



Hoewel België geen deel uitmaakt van de Europese landen die het meest getroffen worden door aardbevingen, dient men niettemin aan de hand van de Eurocodes na te gaan of de gebouwen en infrastructuren weerstand kunnen bieden aan de effecten van een aardbeving. Naar aanleiding van talrijke discussies binnen de normcommissies, met name die voor het ontwerp van metselwerk, leek het ons interessant om een licht te werpen op deze kwestie.

Dimensionering van gebouwen rekening houdend met seismische belastingen in België

In dit artikel wordt een kort overzicht gegeven van de Belgische geologische context, wordt aangegeven welke gebouwen gedimensioneerd moeten worden volgens de Eurocode 8 [5] en bespreken we de basisprincipes voor een goed seismisch ontwerp. Ten slotte gaat dit artikel eveneens dieper in op het gedrag van houtconstructies met meerdere verdiepingen en op de resultaten van het Europese 'Optimberquake'-onderzoek, dat gewijd was aan de impact van seismische belastingen op dit constructie-type (www.optimberquake.eu).

1 Hoe wordt een aardbeving gekarakteriseerd?

België bevindt zich in een zone met een geringe, doch niet te verwaarlozen seismische activiteit. Hoewel de intensiteit van de aardbevingen in ons land ongeveer vier keer zwakker is dan in Griekenland of Italië, kunnen ze toch verwoestend zijn, in het bijzonder in de omgeving van Luik, Bergen en Limburg. De aardbevingen zullen echter meer gespreid zijn in de tijd, met een terugkeerperiode van 475 jaar ⁽¹⁾.

Om een aardbeving te karakteriseren, wordt in de persberichten gewoonlijk verwezen naar de 'kracht' ervan. Het gaat hier doorgaans om de momentmagnitudo M_w , een cijfer dat overeenstemt met de seismische energie die vrijkomt in de aardbevingshaard en afgestraald

wordt naar de omgeving. De momentmagnitudeschaal berust op een logaritmische basis van $10^{1.5}$ en is vergelijkbaar met de schaal van Richter (die ouder en voorbijgestreefd is). Bij een aardbeving met kracht 7 komt er bijgevolg 30 keer meer energie vrij dan bij een aardbeving met kracht 6 en 1000 keer meer energie dan bij een aardbeving met kracht 5.

De kracht van een aardbeving mag niet verward worden met de intensiteit ervan. Deze laatste karakteriseert immers de effecten en de schade die de aardbeving aan het oppervlak op een gegeven plaats teweegbrengt. Hoewel deze effecten in de regel aanzienlijker zullen zijn naarmate de kracht van de aardbeving groter is, zijn ze ook nog afhankelijk van een aantal andere parameters, zoals de ligging van het hypocentrum (of de aardbevingshaard), het gedrag van de aardkorst of de gebouwkwaliteit. De seismische intensiteit is dus geen eengetalsaanduiding, maar een plaatselijke schatting die doorgaans afneemt naarmate men zich verder van het epicentrum (punt aan het aardoppervlak dat zich loodrecht boven het hypocentrum bevindt) verwijderd. Ze kan met andere woorden enkel geschat worden na een onderzoek op het terrein. Er bestaan verschillende seismische-intensiteitschalen, waaronder Mercalli, MSK of recenter EMS 98. Op de schaal van Mercalli stemt een intensiteit I bijvoorbeeld overeen met een zeer zwakke aardbeving zonder schade, terwijl een intensiteit XII overeenstemt met een aardbeving die gepaard gaat met de nagenoeg volledige verwoesting van alle constructies in een gegeven zone.

Om het verschil tussen de kracht en de seismische intensiteit te illustreren, volstaat het om twee recente voorbeelden te beschouwen: de aardbeving van 24 augustus 2016 in Italië ($M_w = 6,2$) en deze van 1 september 2016 in Nieuw-Zeeland ($M_w = 7,1$). Daar waar er bij de tweede helemaal geen schade was, omdat ze plaatsgreep in de zee (op zo'n 167 km van de dichtstbijzijnde stad), was de eerste (op een diepte van 4 km) één van de dodelijkste van de afgelopen jaren.

In de burgerlijke bouwkunde wordt de dimensionering van gebouwen die onderhevig zijn aan seismische belastingen beregeld door de Eurocode 8 (NBN EN 1998-1) [5], waarin er gebruikgemaakt wordt van een andere eenheid dan de kracht of de seismische intensiteit. Het gaat hier om de maximale referentiegrondversnelling voor een rotsbodem a_{gR} , die enkele tienden van de zwaartekrachtversnelling (g) bedraagt. Op Europese schaal is deze versnelling van de orde van 0,1 g in zones met geringe seismische activiteit (België, Frankrijk) tot 0,4 g in zones met een sterke seismische activiteit (Griekenland, Italië). Ze wordt eveneens gebruikt om de regionale seismische kaarten op te stellen. Zoals voorgesteld in afbeelding 1 (p. 2) wordt ons land in vijf zones opgedeeld in functie van de door de Koninklijke Sterrenwacht van België geïdentificeerde a_{gR} -versnellingswaarden. Deze schommelen tussen 0 (zone 0) en 0,10 g (zone 4).

De referentiegrondversnelling a_{gR} stemt overeen met een zeer sterke grond (rotsachtige bodem met een hoogstens 5 m

⁽¹⁾ De terugkeerperiode is de statistische tijd tussen twee aardbevingen.

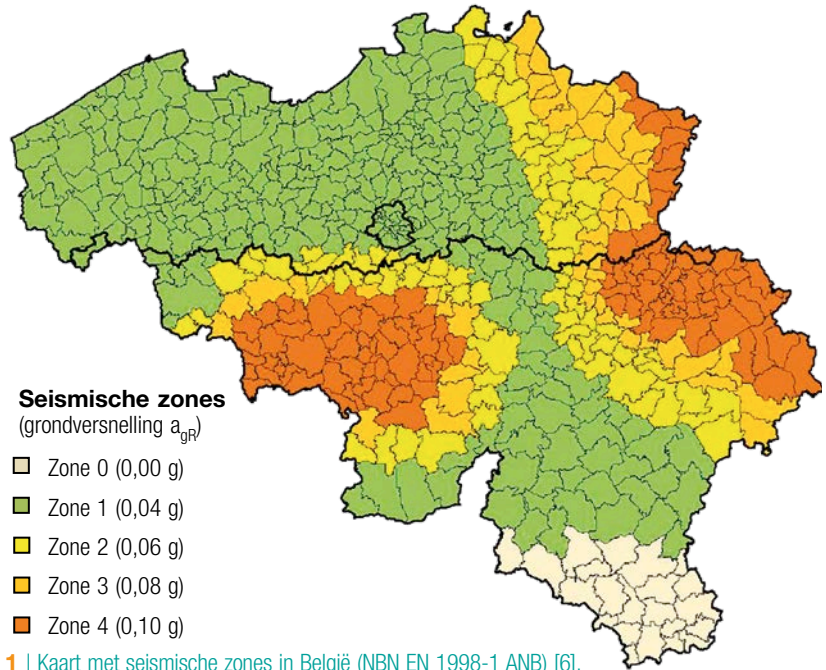
dikke laag bestaande uit minder sterke afzettingen). Dit betekent echter eveneens dat de grond aan het oppervlak aanzienlijker kan bewegen wanneer ongunstige geologische omstandigheden samen optreden (zie afbeelding 2). Dit wordt het 'site-effect' genoemd. Teneinde dit effect in rekening te brengen, moet men op de referentiegrondversnelling a_{gR} een grondfactor S toepassen die begrepen is tussen 1 (voor een rotsachtige bodem) en 1,8 (voor een grond met zeer geringe sterkte). Bij een grond met lage sterkte kan de intensiteit van de aardbeving dus tot 80 % groter zijn. Om de grond in te delen volgens de Eurocode 8, dient men dan ook steeds de geschikte onderzoeken uit te voeren. De bouwplaats en de aard van de dragende ondergrond mogen geen risico vertonen op groundbreuk, hellingsinstabiliteit en permanente grondverzakking veroorzaakt door liquefactie of grondverdichting in geval van een aardbeving. Bij twijfel dient men een aantal specifieke maatregelen te treffen: in de eerste plaats een voorafgaandelijke studie en een beoordeling van de mogelijke verschijnselen en – indien nodig – een eventuele behandeling of, in laatste instantie, het opteren voor een andere site.

Bovendien moet de intensiteit van de aardbeving, in functie van de belangrijkheidsklasse van het gebouw, verlaagd of verhoogd worden met de zogenoemde belangrijkheidsfactor γ_1 . Deze houdt rekening met de gevolgen van een gebeurlijke aardbeving op menselijk, economisch en sociaal vlak, alsook met het belang van het gebouw voor de openbare veiligheid en de civiele bescherming (tabel A, p. 3).

Zo moet men de grondversnelling a_{gR} in het geval van een ziekenhuis of een krachtcentrale met 40 % verhogen en in het geval van een gebouw voor landbouwdoeleinden met 20 % verlagen (waarbij woningen en residentiële gebouwen de referentie vormen).

2 Wanneer moet men bij de dimensionering van een gebouw rekening houden met seismische belastingen?

Nadat men de versnelling van de aardbeving 'gecorrigeerd' (verhoogd of



1 | Kaart met seismische zones in België (NBN EN 1998-1 ANB) [6].



Bron: Reuters

2 | Appartementengebouw waarvan de funderingsplaat gekanteld is ten gevolge van de liquefactie en de daaropvolgende verzakking van de grond tijdens een aardbeving in Taiwan in februari 2016.

verlaagd) heeft om rekening te houden met het site-effect en de belangrijkheidsklasse van het gebouw, moet men deze waarde vergelijken met de grenswaarden uit de Eurocode 8. Deze worden hierna opgelijst en samengevat in tabel B (p. 3):

- in het geval van een zeer geringe seismische activiteit ($\gamma_1 a_g S \leq 0,06 g$), is het niet nodig om het gebouw te dimensioneren volgens de Eurocode 8-1 [5]

- in het geval van een geringe seismische activiteit ($0,06 g < \gamma_1 a_g S \leq 0,1 g$), kan men voor bepaalde constructietypes of bouwcategorieën een aantal vereenvoudigde seismische dimensioneringsprocedures toepassen (zie § 3, p. 3)

- voor een seismische activiteit van meer dan 0,1 g, dient men het gebouw te dimensioneren volgens de gedetailleerde regels uit de Eurocode 8-1.



A | Belangrijkeidklassen voor gebouwen [6].

Belangrijkeidklasse	Gebouwtype	Belangrijkeidcoëfficiënt γ_i
I	Gebouw met slechts weinig belang voor de publieke veiligheid, zoals bv. agrarische gebouwen	0,8
II	Gewone gebouwen die niet tot de andere klassen behoren	1
III	Gebouwen waarvoor de seismische weerstand belangrijk is, rekening houdend met de gevolgen verbonden met het instorten, bv.: scholen, vergaderzalen, culturele instituten ...	1,2
IV	Gebouwen waarvoor de integriteit in geval van een aardbeving van levensbelang is voor de civiele bescherming, bv.: ziekenhuizen, brandweerkazernes, krachtcentrales ...	1,4

B | Voor welke seismische intensiteit moet men het gebouw dimensioneren volgens de Eurocode 8-1?

$\gamma_i \cdot a_{gR} \cdot S$	Dimensionering
$\leq 0,06 \text{ g}$	Er moet geen enkele specifieke aardbevingsbestendige maatregel getroffen worden
$> 0,06 \text{ g}$ en $\leq 0,1 \text{ g}$	Toepassing van de vereenvoudigde ontwerpregels voor aardbevingsgevoelige zones volgens Eurocode 8-1
$> 0,1 \text{ g}$	Gedetailleerde dimensionering volgens de Eurocode 8-1 noodzakelijk

Een snelle blik op de kaart met seismische zones leert ons dat – met uitzondering van gebouwen voor landbouwdoeleinden – alle bouwwerken die opgetrokken zijn in de zones 3 en 4 aardbevingsbestendig gedimensioneerd moeten worden volgens de Eurocode 8-1. Voor openbare gebouwen (scholen, ziekenhuizen ...) geldt deze regel ook in de zone 2. De complexiteit van de toe te passen dimensioneringsmethode is afhankelijk van het niveau van seismische activiteit.

3 Dimensionering volgens de Eurocode 8-1

3.1 Dissipatievermogen van een constructie

Een aardbevingsbestendige constructie moet in staat zijn om de vervormingen die teweeggebracht worden door de seismische belastingen op te nemen en dit, zonder in te storten. Naarmate het dissipatievermogen van een constructie groter is, zal ze beter bestand zijn tegen

seismische belastingen die haar elastische bereik overschrijden. Deze dissipatie verloopt over de bouwelementen zelf (en is bijgevolg afhankelijk van het gebruikte materiaal) en/of over de verbindingen tussen deze elementen.

Voor eenzelfde door een aardbeving veroorzaakt verplaatsingsniveau zal een dissipatieve constructie – DCM (*Ductility Class Medium*) en DCH (*Ductility Class High*) – onderhevig zijn aan minder zware belastingen dan een constructie met een gering dissipatievermogen – DCL (*Ductility Class Low*) – (zie afbeelding 3, p. 4).

Dit dissipatieniveau wordt uitgedrukt door de **gedragsfactor q** . De referentiewaarden voor deze gedragsfactor, die geklasseerd worden in functie van de samenstellende materialen van de constructie, worden opgegeven in de hoofdstukken 5 tot 9 van de Eurocode 8-1.

Dit neemt niet weg dat het perfect mogelijk is om een constructie met een gering dissipatievermogen (DCL) op te trekken in een seismische zone. Deze constructie zal dan een lage gedragsfactor ($q = 1,5$) en hogere seismische belastingen vertonen. Verder zullen de elementen en verbindingen ervan gecontroleerd moeten worden volgens de Eurocodes 2, 3, 4, 5 en 6 en niet volgens de Eurocode 8.

Een dissipatieve constructie zal op haar beurt een gedetailleerd vooronderzoek en een zeer nauwkeurig ontwerp vereisen, evenals een strengere uitvoer-

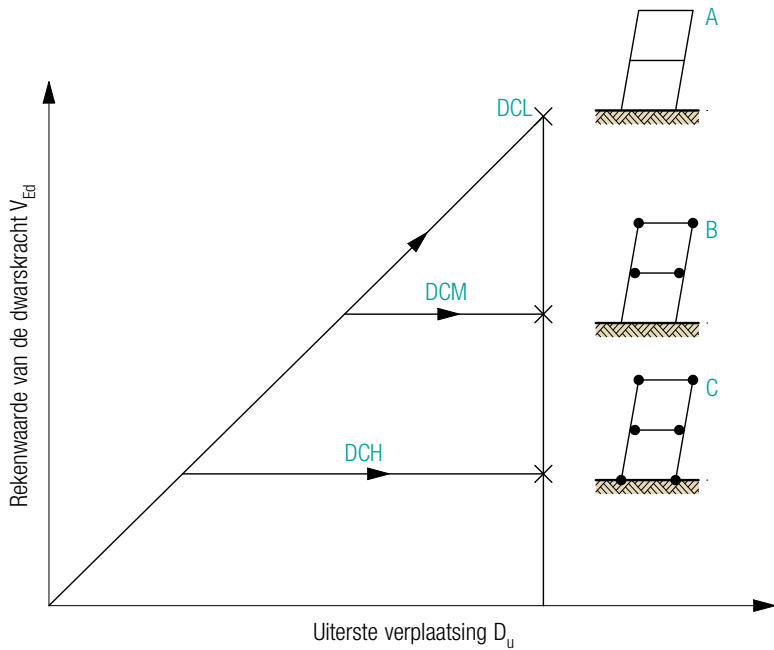
Dimensionering volgens de Eurocode 8

Hieronder bespreken we twee concrete toepassingsvoorbeelden van de Eurocode 8 op twee verschillende bouwtypes ⁽²⁾:

- het eerste betreft een **appartementengebouw** gelegen te Luik op een grond die bestaat uit stijve afzettingen van overgeconsolideerde klei ⁽³⁾ van minstens enkele tientallen meters dik ($S = 1,35$). Gelet op het feit dat de 'gecorrigeerde' seismische intensiteit 0,08 g bedraagt, strekt het tot aanbeveling om de vereenvoudigde ontwerpregels voor aardbevingsgevoelige zones toe te passen
- het tweede voorbeeld gaat over een **ziekenhuis** gelegen te Oostende op afzettingen van onsamenvangende grond met geringe dichtheid ($S = 1,8$). Gelet op het feit dat de 'gecorrigeerde' seismische intensiteit 0,15 g bedraagt, dient men het gebouw te dimensioneren volgens de Eurocode 8.

⁽²⁾ Voor deze twee voorbeelden werd er een spectrum van type 2 beschouwd.

⁽³⁾ Een overgeconsolideerde grond is grond die vooraf geconsolideerd werd door verschillende belasting-ontlastingscycli.



3 | Gedrag van een skelet met een louter elastisch gedrag (A), met een matig dissipatievermogen (B) en met een zeer hoge dissipatie (C) [11].

ringscontrole, om zeker te stellen dat de constructie sterk genoeg is om te kunnen weerstaan aan het vastgestelde dissipatieniveau (DCL, DCM of DCH).

3.2 Primaire structuur en secundaire structuur

Het principe van de aardbevingsbestendige berekening berust op een dimensionering van de capaciteit, waarvoor men een primaire en een secundaire gebouwstructuur dient te definiëren. De primaire structuur, samengesteld uit bepaalde elementen van het draagsysteem, moet zodanig gekozen, ontworpen en onderzocht worden dat het kan weerstaan aan de seismische belastingen. De andere constructieve elementen

dragen niet bij tot het opnemen van de seismische belastingen. Ze moeten echter wel zodanig ontworpen zijn dat ze weerstand kunnen bieden aan de zwaartekrachtbelasting die ontstaat wanneer het gebouw onderhevig is aan verplaatsingen ten gevolge van de aardbeving. De Eurocode begrenst de bijdrage van de secundaire seismische elementen aan de laterale stijfheid tot 15 % van de bijdrage van de primaire seismische elementen.

3.3 Rekenmethoden

Wanneer een vereenvoudigde dimensionering volstaat (in geval van een geringe seismische activiteit), levert de Eurocode enkele specifieke regels

aan die gerespecteerd moeten worden voor elk samenstellend materiaal van de primaire structuur. Vermits deze niet gedetailleerd beschreven worden in dit artikel, verwijzen wij naar de hoofdstukken 5 tot 9 van de Eurocode 8-1, in functie van het samenstellende materiaal van de primaire structuur van het te dimensioneren gebouw.

Wanneer het gebouw ⁽⁴⁾ een volledige dimensionering volgens de Eurocode 8-1 vereist, dient men eerst en vooral de regelmaat van de structuur in het horizontale en het verticale vlak te beoordelen teneinde het modeltype en de te volgen analysemethode te definiëren.

De criteria voor de regelmaat in het horizontale vlak (zie § 4.2.3.2 van de NBN EN 1998-1) bepalen of men gebruik dient te maken van een vereenvoudigd vlak model, dan wel van een ruimtelijk model. De criteria voor de regelmaat in het verticale vlak (zie § 4.2.3.3 van de NBN EN 1998-1) hebben een invloed op de toe te passen lineaire analysemethode (dwarskrachtmethode of modale methode). Voor meer informatie omtrent de details van deze criteria verwijzen wij naar de Eurocode 8-1.

In tabel C wordt een samenvatting gegeven van de verschillende modellen en de toe te passen analysemethoden in functie van de criteria voor de regelmaat in het horizontale en het verticale vlak van het geanalyseerde gebouw.

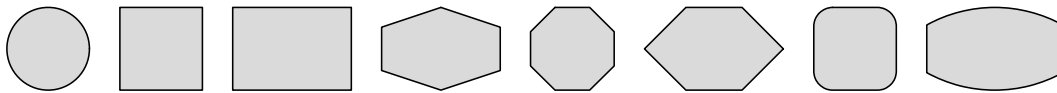
⁽⁴⁾ Speciale constructies zoals kerncentrales, bouwwerken in zee en grote dammen, vallen buiten het toepassingsgebied van de norm NBN EN 1998-1.

C | Keuze van de analysemethode op basis van de criteria voor de regelmaat.

Regelmaat		Toelaatbare vereenvoudigingen		Gedragfactor q ⁽¹⁾ (voor de lineaire analyse)
in het horizontale vlak	in het verticale vlak	Model	Lineair-elastische analysemethode	
Ja	Ja	Vlak	Dwarskracht	Referentiewaarde
Ja	Neen	Vlak	Modaal	Verminderde waarde
Neen	Ja	Vlak ⁽²⁾	Dwarskracht	Referentiewaarde
		Ruimtelijk	Dwarskracht	Referentiewaarde
Neen	Neen	Ruimtelijk	Modaal	Verminderde waarde

⁽¹⁾ De gedragfactor q staat voor het vermogen van een constructie om energie te dissiperen en een 'oversterkte' te verzekeren. Hij is afhankelijk van het materiaal, het draagsysteem en de dimensioneringsmethoden. De referentiewaarden van deze coëfficiënt zijn opgenomen in de hoofdstukken 5 tot 9 van de Eurocode 8-1.

⁽²⁾ Onder bepaalde voorwaarden (zie § 4.3.3.1 (8) van de NBN EN 1998-1).



4 | Vormen die de bisymmetrie in het horizontale vlak bevorderen [1].

Van zodra men het modeltype en de analysmethode gekozen heeft, dient men over te gaan tot de bepaling en de verdeling van de krachten:

- in het geval van een vereenvoudigde analyse (dwarskrachtmethode) dient men terug te grijpen naar § 4.3.3.2 van de Eurocode 8-1
- in het geval van een modale analyse dient men terug te grijpen naar § 4.3.3.3 van de Eurocode 8-1.

Als variante op de lineaire methoden kan men eveneens zijn toevlucht nemen tot niet-lineaire methoden die gebruikmaken van eindige-elementensoftware (zie § 4.3.3.4 van de Eurocode 8-1).

4 Ontwerpprincipes in aardbevingsgevoelige zones

De hierna beschreven principes werden voornamelijk onttrokken uit de 'Guide parasismique belge' [11]. Het gaat hier om algemene principes die toepasbaar zijn op alle constructietypes die opgetrokken worden in een seismische zone. Deze principes moeten niet gerespecteerd worden. De toepassing ervan zal echter wel toelaten om de meerkosten die gepaard gaan met een aardbevingsbestendig ontwerp te vermijden, om de veiligheid te waarborgen en om de dimensionering te vereenvoudigen (zie § 3, p. 3). We willen er bovendien op wijzen dat deze principes enkel betrekking hebben op de primaire structuur van het gebouw. De secundaire structuur maakt immers geen deel uit van het systeem dat moet kunnen weerstaan aan de seismische belastingen. Deze regels perken de vrijheid van de architect voor wat betreft de keuze van de vorm van de globale structuur dus geenszins in.

Een goed aardbevingsbestendig ontwerp berust in de eerste plaats op een streven naar eenvoud en regelmaat in de vorm van de primaire structuur en in de verdeling van de massa's. Het doel is immers om overmatige vervormingen en spanningsconcentraties tegen te gaan. Gebouwen die compact en bisymmetrisch zijn in het horizontale vlak



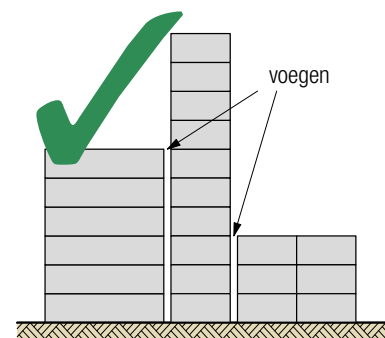
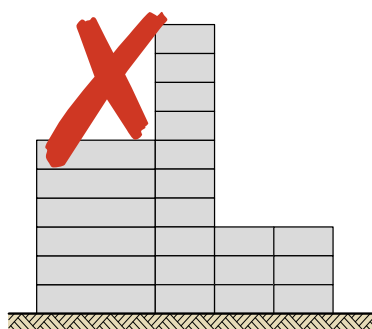
5 | Constructies die regelmatig zijn in het verticale vlak (links) genieten de voorkeur boven onregelmatige constructies (rechts).

zullen in aardbevingsgevoelige zones dus voordeliger zijn dan gebouwen met een L-, T- of U-vorm, die gevoeliger zijn voor torsie (afbeelding 4).

Dit principe is eveneens van toepassing in het verticale vlak. In afbeelding 5 is een gebouw met een regelmatige structuur (links) en een onregelmatige structuur (rechts) voorgesteld.

Een asymmetrisch gebouw of een gebouw met een complexe vorm kan in

seismisch opzicht gunstiger gemaakt worden door het op te delen met behulp van aardbevingsbestendige voegen. De voegbreedte moet ten minste gelijk zijn aan de gecumuleerde waarde van de maximale verplaatsingen van elk van de deelstructuren en dit, om te vermijden dat deze in geval van een aarbeving tegen elkaar zouden botsen. Verder dient de voeg opgevuld te worden met een flexibel materiaal dat gemakkelijk samengedrukt kan worden onder invloed van de horizontale belastingen.



6 | Opdeling met behulp van aardbevingsbestendige voegen; aanzicht van het gebouw [11].



Copyright: I. Torlin – Architect: I. M. Pei

7 | Windverband met behulp van zichtbare andreaskruisen.

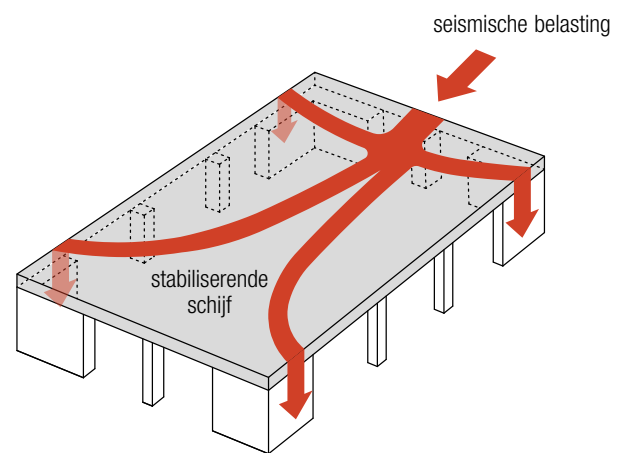
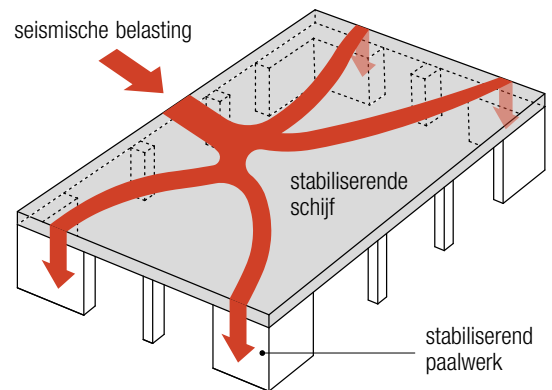
Deze techniek is echter kostelijk en zou zoveel mogelijk vermeden moeten worden, en dan vooral in gebouwen met meerdere verdiepingen waar de kolommen doorgaans ontdubbeld moeten worden en de voegen over de volledige hoogte aangebracht moeten worden (zie afbeelding 6, p. 5).

Verder is het belangrijk om de constructie een regelmatige stijfheid over de volledige hoogte te geven. Hiertoe kan men – zo nodig – verschillende windverbandtechnieken toepassen: windverbandplaten, andreaskruisen (zie afbeelding 7), stijve portieken.

Opdat het gebouw niet zou gaan doorbuigen, is het aanbevolen om de zwaarste belastingen zo laag mogelijk te plaatsen en zodoende het zwaartepunt van het gebouw te verlagen. Indien mogelijk, moet men ook proberen om deze belastingen te centreren om torsieproblemen tegen te gaan.

Naast de regels inzake symmetrie en regelmaat, is het van cruciaal belang om op elke verdieping (met inbegrip van het dak) een horizontaal windverband te voorzien.

De vloeren en het dak moeten dienst doen als horizontaal windverband of als stabiliserende schijf⁽⁵⁾. Deze elementen zorgen voor de verzameling van de inertiekrachten en geven deze door aan de verticale elementen. Het zijn dus deze elementen die ervoor zorgen dat de horizontale belastingen tussen de verschillende verdiepingen van een gebouw naar onder afgedragen worden en dit, tot aan de funderingen. Dit impliceert dat elke vloer met de onderliggende structuur verbonden moet zijn.



8 | Mechanisme voor de overdracht van de horizontale belastingen naar de funderingen [1].

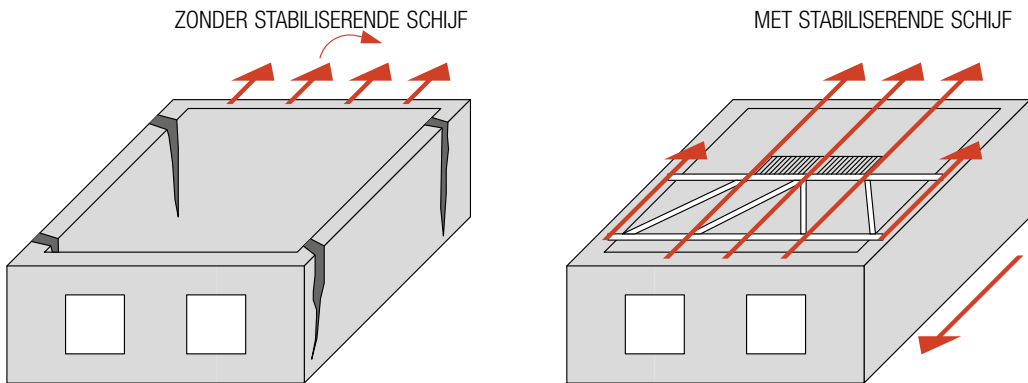
Dit fenomeen is voorgesteld in afbeelding 8 voor de twee belangrijkste aangrijppunten van de seismische belasting.

Om de rol van stabiliserende schijf te kunnen spelen, moeten de vloeren en het dak over een toereikende stijfheid beschikken⁽⁶⁾ en verbonden zijn met de onderliggende structuur, zodanig dat ze de horizontale krachten zouden kunnen doorgeven aan de verticale elementen van het windverband die de belastingen op hun beurt doorgeven aan de funderingen.

De stijfheid van een stabiliserende schijf is afhankelijk van zijn onderdelen, van zijn vorm, van het samenstellende mate-

⁽⁵⁾ Onder de term stabiliserende schijf verstaat men het horizontale windverband van een constructie.

⁽⁶⁾ Een stijve stabiliserende schijf is een vloer- of dakelement dat in zijn eigen vlak over een zekere buig- en afschuifsterkte beschikt en ook een redelijk beperkte vervormbaarheid vertoont ten opzichte van de verticale elementen van het windverband.



9 | Invloed van een aardbeving op de muren van een constructie uit metselwerk met en zonder stabiliserende schijf [11].

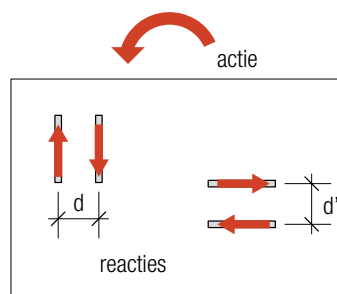
riaal en van de relatieve stijfheid van het verticale windverband. Zo wordt een houten balkenvloer met platen op houtbasis die op deze balken vernageld zijn in een zware constructie beschouwd als flexibel, terwijl deze in een houten constructie beschouwd kan worden als stijf (in functie van de stijfheid van de andere dragende elementen).

Flexibele stabiliserende schijven in combinatie met stijve verticale windverbanden zijn dus – net zoals constructies, opgebouwd uit houten vloeren en verticale wanden uit metselwerk – af te raden, vermits de vloeren aanleiding kunnen geven tot overmatige vervormingen die de muren uit metselwerk niet zullen kunnen opnemen (zie afbeelding 9). Indien een dergelijke combinatie onvermijdelijk is, kan men bijvoorbeeld overwegen om de stijfheid van de vloer op te drijven door de vloer te verstevigen met behulp van een met de structuur verbonden betonnen plaat (dit geheel wordt dan aangeduid als een hout-betonvloer).

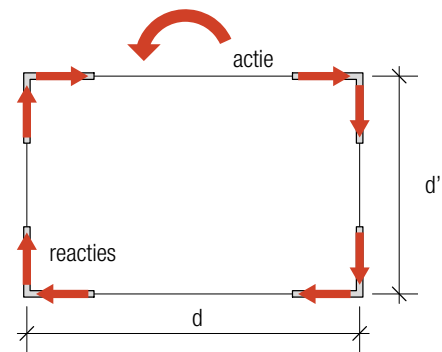
Hetzelfde fenomeen wordt vastgesteld bij vloeren die opgebouwd zijn uit holle vloerelementen die niet onderling verbonden zijn en muren, samengesteld uit betonnen panelen.

Verder strekt het tot aanbeveling om de windverbandplaten gecentreerd en zo dicht mogelijk bij de omtrek van het gebouw te plaatsen en dit, om de torsieweerstand van het geheel te maximaliseren (afbeelding 10). Dit is de reden waarom gebouwen met een windverband met een centrale kern (trapzaal, lift ...), die traditioneel uitgevoerd worden in zones met weinig seismische activiteit, voor wat betreft

KLEINE HEFBOOMSARM – TE VERMIJDEN



GROTE HEFBOOMSARM – TE VERKIEZEN



10 | Het is raadzaam om evenwijdige windverbandplaten zo ver mogelijk van elkaar te verwijderen om een zo groot mogelijke hefboomsarm te creëren en het gebouw een maximale torsieweerstand te verlenen [1].

hun windverband geen doeltreffende oplossing vormen in seismische zones.

5 Focus op houtconstructies

Dankzij hun beperkte massa vertonen houtconstructies een beter gedrag ten opzichte van seismische belastingen dan zware constructies. De seismische belastingen zijn immers proportioneel met de gebouwmassa. Naarmate een gebouw zwaarder is, zal het grotere inertiekrachten tweewegbrengen.

In tegenstelling tot gewapend beton of staal is hout geen ductiel of 'dissipatief' materiaal (d.w.z. dat er grote plastische vervormingen kunnen optreden voor de faling). Hout zal met andere woorden moeilijk in staat zijn om de energie te absorberen die eraan doorgegeven wordt in het geval van een aardbeving. Een houtconstructie wordt echter wel gekenmerkt door de aanwezigheid van een groot aantal metalen verbindingen waarlangs de energie die

tweegebracht wordt door de aardbeving gedissipeerd wordt over de volledige constructie. In houtskeletmuren en -vloeren zijn het bijvoorbeeld de spijkers of nieten die de houtachtige platen verbinden met de stijlen die zich vervormen en aldus een dissiperende rol vervullen. Men dient er niettemin op toe te zien dat de platen over hun volledige omtrek bevestigd worden om te vermijden dat er vrije voegen zouden ontstaan die aanleiding zouden kunnen geven tot al te grote vervormingen.

Verder dient men ervoor te zorgen dat de muur-muurverbindingen, de muur-vloerverbindingen en de muur-dakverbindingen over een toereikende stijfheid beschikken om de overmatige vervorming van de structuur tegen te gaan. Wanneer de volledige constructie functioneert als een 'doos' (7), kunnen de krachten die vrijkomen bij zwakke

(7) Dit wil zeggen wanneer alle muren en vloeren onderling verbonden volle elementen zijn.

tot matige aardbevingen opgenomen worden zonder al te grote schade.

Het WTCB heeft – in samenwerking met de universiteiten van Kassel (Duitsland) en Sassari (Italië) – het onderzoeksproject ‘Optimberquake’ (www.optimberquake.eu) uitgevoerd dat als oogmerk had om de impact van seismische belastingen op houtconstructies met meerdere verdiepingen na te gaan.

Het doel van dit project was om het gedrag van dragende elementen (muren en vloeren) uit massief hout en hout-skeletbouw na te gaan die onderworpen werden aan herhaalde horizontale belastingen. Hoewel het project door onze onderzoekspartners vooral gevoerd werd om een beter inzicht te krijgen in de aardbevingsproblematiek, was het voor het WTCB ook interessant ter illustratie van de weerstand van houtconstructies tegen andere types horizontale belastingen, zoals de windwerking ⁽⁸⁾.

Het WTCB heeft een tiental proeven op ware grootte uitgevoerd op houten vloerelementen van 4,5 m op 4,5 m en dit, om de gedragsverschillen (op het gebied van de sterkte en de stijfheid) tussen de verschillende constructiemethoden in de verf te zetten.

Er werden vier vloertypes met een identieke verticale capaciteit onderzocht:

- een balkenvloer met OSB-platen met rechte vernagelde randen (afbeelding 11)
- een balkenvloer met vernagelde OSB-platen met tand en groef
- een balkenvloer met vernagelde OSB-platen met tand en groef met verlijmde voegen
- een hout-betonvloer (afbeelding 12, p. 9)
- een verlijmde massief houten vloer uit CLT ⁽⁹⁾ (5 fineerlagen).

Hieruit is gebleken dat het de CLT-vloer (met twee verbindingen in het midden van het hout ter hoogte van de belastingpunten) is die de grootste sterkte en stijfheid vertoont. Deze prestaties zijn voornamelijk toe te schrijven aan het type verbinding tussen de platen en door het feit dat deze onvervormbaar zijn in hun vlak.

De hout-betonvloer vertoont een sterkte en een stijfheid die deze van de CLT-vloer benaderen en dit, dankzij de stijfheid van de betonplaat. Deze vloer ondergaat echter een brosse breuk in de plaat tijdens de cyclische proeven, waardoor de samenwerking tussen de twee lagen, net zoals de sterkte en de stijfheid, tenietgedaan wordt.

De sterkte en de stijfheid van de balkenvloeren hangen ten slotte voornamelijk



11 | Verglijding van de op een balkenvloer vernagelde OSB-platen met rechte randen door afschuiving van de nagels na een cyclische belastingsproef.

⁽⁸⁾ Windkrachten zijn, net zoals seismische belastingen, horizontale krachten waarvan de intensiteit afhankelijk is van de geometrie van het gebouw en zijn geografische ligging. Er bestaan dus gelijkenissen tussen beide belastingstypes, zodanig dat de regels voor de goede praktijk die in acht genomen moeten worden ter verzekering van de weerstand tegen seismische belastingen eveneens toepasbaar zijn op de windweerstand.

⁽⁹⁾ *Cross laminated timber*.



12 | Cyclische horizontale belastingsproef op een hout-betonvloer.

af van de richting van de voegen tussen de platen ten opzichte van de richting van de belasting. Naarmate de lengte van de voegen in de richting van de belasting groter is, zal de flexibiliteit van de vloer toenemen. Verlijmd voegen laten niettemin toe om de stijfheid en de sterkte met ongeveer 10 tot 15 % te verhogen in vergelijking met een niet-verlijmd scenario.

6 Besluit

In België moeten alle gebouwen (met uitzondering van gebouwen voor landbouwdoeleinden) die opgetrokken worden in de seismische zones 3 en 4 (in de buurt van Luik, Bergen en Limburg) gedimensioneerd worden volgens de Eurocode 8-1 [5] (al dan niet vereenvoudigd). Voor openbare gebouwen

(scholen, ziekenhuizen ...) geldt deze regel overigens ook voor de zone 2. In de andere gevallen dient men over te gaan tot een voorafgaande controle (belicht in § 2, p. 2) afhankelijk van de ligging, het bodemtype en de bestemming van het gebouw, om te bepalen of het al dan niet nodig is om een aardbevingsbestendig ontwerp uit te voeren.

Wanneer een gebouw ontworpen en gedimensioneerd moet worden in een aardbevingsgevoelige zone, dient men een aantal basisprincipes (eenvoud, continuïteit, regelmaat van de structuur ...) toe te passen, waarmee het mogelijk is om de meerkosten die gepaard gaan met het aardbevingsbestendige ontwerp te drukken, maar tevens om de veiligheid te waarborgen en de dimensionering te vereenvoudigen.

De proeven die door het WTCB uitgevoerd werden in het kader van het 'Optimberquake'-project hebben ten slotte aangetoond dat houtconstructies, gelet op hun geringe massa en hun ductiele verbindingen (houtschroeven, schroeven, nagels, nieten), doorgaans een redelijk goed gedrag vertonen bij aardbevingen en dit, zowel op het vlak van de openbare veiligheid als op het gebied van schadepreventie (in bepaalde gevallen). **I**

*A. Skowron, ir., projectleider, afdeling Structuren, WTCB
B. Parmentier, ir., afdelingshoofd, afdeling Structuren, WTCB*



LITERATUURLIJST

1. Association française du génie parasismique
Conception parasismique des bâtiments. Parijs, Guide AFPS, 2002.
2. Baladi M. en Bolle A.
Etude de l'effet diaphragme de différents planchers en bois. Eindwerk, Université catholique de Louvain, mei 2012.
3. Balandier P.
Le séisme et les bâtiments. Document d'information à l'usage du constructeur, Volume 3, Direction départementale de l'Équipement de la Guadeloupe, s.d.
4. Bott J. W., Dolan J. D., Easterling W. S. en Loferski J. R.
Horizontal Stiffness of Wood Diaphragms. PhD thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, april 2005.
5. Bureau voor Normalisatie
NBN EN 1998-1 Eurocode 8: ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies. Deel 1: algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen. Brussel, NBN, 2005
6. Bureau voor Normalisatie
NBN EN 1998-1 ANB Eurocode 8: ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies. Deel 1: algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen. Nationale bijlage. Brussel, NBN, 2011.
7. International Organization for Standardization
ISO 21581 Timber structures. Static and cyclic lateral load test methods for shear walls. Genève, ISO, juni 2010.
8. Newcombe M., van Beerschoten W., Carradine D., Pampanin S. en A. Bucanan
In-plane experimental testing of timber-concrete composite floor diaphragms. Journal of Structural Engineering, Vol. 136, Nr. 11, 2010.
9. Newcombe M., van Beerschoten W., Carradine D., Pampanin S. en A. Bucanan
The effect of floor flexibility on the seismic behaviour of post-tensioned timber buildings. PhD thesis, University of Canterbury & Delft University of Technology, mei 2009.
10. Piazza M., Baldessari C. en Tomasi R.
The role of in-plane floor stiffness in the seismic behavior of traditional buildings. PhD thesis, Rapport TVBK-5187, Université de Lund, Faculté de Génie civil, Département de Génie des Structures, 2010.
11. Plumier A. en Degée H.
Guide technique parasismique belge pour maisons individuelles. Federale diensten voor wetenschappelijke, technische en culturele aangelegenheden, Université de Liège, SAFERR (Europese Commissie), Koninklijke Sterrenwacht van België, 2003.
12. Wilson A., Quenneville P. en Ingham J.
Experimental testing of full-scale timber floor diaphragms in unreinforced masonry buildings. PhD thesis, Proceedings of the 9th Conference in Earthquake Engineering, Building an Earthquake-Resilient Society, Auckland, Nieuw-Zeeland, april 2011.
13. Yasumura M. en Kawai N.
Estimating seismic performance of wood-framed structures. In World Conference on Timber Engineering, 1998.