

Robuustheid bij houtbouw

Van den Bossche Tom
September 2023

De aanleiding : Ronan Point collaps

Na de tweede wereldoorlog ontstond er een nijpend woningtekort in Londen. Hoogbouw bleek de nieuwe voor de hand liggende oplossing.

De bouwfirma Woodrow Anglian startte in die context de bouw van een appartementsgebouw in 1966 bestaande uit 22 verdiepingen waarbinnen ... wooneenheden waren ondergebracht. Zij pasten daarbij een Deens gepatenteerd bouwsysteem toe : het Larsen & Nielsen systeem. Het gebouw werd voltooid in 1968. Het bouwsysteem bestond uit geprefabriceerde dragende betonwanden en geprefabriceerde dragende vloerplaten. Ter plaatse werden de elementen verbonden bij middel van “natte knopen”.



Figuur 1 : Ronan Point-gebouw na het bezwijken (The National Archives)

Op 16 maart 1968, om kwart voor 6 in de morgen vond een explosie plaats, ten gevolge van een gebrekkige gas-aansluiting, in een keuken op de 18^{de} verdieping. Hierdoor werd een dragende wand weggeblazen. Dit leidde ertoe dat ook de vloer boven dit appartement instortte, waarna ook erboven gelegen appartementen hun steun verloren en instortten. Door de schokgolf en het gewicht van de instortende materialen stortten daarna ook de eronder gelegen appartementen in.

Het gebouw bevatte 110 appartementen bestaande uit 44 appartementen met 2 slaapkamers en 66 appartementen met 1 slaapkamer. Door het vroege tijdstip waarop de explosie plaatsvond sliepen de meeste bewoners nog. De slaapkamers waren niet gesitueerd in de ingestorte hoek van het gebouw. Daarenboven waren nog maar een paar appartementen van het gebouw in gebruik genomen. Daardoor vielen “slechts” 4 doden en 17 gewonden te betreuren.

Bij het technisch onderzoek na de instorting, en bij de afbraak een paar jaar later stelde men diverse gebreken vast. Zo waren o.a. sommige natte knopen waren niet volstort.

Uit onderzoek bleek dat de dragende wanden al konden loskomen bij een interne druk van 21 kPa. De druk die gepaard ging met de explosie werd geraamd op 34 kN/m²

De filosofie : ALARP

ALARP in de risicoanalyse voor as “low as reasonable practicable” of zo laag als redelijkerwijs mogelijk”. Redelijkerwijs impliceert dat het al dan niet nemen van de mogelijke maatregelen wordt bepaald door kosten van die maatregelen tegenover de voordelen van de te behalen risicovermindering.

Dit komt voort uit het feit dat het niet mogelijk is om risico's uit te sluiten of tot nul te reduceren, en dat verdere pogingen om dit te doen exponentieel meer tijd, moeite en middelen zouden kosten.

Factoren als regelgeving omtrent de te volgen strategieën en kwaliteitscontrole op materialen, kwaliteitscontrole op de uitvoering dragen hiertoe bij.

De aanvaardbaarheid van het risico is een maatschappelijk probleem. Het is de taak van de overheid om hiervoor aftoetsbare richtlijnen op te maken.

De Eurocodes vormen één onderdeel van het systeem van risicobeheersing. De Eurocodes kunnen de strategieën aanrijken die leiden tot een aanvaardbare veiligheid van constructies. Daarenboven moeten de normen een ook de criteria aanrijken om de gevolgde strategieën af te toetsen.

In die zin worden in de Eurocode 0 en Eurocode 1 verschillende “gevolgklassen” gedefinieerd. Constructies die voldoen aan de voorwaarden van een bepaalde gevolgklasse worden geachte een welbepaald aanvaardbaar tot bezwijken in te houden. Zo zal een lager risico tot bezwijken worden aanvaard voor een dam van een waterkrachtcentrale of een kerncentrale, dan bij stal of een woning.

Robuustheid

Voortschrijdende instorting zijn een bijzonder geval van bezwijken van een constructie die ontstaat bij het optreden van een externe oorzaak. Voorbeelden hiervan zijn een gasontploffing, een verborgen constructiefout, een overstroming, onvoorziene contacten met zware objecten of aftakelen van de bouwmaterialen. Wanneer deze externe oorzaak een plaatselijke instorting tot gevolg heeft, die op haar beurt weer een nieuwe instorting veroorzaakt, spreken we van een voortschrijdende instorting. De weerstand tegen voortschrijdende instortingen noemen we robuustheid.

Hoe een strategie ter verbetering van de robuustheid te kiezen aan de hand van de Eurocodes

Zoals uiteengezet is de aanvaardbaarheid van het risico tot bezwijken een maatschappelijk probleem, dat zijn definities heeft gevonden in een aantal gevolgklassen. De gevolgklassen geven dan aanleiding tot strategieën. Die strategieën vertalen zich tenslotte in het opbouwen van weerstanden tegen bepaalde acties. Hierdoor zijn de regels die van belang zijn voor de robuustheid van een gebouw ook terug te vinden in verschillende normen. In de Eurocodes 0 en 1 vinden we de regels die toelaten de gevolgklasse en de acties te bepalen. In de Eurocodes 2 en verder vinden we de specifiek materiaal gebonden regels. We zullen ons hier uiteraard in het bijzonder bezighouden met de regels omtrent houtbouw : Eurocode 5.

EN 1991-1-7 : 2006 - Annex A : Design for consequences of localised failure in buildings from an unspecified cause

Eurocode 1 deel 7 handelt over de buitengewone belastingen op constructies : ongevallen.

De normgever stelt dat het plaatselijk bezwijken als gevolg van een ongeval aanvaardbaar kan zijn, mits dit de stabiliteit van de hele constructie niet in gevaar brengt en het totale draagvermogen van de constructie gehandhaafd blijft en het mogelijk maakt de nodige noodmaatregelen te nemen.

De mogelijkheid om het bouwwerk of delen ervan te beschermen tegen de gevolgen van een (on)opzettelijke handeling kan ook , al dan niet volledig, worden bewerkstelligd door het nemen van bijzondere fysieke beveiligingsmaatregelen zoals het aanbrengen van bolders, veiligheidsbarrières enz. Daarnaast moeten ook maatregelen genomen worden om de robuustheid van het gebouw zelf te bewerkstelligen.

Het hoofddoel van deze norm bestaat er niet uit de gevolgklassen te bepalen, maar wel om de verschillende strategieën en rekenwaarden van de optredende krachten bij ongelukken de preciseren.

Desalniettemin levert de norm in zijn bijlage A een tabel aan die toelaat een constructie in te delen bij een bepaalde gevolgklasse.

Table A.1 - Categorisation of consequences classes.

Consequence class	Example of categorisation of building type and occupancy
1	Single occupancy houses not exceeding 4 storeys. Agricultural buildings. Buildings into which people rarely go, provided no part of the building is closer to another building, or area where people do go, than a distance of $1\frac{1}{2}$ times the building height.
2a Lower Risk Group	5 storey single occupancy houses. Hotels not exceeding 4 storeys. Flats, apartments and other residential buildings not exceeding 4 storeys. Offices not exceeding 4 storeys. Industrial buildings not exceeding 3 storeys. Retailing premises not exceeding 3 storeys of less than 1 000 m ² floor area in each storey. Single storey educational buildings All buildings not exceeding two storeys to which the public are admitted and which contain floor areas not exceeding 2000 m ² at each storey.
2b Upper Risk Group	Hotels, flats, apartments and other residential buildings greater than 4 storeys but not exceeding 15 storeys. Educational buildings greater than single storey but not exceeding 15 storeys. Retailing premises greater than 3 storeys but not exceeding 15 storeys. Hospitals not exceeding 3 storeys. Offices greater than 4 storeys but not exceeding 15 storeys. All buildings to which the public are admitted and which contain floor areas exceeding 2000 m ² but not exceeding 5000 m ² at each storey. Car parking not exceeding 6 storeys.
3	All buildings defined above as Class 2 Lower and Upper Consequences Class that exceed the limits on area and number of storeys. All buildings to which members of the public are admitted in significant numbers. Stadia accommodating more than 5 000 spectators Buildings containing hazardous substances and /or processes

Figuur 2 : Uittreksel EN 1991-1-7 : 2006 - Annex A

Deze tabel is informatief.

Opvallend is hierbij agrarische gebouwen en eengezinswoningen geklasseerd worden onder de gevolgklasse 1. Appartementen tot en met 4 verdiepingen vallen in de gevolgklasse 2a.

NBN EN 1991-1-7 : 2012 - Annex A : Design for consequences of localised failure in buildings from an unspecified cause

In 2012 publiceerde het Belgisch Instituut voor Normalisatie het Belgische Toepassingsdocument bij EN 1991-1-7.

Opvallend is hierbij agrarische gebouwen en eengezinswoningen nog steeds geklasseerd worden onder de gevolgklasse 1. Gebouwen tot en met 7 verdiepingen (ipv 4 verdiepingen), en een maximale gelijktijdige bezetting tot 500 personen vallen hier de gevolgklasse 2a.

NBN EN 1991-1-7 ANB (2012)

Tabel A1 ANB : Indeling van de gebouwen naar gevolgklassen CC1, CC2, CC3 (NBN EN 1990), de gevolgklassen 1, 2a, 2b, 3 voor buitengewone belastingen (NBN EN 1991-1-7, hier genoteerd CCA1, CCA2a, CCA2b, CCA3) en de seismische klassen I, II, III, IV (NBN EN 1998)

Deze tabel uit NBN EN 1990 ANB:2012 is louter informatief;
enkel de tabel B.6 ANB van NBN EN 1990 ANB (laatste editie) is normatief.

Types van gebouw	EN 1990	EN 1991-1-7	EN 1998-1
Gebouwen met agrarische bestemming of normaal onbewoond	CC1	CCA1	I
Eengezinswoningen of gebouwen ≤ 2 niv. ondergrond niet inbegrepen en ≤ 100 m ² totaal	CC2	CCA1	II
Gebouwen met middelmatige gevolgen bij instorting en niet tot een andere categorie behorend, met ≤ 7 niv. ondergrond niet inbegrepen en met een maximale gelijktijdige bezetting ≤ 500 mensen	CC2	CCA2a	II
Gebouwen met belangrijke gevolgen bij instorting (school, vergaderzaal, cultuur- of handelscentrum), met ≤ 15 niv. ondergrond niet inbegrepen en met een maximale gelijktijdige bezetting ≤ 5000 mensen	CC2	CCA2b	III
Gebouwen met belangrijke gevolgen bij instorting (school, vergaderzaal, cultuur- of handelscentrum), met >15 niveaus.	CC2	CCA3	III
Gebouwen met zeer belangrijke gevolgen bij instorting met een maximale gelijktijdige bezetting > 5000 mensen, zoals concertzaal, tribunes	CC3	CCA3	III
Gebouwen waarin gevaarlijke stoffen of producten zijn bewaard	CC3	CCA3	IV
Elektrische centrales, hospitalen, kazernes, ... en andere essentiële gebouwen voor de burgerlijke bescherming	CC3	CCA3	IV

NB - De kolommen betreffende NBN EN 1990 + ANB en NBN EN 1998-1 + ANB worden ter inlichting aangevuld
 - De bepaling van het aantal niveaus houdt geen rekening met ondergrondse niveaus en niet bewoonbare zolderruimten.
 - De maximale gelijktijdige bezetting wordt bepaald door het aantal personen dat overeenstemt met het vaste meubilair of – indien onbepaald – op basis van één persoon per 10m².
 - De notatie CCA1, CCA2a, CCA2b, CCA3 wordt gebruikt om alle verwarring te vermijden met de «basis» gevolgklassen CC1, CC2, CC3 die in Bijlage B van NBN EN 1990 bepaald zijn.

Figuur 3 : uittreksel NBN EN 1991-1-7 : 2012

Verder overruled de meest recente versie van NBN EN 1990 de informatieve tabel in deze norm.

NBN EN 1990 : 2021 - Grondslag voor het constructief ontwerp - Nationale bijlage.

In deze norm wordt het aantal verdiepingen niet langer opgenomen in het criterium ter bepaling van de gevolgklasse van appartementen van de klasse 2a. Enkel de maximale gelijktijdige bezettingsgraad van 500 personen wordt als limiet gehanteerd. Het overgrote deel

van de appartementen in België ressorteren in deze klasse. Ook appartementen tot en met 15 verdiepingen.

Tabel B.6 ANB - Gecoördineerde definitie van de gevolgklassen van gebouwen

Gebouwtypes	EN 1990 (tabel B.1)	EN 1991-1-7 (tabel A.1)	EN 1998-1 (tabel 4.3)
Agrarische gebouwen of gewoonlijk niet-bezette gebouwen	CC1	CCA1	I
Eengezinswoningen of gebouwen ≤ 2 niveaus en $\leq 100 \text{ m}^2$ in totaal	CC2	CCA1	II
Gebouwen waarbij de gevolgen van de instorting middelmatig zijn en welke niet behoren tot de andere categorieën, met een maximale gelijktijdige bezetting < 500 personen	CC2	CCA2a	II
Gebouwen waarbij de gevolgen van de instorting belangrijk zijn (school, vergaderzaal, cultureel centrum, handelscentrum), met in totaal ≤ 15 niveaus en een maximale gelijktijdige bezetting ≤ 5000 personen	CC2	CCA2b	III
Gebouwen waarbij de gevolgen van de instorting belangrijk zijn (school, vergaderzaal,	CC2	CCA3	III

Figuur 4 : uittreksel NBN EN 1990 : 2021

Enkele vergelijkingspunten.

Opvallend is de gestage versoepeling van de vereisten omtrent de gevolgklasse van appartementen in België. Europees werd voor de gevolgklasse 2a een bovengrens van 4 verdiepingen aangehouden. In België is dit een eerste keer opgedreven naar 7 verdiepingen, en tenslotte is 15 verdiepingen een bovengrens geworden.

In DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12 geldt voor de gevolgklasse 2b (in de DIN-norm noemt dit Versagensfolgeklasse CC2.1) van 13 m opgelegd. In de praktijk is dit 4 verdiepingen.

Het Ronan Point – gebouw telde een maximale bezetting van ongeveer 240 personen (maar was wel 22 verdiepingen hoog).

Men moet zich de vraag durven stellen of de Belgische norm op dit vlak niet te ruim bemeten is.

Wat houden de in de normen voorziene strategieën in ?

Om te weten te komen welke strategie dient te worden gevolgd, eens de gevolgklasse werd bepaald, grijpen we terug naar de norm EN 1991-1-7 : 2006 - Annex A.

gevolgklasse	risico	omschrijving
CC1	Laag	Op voorwaarde dat een gebouw is ontworpen en geconstrueerd in overeenstemming met de voorschriften van EN 1990 tot en met EN 1999 voor stabiliteit bij normaal gebruik, is er geen verdere specifieke aandacht nodig met betrekking tot accidentele acties door ongeïdentificeerde oorzaken.
CC2a	Medium Laag	In aanvulling op de aanbevolen strategieën voor gevolgklasse 1, het voorzien in effectieve horizontale verbindingen bij kolom-balk-constructies, of effectieve verankering van vloeren aan wanden bij constructies op basis van dragende wanden, zoals respectievelijk gedefinieerd in A.5.1 en A.5.2. *
CC2b	Medium Hoog	In aanvulling op de aanbevolen strategieën voor Gevolgklasse 1, het aanbrengen van: - horizontale verbindingen, zoals gedefinieerd in A.5.1 en A.5.2 voor respectievelijk een constructie met een raamwerk en een dragende muur constructie (zie 1.5.11), samen met verticale verbindingen, zoals gedefinieerd in A.6, in alle ondersteunende kolommen en muren moeten worden aangebracht, of als alternatief - het gebouw moet worden gecontroleerd om er zeker van te zijn dat bij de fictieve verwijdering van elke dragende kolom en elke balk die een kolom ondersteunt, of elk nominaal deel van een dragende muur zoals gedefinieerd in A.7 (één voor één in elke verdieping van het gebouw) het gebouw stabiel blijft en dat eventuele plaatselijke schade een bepaalde limiet niet overschrijdt. Wanneer de fictieve verwijdering van dergelijke kolommen en muurdelen zou resulteren in een omvang van de schade die de overeengekomen limiet overschrijdt, of andere schade die de overeengekomen limiet overschrijdt, of een andere gespecificeerde limiet, dan moeten deze elementen worden ontworpen als een "key-element" (zie A8). In het geval van gebouwen met een dragende muurconstructie is het nominaal verwijderen van een muursectie, één voor één, waarschijnlijk de beste oplossing. een voor een, waarschijnlijk de meest praktische strategie.
CC3	Hoog	Er moet een systematische risicobeoordeling van het gebouw worden uitgevoerd, waarbij rekening wordt gehouden met zowel voorzienbare en onvoorzienbare gevaren. **, ***
* Details over effectieve verankering kunnen worden gegeven in de nationale bijlage. ** Richtlijnen voor risicoanalyse zijn opgenomen in Bijlage B *** De grens van toelaatbaar plaatselijk falen kan voor elk type gebouw anders zijn. De aanbevolen waarde is 15% van de vloer, of 100 m² in elk van de twee aangrenzende verdiepingen, overeenkomstig met 3.3.(1).		

Figuur 5 : Strategieën volgens EN 1991-1-7 : 2006 - Annex A

Voor constructies ressorterend onder de gevolgklasse 2a dient men volgens EN 1991-1-7:2006 effectieve horizontale verankeringen te voorzien bij constructies met palen en balken en dient men effectieve verbindingen te voorzien bij constructies met dragende wanden. Voor de uitwerking van deze twee principes wordt respectievelijk naar de paragrafen A.5.1 en A.5.2 van de norm verwezen.

De norm vermeldt in een noot dat in de nationale bijlagen methodes van effectieve verankering kunnen worden opgenomen. Deze kunnen dan gelden als “deemed to satisfy”. In de Belgische bijlage werd hiervoor, althans voor houtbouw, geen gebruik van gemaakt. In de Britse nationale bijlage werd hier wel gebruik van gemaakt.

Traditionele houtskeletbouw en CLT-bouw gaat uit van dragende wanden.

In de paragraaf A.5.2 van de norm EN 1997-1-7:2006 stelt men voor constructies van de klasse 2a:

Appropriate robustness should be provided by adopting a cellular form of construction designed to facilitate interaction of all components including an appropriate means of anchoring the floor to the walls.

Om een voldoende robuustheid te bekomen moet een cellulaire vorm van constructie worden gebruikt die zo is ontworpen dat ze de interactie tussen alle onderdelen vergemakkelijkt, inclusief een geschikte manier om de vloeren aan de muren te verankeren. (eigen vertaling)

In de Franstalige versie van de norm staat te lezen :

Il convient de leur donner une robustesse convenable en adoptant une forme cellulaire qui facilite l'interaction de tous les composants, et notamment l'ancrage des planchers aux murs.

Deze uitdrukking bevat minstens twee onduidelijkheden:

1. Wat wordt bedoeld met een “cellulaire vorm van constructie”.
2. Wat wordt bedoeld met een “geschikte manier om de vloeren aan de wanden te verankeren” (een term die in de Franstalige versie van de norm niet voorkomt).

De norm zelf levert geen enkele indicatie aan omtrent het begrip “cellulaire vorm van constructie”. Evenwel kan een indicatie van de betekenis gevonden worden in de Britse publicatie “Structural Timber Engineering Bulletin – Timber frame structures – platform frame construction (part 3) – Structural Timber Association – rev. 0-10.11.2014 – United Kingdom” :

A building's structural form will significantly affect its robustness. Cellular forms of construction such as those commonly seen in platform timber frame buildings (...) with many loadbearing walls, assure a sensible level of robustness and resistance to accidental damage, because loss of any one wall will generally not lead to the collapse of a large proportion of the structure.

De structurele vorm van een gebouw is van grote invloed op de robuustheid ervan. Cellulaire bouwvormen, zoals die vaak voorkomen in houtskeletbouw (...) met veel dragende muren, zorgen voor een redelijk niveau van robuustheid en weerstand tegen schade door ongelukken, omdat het verlies van één muur over het algemeen niet zal leiden tot het instorten van een groot deel van de constructie.

De robuustheid van een gebouw is volgens deze beschrijving niet alleen een zaak van stabiliteit maar ook van architectuur.

De tweede vraag die zich stelt wat men in de norm EN 1991-1-7:2006 bedoeld met een “geschikte manier om de vloeren aan de wanden te verankeren” (appropriate means of anchoring the floor to the walls). Dient deze term gelijk gesteld te worden aan de verder ook in de norm gehanteerde “effectieve verticale verbinding” (effective vertical ties) ? Ook hier laat de Belgische Nationale bijlage ons in het ongewisse.

We kunnen ons ook hier inspireren op de Britse literatuur die aan dit onderwerp werd gewijd : Recommendation for the design of timber structures to Eurocode 5 : Design of timber structures – Part 1 : General – Common rules and rules for buildings – The British Standard Institution – 2013.

5 Effective anchorage of timber floors to walls for building of consequence class 2a

For timber-frame walls, the guidance for the effective anchorage of timber floors in buildings of Consequence Class 2a given in Annex B may be followed.

(...)

5 Effectieve verankering van houten vloeren aan wanden voor gebouwen van gevolgklasse 2a

Voor houtskeletbouwwanden kunnen de in bijlage B gegeven richtlijnen voor de effectieve verankering van houten vloeren in gebouwen van gevolgklasse 2a worden gevolgd.

(...)

Verder stelt men in het “Approved Document A” :

c. For Consequence Class 2a buildings – In addition to the Consequence Class 1 measures, provide effective horizontal ties or effective anchorage of suspended floors to walls, ...

(...)

c. Voor gebouwen van Gevolgklasse 2a – Aanvullend bij de maatregelen van Gevolgklasse 1 dient te worden voorzien in effectieve horizontale verbindingen of effectieve verankering van vloeren aan muren, ...

(...)

Men stelt hier duidelijk de term “appropriate anchorage” gelijk aan “effective anchorage”. De vraag rest dan of men dezelfde redenering volgt in de andere Europese landen in het algemeen en in België in het bijzonder.

Indien men evenwel aanneemt dat “appropriate anchorage” niet noodzakelijk moet worden gelijkgesteld met de in de norm strikt gedefinieerde definitie van “effective ties”, wat mijns inziens zeker mogelijk is gezien de hierboven vermelde noot, rest de vraag wat bedoeld wordt met “appropriate anchorage” of “appropriate means of anchoring the floor to the walls”. Gezien dit niet is bepaald in de Belgische nationale bijlage, komt het voor dat dit vrij is voor ieders gefundeerde inschatting. Dit is evenwel tegenstrijdig met de aanname de aanvaardbaarheid van een risico is een maatschappelijk probleem. In dat geval blijft de overheid in gebreke.

Indien men de definitie van “appropriate anchorage” gelijk stelt aan deze van “effective ties”, dan vindt men in paragraaf A.6 van de norm EN 1991-1-7 : 2006 een bruikbare definitie:

A.6 Vertical ties

(1) Each column and wall should be tied continuously from the foundations to the roof level.

(2) In the case of framed buildings (e.g. steel or reinforced concrete structures) the columns and walls carrying vertical actions should be capable of resisting an accidental design tensile force equal to the largest design vertical permanent and variable load reaction applied to the column from any one storey. Such accidental design loading should not be assumed to act simultaneously with permanent and variable actions that may be acting on the structure.

(3) For load-bearing wall construction the vertical ties may be considered effective if:

a) for masonry walls their thickness is at least 150 mm thick and if they have a minimum compressive strength of 5 N/mm² in accordance with EN 1996-1-1.

b) the clear height of the wall, H , measured in metres between faces of floors or roof does not exceed $20t$, where t is the thickness of the wall in metres.

c) if they are designed to sustain the following vertical tie force T :

$$T = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{34 A}{8000} \left(\frac{H}{t} \right)^2 \\ 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ of wall} \end{array} \right.$$

A is the cross-sectional area in mm² of the wall measured on plan, excluding the non loadbearing leaf of a cavity wall.

(4) the vertical ties are grouped at 5 m maximum centres along the wall and occur no greater than 2,5 m from an unrestrained end of the wall.

A.6 Verticale verbindingen

(1) Elke kolom en wand dient ononderbroken te zijn verbonden vanaf de fundering tot aan het dakniveau.

(2) Bij gebouwen met een skelet (bv. staalconstructies of constructies van gewapend beton) dienen de kolommen en wanden die verticale belastingen dragen, bestand te zijn tegen een toevallige ontwerp-trekkracht die gelijk is aan de grootste rekenwaarde van de verticale permanente en variabele belastingreactie die vanaf een willekeurige verdieping op de kolom wordt uitgeoefend. Er mag niet van worden uitgegaan dat een dergelijke toevallige ontwerpbelasting gelijktijdig werkt met permanente en variabele belastingen die op de constructie kunnen inwerken.

(3) Voor constructies van dragende wanden kunnen de verticale verbindingen als effectief worden beschouwd indien

a) voor gemetselde muren hun dikte ten minste 150 mm bedraagt en indien zij een druksterkte van ten minste 5 N/mm² hebben overeenkomstig EN 1996-1-1.

b) de vrije hoogte van de muur, H , gemeten in meters tussen de vloer- of dakvlakken niet meer dan zot bedraagt, waarbij t de dikte van de muur in meters is.

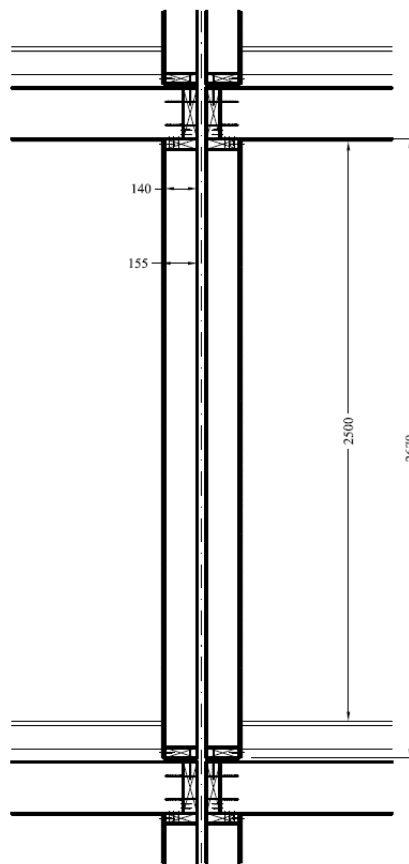
c) als ze ontworpen zijn om de volgende verticale trekkracht T te dragen:

$$T = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{34 A}{8000} \left(\frac{H}{t} \right)^2 \\ 100 \frac{kN}{m} \text{ per } m \text{ wand} \end{array} \right.$$

A is de op plattegrond gemeten doorsnede in mm^2 van de wand, exclusief het niet-dragende blad van een spouwmuur.

(4) De verticale verbindingstukken zijn gegroepeerd op maximaal 5 m afstand van elkaar langs de muur en bevinden zich niet meer dan 2,5 m van een niet-belast einde van de muur

We passen de formule voor de op te nemen trekkracht uit (3) toe op een concreet geval.



Figuur 6

We beschouwen een lengte van 1 m wand.

$$A = 155 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} = 155\,000 \text{ mm}^2$$

$t = 140 \text{ mm}$

$H = 2670 \text{ mm}$

Dan volgt

$T = 240 \text{ kN/m}$

Volgens ETA 07/0285 van Simpson Strong Tie heeft een Tie-Down van het type HTT5 mits een volledige nageling met geringde nagels van $4 \text{ mm} \times 40 \text{ mm}$ en het gebruik van een sluitring onder de bout, een karakteristieke treksterkte van 31.7 kN .

Om te kunnen weerstaan aan een trekkracht van 240 kN/m zou dus alle 13 cm een Tie-down moeten voorzien worden.

Het mag duidelijk zijn dat dit vreemd is aan elke redelijkheid.

Anderzijds heeft het Britisch Standard Institution niet nagelaten om de noot in paragraaf A.4(1)b wel degelijk te benutten en in de nationale bijlagen een methode voor effectieve verankering opgenomen. Deze geldt als “deemed to satisfy”.

In “Recommendation for the design of timber structures to Eurocode 5 : Design of timber structures – Part 1 : General – Common rules and rules for buildings – The British Standard Institution – 2013” stellen zij in Annexe B :

Effective anchorage of floors to timber frame wall buildings of Consequence Class 2a

Effective anchorage of floors to timber frame walls in buildings of Consequence Class 2a (see BS EN 1991-1-7 : 2006) may be provided as shown in figure B.1 provided that all of the connections below are adhered to.

- a) Floor joists to be at a maximum of 610 mm centres.*
- b) Structural deck is to be of minimum thickness 15 mm unless particleboard in which case minimum thickness to be 18 mm . Structural deck to extend across top surface of rim beam.*
- c) Minimum fixing specification for all horizontal interfaces is 3.1 mm diameter nails (minimum pointside penetration of 37 mm) at 300 mm centres.*
- d) For ceilings supported via resilient bars, blocking (of depth > 0.75 joist depth) are required between joists at a maximum of 2000 mm centres. Blockings to be fixed at each end by a minimum of 2 no. 75 mm long 3.1 mm diameter nails*

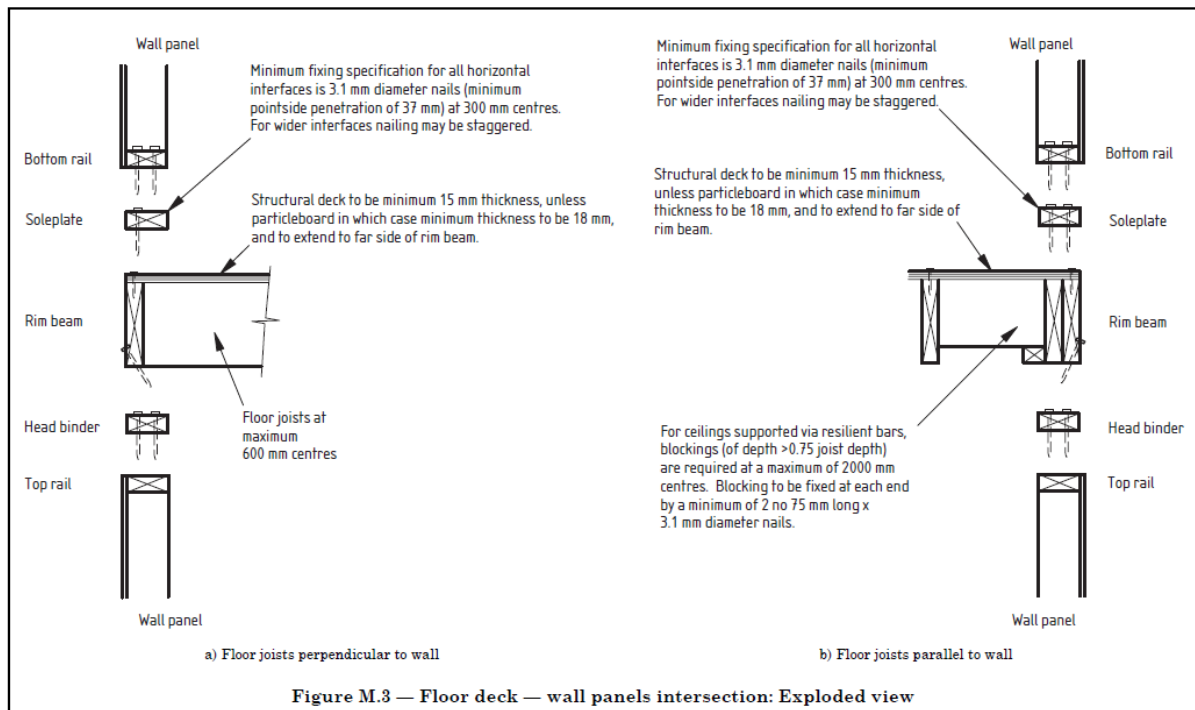
Effectieve verankering van vloeren aan houtskeletbouwwanden in gebouwen van Gevolgklasse 2a

Effectieve verankering van vloeren aan houtskeletbouwwanden in gebouwen van gevolgklasse 2a (zie BS EN 1991-1-7 : 2006) mag worden aangebracht zoals getoond in figuur B.1, mits alle onderstaande verbindingen in acht worden genomen.

- a) Vloerbalken op maximaal 610 mm hartafstand.*

- b) De constructievloer moet minimaal 15 mm dik zijn, tenzij het spaanplaat betreft, in welk geval de dikte minimaal 18 mm moet zijn. De constructievloer moet doorlopen over de bovenkant van de randbalk.
- c) De minimale bevestigingsspecificatie voor alle horizontale interfaces bestaat uit nagels met een diameter van 3,1 mm (minimale puntdoordringing van 37 mm) op een hartafstand van 300 mm.
- d) Voor plafonds die gesteund worden door middel van verende regels zijn blokkeringen (met een diepte > 0,75 balkdikte) vereist tussen de balken op maximaal 2 000 mm hartafstand. Klossen moeten aan elk uiteinde worden bevestigd met minimaal 2 stuks 75 mm lange spijkers met een diameter van 3,1 mm.

De bijhorende tekening werd ook overgenomen in de norm BS 5268-2



Figuur 7 : Uittreksel BS 5268-2

Volgens de DoP van Paslode hebben hun geringde nagels van het type FullHead EG12 een uittrekweerstand $f_{ax,k}$ van 7 N/mm² en een doortrekweerstand $f_{head,k}$ van 21 N/mm². De kopdiameter bedraagt 7,1 mm.

Gaan we er van uit dat de verbinding een verbinding is op trek (vertical tie) dan volgt:

De karakteristieke uittrekweerstand $F_{ax,Rk}$ bij een indringing van 37 mm bedraagt dan :

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} 7 \frac{N}{mm^2} \times 3.1 mm \times 37 mm = 803 N \\ 21 \frac{N}{mm^2} \times (7.1 mm)^2 = 1059 N \end{cases}$$

Dit impliceert dat de karakteristieke uittrekweerstand van een hierboven beschreven per m kan bepaald worden als : $803 \text{ N} / 0.30 \text{ m} = 2.68 \text{ kN/m}$. Dit is 90 keer minder dan hetgeen zou volgen uit de toepassing van paragraaf A.6 van EN 1991-1-7 : 2006.

De karakteristieke weerstand tegen afschuiving (horizontal tie) van deze verbinding volgt bezwijkmodus II formule d) en bedraagt 896 N per nagel of 2.98 kN/m .

Het lijkt niet redelijk om een standaard-oplossing voor te schrijven in een Europese norm, en daar dan afwijkingen op toe te staan die maar een fractie van de weerstand dienen te hebben van die standaard-oplossing. Noch de oplossing volgens EN 1991-1-7:2006, noch de oplossing voorgesteld in BS 5268-2 komen over als logisch.

De oplossing naar voor geschoven in BS 5268-2 is zelfs niet in staat om de permanente last die op een courante vloer rust op te vangen. De oplossing uit EN 1991-1-7:2006 is dan weer overdreven sterk. Past men de oplossing uit EN 1991-1-7:2006 ook toe op gemetste constructies, dan zal men vast stellen dat nagenoeg geen enkel appartement dat op traditionele wijze is opgetrokken (gemetst) aan deze vereisten zal voldoen.

Beide oplossingen staan zo ver af van de realiteit dat ze absurd lijken.

Hoe wordt deze probleemstelling opgevangen in de nieuwe Eurocodes ?

Ondertussen publiceerde het BIN de norm EN 1990:2023. De norm werd nog niet vertaald naar het Nederlands en er is nog geen Nationaal Toepassingsdocument opgemaakt. De norm is daarom nog niet van toepassing.

De norm EN 1990:2023 verwijst naar de (nog te publiceren) norm EN 1991 (in het algemeen). Zij voorziet in 3 strategieën :

- a) Alternatieve last-afdracht (Alternative load paths)
- b) Essentiële onderdelen (Key-members)
- c) Segmentatie

In de norm EN 1990:2023 is sprake van de gevolklassen CC1, CC2 en CC3.

Table E.2 — Indicative design methods for enhancing robustness

Consequence class	Design methods
CC3	When specified by the relevant authority or, where not specified, as agreed for a specific project by the relevant parties, satisfy the requirements for CC2 appropriately adapted and in addition consider, where appropriate: a) potential initial failure events; b) propagation of failure; c) resulting consequences; d) risks.
CC2	When specified by the relevant authority or, where not specified, as agreed for a specific project by the relevant parties, either: a) For buildings: use of prescriptive design rules for ties to provide integrity, ductility and alternative load paths; or b) Design of particular structural members as 'Key members'; and/or c) Segmentation.
CC1	No design methods to provide enhanced robustness need be applied.

Figuur 8 : uittreksel EN 1990:2023

In de nog niet gepubliceerde norm prEN1991-1-7 is wel degelijk sprake van de twee subklassen CC2a en CC2b. De norm prEN1991-1-7 definieert de criteria van de gevolgklassen

gevolgklasse	risico	omschrijving
CC1	Laag	Eengezinswoningen met maximaal 4 verdiepingen Agrarische gebouwen Gebouwen waar mensen zelden komen, mits geen enkel deel van het gebouw zich niet dichtbij een ander gebouw of gebied bevindt waar mensen wel komen, dan een afstand van 1,5 keer de gebouwhoogte
CC2a	Medium Laag	Hotels met niet meer dan 4 verdiepingen Woningen, appartementen en andere woongebouwen met niet meer dan 4 verdiepingen Kantoren niet hoger dan 4 verdiepingen Industriële gebouwen met niet meer dan 3 verdiepingen Detailhandelsgebouwen met niet meer dan 3 verdiepingen en minder dan 1 000 m2 vloeroppervlak per verdieping Onderwijsgebouwen met één verdieping Alle gebouwen met niet meer dan twee verdiepingen die toegankelijk zijn voor het publiek en die een vloeroppervlakte hebben van niet meer dan 2 000 m2 per verdieping elke verdieping
CC2b	Medium Hoog	Hotels, appartementen en andere woongebouwen hoger dan meer dan 4 verdiepingen maar niet meer dan 15 verdiepingen Onderwijsgebouwen met meer dan één verdieping maar niet meer dan 15 verdiepingen Winkelpanden met meer dan 3 verdiepingen maar niet meer dan 15 verdiepingen Ziekenhuizen met niet meer dan 3 verdiepingen Kantoren met meer dan 4 verdiepingen maar niet meer dan 15 verdiepingen Alle gebouwen die toegankelijk zijn voor het publiek en die het volgende bevatten met een vloeroppervlakte van meer dan 2 000 m2 maar niet meer dan 5 000 m2 per verdieping verdiepingen Parkeergarages niet hoger dan 6 verdiepingen
CC3	Hoog	Alle gebouwen die hoger benoemd onder gevolgklasse 2a of 2b waarbij de grenswaarden voor oppervlakte en aantal verdiepingen van de gevolklassen 2a en 2b zijn overschreden. Alle gebouwen waar leden van het publiek in grote aantallen toegestaan worden. Stadions met meer dan 5 000 toeschouwers Gebouwen die gevaarlijke stoffen en/of processen bevatten

Figuur 9: Uittreksel prEN1991-1-7

Omtrent de constructie op basis van dragende wanden stelt prEN 1991-1-7 :

For Consequence Class 2a buildings (Lower Risk Group) : Instead of designing for an action, a cellular structure should be realized.

Voor de gevolgklasse 2b wordt met betrekking op de verticale trekkers naar dezelfde formule verwezen als deze die ik zo net heb besproken.

De te realiseren trekweerstand en de bijhorende afschuifweerstand bij de verankeringen bedragen minstens 60 kN/m.

De zwaarste courante trekband van Rothoblaas is 80 mm breedte en 1.5 mm dikt, en heeft een karakteristieke trekweerstand van 34 kN/m. De formule in de nieuwe versie van de EC1 deel 7 leidt dus tot minstens 2 dergelijke trekbanden per lopende meter, in beide richtingen.

De vraag stelt zich daarenboven of deze trekkers dan op de bovenkant of op de onderkant van de vloerplaat moeten worden voorzien, of op beide zijden.

Hoe realiseer je dat bij een houten roosterstructuur ? Het overbrengen van dergelijke trekkrachten loodrecht op de roosters is onrealistisch.

Dit is dan ook een oplossing die zeer typisch is ontwikkeld voor beton- en staalbouw, en wellicht niet werd afgetoetst met betrekking tot houtbouw in het algemeen, en houtskeletbouw in het bijzonder.

Robuust bouwen met hout

Zoals eerder gesteld kan de robuustheid van een gebouw gerealiseerd worden aan de hand van 3 methodes die gecombineerd kunnen worden :

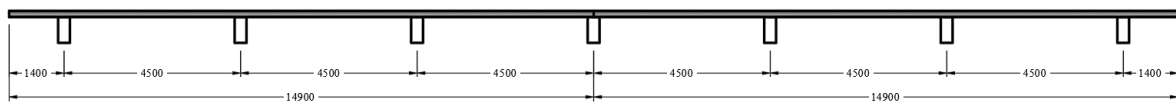
- a) Alternatieve last-afdracht (Alternative load paths)
- b) Essentiële onderdelen (Key-members)
- c) Segmentatie

Alternatieve last-afdracht (Alternative load paths)

De meest aangewezen werkwijze om de robuustheid van een gebouw te bekomen, onafhankelijk van de oorsprong van het accident, bestaat uit een ontwerp gebaseerd op een alternatieve lastafdracht. Daarbij wordt er van uitgegaan dat één bepaald element (een kolom, een vloer, een dragende wand) bezwijkt bij een accident, en dat de structuur niet op onevenredige wijze mag bezwijken. Daarbij kan men uiteraard uitgaan van de accidentele belastingscombinatie en moet er geen rekening gehouden worden met de vervormingen op zich. Uiteraard moeten de vervormingen wel in rekening gebracht worden bij het dimensioneren van de verbindingen. Verder zou ik voorstellen dat ook rekening wordt gehouden met de 80-percentiel-karakteristieken van de materialen in plaats van met een 95-percentiel-karakteristieken, zoals dat ook voorzien is bij de berekening van de brandweerstand van een houten constructie.

Voorbeeld 1

In dit voorbeeld gaan we uit van een vloerconstructie in een kantoorgebouw. De vloer bestaat uit CLT-platen die steunen op draagbalken. De CLT-platen hebben een lengte van 14.90 m. De afstand tussen de draagbalken bedraagt 4.50 m, en aan de uiteinden is een overkraging voorzien van 1.40 m. De permanente last (inclusief eigen gewicht) van de vloer bedraagt 3.00 kN/m². De gebruikslast bedraagt eveneens 3.00 kN/m².



Figuur 10

Ultimate limit state (ULS) - design results (21 %)

Flexural design

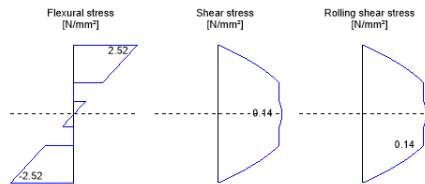
Field	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	Utilization
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]	
2	24.00	1.25	0.80	1.10	16.90	-8.38	1.14	7 %
3	24.00	1.25	0.80	1.10	16.90	-17.71	2.41	14 %
4	24.00	1.25	0.80	1.10	16.90	-17.71	2.41	14 %
5	24.00	1.25	0.80	1.10	16.90	-18.52	2.52	15 %
1	24.00	1.25	0.80	1.10	16.90	-18.52	2.52	15 %

Rolling shear

Field	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$\tau_{r,d}$	Utilization
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	1.02	1.25	0.80	0.66	-11.97	0.07	11 %
3	1.02	1.25	0.80	0.66	-22.29	0.13	20 %
4	1.02	1.25	0.80	0.66	21.25	0.13	19 %
5	1.02	1.25	0.80	0.66	-21.42	0.13	19 %
1	1.02	1.25	0.80	0.66	23.35	0.14	21 %

Shear analysis

Field	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	Utilization
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	4.00	1.25	0.80	2.56	-11.97	0.07	3 %
3	4.00	1.25	0.80	2.56	-22.29	0.14	5 %
4	4.00	1.25	0.80	2.56	21.25	0.13	5 %
5	4.00	1.25	0.80	2.56	-21.42	0.13	5 %
1	4.00	1.25	0.80	2.56	23.35	0.14	6 %

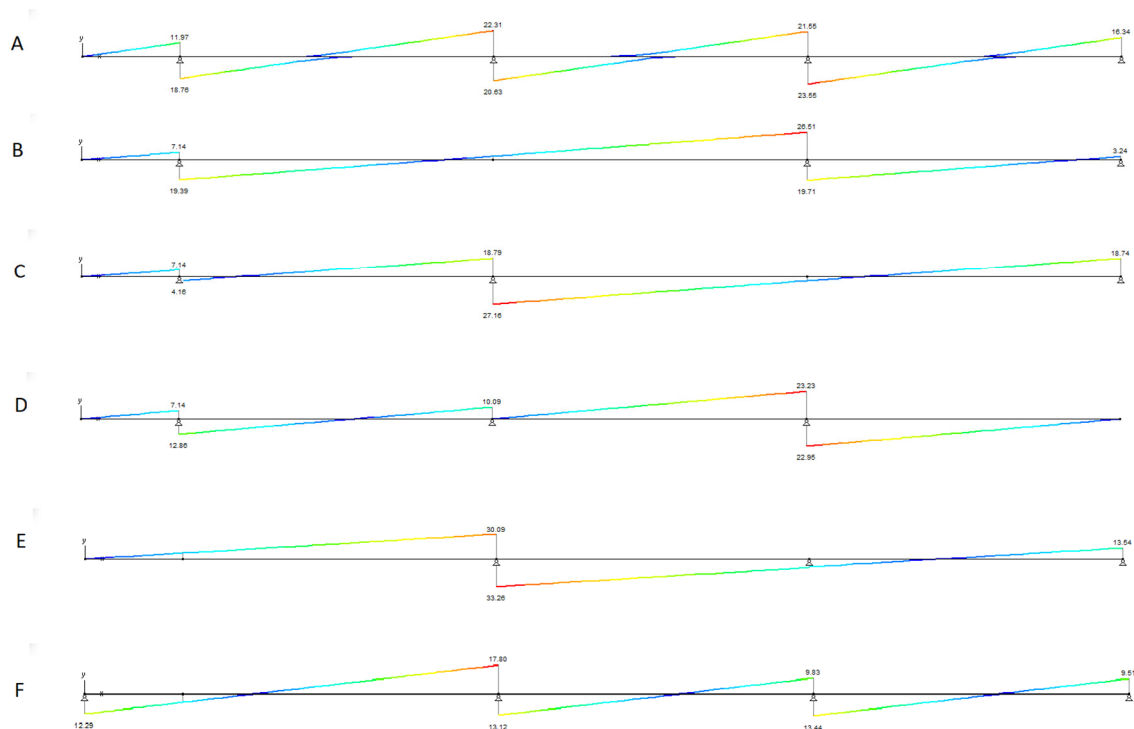


Figuur 11

Een en ander leidt tot een CLT-vloer met een totale dikte van 22 cm. Daarbij is het trillings-criterium determinerend. We stellen vast dat op vlak van stabiliteit rolling shear de grootste uitputtingsgraad veroorzaakt : 21 %. Het buigend moment levert een maximale uitputtingsgraad op van 15%.

De grootste dwarskracht (rekenwaarde) bedraagt in de uiterste grenstoestand 23.55 kN/m (A).

Voeren we de berekening opnieuw uit, uitgaande van de accidentele belastingscombinatie, waarbij het tweede steunpunt van links wordt verwijderd, dan is de maximale dwarskracht gelijk aan 26.51 kN(B). Doen we hetzelfde voor het derde en het vierde steunpunt dan bekomen we respectievelijk een maximale dwarskracht van 27.16 kN (C) en 23.23 kN/m (D). Doen we hetzelfde voor het eerste steunpunt dan wordt de maximale dwarskracht 33.26 kN/m (E). Indien de wand ter hoogte van de eerste overkraging onder de accidentele belastingscombinatie de last van de onderliggende vloer kan dragen, zal de maximale dwarskracht bij bezwijken van de eerste ondersteuning 17.80 kN/m bedragen (F).



Figuur 12

De verhouding van de grootste dwarskracht in de (gewone) uiterste grenstoestand en de grootste dwarskracht bij de accidentele combinatie bedraagt dus

$$33.26 \text{ kN/m} / 23.55 \text{ kN/m} = 1.41$$

Maken we dezelfde oefening met betrekking tot de buigende momenten dan resulteert dit in :

Geval A : 19.39 kNm/m

Geval B : 37.06 kNm/m

Geval C : 37.90 kNm/m

Geval D : 51.64 kNm/m

Geval E : 88.77 kNm/m

Geval F : 16.26 kNm/m

De verhouding van het grootste moment in de (gewone) uiterste grenstoestand en de grootste moment bij de accidentele combinatie bedraagt dus

$$88.77 \text{ kN/m} / 19.39 \text{ kN/m} = 4.58$$

De weerstand waarop kan gerekend worden bij de accidentele belastingscombinatie mag evenwel vergroot worden met :

$$1/k_{\text{mod}} = 1/0.80 = 1.25$$

$$\gamma_m = 1.25$$

$$k_{fi} = 1.15$$

of

$$1.25 \times 1.25 \times 1.15 = 1.80$$

De dwarskracht-unity-check in de (gewone) uiterste grenstoestand leverde een resultaat op van 0.21. De dwarskracht-unity-check bij de accidentele belastingscombinatie voor de dwarskracht bedraagt dus:

$$\frac{1.41 \cdot 0.21}{1.80} = 0.16 \leq 1.00$$

De moment-unity-check in de (gewone) uiterste grenstoestand leverde een resultaat op van 0.15. De moment-unity-check bij de accidentele belastingscombinatie voor de dwarskracht bedraagt dus:

$$\frac{4.58 \cdot 0.15}{1.80} = 0.38 \leq 1.00$$

Dit impliceert dat de CLT-vloerplaat, berekend uitgaande van de (gewone) uiterste grenstoestand en de gebruikstoestand, ook voldoening levert voor de accidentele combinatie.

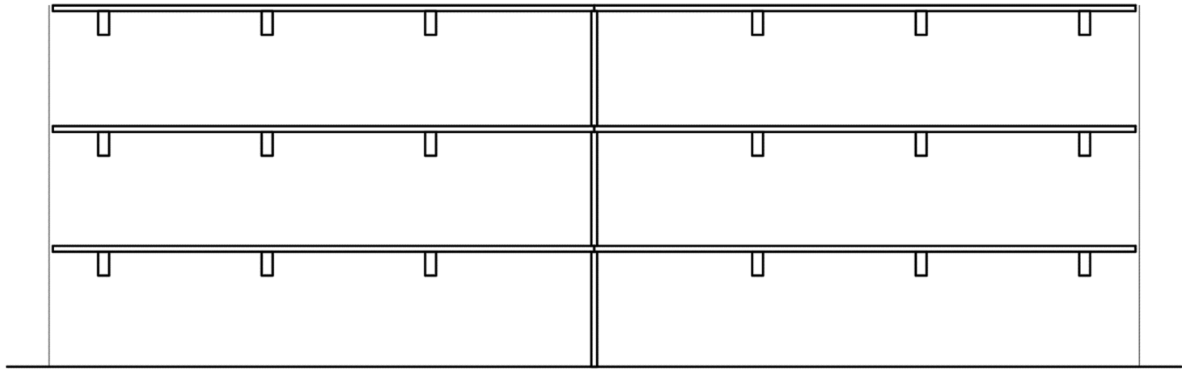
Voorbeeld 2

Bij het tweede voorbeeld gaan we ervan uit dat de middelste ondersteuning niet gerealiseerd wordt door een dragende balk, maar door een dragende wand die op zich niet in staat is een buigend moment op te nemen (bvb door de aanwezigheid van deuropeningen in die wand)

De dwarskrachten en buigende momenten zullen in de (gewone) uiterste grenstoestand dezelfde zijn als deze in voorbeeld 1.

$$V_{d,UGT,max} = 23.55 \text{ kN/m}$$

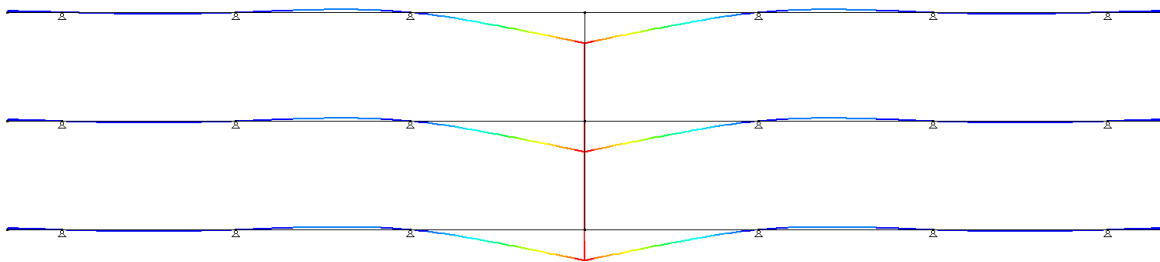
$$M_{d,UGT,max} = 19.39 \text{ kNm/m}$$



Figuur 13

Veronderstel nu dat deze dragende wand op het gelijkvloers door om het even welke oorzaak bezwijkt.

Na het bezwijken van de onderste centrale wand zal de vloer in deze zone rond de bezweken wand zwaar gaan doorbuigen. We gaan ervan uit dat de bovenliggende wanden, die hierdoor op trek worden belast, het gewicht overdragen naar de hoger gelegen vloerplaten.



Figuur 14

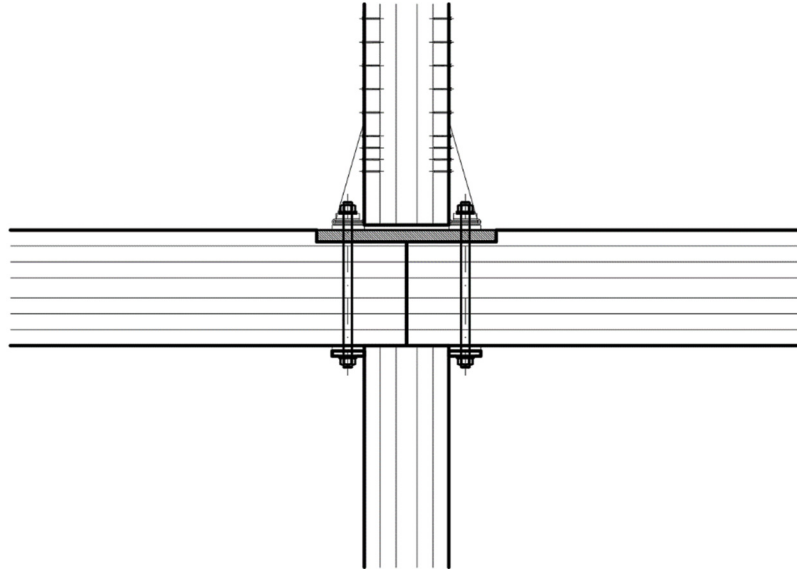
Uit berekening volgt dat de grootste dwarskracht optredend in de vloerplaten na bezwijken van de vloer bij de accidentele belastingscombinatie 26.96 kN/m bedraagt en het grootste buigend moment 62.93 kNm/m. De trekkracht in de wanden bedraagt maximaal 10.26 kN/m.

De moment-unity-check in de (gewone) uiterste grenstoestand leverde een resultaat op van 0.15. De moment-unity-check bij de accidentele belastingscombinatie voor de dwarskracht bedraagt dus:

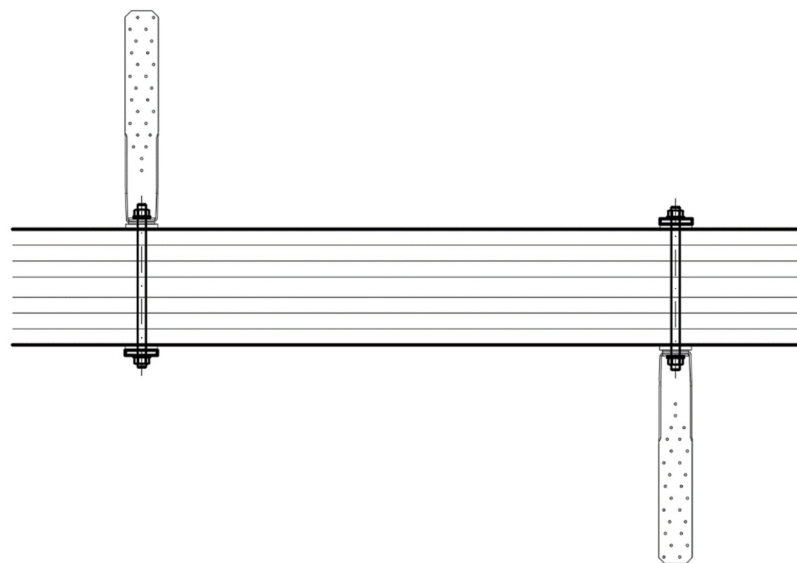
$$\frac{62.93}{19.39} \cdot \frac{0.15}{1.80} = 0.27 \leq 1.00$$

Het volstaat dus in dit geval om de verbinding wand-vloerplaat zo te ontwerpen dat een trekkracht van 10.26 kN/m kan worden overgebracht, rekening houdend met de accidentele belastingscombinatie.

De karakteristieke weerstand van een tie-down van het type HTT5 van Simpson-Strong-Tie (met geringde nagels van 50 mm lengte) bedraagt 24.7 kN. Een oplossing waarbij om de 2 m een dergelijke tie-down wordt voorzien biedt dus een oplossing. De tie-downs worden bij voorkeur niet rechtstreeks doorverbinden om te verhinderen dat de verbinding samen met de falende wand zou bezwijken.



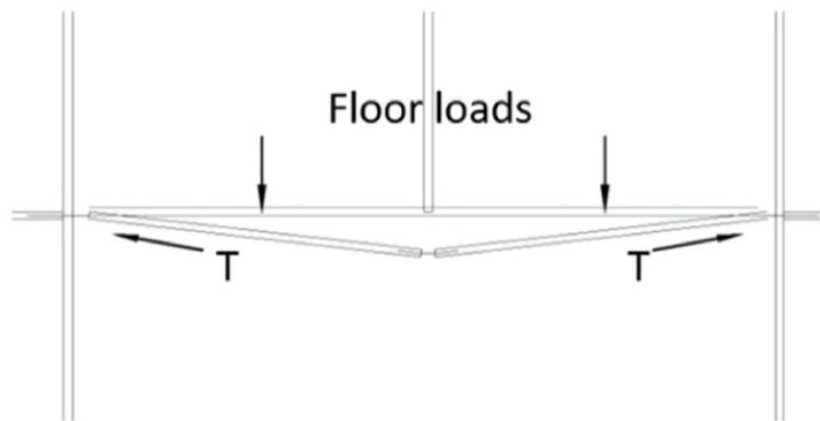
Figuur 15



Figuur 16

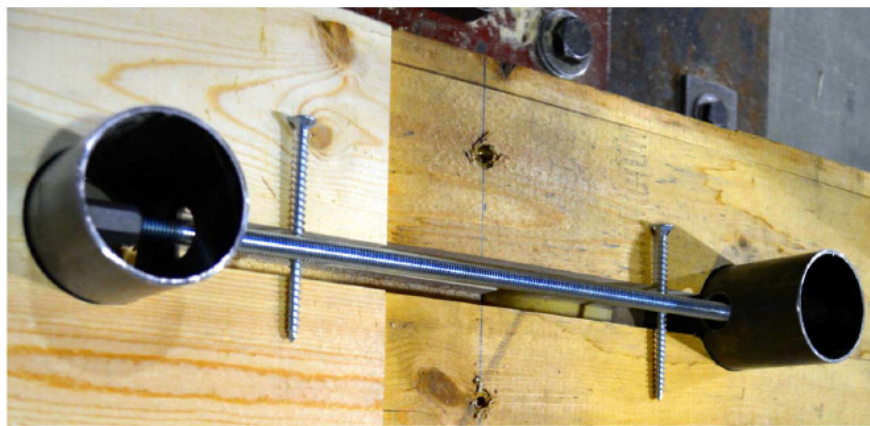
Voorbeeld 3

Mpidi Bitpa en Tannert onderzochten ook de mogelijkheid om via membraankrachten de belasting die op een vloer rust waarbij een ondersteuning is weggefallen over te dragen naar de nog intacte constructie.



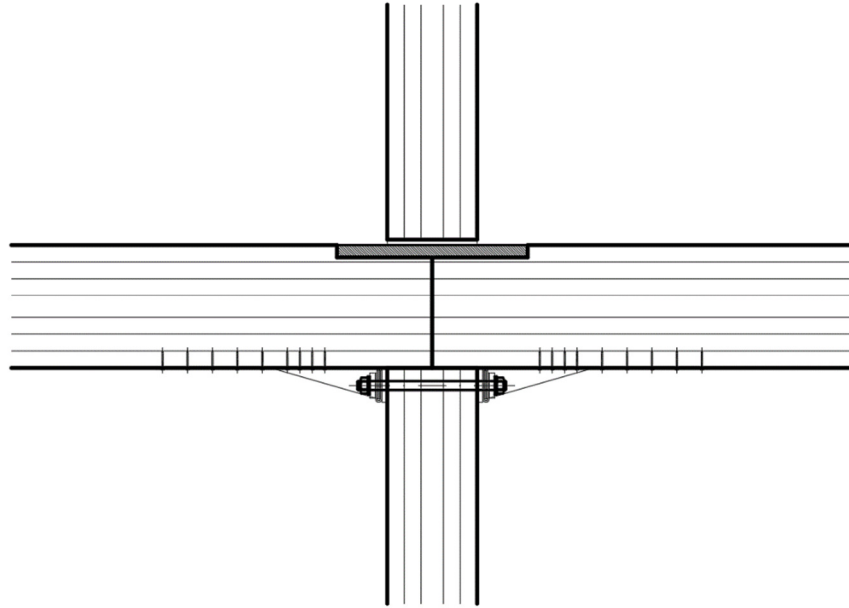
Figuur 17 : bron : Tall Timber Buildings : Applications of Solid Timber Construction in Multistory Buildings – M. Wells - 2011

Na het bezwijken van een steunende wand zal de vloer dan zwaar gaan doorbuigen. Door de vloerplaten onderaan met op effectieve wijze met elkaar te verbinden zal de vloer dan gaan optreden als een trekker. Het mag duidelijk zijn dat de krachten die hiermee gepaard gaan hoog kunnen oplopen. Ook de verbinding met de aanleunende vloer moet op deze trekkrachten berekend worden. Bitpa en Tannert pasten daarbij een nieuw type verbinding toe.



Figuur 18 : Bron : Prevention of Disproportionate Collapse for Multistory Mass Timber Buildings : Review of Current Practices and Recent Research – H.M. Bitpa et al. - 2022

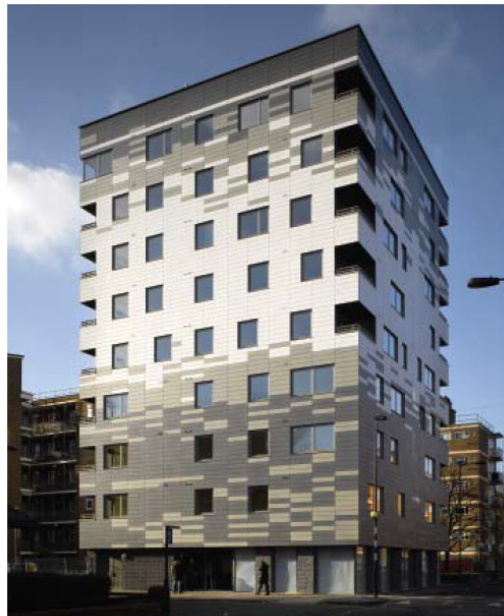
Maar ook een oplossing met meer courante verbindingsmiddelen is te overwegen.



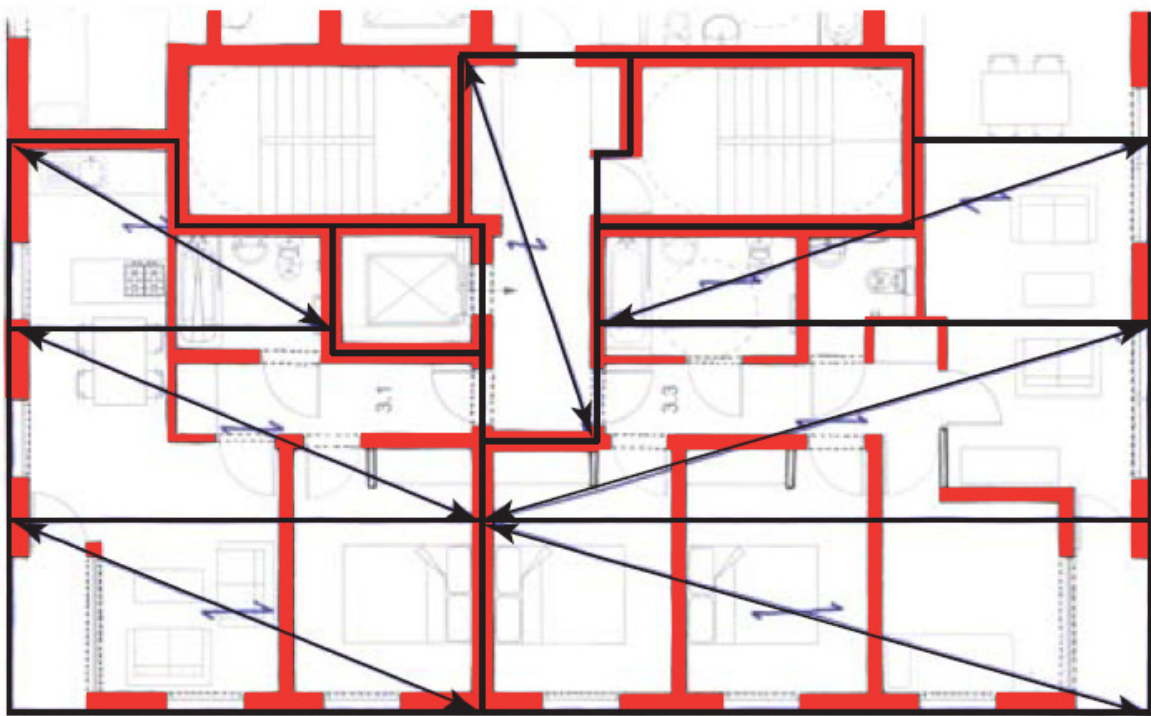
Figuur 19

Voorbeeld 4

Bij het ontwerp van het “Stadhaus” in Hoxton, Londen opteerde men voor een cellulaire structuur. Ook dit principe kan worden gecatalogeerd onder ontwerpen met een alternatief lastafdracht. De CLT-vloerplaten dragen over meerdere velden, en bij het bezwijken van één der wanden kan de last in beide orthogonale richtingen worden afgedragen op de intacte wanden.



Figuur 20 : bron : Tall Timber Buildings : Applications of Solid Timber Construction in Multistory Buildings – M. Wells - 2011



Figuur 21 : bron : Tall Timber Buildings : Applications of Solid Timber Construction in Multistory Buildings – M. Wells - 2011

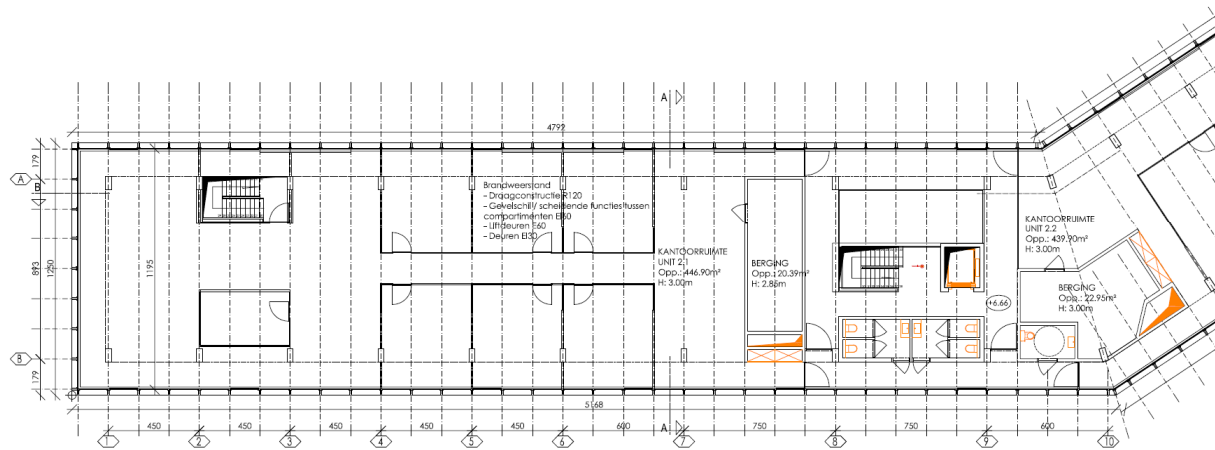
Essentiële onderdelen (Key-members)

Bij het principe van de essentiële onderdelen of key-members gaat men ervan uit dat het te onderzoeken element (een wand, een kolom, een vloer) zo sterk is dat het kan weerstaan aan een bepaalde belasting. Daarbij wordt conform EN 1991-1-7 een homogene belasting aangehouden van 34 kN/m^2 . Dit is de waarschijnlijke belasting die gepaard ging met de gasexplosie die aan de oorzaak ligt van het bezwijken van het Ronan Point-gebouw.

In feite komt deze benaderingswijze niet tegemoet aan het basisprincipe dat een gebouw voldoende robuustheid moet vertonen na het bezwijken van een dragend onderdeel door gelijk welke oorzaak. Het element wordt bij deze benaderingswijze namelijk gedimensioneerd op een gasexplosie.

Voorbeeld 5

We illustreren dit principe aan de hand van een voorbeeld. Het ontwerp betreft een open landschapsbureau. De structuur bestaat uit 3 stijve kernen, waarrond houten kolommen zijn geschikt die via dragende balken en CLT-vloeren de verticale lasten afdragen. De buitenwand bestaat nagenoeg volledig uit een glazen constructie.



Figuur 22 : Uittreksel plan Arch. P. Lecluyse - 2023

Er zijn geen wanden aan de kolommen bevestigd. Het volstaat dan de kolommen te berekenen op een zijdelingse druk van 34 kN/m^2 bij de accidentele belastingscombinatie. Gezien de kolommen een voorgestelde sectie hebben van $650 \times 400 \text{ mm}$, moet worden nagegaan of de kolom kan weerstaan aan een zijdelingse druk van $0.65 \text{ m} \times 34 \text{ kN/m}^2 = 22.1 \text{ kN/m}$.

We illustreren dit principe aan de hand van een voorbeeld. Het ontwerp betreft een open landschapsbureau. De structuur bestaat uit 3 stijve kernen, waarvoor houten kolommen zijn geschikt die via dragende balken en CLT-vloeren de verticale lasten afdragen. De buitenwand bestaat nagenoeg volledig uit een glazen constructie.

Segmentatie

Bij segmentatie gaat men ervan uit dat het ontwerp zo wordt opgevat dat bij een accident de schade beperkt blijft tot een beperkte zone. Deze strategie wordt nogal eens toegepast bij industriële gebouwen. Bij appartementsbouw is dit minder relevant, tenzij men terugvalt op de strategie van alternatieve krachtafdracht.

Deemed-to-satisfy-oplossingen (DtS)

Het nadeel van oplossingen van het type DtS is dat hun toepassingsdomein beperkt is. Desalniettemin lijkt het raadzaam om voor bepaalde frequente toepassingen dergelijke oplossingen uit te werken.

Besluit en oproep

De regelgeving omtrent robuustheid is opgesteld in functie van constructie in staal en beton. De toepassing bij, in ons land althans, courante constructies in metselwerk. Constructies in houtbouw worden behandeld als ware het afgeleiden van de bouwmethodes in staal en beton. Rekening houdend met de eigenschappen van houtbouw is dit een ongepaste, onhaalbare en soms absurd uitgangspunt

Houtbouw is bij uitstek geschikt voor modulair bouwen. Het is zelfs de grootste troef voor houtbouw met betrekking tot de toekomst. Houtbouw leent zich ook beter tot robuust bouwen dan metselwerkconstructies. Evenwel door een halfslachtige en onduidelijke formulering in de huidige en de voorliggende ontwerpen voor de nieuwe normen, wordt dit voordeel gefnuikt.

De norm (pr)EN1991-1-7 dient te worden bijgestuurd in die zin. Bijkomend onderzoek dringt zich op. Kan een uitgebreid Nationaal Toepassingsdocument een oplossing bieden ? Hier ligt een taak weggelegd voor de onderzoekcentra (Wood.be, Buildwise), de federaties van aannemers en producenten, de architecten en de gespecialiseerde ingenieursbureaus.