadert.

Ten tweede zijn de procentuele verschillen veel groter dan deze van bijvoorbeeld rekenvoorbeeld 1. Dit komt omdat de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa groter is voor rekenvoorbeeld 1 dan voor rekenvoorbeeld 2.

Ten derde is het verschil voor de kolom (s228) negatief terwijl het voor de windverband (s245) en balk (s185) positief is. Dit betekent dat de kolom ook hier weer onderschat kan worden tijdens verdere stabiliserende berekeningen. De balk en ligger daarentegen worden overschat door de IRS-methode. Wel is het verschil voor alle drie de elementen veel te klein om voor significante problemen te zorgen.

Ten slotte kan er besloten worden dat afwezigheid van schijfwerking geen grote verandering met zich meebrengt. Dit is te zien door de gelijkaardige resultaten tussen dit raamwerk en het geschoord basisraamwerk. De afwezigheid van schijfwerking zorgt er enkel voor dat de interne krachten, voor alle elementen, aanzienlijk daalt. Dit komt door de daling van het gewicht van de vloeren, door de 25 m² opening in elke vloer.

Uit deze waardes kan er vervolgens besloten worden dat de interne krachten berekend door de IRS-methode de volledige netanalyse zeer goed benadert met een maximale afwijking van 1,65 % voor de windverbanden. Daarom mag het raamwerk ook hier berekend worden door de IRS-methode.

Tabel 75: vergelijking van de interne krachten voor rekenvoorbeeld 2.

Interne kracht	IRS-methode	Volledig netanalyse	Vershil (%)
Normaalkracht – s228	201,36	202,03	-0,33%
Normaalkracht – s245	114,51	113,8	0,62%
Moment – s185	8,62	8,48	1,65%

6.8 Rekenvoorbeeld 3: regelmaat in het horizontaal vlak H-gebouw

6.8.1 Interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode

Voor dit raamwerk met onregelmaat in het horizontaal vlak zijn de kritische kolom, balk en windverband respectievelijk staaf 246, 185 en 200. De kolom wordt voornamelijk beïnvloed door de zeer grote normaalkracht. Deze bedraagt 179,97 kN over de gehele lengte. De normaalkracht is sterk gereduceerd ten opzichte van de normaalkracht van het basisraamwerk. Dit komt voornamelijk omdat de oppervlakte dat kan trillen gedaald is van 225,00 m² (geschoord raamwerk) naar 175,00 m². Hoerdoor heeft de dynamische belasting minder invloed op het raamwerk en is er minder gewicht op de onderste kolommen die kunnen zorgen voor een normaalkracht. Het moment inde deze kolom is ook zeer laag en komt sterk overeen met het moment van het basisraamwerk. Ook hier zijn er windverbanden aanwezig die ervoor zorgen dat het de verbinding zeer lage of geen momenten moeten opvangen;

Tabel 76: interne krachten staaf 246.

HEA 160	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S246	0	179,97	0,12	1,45	0	2,71	0,13
S246	2,100-	179,99	0,12	1,44	0	0,33	0,12
S246	1,400-	179,98	0,12	1,44	0	0,69	0,03
S246	3,5	179,99	0,12	1,4	0	2,29	0,29

De kritische balk voor dit raamwerk is staaf 185. Deze heeft een maximaal moment van 7,77 kNm. Het moment is ook hier ter hoogte van de verbinding met de kolom. Deze kritisch balk is ter hoogte van de winverbanden en kent daarom geen hoog moment. De overige interne krachten zijn zeer laag en geven dus ook hieraan dat de dynamische belasting inde x-richting geen geringe invloed hebben op de interne krachten van de blak. Deze interne krachten zijn ook weergegeven in tabel 77.

Tabel 77: interne krachten staaf 185

IPE 300	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S185	10,000-	8,74	0,07	1,18	0	4,04	0,04
S185	11,5	1,85	0	1,65	0	3,51	0
S185	5,000+	8,73	0,07	1,12	0	3,95	0,04
S185	0	0,26	0,02	2,41	0	6,03	0
S185	0,5	0,25	0,02	2,19	0	4,35	0
S185	8,000-	1,3	0,03	1,27	0	0,8	0
S185	5,000-	5,85	0,07	1,79	0	7,77	0,03
S185	7,5	0,01	0,03	1,27	0	0,02	0

Windverband (s200) is onderhevig aan een normaalkracht van 103,28 kN. Deze normaalkracht is ook hier constant en positief over de gehele staaf. De normaalkracht is licht gedaald ten opzichte van de normaalkracht in de windverband van het geschoord basisraamwerk. Dit is te verklaren door de daling van het gewicht van de vloeren en zal net zoals voor de kolommen gepaard gaan met een daling van de normaalkracht. De overige interne krachten hebben geen enorme invloed op de staaf, maar zijn wel weergegeven, in tabel 78. Voor de vergelijking met de volledig netanalyse zal daarom ook hier enkel de normaalkracht worden vergeleken.

Tabel 78: interne krachten staaf 200.

HFLeq 120x120x12	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S200	0	103,17	0,04	0,14	0	0,31	0,07
S200	5,493+	103,28	0,03	0,01	0	0,1	0,01
S200	2,441+	103,21	0,06	0,15	0	0,04	0,04
S200	3,052+	103,27	0,03	0,02	0	0,14	0,08

6.8.2 Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse

De kritische constructie elementen voor het volledig netanalyse zijn ook hier staaf 246 voor de kolommen, staaf 185 voor de balken en staaf 200 voor de windverbanden. Tabel 79 toont de interne krachten van deze kritische kolom. De normaalkracht in staaf 246 bedraagt 180,56 kN en is constant voor de gehele lengte. Het moment is ook volgens deze berekeningsmethode zeer laag en bevestigt de verklaring gegeven voor de IRS-methode.

Tabel 79: interne krachten staaf 246.

HEA 160	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S246	0	180,56	0,12	1,44	0	2,7	0,13
S246	2,100-	180,56	0,12	1,43	0	0,32	0,12
S246	1,400-	180,56	0,12	1,44	0	0,69	0,03
S246	3,5	180,55	0,12	1,4	0	2,29	0,28

De kritische balk kent een maximaal moment van 7,68 kNm en is ook ter hoogte van de verbinding. In het algemeen zijn ook hier de interne krachten aan de lagere kant. Dit betekent dat de balk niet onderhevig is aan de dynamisch belasting in de x-richting.

Tabel 80: interne krachten staaf 185.

IPE 300	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S185	10,000-	8,8	0,07	1,1	0	3,98	0,04
S185	11,5	1,79	0	1,62	0	3,57	0
S185	5,000+	8,79	0,07	1,05	0	3,89	0,04
S185	0	0,27	0,02	2,43	0	6,08	0
S185	0,5	0,26	0,02	2,21	0	4,37	0
S185	8,000-	1,32	0,03	1,27	0	0,81	0
S185	5,000-	5,75	0,07	1,68	0	7,68	0,03
S185	7,5	0,01	0,03	1,27	0	0,03	0

De normaalkracht in de kritische windverband bedraagt, volgens tabel 81, 102,98 kN. Deze is ook hier constant over de gehele staaf en positief. Deze normaalkracht is lichtjes kleiner dan de normaalkracht berekend aan de hand van de IRS-methode. De overige interne krachten, die ook weergegeven zijn in tabel 81, zijn significant kleiner en zijn dus niet van belangrijk om besproken te worden.

Tabel 81: interne krachten staaf 200.

HFLeq 120x120x12	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S200	0	102,88	0,04	0,13	0	0,3	0,07
S200	5,493+	102,98	0,03	0,01	0	0,1	0,01
S200	2,441+	102,91	0,05	0,15	0	0,04	0,04
S200	3,052+	102,97	0,03	0,01	0	0,13	0,08

6.8.3 Vergelijking van de interne krachten

Tabel 82 toont aan dat het procentueel verschil voor alle kritische constructie elementen kleiner is dan 5,00 procent. Het maximaal verschil is terug te vinden bij het moment van de balk. Hier bedraagt het verschil 1,17 procent. Het procentueel verschil is in het algemeen zeer klein. Dit is te verklaren doordat de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa, in de x-richting, bijna gelijk is aan 100,00 procent.

Ook is het procentueel verschil voor de kolom, volgens tabel 82, negatief. Dit geeft aan dat de interne kracht onderschat is door de IRS-methode. Dit is wel geen aanmerkelijk verschil die ervoor kan zorgen dat er twee verschillende kolom uitgerekend kunnen worden voor het stabiliseren van dit gebouw, tegen dynamische belastingen.

Deze vorm van horizontale onregelmatigheid heeft geen grote invloed op de interne krachten. De interne krachten dalen lichtjes ten opzichte van het geschoord basisraamwerk en is te verklaren door de daling van het gewicht van de vloeren. Dit is te verwachten, omdat de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa bijna dezelfde waarden zijn voor dit en het geschoord basisraamwerk.

Tabel 82: vergelijken van de interne krachten voor rekenvoorbeeld 3.

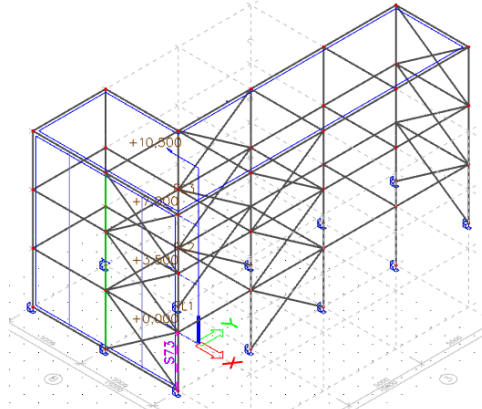
Interne kracht	IRS-methode	Volledig netanalyse	Vershil (%)
Normaalkracht – s228	179,99	180,56	-0,32%
Normaalkracht – s245	103,28	102,98	0,29%
Moment – s185	7,77	7,68	1,17%

In het algemeen kan er besloten worden dat het H-vormig gebouw uitgerekend mag worden door middel van de IRS-methode. Wel moet er rekening worden gehouden dat de interne krachten in de kolom zeer licht onderschat zullen worden. Dit kan opgelost worden door een extra correctiefactor toe te passen die deze afwijking inrekening brengt.

6.9 Rekenvoorbeeld 4: regelmaat in het horizontaal vlak L-gebouw

6.9.1 Interne krachten berekend door middel van de IRS-methode

De kritische elementen voor het L-vormig gebouw zijn voor de kolom, balk en windverband respectievelijk staaf 73, 23 en 53. Deze elementen dragen volgens SCIA Engineer de meeste belastingen. De kolom (staaf 73) heeft volgens tabel 83 een normaalkracht van 154,94 kN. Deze kolom bevindt zich in de hoek tussen het kleine en lange been van het gebouw, deze kolom is ook aangeduid in figuur 86.



Figuur 83: staaf 73 aangeduid in het raamwerk

Dit betekent dat in dit punt, zoals verwacht, het grootste kracht wordt afgeleid. Hier bevinden zich ook de windverbanden die de krachten naar deze kolom kunnen begeleiden, net zoals bij het raamwerk onder invloed van torsie. De normaalkracht is constant en positief over de gehele kolom. Deze kent wel daling ten opzichte van het geschoord basisraamwerk, maar is te verklaren door de sterke daling van de vloeroppervlakte waardoor er minders massa beïnvloed kan worden door de dynamische belasting. Het moment in deze kolom is ook zeer laag en bevestigen dus duidelijk dat de winverbanden hun werk doen ervoor zorgen dat de verbinding eerder werken als een scharnier.

Tabel 83: interne krachten staaf 73

HEA 160	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S73	2,800+	154,94	0,33	0,84	0	0,52	0,38
S73	0	154,94	0,36	0,89	0	1,94	0,61
S73	2,100-	154,95	0,35	0,88	0	0,13	0,14
S73	1,400-	154,94	0,35	0,88	0	0,71	0,12

De kritische balk voor dit gebouw neemt een maximaal moment op van 4,57 kNm. Deze is, net zoals voor de vorige rekenvoorbeelden, terug te vinden aan de verbinding met de kolom. Deze balk is ter hoogte van een windverband deze zorgt ervoor dat alle verbindingen als een scharnier werken. De lage interne krachten in de balk komt ook doordat de dynamische belasting enkel werkt in de x-richting. De interne krachten van staaf 23 zijn weergegeven in tabel 84.

Tabel 84: interne krachten staaf 23

IPE 270	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S23	0	0,21	0,02	1,81	0	4,18	0
S23	8,5	4,41	0,01	0,32	0	0,67	0
S23	4,000-	2,64	0	1,08	0	2,66	0
S23	2,000-	0,51	0,01	1,05	0	0,53	0
S23	5,000-	5,03	0,03	1,16	0	4,57	0,02
S23	3,000-	1,08	0,01	1,02	0	1,12	0
S23	10	11,18	0,08	0,46	0	0,69	0,05

De kritische windverband is, volgens tabel 85, staaf 53. Deze windverband heeft een normaalkracht van 79,56 kN en is constant over de gehele staaf. De normaalkracht in deze windverband is aanzienlijk kleiner dan voor het geschoord basisraamwerk. Dit komt door de L-vormige vorm van het gebouw, die de normaalkracht in de windverbanden sterk laat dalen.

Tabel 85: interne krachten staaf 53

HFLeq120x120x10	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S53	0	79,48	0,03	0,16	0	0,37	0,05
S53	5,493+	79,56	0,02	0,04	0	0,14	0,03
S53	4,883+	79,56	0,02	0,04	0	0,13	0,02
S53	4,272+	79,56	0,02	0,04	0	0,12	0,02
S53	2,441-	79,5	0,03	0,18	0	0,06	0,03
S53	3,052-	79,51	0,04	0,18	0	0,16	0,05

6.9.2 Interne krachten berekend aan de hand van de volledig netanalyse

De kritische staven zijn voor de volledige netanalyse dezelfde als deze voor de IRS-methode. De kritische kolom is onderhevig aan een normaalkracht gelijk aan 154,13 kN. Volgens tabel 86 is deze normaalkracht constant over de gehele lengte van de kolom en positief. Deze normaalkracht wijkt lichtjes af aan de normaalkracht berekend door de IRS-methode. Het moment in deze staaf is ook hier zeer laag en bevestigt dus de werking van de windverbanden. De overige interne krachten zijn net zoals bij de IRS-methode, veel te klein om inrekening te brengen.

Tabel 86: interne krachten staaf 73.

HEA 160	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S73	0	154,13	0,36	0,87	0	1,92	0,62
S73	2,100-	154,12	0,36	0,86	0	0,13	0,14
S73	1,400-	154,12	0,36	0,87	0	0,7	0,12
S73	3,5	154,11	0,34	0,84	0	1,09	0,63

De balk met het grootste buigmoment is ook hier staaf 23. Het moment bedraagt hier 4,45 kNm en is maximaal ter hoogte van de verbinding met de kolom. In het algemeen zijn alle interne krachten in deze ligger relatief laag en betekent dit dat de ligger, ook hier, niet significant belast wordt door de dynamische belasting. Deze interne krachten zijn ook weergegeven in tabel 87.

Tabel 87: interne krachten staaf 23;

IPE 270	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S23	0	0,22	0,01	1,81	0	4,2	0
S23	8,5	4,38	0,01	0,31	0	0,63	0
S23	4,000-	2,6	0,01	1,01	0	2,68	0
S23	2,000-	0,5	0,01	1,06	0	0,41	0
S23	5,000-	4,95	0,03	1,02	0	4,45	0,02
S23	3,000-	1,06	0,01	1	0	1,14	0
S23	10	11,12	0,08	0,39	0	0,7	0,05

De laatste kritische constructie element is de windverband. De windverband die de grootse normaalkracht ondervindt is staaf 53. Dit is dezelfde als de kritische windverband van de IRS-methode. De normaalkrach in deze staaf bedraagt 78,77 kN en is constant over het gehele element. De overige interne krachten zoals veldkracht en moment zijn relatief klein voor deze staaf en worden daarom ook niet verder besproken in dit paragraaf.

Tabel 88: interne krachten staaf 53.

HFLeq120x120x10	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S53	0	78,7	0,03	0,16	0	0,36	0,05
S53	5,493+	78,77	0,02	0,05	0	0,14	0,03
S53	3,052+	78,76	0,02	0,04	0	0,13	0,03
S53	2,441-	78,71	0,03	0,17	0	0,06	0,03
S53	4,272-	78,77	0,02	0,04	0	0,12	0,02
S53	3,052-	78,71	0,04	0,18	0	0,16	0,05

6.9.3 Vergelijking van de interne krachten

Volgens tabel 89 is het verschil in de interne krachten tussen de twee methodes zeer klein. Het grootste verschil is terug te vinden voor het moment van de balk. Hier bedraagt het verschil 2,70 procent. Dit is nog steeds kleiner dan de maximale eis die er opgesteld is (5,00 procent).

Het procentuele verschil van alle interne krachten is positief. Dit geeft aan dat de interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode groter zijn dan de krachten berekend door middel van de volledige netanalyse. Dit zorgt ervoor dat de profielen die volgen uit deze interne krachten licht overgedimensioneerd zijn.

Merken ook op dat de maximale procentuele verschil groter is dan het procentuele maximale verschil van het basisraamwerk 1. Dit komt door dat de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa kleiner is voor dit rekenvoorbeeld dan voor het basisraamwerk.

Opvallend is dat voor dit type raamwerk de normaalkracht sterk is gedaald in de windverbanden. De daling wordt mogelijk veroorzaakt door de daling van het trillende massa door de L-vormige ontwerp. Er is minder oppervlakte dat effectief kan trillen. Hierdoor zal de normaalkracht veroorzaakt door de dynamische belasting dalen. Dit kan ook de verklaring zijn voor de geringe daling van de normaalkracht in de kritische kolom.

Uit deze gegeven mag er besloten worden dat dit raamwerk, een L-vormig gebouw, berekend mag worden aan de hand van de IRS-methode. Er is nog steeds een verschil met de volledig netanalyse, maar dit verschil is zeer klein en positief. Doordat dit verschil positief is wordt het raamwerk steeds overgedimensioneerd en kan dit dus niet zorgen voor toekomstige instabiliteit.

Tabel 89: vergelijking van interne krachten voor rekenvoorbeeld 4.

Interne kracht	IRS-methode	Volledig netanalyse	Vershil (%)
Normaalkracht – s73	154,95	154,13	0,53%
Normaalkracht – s53	79,56	78,77	1,00%
Moment – s23	4,57	4,45	2,70%

6.10 Rekenvoorbeeld 5: regelmaat in het verticaal vlak symmetrisch

6.10.1 Interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode

De kritische constructie element voor de kolommen, liggers en windverbanden zijn staven 77, 18 en 46. De kritische kolom bevindt zich volledig onderaan in de het midden van een zijgevel van het raamwerk. De staaf ondervindt een normaalkracht van 138,39 kN. Deze kolom is ondersteund door een windverband. Deze windverband zorgt er weer voor dat het moment in de kolom zeer laag is. De normaalkracht is gedaald door de reductie aan vloeroppervlakte die de kolom moet dragen. Door symmetrisch plaatsen van de windverbanden is de meest kritisch belaste kolom ook terug te vinden in het midden van het raamwerk.

Tabel 90: interne krachten staaf 77.

HEA 140	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S77	0	138,39	0,08	1,36	0	2,48	0,09
S77	2,100-	138,39	0,08	1,35	0	0,37	0,07
S77	1,400-	138,39	0,08	1,36	0	0,57	0,02
S77	3,5	138,39	0,08	1,3	0	2,22	0,19

De balk die het grootste moment opneemt voor dit raamwerk is staaf 18. Het maximaal moment in deze balk bedraagt 5,47 kNm en bevindt zich ook hier aan de verbinding met de kolom. Dit is zoals eerder verklaart veroorzaakt door de moment vaste verbindingen tussen de kolom en balk. Deze moment is ook hier aanzienlijk laag wat bevestigt dat de windverbanden voldoende veel krachten opvangen. Deze lage waarde geeft ook aan dat de dynamische belasting een lage invloed heeft op de liggers. In tabel 91 worden nog eens alle interne krachten weergegeven voor deze kritische balk.

Tabel 91: interne krachten staaf 18.

IPE 300	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S18	0	0,17	0,01	1,61	0	4,1	0
S18	15	0,17	0,01	1,62	0	4,11	0
S18	10,000-	7,17	0,08	0,7	0	2,29	0,03
S18	11,000-	4,15	0,02	1,22	0	3,35	0,01
S18	7,000-	0,89	0,01	0,77	0	0,46	0
S18	13,000-	0,8	0,01	1,15	0	0,28	0
S18	10,000+	7,54	0,08	1,35	0	5,47	0,03
S18	3,000-	1,8	0,01	1,13	0	1,53	0

De windverband die het meest belast is, is staaf 46. De windverband heeft een normaalkracht van 113,01 kN. Deze normaalkracht is nog relatief hoog vergeleken met de daling van de normaalkracht in de kolommen (staaf 77). De windverbanden zullen door de onregelmaat in het verticaal vlak meer belasting moeten opnemen, dan de windverbanden van een H-vormig gebouw (onregelmaat in het horizontaal vlak). Dit komt waarschijnlijk doordat de windverbanden niet onder één lijn geplaatst zijn en deze daardoor niet goed kunnen samenwerken.

Tabel 92: interne krachte staaf 46.

HFLeq100x100x10	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S46	0	113,01	0	0,02	0	0,03	0,01
S46	6,103	112,87	0,01	0,1	0	0,22	0,02
S46	4,272-	112,9	0,02	0,12	0	0,03	0
S46	3,052+	112,91	0,03	0,12	0	0,11	0,02

6.10.2 Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse

Zoals verwacht zijn de kritische constructie element dezelfde als deze van de IRS-methode. De kolom is onderworpen aan een normaalkracht die gelijk is aan 139,2 kN. Deze is normaalkracht is groter dan de normaalkracht berekend aan de hand van de IRS-methode. Het moment in deze kolom bedraagt nog steeds zeer weinig, dit geeft aan dat de windverbanden hun werk uitoefenen op het gebouw. De interne krachten zijn ook weergegeven in tabel 93 voor staaf 77.

Tabel 93: interne krachten staaf 77.

HEA 140	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S77	0	139,2	0,08	1,35	0	2,46	0,09
S77	2,100-	139,2	0,08	1,34	0	0,37	0,07
S77	1,400-	139,2	0,08	1,35	0	0,57	0,02
S77	3,5	139,19	0,07	1,31	0	2,21	0,18

De kritische balk volgens de volledige netanalyse is staaf 18 en heeft een maximaal moment van 5,37 kNm. Dit maximaal moment bevindt zich ook hier aan de verbinding met de kolom. Volgens tabel 94 zijn alle interne krachten in deze staaf zeer laag. Dit betekent dat ook hier de dynamische kracht een zeer lage invloed heeft op de balken van een raamwerk met symmetrische insprongen.

Tabel 94: interne krachten staaf 18.

IPE 300	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S18	0	0,16	0,01	1,64	0	4,14	0
S18	15	0,16	0,01	1,64	0	4,14	0
S18	10,000-	7,06	0,08	0,62	0	2,21	0,03
S18	11,000-	4,08	0,02	1,15	0	3,39	0,01
S18	7,000-	0,87	0,01	0,76	0	0,47	0
S18	13,000-	0,79	0,01	1,16	0	0,23	0
S18	10,000+	7,41	0,07	1,23	0	5,37	0,03
S18	3,000-	1,77	0,01	1,11	0	1,62	0

Ten slotte is de meest belaste windverband voor deze methode ook staaf 46. Deze ondervindt een normaalkracht van 112,71 kN. Deze normaalkracht komt sterk overeen met de normaalkracht berekend aan de hand van de IRS-methode. Ook hier bedraagt deze meer dan 110 kN wat aangeeft dat de windverbanden zeer sterk onder trek of druk staan. De overige interne krachten zijn ook weergegeven in tabel 95, maar zijn niet significant groot om besproken te worden.

Tabel 95: interne krachten staaf 46.

HFLeq100x100x10	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S46	0	112,71	0	0,03	0	0,03	0,01
S46	6,103	112,58	0,01	0,1	0	0,22	0,02
S46	4,272-	112,6	0,02	0,11	0	0,03	0
S46	3,052+	112,61	0,02	0,12	0	0,11	0,02

6.10.3 Vergelijking van de interne krachten

Tabel 96 toont het procentueel verschil tussen de interne krachten berekend aan de hand van de twee methodes. Het verschil tussen de twee methodes is zeer laag en bedraagt maximaal 1,86 % voor het moment van staaf 18.

Zoals voor de vorige rekenvoorbeelden is het verschil voor de kolommen negatief. Dit wijst erop dat de waardes berekend door de IRS-methode onderschat zijn. Dit verschil is wel zeer klein (-0,58 %) en zal daarom geen problemen kunnen veroorzaken op vlak van instabiliteit.

Het procentueel verschil van de overige constructie elementen zijn daarentegen positief. Dit betekent dat de interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode groter zijn dan deze berekend door de volledige netanalyse. Dit zorgt ervoor dat de profielen licht overschat zullen zijn.

Het grootste verschil tussen dit raamwerk en het raamwerk met onregelmatigheid in het horizontaal vlak, is dat dit raamwerk een zeer grote normaalkracht kent in de windverbanden. Dit komt waarschijnlijk door dat er een symmetrische insprong aanwezig is in alle vier de gevels en hierdoor de windverbanden niet continu doorlopen van onder tot boven.

Uit de gegevens van tabel 96 kan er besloten worden dat voor dit type raamwerk de IRS-methode perfect gebruikt kan worden. De resultaten berekend door de IRS-methode benaderen zeer goed de resultaten berekend door de volledige netanalyse (afwijking max 1,86 %). Merk wel op dat raamwerken met symmetrische insprongen de normaalkracht in de windverband bijna even groot zijn als de normaalkrachten in de kolommen. Deze windverbanden kunnen dus ook knikken als ze niet voldoende gestabiliseerd zijn. Bij het geschoord raamwerk zagen we een duidelijk verschil tussen de normaalkrachten van de twee constructie elementen. Hier valt dit verschil volledig weg.

Tabel 96: vergelijking van de interne krachten voor rekenvoorbeeld 5.

Interne kracht	IRS-methode	Volledig netanalyse	Vershil (%)
Normaalkracht – s77	138,39	139,2	-0,58%
Normaalkracht – s46	113,01	112,71	0,27%
Moment – s18	5,47	5,37	1,86%

6.11 Rekenvoorbeeld 6: regelmaat in het verticaal vlak asymmetrisch

6.11.1 Interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode

De kritische elementen voor deze raamwerk zijn staaf 73 voor de kolommen en staaf 26 voor de liggers. De kolommen nemen een aanzienlijk kleinere normaalkracht op. Deze bedraagt 19,01 kN over de gehele staaf. Deze daling wordt veroorzaakt door de afwezigheid van de windverbanden. Tabel 97 toont de interne krachten weer van deze staaf. Merken ook op dat het moment in de staaf groter is dan voor de geschoorde raamwerken. Dit moment is terug te vinden aan de verbinding met de liggers. Dit is te verwachten omdat voor het ongeschoord raamwerk de verbindingen wel degelijk als inklemming werken en dus ook een moment kunnen opnemen.

Tabel 97: interne krachten staaf 73.

HEA 180	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S73	0	19,01	0	8,09	0	14,96	0
S73	2,100-	19	0	8,09	0	2,05	0
S73	1,400-	19	0	8,09	0	3,64	0
S73	3,5	19	0	8,06	0	13,33	0,01

De staaf die het grootste moment opneemt is staaf 26. Volgens tabel 98, die de interne krachten van deze staaf weergeeft, bedraagt het moment twee keer zoveel als voor een geschoord basisraamwerk. Dit moment is ook terug te vinden aan de verbindingen en wordt dus veroorzaakt door de inklemmingen.

Tabel 98: interne krachten staaf 26.

IPE 330	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S26	11,000-	0,89	0	2,74	0	5,82	0
S26	4,000-	0,29	0	3,57	0	5,97	0
S26	0	2,38	0,02	4,89	0,01	17,54	0,01
S26	15	4,8	0,06	3,39	0	11,19	0,03

6.11.2 Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse

De kritische elementen zijn exact hetzelfde zoals bij de IRS-methode. De interne krachten van beide staven zijn weergegeven in tabel 100 en 101. Deze komen zeer sterk overeen met de IRS-methode en moeten daarom niet verder verklaard worden.

Tabel 99: interne krachten staaf 73.

HEA 180	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S73	0	19,02	0	8,09	0	14,96	0,01
S73	2,100-	19,02	0	8,09	0	2,05	0
S73	1,400-	19,02	0	8,09	0	3,64	0
S73	3,5	19,02	0	8,06	0	13,33	0,01

Tabel 100: interne krachten staaf 26.

IPE 330	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S26	11,000-	0,89	0	2,74	0	5,82	0
S26	4,000-	0,29	0	3,57	0	5,97	0
S26	0	2,38	0,02	4,88	0,01	17,54	0,01
S26	15	4,8	0,06	3,39	0	11,19	0,03

6.11.3 Vergelijking van de interne krachten

Tabel 103 toont het procentueel verschil tussen de maximale waarde van de interne krachten voor staven 73 en 26. De afwijking is voor beide staven nihil klein en mag verwaarloosd worden. Dit geeft aan dat de IRS-methode zeer sterk de volledige netanalyse benadert.

Dit fenomeen was ook terug te zien bij het ongeschoord raamwerk. Dit komt door de zeer hoge waarde van de effectieve modale massa op de totale constructie massa. Het kan wel ontstaan dat het raamwerk sterk vergroot in massa waardoor dat het procentueel verschil ook zal kunnen stijgen. Volgens de tabel zal de interne kracht berekend aan de hand van de IRS-methode steeds kleiner zijn dan krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse. Dit kan ervoor zorgen dat bepaald staven (kolommen) te laag gedimensioneerd worden.

Uit deze resultaten mag er besloten worden dat de IRS-methode gebruikt mag worden voor verdere dynamische berekeningen. De afwijking is nihil tussen de twee methodes en mag dus verwaarloosd worden.

Tabel 101: vergelijking van de interne krachten voor rekenvoorbeeld 6.

Interne kracht	IRS-methode	Volledig netanalyse	Vershil (%)
Normaalkracht – s73	19,01	19,02	-0,05%
Moment – s26	17,54	17,54	0,00%

6.12 Rekenvoorbeeld 7: raamwerk met 6 verdiepingen

6.12.1 Interne krachten berekend aan de hand van de IRS-methode

Rekenvoorbeeld 7 heeft dubbel zoveel staven als het geschoord basisraamwerken. De dynamische belasting werkt ook hier enkel in de x-richting. Deze belasting zorgt voor enkele kritische waarden in de kolommen, balken en windverbanden. De kritische kolom, balk en windverband zijn respectievelijk staaf 311, 174 en 194.

De kritische kolom heeft volgens tabel 104 een maximaal normaalkracht van 323,32 kN. De normaalkracht is, zoals verwacht, hoger dan deze van het geschoord basisraamwerk. Dit komt omdat de het trillende massa dubbel zo groot is voor dit rekenvoorbeeld. Deze normaalkracht is nog steeds positief over de gehele kolom. Opvallend is dat de overige interne krachten noch steeds zeer laag zijn en de dynamische belasting dus totaal geen invloed heeft op de veldkracht of moment in de kolom. Het moment in deze kolom bedraagt bijna evenveel als het moment van de kritische kolom in het basisraamwerk. Dit is te verwachten want de windverbanden zijn helemaal doorgetrokken van boven tot onder. Hierdoor zullen deze windverbanden ervoor zorgen dat de verbindingen voornamelijk zullen werken als scharnieren.

Tabel 102: interne krachten staaf 311.

Naam	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S311	0	323,32	0,42	4,82	0	9,87	0,48
S311	2,100-	323,32	0,42	4,81	0	0,42	0,39
S311	1,400-	323,32	0,42	4,81	0	3,14	0,1
S311	3,5	323,32	0,42	4,77	0	6,95	0,98

De kritische balk kent ook hier geen grote interne krachten. Dit wordt ook bevestigd door tabel 105 die de interne krachten weergeeft van deze balk. Het maximaal moment in de balk bedraagt 1,94 kNm en kent over de volledige balk een positieve normaalkracht. Het moment is zelfs kleiner dan deze van het basisraamwerk, dit is waarschijnlijk te danken door de grote overvloed aan windverbanden in de constructie.

Tabel 103: interne krachten staaf 174.

Naam	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S174	1,000-	0,04	0,03	0,55	0	0,04	0,01
S174	7,000-	0,31	0	0,03	0	0,55	0
S174	3,000-	0,17	0,01	0	0	0,86	0
S174	12,000-	0,17	0,01	0,01	0	0,85	0
S174	14,000-	0,05	0,03	0,57	0	0,02	0,01
S174	5,000-	0,29	0,01	0,33	0	1,6	0
S174	15	0,1	0,04	1,62	0	1,94	0,01

De windverband die de grootste normaalkracht heeft is staaf 194. De normaalkracht in de staaf bedraagt 132,69 kN. Bijna even groot is als de normaalkracht van de windverbanden voor het geschoord basisraamwerk Dit is zoals bij de kolommen waarschijnlijk te danken aan de overvloed aan windverbanden die elk hun deel uitoefenen. Tabel 106 geeft een korte samenvatting van de interen krachten in deze kritische windverband.

Tabel 104: interne krachten staaf 194.

HFLeq 150x150x12	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S194	2,441+	123,69	0,09	0,04	0	0,11	0,07
S194	3,052+	123,85	0,05	0,03	0	0,13	0,12
S194	0	123,66	0,09	0,04	0	0,03	0,15
S194	6,103	123,85	0,05	0,03	0	0,19	0,05
S194	1,831-	123,68	0,09	0,04	0	0,08	0,02

6.12.2 Interne krachten berekend aan de hand van de volledige netanalyse

De kritische staven voor de volledige netanalyse zijn identiek aan deze van de IRS-methode. De maximale normaalkracht in de kritische kolom (staaf 311) bedraagt hier 323,57 kN. De normaalkracht is ook hier positief over de volledige lengte van de kolom. Deze waarde komt sterk overeen met de normaalkracht van de IRS-methode. Ook hier merken we op dat de het moment in de kolom nihil is en dus zeer weinig interactie aanwezig is tussen de normaalkracht en moment. De overige interne krachten zijn volgens tabel 107 te verwaarlozen en dus niet belangrijk om besproken te worden.

Tabel 105: interne krachten staaf 311.

HEA 240	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S311	0	323,57	0,42	4,81	0	9,86	0,48
S311	2,100-	323,56	0,42	4,8	0	0,41	0,39
S311	1,400-	323,57	0,42	4,81	0	3,14	0,1
S311	3,5	323,56	0,42	4,77	0	6,94	0,97

De balk kent ook hier geen grote interne krachten en kan dus besloten worden dat de dynamische belasting een zeer lage invloed heeft op de blaken. Tabel 108 geeft de interne krachten weer van de balk, deze geven de lage interne krachten van de balk weer.

Tabel 106: interne krachten staaf 253.

IPEA 300	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S174	1,000-	0,04	0,03	0,55	0	0,03	0,01
S174	7,000-	0,31	0	0,02	0	0,56	0
S174	3,000-	0,17	0,01	0,01	0	0,85	0
S174	12,000-	0,17	0,01	0,01	0	0,84	0
S174	14,000-	0,05	0,03	0,56	0	0,03	0,01
S174	5,000-	0,29	0,01	0,34	0	1,62	0
S174	15	0,1	0,04	1,59	0	1,93	0,01

Ten slotte is er nog de kritische windverband. Zoals verwacht kent deze balk een normaalkracht van ongeveer 123,84 kN. Deze waarde bevestigt dat de normaalkracht in de windverbanden zeer laag zijn, ook al is het gebouw dubbel zo groot.

Tabel 107: interne krachten staaf 194.

HFLeq 150x150x12	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S194	2,441+	123,66	0,09	0,04	0	0,11	0,07
S194	3,052+	123,82	0,05	0,03	0	0,13	0,12
S194	0	123,64	0,09	0,04	0	0,03	0,15
S194	6,103	123,82	0,05	0,03	0	0,19	0,05
S194	1,831-	123,65	0,09	0,04	0	0,08	0,02

6.12.3 Vergelijking van de interne krachten

De kritische interne krachten, zijn voor beide methodes terug te vinden bij dezelfde staven. Dit is positief want dit betekent dat het gebouw, voor beide methodes, hetzelfde gedraagt. Het verschil in de resultaten is ook zeer klein voor alle drie de interne krachten. Deze verschillen bedragen minder dan 0,5%. Dit geeft aan dat de IRS-methode de volledig netanalyse zeer goed benadert.

Enkel is er wel een zeer kleine onderschatting te zien bij de normaalkrachten van de kolom. Deze onderschatting wel van belang omdat de normaalkracht ongeveer 323 kN bedraagt. Deze onderschatting is wellicht veroorzaakt door dat enkele lokale trillingen, in de IRS-methode, niet inrekening zijn gebracht. Voor dit geval is het verschil zo klein (-0,07 %) dat het irrelevant is om hier rekening mee te houden.

De hoogte in het algemeen heeft er enkel voor gezorgd dat het normaalkracht in de kolommen is gestegen en het moment in de balken is gedaald. De normaalkracht is gestegen doordat de trillende massa dubbel zo groot is vergeleken met het geschoord basisraamwerk. Het moment dat sterk is gedaald is veroorzaakt door de overvloed aan windverbanden die de verbindingen bijna volledig scharnierend hebben gemaakt.

Ten slotte merken we ook op dat de procentuele verschillen zeer laag is voor dit raamwerk. Dit wordt veroorzaakt door dat de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa bijna gelijk is aan 100 procent. Dit fenomeen is repetitief verschenen voor enkele rekenvoorbeelden.

In het algemeen kunnen we voor dit type raamwerk besluiten dat de resultaten van beide methodes zeer dicht bij elkaar liggen. De IRS-methode benadert de volledige netanalyse voldoende om gebruikt te worden voor verdere dimensionerende berekeningen. De afwijkingen zijn zeer nihil en mogen dus verwaarloosd worden.

Tabel 108: vergelijking van de interne krachten voor rekenvoorbeeld 7

Interne kracht	IRS-methode	Volledig netanalyse	Vershil (%)
Normaalkracht – s311	323,32	323,57	-0,08%
Normaalkracht – s194	123,85	123,82	0,02%
Moment – s253	1,94	1,93	0,52%

6.13 Conclusie op basis van de interne krachten

Het verschil van de interne krachten tussen de twee methodes is voor alle rekenvoorbeelden zeer nihil. Het geschoord basisraamwerk kent een zeer groot normaalkracht in de kolommen. Deze normaalkracht wordt veroorzaakt door het grote gewicht dat kan trillen boven de kolom. De momenten in de kolommen en balk zijn zeer laag. Dit geeft aan dat de windverbanden ervoor zorgen dat de aanwezige verbindingen niet als een inklemming werken, maar eerder als een scharnier. Dit in tegenstelling tot het ongeschoord basisraamwerk. Deze heeft totaal geen windverbanden en zijn hierdoor alle verbindingen ingeklemd en capabel om een moment op te vangen. Uit de resultaten van tabel 61 is het moment in het ongeschoord raamwerk drie keer zo groot in vergelijking met het geschoord raamwerk.

Het eerste rekenvoorbeeld, gebouw onder invloed van torsie, kent een stijging van de normaalkracht in de kolommen. Dit komt omdat de kolom onderaan in de stijve randpunt gesitueerd is. Hierdoor zal er veel kracht herleid worden naar deze kolom en zal de normaalkracht stijgen ten opzichte van de normaalkracht van het geschoord basisraamwerk.

De afwezigheid van schijfwerking daarentegen kent een algemene daling van de interne krachten. Dit is te danken door de daling aan vloeroppervlakte die ervoor moet zorgen dat schijfwerking wordt belemmerd. Het moment in de kolom en balk zijn nog steeds relatief laag en geeft dus aan dat de windverbanden nog steeds hun werk doen. Zoals bij het bespreken van de modus bestaat onregelmatigheid in het horizontaal vlak uit twee types van gebouwen. Het H-vormig gebouw kent een zakking van de interne krachten ten opzichte van het basisraamwerk. Dit komt omdat het gebouw ook hier een sterke daling kent van trillende massa. Deze daling van interne krachten komt ook terug voor het L-vormig gebouw. Wel valt het op dat de windverbanden van het L-vormig gebouw minder normaalkracht opvangen dan eender ander raamwerk. Dit fenomeen wordt veroorzaakt door dat het gebouw zijdelings ondersteund wordt door het lange been van het raamwerk. Hierdoor moeten de windverbanden minder trek of druk opnemen als het gebouw gaat trillen.

Onregelmatigheid in het verticaal vlak bestaat uit symmetrische en asymmetrische insprongen. Het raamwerk met symmetrische insprongen kent een lichte afwijking op vlak van de interne krachten. Deze afwijking is volledig verdwenen voor het raamwerk met asymmetrische insprongen. Dit komt doordat het raamwerk met asymmetrische insprongen geen windverbanden heeft en een hogere verhouding heeft op vlak van de effectieve modale massa. Deze verhouding bedraagt voor het asymmetrisch raamwerk bijna 100 procent en zal daarom, net zoals bij het ongeschoord basisraamwerk, een zeer kleine afwijking kennen op vlak van de interne krachten.

Voor het laatste raamwerk, raamwerk met zes verdiepingen, is de normaalkracht zeer sterk gestegen en het moment zeer nihil geworden. De normaalkracht is gestegen omdat het trillende massa sterk is toegenomen in vergelijking met het geschoord basisraamwerk. Het moment kent een daling omdat er een overvloed aan windverbanden aanwezig is, in elk vlak zijn er windverbanden van boven tot onder. Deze zorgen ervoor dat bijna alle verbindingen niet meer werken als een inklemming, maar als een scharnier die een zeer laag moment kan opnemen.

In het algemeen zijn er enkele besluiten die uit deze resultaten volgen. Ten eerste is het zo dat beide methodes dezelfde kritische element weergeven. Dit is voordelig als men enkel stabiliseert op het kritische element en er zo geen verschillende staven worden gebruikt, met eventueel verschillende afmetingen. Deze kritische elementen bevinden zich voornamelijk onderaan het gebouw, dit is te verwachten omdat alle krachten opgevangen moeten worden door de fundering. Ten tweede hebben de interne krachten overal bijna hetzelfde verloop. De balken ondervinden bijna geen interne kracht volgens de verschillende rekenvoorbeelden. Dit wordt veroorzaakt doordat de dynamische belasting enkel in de x-richting aangrijpt en deze voor horizontale trillingen zorgt. De afwezigheid van verticale trillingen zorgen ervoor dat er geen grote momenten in de balk kunnen ontstaan. Het moment in de balken wordt ook sterk verlaagd door de aanwezigheid van de windverbanden. Dit verschil is duidelijk op te merken voor de twee basisraamwerken. Hier is een verschil van factor 3 aanwezig tussen de momenten van de balken. De windverbanden zorgen bij aanwezigheid ervoor dat de verbindingen kunnen vervangen worden door scharnieren die een zeer laag moment kunnen opvangen. Ten derde is het ook zo dat hoe dichter de som van de effectieve modale massa op de totale massa gelijk is aan 100 procent, hoe kleiner het procentueel verschil is tussen de twee methodes op vlak van de interne krachten. Dit fenomeen is duidelijk te zien bij het ongeschoord raamwerk, het raamwerk met asymmetrische insprongen en het raamwerk met zes verdiepingen. Deze raamwerken hebben de grootste som en kennen de laagste procentuele verschil. In de andere richting geldt deze voorwaarde ook, dit wordt bevestigd door het L-vormig gebouw. Deze heeft volgens de modus vergelijking van paragraaf 5.6.5 de laagste som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa. Dit gaat gepaard met ook het grootste procentuele verschil te hebben tussen de twee methodes. Ten slotte kan er ook bevestigd worden dat voor alle raamwerken als de trillende oppervlakte daalt dit altijd gepaard gaat met een daling van de normaalkracht en andersom. Zo is dit het geval voor het raamwerk met 6 verdiepingen. Hier bedraagt de trillende massa 2 keer zoveel en de normaalkracht stijgt met ongeveer 45,00 procent.

Uit deze gegevens mag er besloten worden dat de interne krachten berekend door de twee methodes het procentueel verschil steeds kleiner is dan 5,00 procent en er dus geen grote onder- of overschattingen aanwezig zijn. Deze procentuele verschil kan men al op voorhand inrekening brengen door de modus op te vragen en te analyseren of de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa voldoende dicht bij 100 procent is. Indien dit het geval is, moet men geen schrik hebben op het verkeerd dimensioneren van het gebouw.

7 Besluit

De beschouwde raamwerken hebben allemaal een som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa van meer dan negentig procent. Deze eis moest voldaan zijn om eender welke methode te gebruiken. Deze negentig procent is zowel bij de IRS-methode als bij de volledige netanalyse behaald. De negentig procent eis kan wel sneller behaald worden door middel van de IRS-methode. Zo heeft de IRS-methode enkel 24 modus nodig om voldoende meer dan 90 procent te behalen. De som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa is wel steeds hoger wanneer de volledige netanalyse wordt gebruikt. Dit komt doordat de volledige netanalyse meer lokale trillingen opneemt dan de IRS-methode. Deze lokale trillingen hebben steeds op hun beurt een positieve invloed op dat procent. De tweede eis die de norm heeft opgesteld, heeft betrekking op de belangrijke modus. Deze citeert dat alle modus die een effectieve modale massa meer dan 5,00 procent bedraagt van de totale constructie massa inrekening gebracht moeten worden in verdere dynamische berekeningen. Dit betekent dat alle belangrijke modus of relevante modus voor beide methodes hetzelfde moeten zijn. Dit is ook het geval voor alle beschouwde raamwerken. De volledige netanalyse kent meer lokale trillingen dan de IRS-methode, maar deze lokale trillingen bedragen maar 0,5 procent en zijn dus volledige irrelevant. Het raamwerk die wel de grootste daling kent op vlak van de procentuele massa is het L-vormige gebouw. Het verschil tussen beide methodes is ook daar het grootst deze bedraagt 0,10 procent. Deze daling wordt veroorzaakt doordat het gebouw veel meer lokale trillingen kent. Deze lokale trillingen worden, zoals eerder vermeld, niet opgenomen in de IRS-methode, maar wel door de volledige netanalyse.

De interne krachten die in het tweede deel van deze thesis besproken zijn worden zeer goed door de IRS-methode benadert. De afwijking tussen de twee methodes is steeds kleiner dan 5,00 procent voor alle raamwerken. Ook zijn de kritische elementen steeds voor beide methodes hetzelfde en bevinden zich, zoals verwacht, onderaan het raamwerk. De balken hebben voor alle beschouwde geschoorde raamwerken geen tot een zeer laag moment. Dit moment is zeer laag doordat de dynamische belasting enkel in de x-richting aangrijpt en dus voor geen verticale vervorming zorgt. Het moment in de verbindingen zijn voor al deze raamwerken zeer laag, toch zijn alle verbindingen ingeklemd en capabel om een moment op te nemen. Dit is te danken door de windverbanden die aanwezig zijn. Deze windverbanden nemen zeer veel belasting op waardoor de verbindingen eerder als een scharnier werken. Dit fenomeen valt weg wanneer we naar het ongeschoord raamwerk kijken en er zich momenten plaatsvinden die drie keer zo groot zijn als voor het geschoord raamwerk. Voor dit type raamwerk werken de verbinding effectief als inklemmingen. In het algemeen worden de interne krachten meestal overschat door de IRS-methode. Hierdoor zullen deze elementen steeds overgedimensioneerd worden en dus geen impact hebben op toekomstige instabiliteit. De grootste afwijking tussen de twee methodes is ook hier terug te vinden bij het L-vormig gebouw. Dit verschijnsel is te danken aan de daling van de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa. Want hoe hoger de procentuele massa bedraagt, hoe kleiner het verschil in interne krachten is. Dit is te zien bij het ongeschoord basisraamwerk waar dat procent bijna 100 procent bedraagt en het verschil in interne krachten nihil is.

Uit dit onderzoek kan er besloten worden dat alle beschouwde raamwerken een invloed kennen door de aanwezigheid van een bepaalde factor. Maar deze invloed is aanzienlijk klein om de eisen, die de norm EN 1998-1 heeft opgesteld, niet meer te respecteren. De IRS-methode is zelfs aan te raden omdat het significant sneller de 90,00 procent kan behalen dan de volledige netanalyse. We kunnen ook besluiten dat hoe groter de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa, hoe kleiner het verschil zal zijn op vlak van de interne krachten. Ten slotte is het raamwerk dat de grootste afwijkingen kent het L-vormig gebouw. Dit raamwerk moet wel zorgvuldig mee omgegaan worden omdat het procentueel verschil in de som van de effectieve modale massa op de totale constructie massa maar liefst gezakt is tot 99,20 procent en dit toch al een verschil geeft van meer dan 1,00 procent op vlak van de interne krachten. Het zou kunnen dat dit type raamwerk bij toename van onregelmatigheid niet meer voldoet aan de eisen van de norm en dit gepaard zal gaan met het verkeerd dimensioneren van het gebouw. Ook moet er rekening gehouden worden dat alle raamwerken uit staal bestaan. Het kan zijn dat de conclusies, die binnen deze thesis gemaakt zijn, niet meer voldoen wanneer het gebouw uit een ander bouw materiaal bestaat (beton, prefab, ...).

8 Lijst van bijlages

8.1 Resultaten geschoord basisraamwerk berekend aan de hand van de IRS-methode

Relatieve modale massa

Modus	mega [rad/s]	Periode [s]	Freq. [Hz]	W_{x1}/W_{xtot}	W_{y1}/W_{ytot}	W_{z1}/W_{ztot}	$W_{x1,R}/W_{xtot,R}$	$W_{y1,R}/W_{ytot,R}$	$W_{z1,R}/W_{ztot,R}$
1	18.621	0,34	2,96	0,0000	0,8148	0,0000	0,0690	0,0000	0,0000
2	19.2902	0,33	3,07	0,8195	0,0000	0,0000	0,0000	0,0653	0,0000
3	31.5817	0,20	5,03	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,8069
4	60.0059	0,10	9,55	0,0000	0,1575	0,0000	0,4120	0,0000	0,0000
5	61.6662	0,10	9,81	0,1532	0,0000	0,0000	0,0000	0,4071	0,0000
6	64.7021	0,10	10,30	0,0000	0,0000	0,8274	0,0000	0,0000	0,0000
7	68.0996	0,09	10,84	0,0000	0,0067	0,0000	0,3022	0,0000	0,0000
8	69.0495	0,09	10,99	0,0062	0,0000	0,0000	0,0000	0,3124	0,0000
9	84.7129	0,07	13,48	0,0000	0,0002	0,0000	0,0414	0,0000	0,0000
10	85.8459	0,07	13,66	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0375	0,0000
11	86.2102	0,07	13,72	0,0000	0,0000	0,0000	0,0235	0,0000	0,0000
12	87.5304	0,07	13,93	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0312	0,0000
13	89.2996	0,07	14,21	0,0000	0,0000	0,0429	0,0000	0,0000	0,0000
14	91.1786	0,07	14,51	0,0000	0,0000	0,0377	0,0000	0,0000	0,0000
15	99.4015	0,06	15,82	0,0000	0,0171	0,0000	0,0224	0,0000	0,0000
16	101.56	0,06	16,16	0,0172	0,0000	0,0000	0,0000	0,0226	0,0000
17	102.017	0,06	16,24	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,1688
18	134.509	0,05	21,41	0,0003	0,0000	0,0000	0,0000	0,0011	0,0000
19	141.215	0,04	22,48	0,0000	0,0005	0,0000	0,0017	0,0000	0,0000
20	171.674	0,04	27,32	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0178
21	300.734	0,02	47,86	0,0000	0,0000	0,0008	0,0000	0,0000	0,0011
22	313.253	0,02	49,86	0,0000	0,0000	0,0000	0,0016	0,0027	0,0000
23	313.275	0,02	49,86	0,0000	0,0000	0,0000	0,0028	0,0016	0,0000
24	323.092	0,02	51,42	0,0000	0,0000	0,0026	0,0000	0,0000	0,0004
				0,9966	0,9968	0,9113	0,8765	0,8816	0,9949

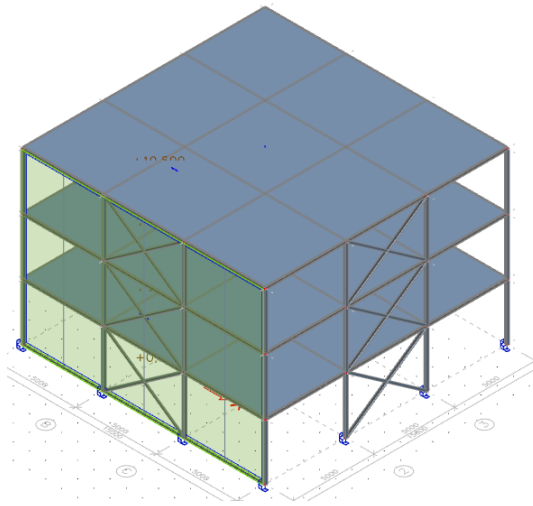
8.2 Resultaat geschoord basisraamwerk berekend aan de hand van de volledig netanalyse

Relatieve modale massa

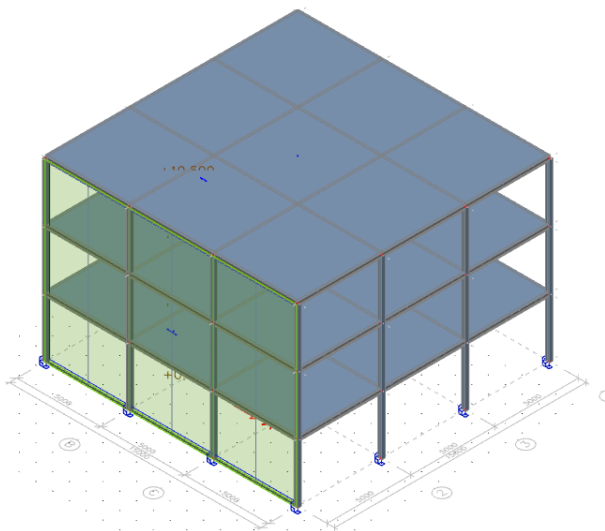
Modus	mega [rad/s]	Periode [s]	Freq. [Hz]	W_{x1}/W_{xtot}	W_{y1}/W_{ytot}	W_{z1}/W_{ztot}	$W_{x1,R}/W_{xtot,R}$	$W_{y1,R}/W_{ytot,R}$	$W_{z1,R}/W_{ztot,R}$
1	18.6199	0,34	2,96	0,0000	0,8146	0,0000	0,0690	0,0000	0,0000
2	19.2891	0,33	3,07	0,8193	0,0000	0,0000	0,0000	0,0653	0,0000
3	31.5738	0,20	5,03	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,8060
4	59.8081	0,11	9,52	0,0000	0,1564	0,0000	0,4102	0,0000	0,0000
5	61.4399	0,10	9,78	0,1519	0,0000	0,0000	0,0000	0,4044	0,0000
6	64.006	0,10	10,19	0,0000	0,0000	0,7648	0,0000	0,0000	0,0000
7	66.2493	0,09	10,54	0,0000	0,0069	0,0000	0,2574	0,0000	0,0000
8	67.3232	0,09	10,71	0,0063	0,0000	0,0000	0,0000	0,2696	0,0000
9	71.8248	0,09	11,43	0,0000	0,0000	0,0130	0,0000	0,0000	0,0000
10	73.2207	0,09	11,65	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001
11	73.8058	0,09	11,75	0,0000	0,0000	0,0039	0,0000	0,0000	0,0000
12	74.9638	0,08	11,93	0,0000	0,0000	0,0094	0,0000	0,0000	0,0000
13	75.8911	0,08	12,08	0,0000	0,0060	0,0254	0,0000	0,0000	0,0000
14	78.0925	0,08	12,43	0,0000	0,0000	0,0055	0,0000	0,0000	0,0000
15	79.6222	0,08	12,67	0,0011	0,0000	0,0000	0,0000	0,0015	0,0000
16	79.7446	0,08	12,69	0,0000	0,0000	0,0138	0,0000	0,0000	0,0000
17	80.5554	0,08	12,82	0,0000	0,0009	0,0000	0,0024	0,0000	0,0000
18	81.6646	0,08	13,00	0,0006	0,0000	0,0000	0,0000	0,0019	0,0000
19	82.4172	0,08	13,12	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0345	0,0000
20	83.1878	0,08	13,24	0,0000	0,0005	0,0000	0,0207	0,0000	0,0000
21	83.6307	0,08	13,31	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
22	84.241	0,07	13,41	0,0000	0,0003	0,0000	0,0359	0,0000	0,0000
23	84.8862	0,07	13,51	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
24	87.9174	0,07	13,99	0,0000	0,0000	0,0000	0,0006	0,0000	0,0000
25	88.4033	0,07	14,07	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0157	0,0000
26	88.845	0,07	14,14	0,0000	0,0001	0,0000	0,0044	0,0000	0,0000
27	90.0238	0,07	14,33	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0108	0,0000
28	92.1604	0,07	14,67	0,0000	0,0000	0,0004	0,0000	0,0000	0,0000
29	95.1681	0,07	15,15	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
30	96.3011	0,07	15,33	0,0000	0,0000	0,0021	0,0000	0,0000	0,0000
31	99.3715	0,06	15,82	0,0000	0,0168	0,0000	0,0253	0,0000	0,0000
32	100.545	0,06	16,00	0,0000	0,0000	0,0006	0,0000	0,0000	0,1644
33	100.589	0,06	16,01	0,0000	0,0000	0,0447	0,0000	0,0000	0,0021
34	101.456	0,06	16,15	0,0170	0,0000	0,0000	0,0000	0,0255	0,0000
35	104.951	0,06	16,70	0,0000	0,0000	0,0067	0,0000	0,0000	0,0000
36	109.947	0,06	17,50	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
37	110.248	0,06	17,55	0,0001	0,0000	0,0000	0,0001	0,0004	0,0000
38	110.255	0,06	17,55	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
39	110.284	0,06	17,55	0,0000	0,0001	0,0000	0,0004	0,0001	0,0000
40	110.461	0,06	17,58	0,0000	0,0000	0,0004	0,0000	0,0000	0,0001
41	110.636	0,06	17,61	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
42	110.642	0,06	17,61	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
43	110.666	0,06	17,61	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
44	110.668	0,06	17,61	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
45	110.855	0,06	17,64	0,0000	0,0000	0,0019	0,0000	0,0000	0,0000
46	110.939	0,06	17,66	0,0000	0,0000	0,0000	0,0004	0,0000	0,0000
47	110.981	0,06	17,66	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,0000
48	126.625	0,05	20,15	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0670	0,0000
49	127.025	0,05	20,22	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001
50	127.608	0,05	20,31	0,0000	0,0000	0,0000	0,0627	0,0000	0,0000
51	132.241	0,05	21,05	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
52	135.155	0,05	21,51	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0003	0,0000

Modus	mega [rad/s]	Periode [s]	Freq. [Hz]	W_{xi}/W_{xtot}	W_{yi}/W_{ytot}	W_{zi}/W_{ztot}	W_{xi_R}/W_{xtot_R}	W_{yi_R}/W_{ytot_R}	W_{zi_R}/W_{ztot_R}
53	135.406	0,05	21,55	0,0000	0,0000	0,0000	0,0003	0,0000	0,0000
54	136.687	0,05	21,75	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0014	0,0000
55	138.403	0,05	22,03	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
56	140.852	0,04	22,42	0,0000	0,0000	0,0000	0,0009	0,0000	0,0000
57	143.475	0,04	22,83	0,0000	0,0000	0,0000	0,0026	0,0000	0,0000
58	143.875	0,04	22,90	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
59	145.85	0,04	23,21	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0044
60	147.28	0,04	23,44	0,0000	0,0000	0,0002	0,0000	0,0000	0,0000
61	150.14	0,04	23,90	0,0000	0,0000	0,0002	0,0000	0,0000	0,0001
62	150.478	0,04	23,95	0,0000	0,0000	0,0003	0,0000	0,0000	0,0012
63	151.166	0,04	24,06	0,0000	0,0000	0,0488	0,0000	0,0000	0,0000
64	152.424	0,04	24,26	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
65	153.988	0,04	24,51	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
66	154.066	0,04	24,52	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
67	154.577	0,04	24,60	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0007	0,0000
68	155.93	0,04	24,82	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0003
69	158.418	0,04	25,21	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
70	160.432	0,04	25,53	0,0000	0,0000	0,0000	0,0004	0,0000	0,0000
71	162.402	0,04	25,85	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,0000
72	165.28	0,04	26,31	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0008	0,0000
73	172.698	0,04	27,49	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0144
74	175.035	0,04	27,86	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0008
75	175.595	0,04	27,95	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
				0,9966	0,9967	0,9435	0,8938	0,9002	0,9941

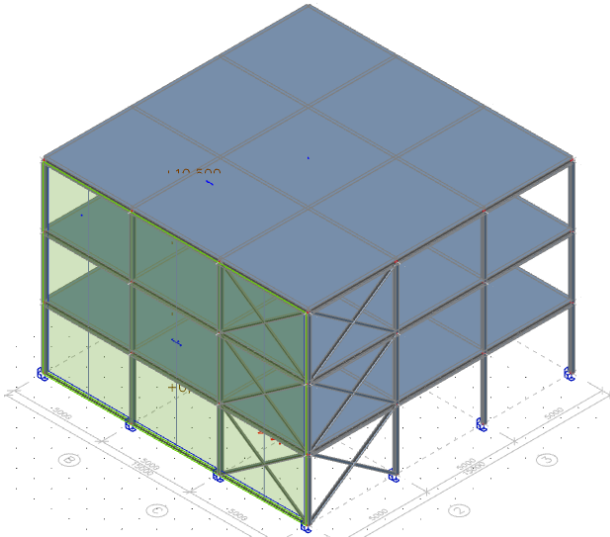
9 Lijst van raamwerken per rekenvoorbeeld



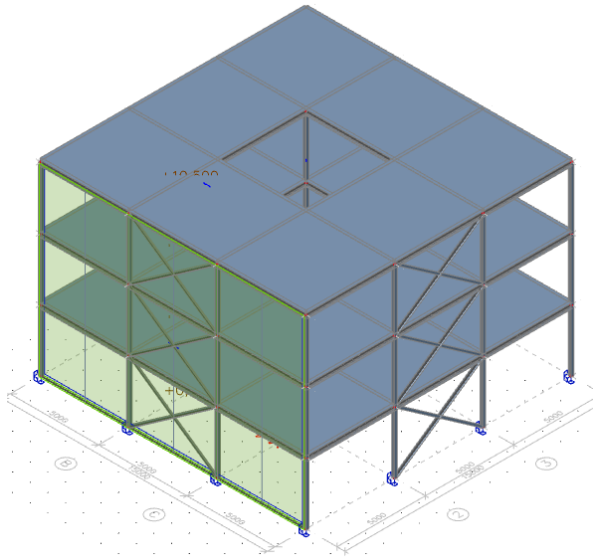
Figuur 84: geschoord raamwerk



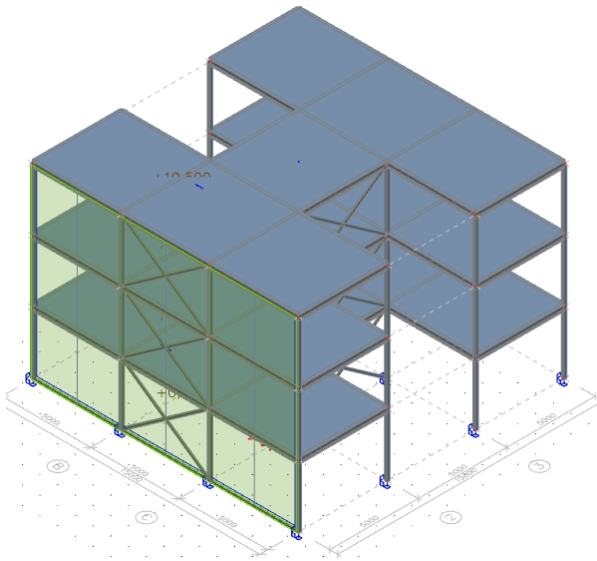
Figuur 85: ongeschoord raamwerk



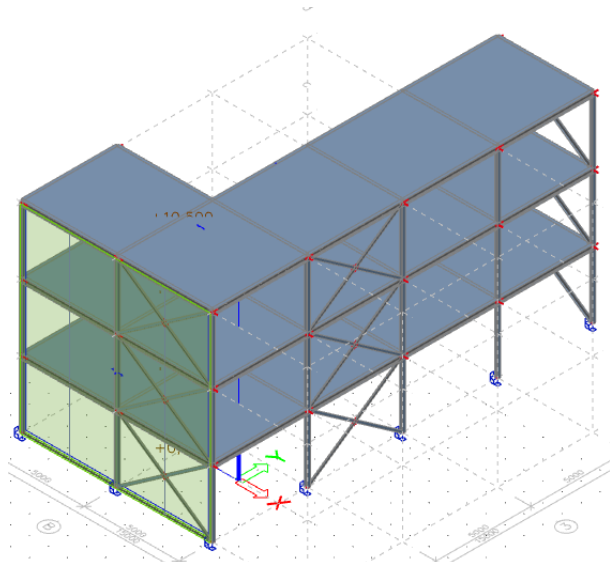
Figuur 86: ontwerp raamwerk met torsie.



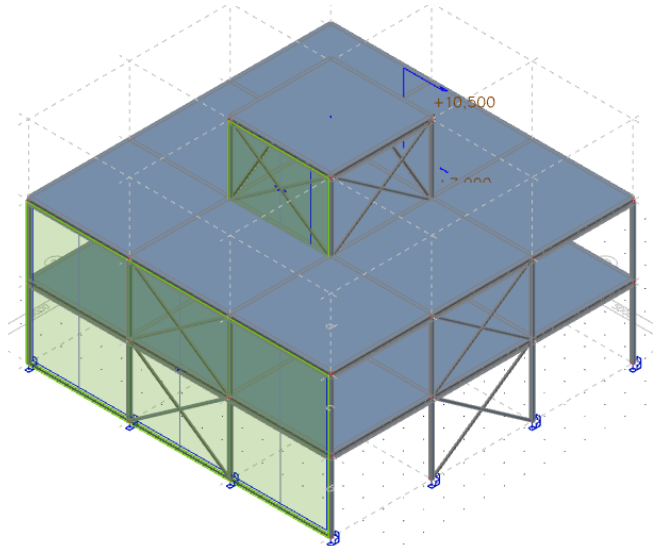
Figuur 87: ontwerp raamwerk met opening van 25 m².



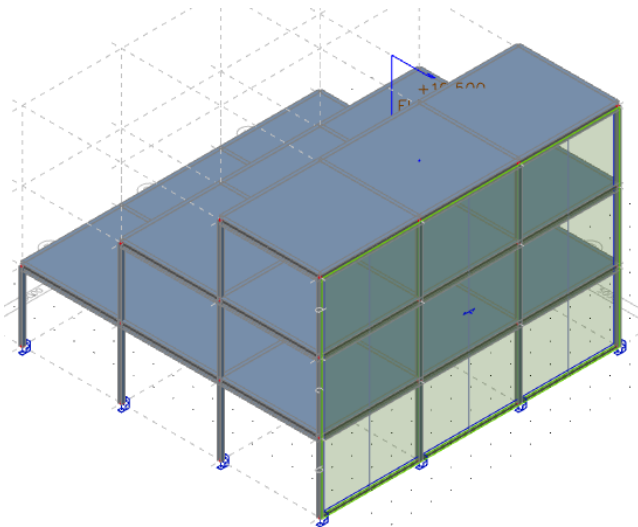
Figuur 88: ontwerp H-vormige raamwerk.



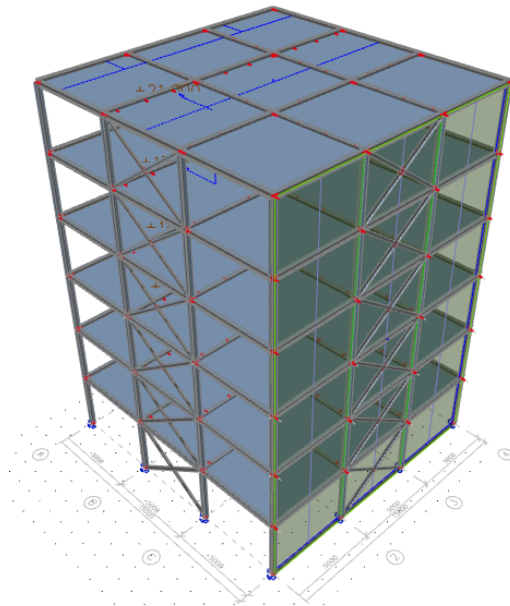
Figuur 89: ontwerp L-vormig raamwerk.



Figuur 90: ontwerp raamwerk met regelmatige insprong.



Figuur 91: ontwerp raamwerk met asymmetrische insprongen.



Figuur 92: ontwerp hoogbouw.

10 Bibliografie

- [1] SCIA Engineer, Advanced Professional Training Dynamics, 2017.
- [2] Bureau voor normalisatie, Eurocode 8: ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies, België, 2015.
- [3] WTCB, „WTCB,” 01 September 2016.
[Online]. Available: https://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=services&sub=standards_regulations&pag=details&art=database&contrdet_id=17&fiche_id=1074. [Geopend 24 November 2019].
- [4] Nederlandse praktijkrichtlijn, Nederland, 2017.
- [5] C. C. Flanigan, „MODEL REDUCTION USING GUYAN, IRS, AND DYNAMIC METHODS,” p. 5.
- [6] K. P. G. S. O. Flodén [†], „Reduction methods for the dynamic analysis of substructure models,” *Computers and Structures*, p. 13, 2014.
- [7] Belgische norm, NBN En 1991-1-1 ANB, België, 2007.
- [8] NBN organisatie, Eurocode- grondslagen van het constructief ontwerp, België, 2015.
- [9] Eng I section, „I-profiel, I-ligger, I-balk,” [Online]. Available: <https://www.joostdevree.nl/shtmls/i-profiel.shtml>. [Geopend 27 03 2020].
- [10] SCIAEngineer, „Modale superpositie,” SCIA, [Online].
Available: https://help.scia.net/17.0/nl/sr/seismic_analysis_of_buildings/seismic_analysis_of_buildings_04_modalsuperposition.htm. [Geopend 3 April 2020].
- [11] SCIA, „SCIA over ons,” SCIA, [Online]. Available: <https://www.scia.net/nl/company/over-scia>. [Geopend 27 November 2019].
- [12] CEN, Final draft EN 1998-1-2, Europa, 2019.