

Stieltjesweg 1
2628 CK DELFT
Postbus 155
2600 AD DELFT

www.tno.nl

T +31 88 866 20 00

TNO-rapport

TNO 2020 R10699B

Typologie-gebaseerde beoordeling van de veiligheid bij aardbevingen in Groningen - Uitwerking van typologie METSELWERK1

Datum	6 september 2021
Auteur(s)	Dr.ir. C.P.W. Geurts, Ir. D. Moretti, Ir. J.P. Pruiksma, Prof.dr.ir. R.D.J.M. Steenbergen, Ir.ing. M. Steins
Exemplaarnummer	
Oplage	
Aantal pagina's	135 (incl. bijlagen)
Aantal bijlagen	
Opdrachtgever	Ministerie van EZK T.a.v. Mr. T. Smolders
Projectnaam	Typologie aanpak
Projectnummer	060.39973

Alle rechten voorbehouden.

Niets uit deze uitgave mag worden vermenigvuldigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, fotokopie, microfilm of op welke andere wijze dan ook, zonder voorafgaande toestemming van TNO.

Indien dit rapport in opdracht werd uitgebracht, wordt voor de rechten en verplichtingen van opdrachtgever en opdrachtnemer verwezen naar de Algemene Voorwaarden voor opdrachten aan TNO, dan wel de betreffende terzake tussen de partijen gesloten overeenkomst.

Het ter inzage geven van het TNO-rapport aan direct belanghebbenden is toegestaan.

© 2021 TNO

Samenvatting

Dit rapport beschrijft de uitwerking van de typologiegebaseerde beoordeling zoals omschreven in het hoofdrapport [TNO, 2021a] voor de typologie METSELWERK1. Deze typologie bestaat uit seriematige bouw met twee bouwlagen en eventueel een zolder (rijtjeshuizen en twee-onder-een kap woningen), met een draagconstructie van metselwerk met een vloer van de tweede bouwlaag van beton en met openingen in de langsgevels die minder dan 85% open zijn in de maatgevende doorsnede van de eerste bouwlaag. De horizontale stabiliteit wordt ontleend aan schijfwerking van het dragend metselwerk.

Dit rapport beschrijft de totstandkoming van het sterkte- en gevolgmodel voor deze typologie, in de vorm van de kwetsbaarheidskromme, de parameters die deze kromme beschrijven en de parameters voor het gevolgmodel.

De kwetsbaarheidskromme, inclusief een door ACVG voorgeschreven marge, is toegepast in een berekening met de TNO modelketen. Deze berekening resulteert in een vlekkenkaart waarin is aangegeven waar deze typologie wel, dan wel niet voldoet aan de Meijdam norm.

Inhoudsopgave

	Samenvatting	2
1	Inleiding	4
2	Omschrijving typologie.....	5
3	Overzicht van gemodelleerde gebouwen.....	7
3.1	Algemeen.....	7
3.2	Eigenschappen van de doorgerekende gebouwen	7
3.3	Relatie met bouwvoorraad in Groningen	10
3.4	Uitgevoerde berekeningen	10
3.5	Faalmechanismes van de referentiegebouwen.....	11
4	Afleiding kwetsbaarheidsmodel en gevolgmodel	13
4.1	Beschikbare informatie voor het kwetsbaarheidsmodel	13
4.2	Afleiding kwetsbaarheidsmodel voor referentiegebouwen	13
4.3	Mediane seismische capaciteit voor de typologie	17
4.4	Gebouw-tot-gebouw variatie voor de typologie	18
4.5	Modelonzekerheid	18
4.6	Gevolgmodellering.....	18
4.7	Marge ACVG advies	19
5	Sterkteparameters in de TNO modelketenberekening.....	20
6	Controles	21
6.1	NLTH berekeningen.....	21
6.2	Gebouw tot gebouw variabiliteit.....	22
6.3	Uitgebreidere opname	22
6.4	Uit het vlak falen	22
7	Vlekkenkaart voor de typologie	24
8	Referenties	25
9	Ondertekening	27
	Bijlage(n)	
	A Vergelijking met berekeningen uitgevoerd in kader van ontwikkeling NPR 9998	
	B Invloed uitgebreidere opname	
	C Ligging referentiegebouwen in Groningse gebouwenpopulatie	
	D TU Delft analyse backbone curves	
	E TU Delft analyse invloed van vloertype	
	F Controleberekening	

1 Inleiding

De gaswinning in Groningen leidt tot het ontstaan van ondiepe aardbevingen. Hoewel deze aardbevingen relatief licht zijn (in termen van Magnitudes op de Richterschaal), zijn de effecten aan het aardoppervlak door de relatief ondiepe locatie (3 km) van het hypocentrum aanzienlijk. Er is een grote opgave om het veiligheidsniveau voor de bewoners van Groningen te borgen.

In TNO Rapport 2020 R10628/A [TNO, 2021a] is een uniforme aanpak beschreven voor de beoordeling van de gebouwen in Groningen. Deze aanpak is erop gebaseerd dat gebouwen worden ingedeeld in een typologie. Per typologie worden de seismische kenmerken bepaald, rekening houdend met de variaties tussen gebouwen binnen die typologie. Op basis van deze kenmerken kan snel voor een gehele typologie worden bepaald of en zo ja waar deze voldoet aan de norm. De norm die bij de veiligheidsbeoordeling wordt gehanteerd is de Meijdam norm (het Individueel Risico per jaar moet gelijk aan of kleiner zijn dan 10^{-5}). TNO Rapport 2020 R10628/A zal vanaf nu worden aangeduid als het hoofdrapport [TNO, 2021a].

In dit rapport wordt deze aanpak ingevuld voor de typologie METSELWERK1. Voor de indeling in typologieën inclusief de bijbehorende kenmerken wordt verwezen naar het hoofdrapport en typologietoedelingsrapport [TNO, 2021a, 2021b]. Het voorliggende rapport moet in samenhang met deze rapporten beschouwd worden.

Dit rapport is als volgt opgebouwd: Hoofdstuk 2 geeft kort een omschrijving van de typologie. In hoofdstuk 3 wordt de informatie die gebruikt is om het sterktemodel voor de typologie af te leiden beschreven. Hoofdstuk 4 gaat nader in op uitgevoerde variatiestudies door de TU Delft, waarvan de resultaten in bijlagen zijn gegeven. Hoofdstuk 5 geeft het overzicht van de parameters die afgeleid zijn ten behoeve van het berekenen van het risico met de TNO Modelketen. Hoofdstuk 6 beschrijft de door ACVG gevraagde controles voor deze typologie. In hoofdstuk 7 is de vlekkenkaart die van toepassing is voor de typologie METSELWERK1 gegeven.

2 Omschrijving typologie

De typologie METSELWERK1 maakt onderdeel uit van de typologiegroep METSELWERK-A. De typologiegroep METSELWERK-A bestaat uit geschakelde bouw met 1 of 2 bouwlagen en (eventueel) een zolder (rijtjeswoningen of 2 onder 1 kap) met een draagconstructie van ongewapend metselwerk (zoals van kalkzandsteen, baksteen, betonsteen). De woningscheidende wanden zorgen voor de stabiliteit in de ene richting, ook wel dwarsrichting genoemd (de sterke richting). De stabiliteit in de andere richting, de langsrichting (de zwakke richting), wordt verzorgd door het metselwerk in de langsgevel (penanten), met mogelijke bijdragen van de vloer-wand verbindingen, de vloeren, het dakvlak en interne wanden.

De typologiegroep METSELWERK-A is onderverdeeld in drie typologieën, die zich als volgt onderscheiden:

1. METSELWERK1: Het percentage openingen in de maatgevende horizontale doorsnede van de langsgevel(s) op de begane grond is minder dan 85%, en de vloer van de tweede bouwlaag is van beton.
2. METSELWERK2: Het percentage openingen in de maatgevende horizontale doorsnede van de langsgevel(s) op de begane grond is groter dan of gelijk aan 85%. De vloer van de tweede bouwlaag is van beton.
3. METSELWERK3: De vloer van de tweede bouwlaag is van hout. Deze typologie is verdeeld in twee subtypologieën: voor subtypologie METSELWERK3A is het percentage openingen in de maatgevende horizontale doorsnede van de langsgevel(s) op de begane grond minder dan 85%. Voor subtypologie METSELWERK3B is het percentage openingen in de maatgevende horizontale doorsnede van de langsgevel(s) op de begane grond groter dan of gelijk aan 85%.

Er is sprake van de typologie METSELWERK1 als de kenmerken die zijn gegeven in Tabel 1, zijn vastgesteld op basis van een bouwkundige opname zoals omschreven in [TNO, 2021b].

Tabel 1: Overzicht van kenmerken die tezamen typologie METSELWERK1 beschrijven

Kenmerk	Waarde	Opmerking
Materiaal Draagconstructie (maatgevende richting)	Metselwerk	Baksteen, Betonsteen, Kalkzandsteen
Constructiesysteem in dwarsrichting	Metselwerk wanden, schijfwerking	
Constructiesysteem in langsrichting	Metselwerk schijfwerking	
Aantal bouwlagen (zolder en kelder niet meetellen)	1 of 2	Goothoogte op niveau van de vloer van de tweede bouwlaag of zolder
Vrijstaand of geschakeld	Geschakeld, seriematig	Zowel rijtjeswoning als 2 onder 1 kap
Materiaal vloer van de tweede bouwlaag	Beton	
Opbouw gevel	Spouwmuur	
Percentage openingen in langsgevel eerste bouwlaag, maatgevende doorsnede	< 85%	

Voor een verdere toelichting op deze kenmerken wordt verwezen naar het rapport over typologietoedeling [TNO, 2021b]. In dat rapport staan ook uitsluitingsgronden beschreven die gecontroleerd moeten zijn voordat definitief tot typologietoedeling wordt overgegaan.

Dit rapport behandelt uitsluitend typologie METSELWERK1. De andere typologieën binnen de typologiegroep METSELWERK-A worden behandeld in afzonderlijke rapporten.

In Figuur 1 zijn ter illustratie voorbeelden gegeven van gebouwen die aan deze typologie zijn toegedeeld.



Figuur 1: Ter illustratie, voorbeelden van gebouwen in METSELWERK1

3 Overzicht van gemodelleerde gebouwen

3.1 Algemeen

Voor de uitwerking van typologieën wordt gebruik gemaakt van beschikbare gekalibreerde niet-lineaire tijddomein berekeningen (NLTH, *Non Linear Time History*). Voor de typologie METSELWERK1 zijn berekeningsresultaten voor in totaal vier gebouwen beschikbaar. Deze gebouwen zijn in opdracht van NAM door Arup doorgerekend. De gebouwen zijn door Arup aangeduid als Julianalaan, E45 Schildwolde, Wilgenbos en Oostergoweg. Voor de gebruikte referenties per gebouw, zie Tabel 2.

De berekeningsresultaten van deze gebouwen zijn door Eucentre gebruikt voor het afleiden van zogenaamde *fragility functions*, ook wel kwetsbaarheidskrommen genoemd, in achtereenvolgende versies van het *fragility and consequence model* [Crowley et al, 2017; Crowley et al, 2019; Crowley et al, 2020]. Deze resultaten waren ten tijde van de door TNO en TU Delft uitgevoerde analyses als enige beschikbaar. De informatie uit deze berekeningsresultaten is als basis gebruikt voor de bepaling van de parameters voor typologie METSELWERK1. Door TNO zijn deze resultaten geanalyseerd en er zijn eigen keuzes gemaakt voor de te hanteren parameterwaarden ten behoeve van de definitieve berekeningen van de typologieën.

Daarnaast is door de TU Delft een variatiestudie uitgevoerd van gebouwen die binnen het bereik van METSELWERK1 vallen. Deze is in bijlage D beschreven. Deze informatie is gebruikt ten behoeve van de variatiestudie die is beschreven in Hoofdstuk 4.

Na het gereedkomen van de sterktemodellering van deze typologie is een aanvullende controleberekening uitgevoerd van een specifiek gebouw (adres Bleeksteen 1-3, een 2- onder 1 kap gebouw) naar aanleiding van door ACVG gestelde vragen. Deze vragen zijn in hoofdstuk 6 gegeven. De gebouwbeschrijving en de uitgevoerde berekeningen aan dit gebouw zijn in bijlage F opgenomen.

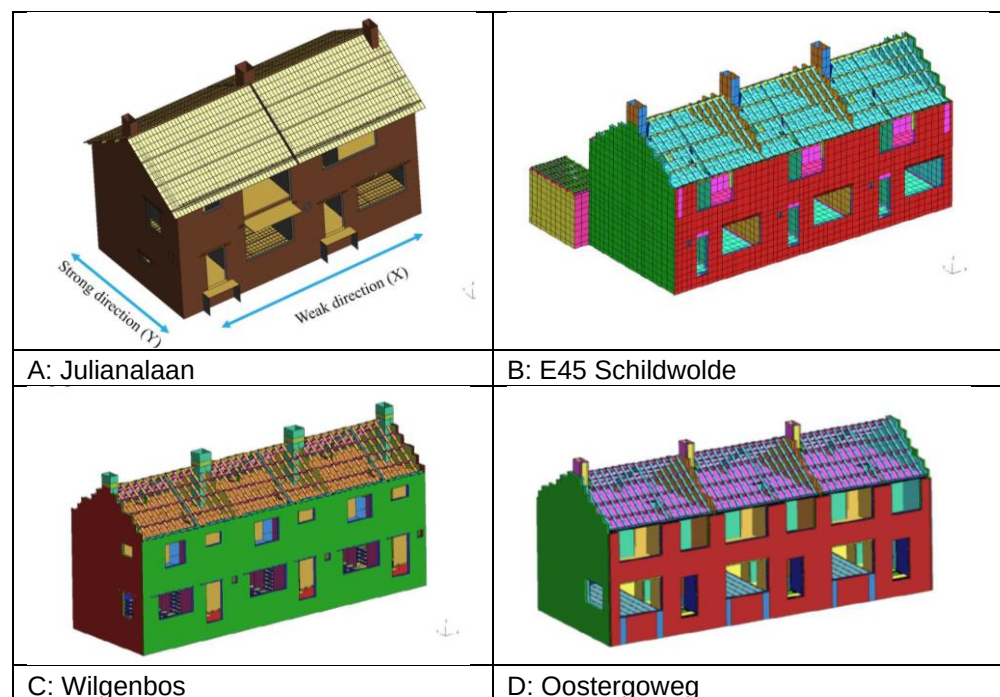
3.2 Eigenschappen van de doorgerekende gebouwen

De beschikbare gebouwberoekeningen van de doorgerekende gebouwen zijn gedocumenteerd in de referenties per beschikbaar gebouw zoals weergegeven in Tabel 2.

Tabel 2: Overzicht van geraadpleegde rapporten per referentiegebouw

Gebouwnaam	Referenties	Opmerkingen
Julianalaan	[Arup, 2017]	Ook bekend als KJ52 Percentage gevelopening niet gerapporteerd (< 85%)
E45 Schildwolde	[Arup, 2019a] [Arup, 2019b] [Arup, 2019d]	Percentage gevelopening 68%
Wilgenbos	[Arup, 2019b] [Arup, 2019c] [Arup, 2019d]	Percentage gevelopening 61%
Oostergoweg	[Arup, 2019b] [Arup, 2019c] [Arup, 2019d]	Percentage gevelopening 69%

In Figuur 2 Figuur 2: LS-Dyna modellen van de referentiegebouwen is een overzicht weergegeven van de modellen die van deze gebouwen zijn gemaakt.



Figuur 2: LS-Dyna modellen van de referentiegebouwen

Het gebouw Julianalaan (gebouwd in de jaren '50) heeft twee bouwlagen en een zolder. De vloer van de tweede bouwlaag (eerste verdiepingsvloer) is van beton, de zoldervloer is van hout. De gevels zijn van twee maal 100 mm metselwerk met een spouw van 100 mm.

Het openingspercentage van de begane grondvloer is gegeven in [Crowley et al, 2017] en bedraagt 71% ter plaatse van de maatgevende doorsnede en past

daarmee conform [TNO, 2021b] in de typologie METSELWERK1. De horizontale stabiliteit in langsrichting wordt verzorgd door schijfwerking in het metselwerk.

Het gebouw E45 Schildwolde is uit 1972. Het gebouw heeft twee bouwlagen en een zolder. De vloer van de tweede bouwlaag (eerste verdiepingsvloer) is van gewapend beton (dragend van bouwmuur tot bouwmuur), de zoldervloer is eveneens van beton. De gevels zijn van twee maal 100 mm metselwerk met een spouw van 100 mm.

Het openingspercentage van de begane grondvloer is gegeven in [Arup, 2019a] en bedraagt 70% ter plaatse van de maatgevende doorsnede en past daarmee conform [TNO, 2021b] in de typologie METSELWERK1. De horizontale stabiliteit in langsrichting wordt verzorgd door schijfwerking in het metselwerk.

Het gebouw Wilgenbos (gebouwd in 1963) heeft twee bouwlagen en een zolder. De vloer van de tweede bouwlaag (eerste verdiepingsvloer) en de zoldervloer zijn van in-situ vervaardigd beton. De gevels zijn van twee maal 100 mm metselwerk met een spouw van 100 mm.

Het openingspercentage van de begane grondvloer is gegeven in [Arup, 2019d] en bedraagt 63% ter plaatse van de maatgevende doorsnede en past daarmee conform [TNO, 2021b] in de typologie METSELWERK1. De horizontale stabiliteit in langsrichting wordt verzorgd door schijfwerking in het metselwerk.

Het gebouw Oostergoweg (gebouwd in 1961) heeft twee bouwlagen en een zolder. De vloer van de tweede bouwlaag (eerste verdiepingsvloer) en de zoldervloer zijn van in-situ vervaardigd beton. De gevels zijn van twee maal 100 mm metselwerk met een spouw van 100 mm.

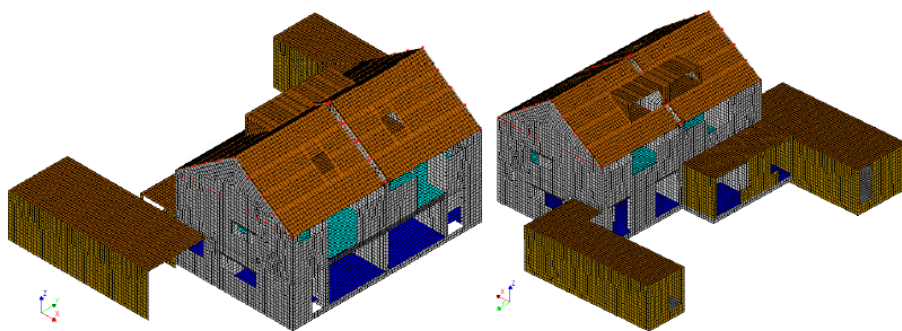
Het openingspercentage van de begane grondvloer is gegeven in [Arup, 2019d] en bedraagt 68% ter plaatse van de maatgevende doorsnede en past daarmee conform [TNO, 2021b] in de typologie METSELWERK1. De horizontale stabiliteit in langsrichting wordt verzorgd door schijfwerking in het metselwerk.

Voor de TU Delft berekeningen wordt verwezen naar Bijlage D. Op basis van een aan triltafeltesten gekalibreerd model zijn twintig 3D variaties doorgerekend van gebouwen die binnen het bereik van METSELWERK1 vallen.

In Figuur 3 is het controlegebouw Bleeksteen (zie Bijlage F) weergegeven

Het gebouw Bleeksteen is een 2-onder-1 kapper, gebouwd in 1967. Het heeft twee bouwlagen en een zolder. De vloer van de tweede bouwlaag (eerste verdiepingsvloer) is een Nehobo vloer, de zoldervloer is van hout. De gevels zijn van twee maal 100 mm metselwerk met een spouw van 100 mm.

Het openingspercentage van de begane grondvloer bedraagt 75% ter plaatse van de maatgevende doorsnede en past daarmee conform [TNO, 2021b] in de typologie METSELWERK1. De horizontale stabiliteit in langsrichting wordt verzorgd door schijfwerking in het metselwerk.



Figuur 3: Dianamodel van het controlegebouw Bleeksteen

3.3 Relatie met gebouwvoorraad in Groningen

De vier gebouwen uit paragraaf 3.2 worden in hoofdstuk 4 gebruikt voor het afleiden van de seismische capaciteit voor de typologie METSELWERK1. Hiervoor is het van belang te weten in hoeverre op geometrisch én op constructief niveau deze gebouwen representatief zijn voor de Groningse gebouwvoorraad binnen de typologie METSELWERK1. In Bijlage B wordt aannemelijk gemaakt dat met betrekking tot de geometrische eigenschappen deze vier referentiegebouwen tezamen representatief zijn voor de aanwezige gebouwvoorraad voor de typologie METSELWERK1. Met betrekking tot de representativiteit van de constructieve eigenschappen wordt verwezen naar Bijlage C.4 van het hoofdrapport [TNO 2021a].

3.4 Uitgevoerde berekeningen

Berekeningen (NLTH) zijn uitgevoerd door Arup in LS-Dyna. Voor de modellering van het metselwerk heeft Arup een nieuw materiaalmodel ontwikkeld; de beschrijving en validatie daarvan is gerapporteerd in [Arup, 2016] in het 'LS-DYNA Validation Booklet'. Deze validatie is door TNO beoordeeld. Voor de verschillende relevante optredende faalmechanismen wordt het gebruikte model als state-of-the-art gezien. Voor zowel in-het-vlak als uit-het-vlak gedrag van metselwerk wanden laat de kalibratie zien dat de uitkomsten van de FEM modellering goed overeenkomen met experimentele resultaten.

In de door Arup uitgevoerde berekeningen is gebruik gemaakt van 7-11 aardbevingssignalen die als representatief worden beschouwd voor de mogelijk optredende signalen. Voor verdere omschrijving van de gebruikte materiaaleigenschappen en uitgevoerde berekeningen wordt verwezen naar [Arup, 2017] en [Arup, 2019a/b/c/d].

De berekeningen zijn uitgevoerd voor beide hoofddraagrichtingen van de constructie. Per hoofddraagrichting zijn voor de doorgerekende aardbevingssignalen de maximale verplaatsing ter plaatse van de zolderverdieping en de maximaal optredende dwarskracht ter hoogte van de begane grond vloer gerapporteerd. Per berekening is gerapporteerd wat de effecten zijn op het gebouw. Deze effecten verschillen per signaal van geen effect (het gebouw blijft intact) tot aan volledige instorting met per berekening bepaalde percentages volumeverlies.

De NLTH berekeningen van de TU Delft ten behoeve van de variatiestudie zijn uitgevoerd in Diana; ook hier heeft kalibratie aan triltafeltesten plaatsgevonden. Voor de omschrijving van de uitgevoerde berekeningen wordt verwezen naar bijlage D, dit heeft betrekking op zowel in-het-vlak als uit-het-vlak gedrag.

Naar aanleiding van door ACVG gevraagde controles is door TU Delft een aanvullende NLTH studie uitgevoerd voor het adres Bleeksteen 1-3. Dit gebouw is doorge-rekend met 11 aardbevingssignalen met oplopende intensiteit. Per signaal is vastgelegd of sprake is van falen, waar dit plaats vindt en welk faalmechanisme daar bij hoort.

3.5 Faalmechanismes van de referentiegebouwen

De faalmechanismes die volgen uit de analyses van Arup zijn vastgelegd in de rapportages, zijn per Collapse State (CS) samengevat in Tabel 3. Deze collapse states zijn gedefinieerd in het hoofdrapport [TNO, 2021a].

Tabel 3: Gerapporteerde faalmechanismes per Collapse State (CS) voor de gebruikte gebouwen

Gebouw	CS1	CS2	CS3
Julianalaan	N/A	N/A	Both leaves of one of the gable walls collapse followed by the global collapse of the building.
E45 Schildwolde	Failure of chimney at gable wall in one unit and failure of partition walls at first and ground floor.	Failure of chimney at gable wall in one unit and failure of partition walls at first and ground floor. Local failures of outer and inner leaf at first storey.	1 - Out of plane failure of the load-bearing walls at ground floor. 2 - Soft storey at the first floor.
Wilgenbos	Gable and roof party wall failure, roof collapse, outer façade wall collapse OOP (at front and rear side and both short sides).	Partial wall and chimney failure, collapse of roof, outer façade wall collapse OOP	1 - Party walls and chimney failure (at the base of roof level) leading to the collapse of roof. 2 - Internal load bearing wall and non-load bearing wall fail at the base leading to loss of vertical and lateral support. 3 - In plane failure of the inner façade and ground floor becomes a soft storey.
Oostergoweg	Apex of gable and roof party wall fails OOP.	Gable wall fails OOP and inner façade and non-loading bearing walls fail.	Collapse of the slender wall piers, followed by the internal load bearing wall. The first floor loses vertical support leading to the full collapse.

Belangrijkste observaties uit deze waarnemingen zijn:

- Er worden meerdere faalmechanismes waargenomen.
- Het uit-het-vlak falen (afgekort tot OOP in het overzicht) komt voor in alle drie de collapse states (CS) en bij alle gebouwen. Uit-het-vlak falen betreft dragende wanden, het buitenspouwblad van kopgevels en ook niet-dragende wanden.
- Falen in-het-vlak (in-plane) is tevens een relevant faalmechanisme. Als dit optreedt leidt dit tot volledige instorting (CS3).

In de beschrijving van de kwetsbaarheidskrommen voor de typologie wordt gebruik gemaakt van de uitkomsten van de berekeningen aan alle gebouwen van tabel 3. Dit betekent dat alle genoemde faalmechanismes geacht worden te kunnen optreden in deze typologie.

4 Afleiding kwetsbaarheidsmodel en gevolgmodel

Dit hoofdstuk geeft de achtergronden bij het gebruikte kwetsbaarheids- en gevolgmodel voor METSELWERK1. In het hoofdrapport [TNO, 2021a] is omschreven welke stappen worden doorlopen om deze modellen af te leiden.

Voor de bepaling van het kwetsbaarheidsmodel met een gebouw-tot-gebouw variatie binnen de typologie METSELWERK1 is het van belang te weten hoe de precieze opbouw van een gebouw binnen de grenzen van de definitie van METSELWERK1 kan variëren. Dit betreft de opbouw van de stabiliteitswanden, de gevels, verbindingen, materiaaleigenschappen, et cetera.

In dit hoofdstuk wordt in paragraaf 4.1 eerst beschreven welke informatie beschikbaar is met betrekking tot het kwetsbaarheidsmodel, vervolgens wordt in paragraaf 4.2 het kwetsbaarheidsmodel nader invulling gegeven, in paragraaf 4.3 wordt de voor de typologie te gebruiken mediaan in de kwetsbaarheidskromme afgeleid, in paragraaf 4.4 wordt de gebouw tot gebouw spreiding vastgesteld, in paragraaf 4.5 wordt ingegaan op de modelonzekerheid en in paragraaf 4.6 wordt het gevolgmodel besproken.

4.1 Beschikbare informatie voor het kwetsbaarheidsmodel

Voor het bepalen van de mediane seismische capaciteit en de gebouw-tot-gebouw variatie is het van belang om experimentele resultaten en (o.a. aan triltafeltesten) gevalideerde, gekalibreerde, unbiased, rekenmodellen ter beschikking te hebben.

De volgende informatiebronnen zijn gebruikt in de afleiding van de kwetsbaarheidskrommen:

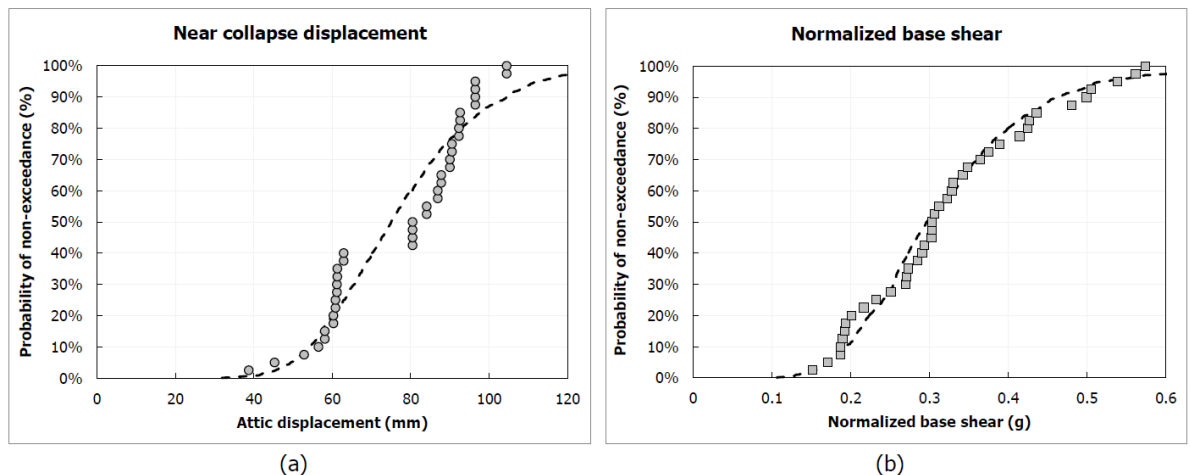
- 1) TU Delft analyses, gegeven in bijlage D, waarin aan triltafeltesten gekalibreerde 3D Diana NLPO berekeningen zijn uitgevoerd en een groot aantal variaties is doorgerekend. Ook bevat deze bijlage een NLTH studie.
- 2) De door Eucentre uitgevoerde studies naar het fragility en consequence model. Zowel het achtergrondrapport voor het v6 *fragility and consequence model* [Crowley et al, 2019] als het achtergrondrapport voor het v7 *fragility and consequence model* [Crowley et al, 2020] zijn gebruikt. In het v6 achtergrondrapport wordt op basis van aan triltafeltesten gekalibreerde modellen voor 2 referentiegebouwen (Julianalaan en E45 Schildwolde [Arup, 2017]) in de typologie een kwetsbaarheidskromme afgeleid. In het v7 achtergrondrapport wordt op basis van aan triltafeltesten gekalibreerde modellen voor alle vier referentiegebouwen uit Tabel 2 (zie ook [Arup, 2019a/b/c/d]) in de typologie een kwetsbaarheidskromme afgeleid waarbij nadrukkelijk aandacht is besteed aan de buiten de 4 gemodelleerde gebouwen aanwezige restonzekerheid over de gebouw-tot-gebouw variatie.

4.2 Afleiding kwetsbaarheidsmodel voor referentiegebouwen

In deze paragraaf wordt het kwetsbaarheidsmodel voor de referentiegebouwen binnen METSELWERK1 afgeleid. Hiertoe wordt informatie zoals weergegeven in paragraaf 4.1 achtereenvolgens inhoudelijk doorgenomen. Vervolgens wordt het kwetsbaarheidsmodel voorgesteld.

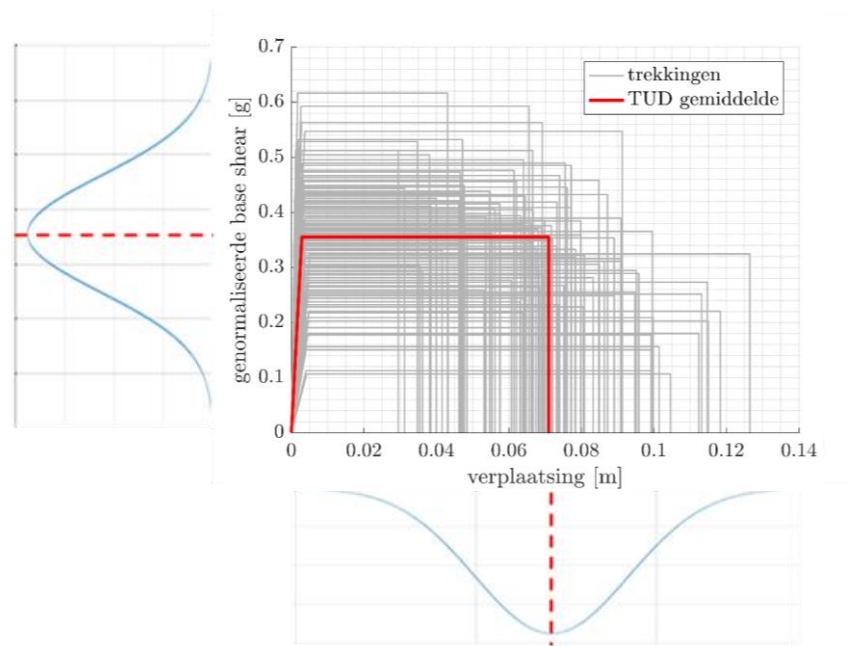
4.2.1 TU Delft variatiestudie

In de TU Delft studie (deze is opgenomen als bijlage D) is een variatiestudie uitgevoerd gebruik makend van aan trilltafeltesten gekalibreerde 3D NLPO berekeningen binnen de typologie. NLPO berekeningen zijn vooral geschikt voor de modellering van het in-het-vlak gedrag van metselwerk. De rekenresultaten en de daarop gefitte cumulatieve verdelingsfunctie zijn geïllustreerd in Figuur 4.



Figuur 4 Spreiding in a) near collapse displacement en b) normalized base shear uit Bijlage D.

Deze informatie kan omgezet worden naar Figuur 5 waarin de random trekkingen van de genormaliseerde base shear en near collapse displacement worden weergegeven rondom het mediane gebouw. Er is sprake van aanzienlijke spreiding in de seismische capaciteit binnen deze typologie.

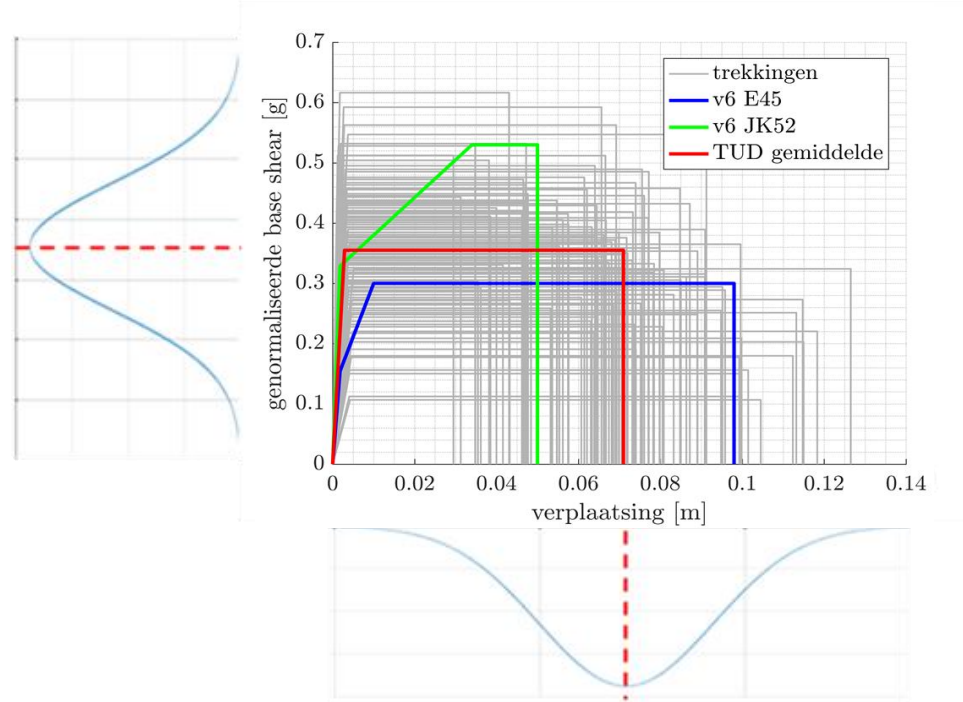


Figuur 5: Genormaliseerde base shear en near collapse displacement van het mediane gebouw en spreiding (zie ook bijlage D).

Geconstateerd wordt in bijlage D dat bij een aanzienlijk aantal doorgerekende variaties er uit-het-vlak falen heeft opgetreden voordat in-het-vlak falen optreedt, of dat beide mechanismes gelijktijdig optreden en elkaar beïnvloeden. De TU Delft concludeert daarom dat de NLPO berekeningen in Figuur 4 en Figuur 5 richtinggevend zijn maar dat uiteindelijk NLTH berekeningen nodig zijn voor het vaststellen van de seismische capaciteit en de gebouw-tot-gebouw spreiding omdat deze het uit-het-vlak gedrag beter beschrijven. De interactie tussen in-het-vlak en uit-het vlak falen wordt voor deze typologie ook bevestigd door een door de TU Delft uitgevoerde NLTH berekening die ook in bijlage D is opgenomen. Ook in studies uitgevoerd door Mosayk [2019] wordt dit geconstateerd. De studies onder 1) van paragraaf 4.1 zijn daarom niet direct ingezet voor het afleiden van de kwetsbaarheidskromme maar zijn gebruikt als basis voor het afleiden van de in rekening te brengen spreiding binnen de typologie.

4.2.2 EU Centre studies

In [Crowley et al, 2019] wordt op basis van gevalideerde NLTH berekeningen van 2 typische gebouwen (Julianalaan en E45 Schildwolde, zie o.a. [Arup, 2017]) een kwetsbaarheidskromme afgeleid voor de *vulnerability class* URM3L. Deze doorgerekende gebouwen behoren tot de typologie METSELWERK1. De backbone curves van deze 2 referentiegebouwen zijn weergegeven in Figuur 6 (in blauw en groen). In grijs zijn de variaties die de TU Delft heeft doorgerekend weergegeven en het gemiddelde van de TUD studie is in rood aangegeven.



Figuur 6: Genormaliseerde base shear en near collapse displacement van referentiegebouwen Julianalaan (JK52) en E45 Schildwolde [uit Crowley et al, 2019] en het gemiddelde gebouw en spreiding uit de TUD studie in bijlage D

Op basis van Figuur 6 wordt geconcludeerd dat de twee in [Crowley et al, 2019] gebruikte referentiegebouwen (groene en blauwe lijnen) niet geheel de binnen METSELWERK1 te verwachten gebouw-tot-gebouw variatie afdekken.

Onder andere onder de blauwe lijn bevinden zich nog een groot aantal random trekkingen, terwijl de lagere genormaliseerde base shear maatgevend is voor de kwetsbaarheidskromme. De studie in [Crowley et al, 2019] wordt daarom door TNO en TU Delft als onvoldoende beschouwd om de gebouw-tot-gebouw variatie voor METSELWERK1 te kwantificeren. Gebruik van meer referentiegebouwen dan wel het toevoegen van extra spreiding is nodig. Deze zijn in [Crowley et al, 2020] beschikbaar gekomen. In [Crowley et al, 2020] zijn de twee gebouwen die hiervoor zijn beschreven aangevuld met de gebouwen Wilgenbos en Oostergoweg. In Figuur 7 zijn de backbone curves van de uitgevoerde NLTH berekeningen [Arup, 2019a/b/c/d] weergegeven met de gefitte backbone curves.

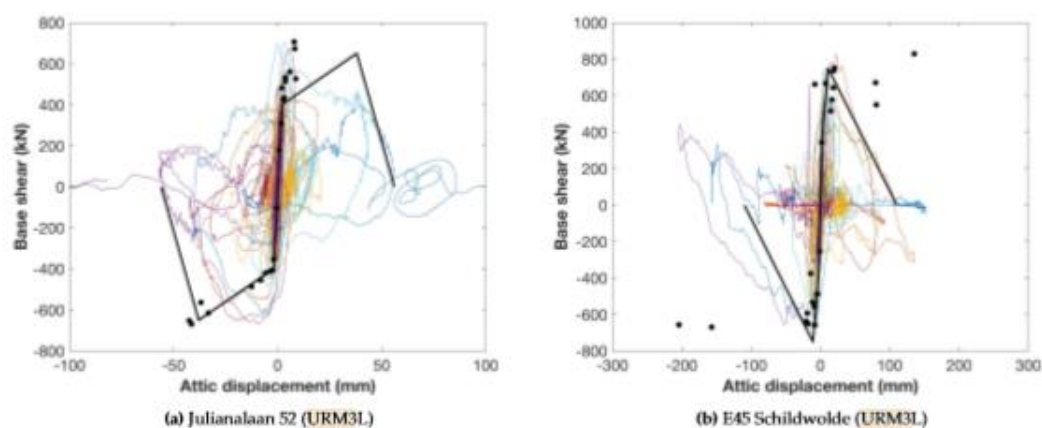
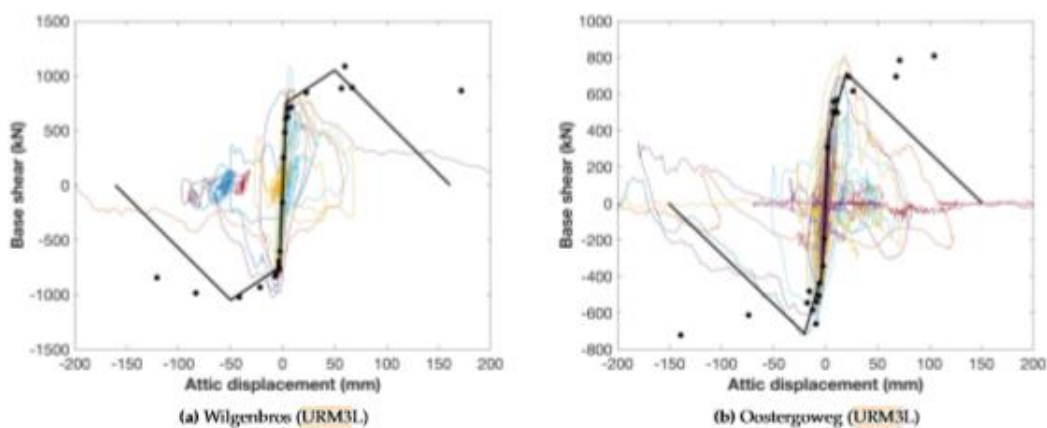


Figure 3.13 Backbone plots for the Julianalaan 52 and E45 Schildwolde index building models



Figuur 7: Backbone plots uit [Crowley et al, 2020] voor de 4 gebruikte index gebouwen. De gekleurde lijnen zijn de hysteresis plots uit de NLTH, de zwarte punten zijn in de genoemde referentie gebruikt voor het afleiden van de backbone curves.

Op het moment van het bepalen van het sterktemodel voor METSELWERK1 waren bij TNO geen andere gevalideerde berekeningen beschikbaar waarin de combinatie van in-het-vlak en uit-het-vlak falen gemodelleerd is. Daarom zijn de onder 3) genoemde modellen voor de 4 referentiegebouwen als basis genomen voor de kwetsbaarheidskromme en de gebouw-tot-gebouw variatie voor METSELWERK1.

4.2.3 Kwetsbaarheidskromme voor de referentiegebouwen

In deze paragraaf wordt beschreven hoe de kwetsbaarheidskromme is samengesteld op basis van de informatie van de 4 referentiegebouwen uit Figuur 7.

In Tabel 4 zijn de *limit displacements* afkomstig uit de NLTH's (voor toelichting, zie het hoofdrapport [TNO, 2021a] gegeven voor de 4 referentiegebouwen voor CS1, CS2 en CS3.

Tabel 4: Limit displacements voor het optreden van de 3 collapse states

	Limit displacement [m], [Crowley et al, 2020; blz. 36]		
	CS1	CS2	CS3
Julianalaan	-	-	0,05
E45 Schildwolde	0,02	0,07	0,10
Wilgenbos	0,06	0,09	0,16
Oostergoweg	0,02	0,07	0,12

Voor elk van de collapse states zijn in Tabel 4 de waargenomen faalmechanismes weergegeven voor elk van de 4 referentiegebouwen. Uit deze tabel blijkt dat voor METSELWERK1 de collapse state CS3 in hoge mate wordt bepaald door uit-het-vlak falen gecombineerd met grote in-het-vlak vervormingen; dit is consistent met de bevindingen van de TU Delft (zie bijlage D onder ad 1). Ook CS1 en CS2 worden gedomineerd door lokaal uit-het-vlak falen, behalve bij het referentiegebouw Julianalaan. Daar treedt direct CS3 (volledige instorting) op zonder dat eerst CS1 en CS2 optreden.

De uiteindelijke kwetsbaarheidskromme is voor *vulnerability class* URM3L in [Crowley et al, 2020] bepaald uit de combinatie van het kwetsbaarheidsmodel en het gevolgmodel voor de 4 referentiegebouwen. Elk van de kwetsbaarheidskrommen van de gebruikte referentiegebouwen is daar gewogen met een kans van 0,25. De resulterende kwetsbaarheidskromme is dan gefit op de samengestelde curves met één collapse state. Deze in [Crowley et al, 2020] afgeleide kwetsbaarheidskromme kan gezien worden als de kwetsbaarheidskromme zoals afgeleid uit SDOF modellen voor de 4 referentiegebouwen. In paragraaf 4.3 en 4.4 wordt deze kwetsbaarheidskromme uitgebreid naar de gehele typologie METSELWERK1 en in paragraaf 4.5 wordt ook een modelonzekerheid toegepast. In Tabel 7 zijn dan de parameters van de uiteindelijke kwetsbaarheidskromme gegeven.

4.3 Mediane seismische capaciteit voor de typologie

In het hoofdrapport [TNO, 2021a] is in bijlage C.4 op basis van MDOF variatiestudies een beschouwing gehouden over de mediane seismische capaciteit. Gebruik is gemaakt van beschikbare studies [Arup 2019b, c]. In deze studies zijn kwetsbaarheidskrommen afgeleid op basis van een volledige MDOF (NLTH) benadering waarbij voor de variaties een koppeling is gemaakt naar de Groningen Exposure Database. De beschouwingen in de genoemde bijlage C.4 leveren een aanpassing van de in de vorige paragraaf beschreven kwetsbaarheidskromme in de vorm van een verlaging van de mediane seismische capaciteit van 15%.

4.4 Gebouw-tot-gebouw variatie voor de typologie

In het hoofdrapport [TNO, 2021a] in bijlage C.4 is op basis van MDOF variatie-studies een beschouwing gehouden over de resterende gebouw-tot-gebouw variatie ten opzichte van de variatie in de vier referentiegebouwen uit paragraaf 4.2.

In deze bijlage C.4 wordt geconcludeerd dat het meenemen van gebouw-tot-gebouw variatie een extra spreiding geeft en dat deze afgedekt wordt met een variatiecoëfficiënt van 0.3. Deze keuze is ook consistent met de TU Delft studie in Bijlage D waar vergelijkbare waarden voor de spreiding zijn gevonden.

4.5 Modelonzekerheid

De in Figuur 7 weergegeven backbone curves (bevatten gecombineerd in-het-vlak en uit-het-vlak falen van wanden) zijn gebruikt voor het bepalen van de invloed van de signaal-tot-signaal variatie per referentiegebouw aan de hand van een één massa-veer-systeem berekening. Dit is een zekere mate van versimpeling, echter het draaien van vele duizenden NLTH's voor dit doel zou te veel tijd vergen. Het effect van deze versimpeling is opgenomen in de modelonzekerheid. De waarde voor de modelonzekerheid β_m volgt uit de waarden voor β_c en β_q zoals in het hoofdrapport toegelicht en wordt geïmplementeerd via een 'logic tree' zoals toegelicht in het hoofdrapport [TNO, 2021a].

Er is gekozen om voor β_q (voor definitie zie het hoofdrapport [TNO, 2021a], bijlage D), voor METSELWERK1, een waarde $\beta_q=0,25$ te gebruiken, omdat het SDOF model niet als 'superior' conform de FEMA terminologie [FEMA, 2012] kan worden gezien. Voor β_c wordt de waarde 0,25 aangehouden, conform bijlage D van het hoofdrapport [TNO, 2021a].

De modelonzekerheid wordt verwerkt in een 'logic tree' met 3 takken: 'lower', 'middle' en 'upper'. Dit leidt tot de waarden van b_{0lower} en b_{0upper} in onderstaande tabel. Voor achtergronden hierbij en de betekenis van deze parameters zie bijlage C.3 van het hoofdrapport [TNO, 2021a].

Tabel 5: Parameters voor de modelonzekerheid van METSELWERK1

Parameters	METSELWERK1
b_{0lower}	-3,058
$b_{0middle}$	-2,466
b_{0upper}	-1,847
Modelonzekerheid β_m	0,35

De waarden voor b_{0lower} en b_{0upper} zijn verkregen door toepassing van de modelonzekerheid op de in paragraaf 4.2 tot en met 4.4 afgeleide kwetsbaarheidskromme met de parameter $b_{0middle}$.

4.6 Gevolgmodellering

Voor de gevolgmodellering worden de waarden uit [Crowley et al, 2020] als basis genomen.

In dat rapport wordt voor CS3 uitgegaan van een overlijdenskans gegeven falen van 0,42. Gegeven de wijze van instorten zoals waargenomen in de NLTH-berekeningen van de referentiegebouwen acht TNO dit een redelijke waarde.

In Tabel 6 zijn de door TNO gebruikte parameters van het gevolgmodel gegeven zoals toegepast als meest waarschijnlijke schatting voor alle collapse states. Dit leidt tot de waarden van de overlijdenskansen zoals deze op de 'middle' branch van het gevolgmodel zijn gebruikt. Voor de 'lower' en 'upper' branch wordt verwezen naar het hoofdrapport [TNO, 2021a]. Deze waarden zijn gebaseerd op Tabel 6.6 van [Crowley et al, 2020].

Tabel 6: Parameters voor de gevolgmodellering voor METSELWERK1

Parameters	METSELWERK1
Pd_inside CS1	0,42
Pd_inside CS2	0,42
Pd_inside CS3	0,42
Pd_outside CS1	0,5
Pd_outside CS2	0,5
Pd_outside CS3	0,5

4.7 Marge ACVG advies

ACVG heeft in de brief aan de ministers van EZK en BZK zijn beoordeling gegeven van de door TNO uitgevoerde berekeningen voor de typologieën [ACVG, 2021]. Naar aanleiding van deze beoordeling stelt ACVG voor om bij de implementatie van de typologieaanpak een extra marge toe te passen door de kwetsbaarheidskromme te verschuiven ten opzichte van de door TNO afgeleide krommes. Hiermee wordt een extra veiligheidsmarge ingebouwd. Het resultaat van deze marge is een aanpassing van de waarden voor de parameters b_0 uit Tabel 5 in de beschrijving van de kwetsbaarheid. Deze marge wordt in het volgende hoofdstuk in Tabel 7 gepresenteerd.

5 Sterkteparameters in de TNO modelketenberekening

In dit hoofdstuk wordt op basis van de overwegingen gemaakt in hoofdstuk 4 het overzicht gegeven van de voor METSELWERK1 in rekening te brengen parameters voor het kwetsbaarheids- en gevolgmodel in de berekening met de TNO modelketen.

Tabel 7 toont de parameters voor het kwetsbaarheidsmodel en gevolgmodel zoals gebruikt voor het genereren van de vlekkenkaarten voor METSELWERK1. Hoe deze parameters toegepast worden is beschreven in het hoofdrapport [TNO, 2021a].

In de laatste kolom van Tabel 7 is weergegeven welke de parameterwaarden zijn nadat de voorgestelde marge van ACVG zoals beschreven in paragraaf 4.7 is toegepast. De door het ACVG voorgestelde shift leidt tot een verschuiving van de b_0 waarden zoals weergegeven in Tabel 7.

Tabel 7: Overzicht van invoerparameters in de TNO modelketenberekening

Parameters	METSELWERK1	METSELWERK1 (met ACVG waarborg)
b_{0lower}	-3,0582	-2.856
$b_{0middle}$	-2,453	-2.251
b_{0upper}	-1,8471	-1.644
b_1	2,9555	2,9555
σ_s	1,2128	1,2128
DL_CS1	0,051	0,051
DL_CS2	0,051	0,051
DL_CS3	0,051	0,051
Modelonzekerheid β_m	0,35	0,35
Pd_inside CS1	0,42	0,42
Pd_inside CS2	0,42	0,42
Pd_inside CS3	0,42	0,42
Pd_outside CS1	0,5	0,5
Pd_outside CS2	0,5	0,5
Pd_outside CS3	0,5	0,5

6 Controles

De resultaten van de door TNO en TU Delft uitgevoerde analyses aangevuld met studies om de variaties op de juiste wijze in rekening te brengen, leveren het sterktemodel op dat in de vorm van kwetsbaarheidskrommen en keuzes voor de modelonzekerheid in de TNO modellenketen is geïmplementeerd.

ACVG heeft in haar advies van november 2020 gevraagd een aantal controles uit te voeren [ACVG, 2020]. Dit betreft de volgende punten:

- Toon aan dat de aannames en interpretaties bij NLTH-berekeningen voldoende onderbouwd zijn.
- Toon aan dat de modellering van de gebouw-tot-gebouwvariabiliteit past bij de Groningse realiteit.
- Toon aan dat een uitgebreidere opname geen wezenlijke invloed heeft op het beoordelingsresultaat.
- Toon aan dat uit-het-vlak bezwijken correct is meegenomen in versimpelde (SDOF) modellen.

Voor een nadere toelichting op deze vier punten wordt naar het ACVG advies van november 2020 verwezen. Hieronder wordt kort beschreven welke controles voor METSELWERK1 zijn uitgevoerd. Deze controles zijn in de bijlagen A, B en F bij dit rapport uitgewerkt.

6.1 NLTH berekeningen

Met betrekking tot de NLTH berekeningen is langs twee wegen invulling gegeven aan de gevraagde onderbouwing.

Als eerste is in het hoofdrapport in Bijlage B.2 een uitgebreide beschrijving gegeven van de aannames en interpretaties bij de NLTH berekeningen. Daarbij zijn deze tevens vergeleken en afgestemd met de aanpak zoals deze gevolgd is binnen]NEN NPR 9998 module 3 [NEN, 2020].

Als tweede zijn de resultaten van de typologie aanpak (zonder de marge van ACVG) vergeleken met de uitkomsten van NLTH berekeningen aan 2 individuele gebouwen uit de typologie METSELWERK1 zoals deze in het kader van NEN Module 3 zijn geanalyseerd. Het voordeel van het gebruik van deze analyses is dat er binnen de NEN Module 3 afstemming heeft plaatsgevonden tussen de betrokken ingenieursbureaus over de te volgen werkwijze. De uitkomsten bevatten daarom redelijkerwijs de state-of-the-art kennis op dit gebied.

De analyse van de resultaten laat zien dat voor de doorgerekende gebouwen de typologie aanpak voor METSELWERK1 strenger is dan de maatgevende uitkomst van drie verschillende NLTH analyses uitgevoerd door verschillende ingenieursbureaus met verschillende EEM pakketten conform de NPR 9998:2020. Voor die twee gebouwen is in NEN Module 3 gevonden dat deze bij alle analyses overal ruim voldoen.

Het strenger zijn van de typologie-aanpak ligt in de lijn der verwachting omdat de typologie-aanpak veilig moet zijn voor een groot aantal gebouwen binnen een typologie.

6.2 Gebouw tot gebouw variabiliteit

Voor de keuzes met betrekking tot mediaan en spreiding in de kwetsbaarheidskromme wordt gerefereerd aan hoofdstuk 4 en bijlage C van dit rapport en bijlage C.4 van het hoofdrapport [TNO, 2021a]. Op basis van de beschikbare informatie acht TNO het aannemelijk dat de resulterende kwetsbaarheidskromme een adequate beschrijving is van de seismische capaciteit van de Groningse gebouwen-voorraad binnen de typologie METSELWERK1.

6.3 Uitgebreidere opname

Om aan te tonen dat een uitgebreidere opname geen wezenlijke invloed heeft op het beoordelingsresultaat is een check uitgevoerd met de vier referentiegebouwen van METSELWERK1, die met elkaar de spreiding binnen deze typologie afdekken. De resultaten van de risicoberekening voor de vier individuele referentiegebouwen zijn vergeleken met de resultaten van de risicoberekening voor de typologie als geheel.

Voor deze vier referentiegebouwen zijn vier afzonderlijke vlekkenkaarten gemaakt; deze kaarten geven aan waar deze gebouwen in Groningen wel/niet voldoen aan de Meijdam-norm. De vlek voor ieder van de beschouwde vier METSELWERK1 referentiegebouwen is kleiner dan de vlek voor typologie METSELWERK1 (zonder de ACVG waarborg). Voor deze referentiegebouwen is er geen enkele cel met een risico boven de Meijdam-norm waar die voor de typologie onder de Meijdam norm ligt. Voor de beschouwde vier gebouwen binnen de typologie METSELWERK1 is er dus geen sprake van zogeheten false-positives. In bijlage B wordt dit nader toegelicht. Voor één van de vier gebouwen (E45 Schildwolde) is de vlek slechts iets kleiner dan voor de gehele typologie. Idealiter zouden berekeningen van meer gebouwen beschikbaar zijn om ook deze toets uit te voeren voor een 5^e of 6^e, etc gebouw; deze zijn echter bij het opstellen van dit rapport niet voorhanden.

Het bovenstaande betekent dat de kans beperkt is dat een METSELWERK1-pand dat *voldoende veilig* wordt verklaard op grond van de typologiebenadering, *onvoldoende veilig* zou worden verklaard als er meer gegevens over het betreffende pand zouden worden ingewonnen en meegenomen in de risicoberekening.

6.4 Uit het vlak falen

Het uit-het-vlak bezwijken van metselwerk wanden in gebouwen kan in NLTH-berekeningen worden nagegaan aan de hand van twee verschillende toetswijzen (zie NPR 9998, Annex F):

- a) Directe toets (ook wel genoemd: expliciete methode). Bij deze toets bepaalt het aan experimenten gekalibreerde FEM rekenprogramma of de desbetreffende wand op basis van uit-het-vlak bezwiken is.
- b) Indirecte toets. Bij deze toets wordt het bezwijken van een wand bepaald door het overschrijden van bepaald criterium voor de grootste verplaatsing van de wand uit-het-vlak.

TNO acht het noodzakelijk dat voor het berekenen van het overlijdensrisico de voortschrijdende instorting moet kunnen zijn gemodelleerd en vertaald naar 3 collapse states (CS1, CS2 en CS3).

Hiervoor is het nodig dat na lokaal uit het vlak bezwijken de FEM analyse voorgezet wordt zonder de gefaalde onderdelen met een aangepast krachtsverdeling, dit totdat globaal instorten wordt waargenomen. Dit is in de state of the art software-berekeningen zoals vandaag de dag beschikbaar slechts mogelijk bij het expliciet modelleren van uit-het-vlak falen. Dit expliciet faalgedrag is gekalibreerd aan dynamische (triltafel) experimenten en door TNO voorzien van een modelonzekerheid voor het FEM model en een modelonzekerheid voor de imperfecties, scheefstanden en andere afwijkingen.

Bij het overschrijden van een indirecte toets kan moeilijk worden vastgesteld welke collapse state optreedt en kan voortgaande instorting niet worden beschouwd. Daarom kan een indirecte toets niet direct gebruikt worden voor de bepaling van het overlijdensrisico. De indirecte toets is daarom vooral geschikt om inzicht te verkrijgen in de expliciete toets. Om dit inzicht te vergroten zijn een aantal controleberekeningen uitgevoerd.

TU Delft gebruikt voor de controleberekeningen een indirecte toets met een criterium van 100 % van de wanddikte (in de regel 100 mm), dit op basis van validatie aan van beschikbare experimenten, zie Bijlage D.

Naar aanleiding hiervan heeft ACVG aan TNO aanvullend de vraag gesteld wat de invloed is van een kleinere waarde van het criterium bij de indirecte toets, 60% van wanddikte.

In dat kader zijn twee typen analyses uitgevoerd:

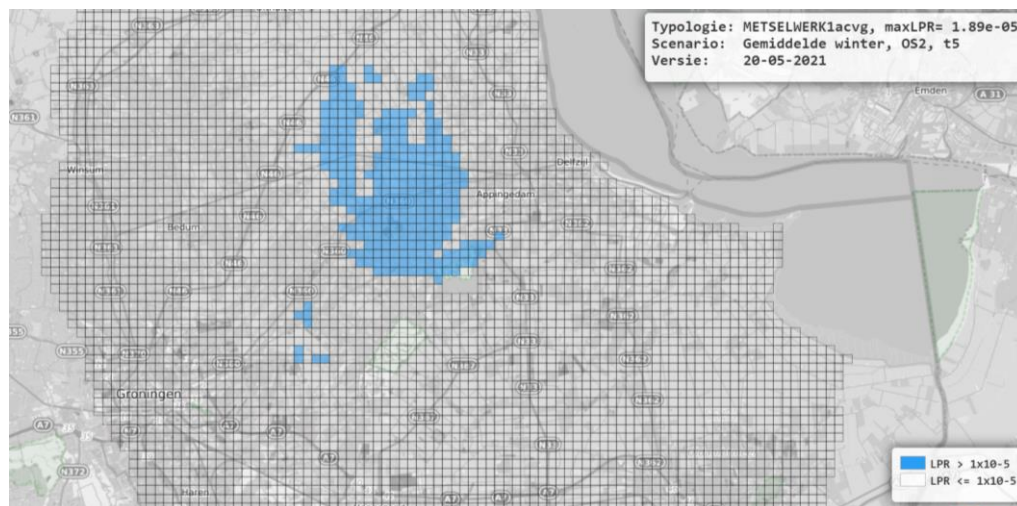
1. Voor METSELWERK1 is een aanvullende NLTH analyse uitgevoerd. Deze berekening is beschreven in bijlage F.
2. De NLTH achtergrondstudies bij de ontwikkeling van Annex H bij NPR 9998:2020 zijn vergeleken met de typologie-aanpak, zie hiervoor Bijlage A.2.

In de eerste analyse (Bijlage F) is aangegeven wat de invloed is van een gekozen waarde voor het indirecte criterium, in veel gevallen is deze beperkt en het hierboven genoemde criterium van 100 mm kan dan gebruikt worden voor een controleberekening.

De tweede analyse wordt hieronder kort toegelicht; voor een uitgebreide verslaglegging wordt verwezen naar Bijlage A.2. Ten behoeve van de kalibratie van Annex H van NPR 9998:2020 is door Arup een studie uitgevoerd naar twee rijwoningen uit de typologie METSELWERK1. In die studie zijn alle wanden inclusief de binnenwanden gemodelleerd (dit betreft 60 tot 80 mm dikke wanden afhankelijk van de woning). De wanden zijn óf als 'one-way-bending' of als 'cantilever' gemodelleerd. De gebruikte tijdsignalen zijn opgeschaald totdat in één van die wanden een uit-het-vlak verplaatsing groter dan 60 mm optrad. Dit levert de PGA voor de uit-het-vlak capaciteit van de maatgevende wand. Deze capaciteit is naast de seismische belasting gelegd (conform de NEN Webtool) waarbij is geconcludeerd dat de capacity/demand (C/D) ratio overall zeer ruim boven de 1,0 ligt. Dit betekent dat deze woning conform deze NEN achtergrondberekeningen nergens in Groningen versterkt hoeft te worden. In de typologie-aanpak wordt nochtans voor METSELWERK1 een gebied voorgesteld waar het risico hoger is dan de Meijdam norm, en waar moet worden nagegaan of en welke versterking benodigd is. Dit geeft aan dat de typologie-aanpak voor uit-het-vlak falen voor deze twee typische gebouwen conservatief is.

7 Vlekkenkaart voor de typologie

Met de in hoofdstuk 5 gegeven waarden voor de parameters voor de sterkte - inclusief de ACVG marge - is met de TNO modelketen, op basis van de in het hoofdrapport [TNO, 2021] gegeven algemene instellingen, de vlekkenkaart voor METSELWERK1 bepaald. Deze is hieronder weergegeven. Voor meer achtergrond bij de totstandkoming van de vlekkenkaarten wordt verwezen naar het hoofdrapport [TNO, 2021].



Met blauw zijn de gridcellen ingekleurd waar gebouwen van typologie METSELWERK1 niet voldoen aan de Meijdam norm.

8 Referenties

[ACVG, 2020]

Advies Typologieaanpak, 17 november 2020, ACVG kenmerk 202011-01

[ACVG, 2021]

Beoordeling aanvullingen TNO op typologieaanpak, 27 mei 2021, ACVG kenmerk 202105-01

[Arup, 2016]

LS-DYNA validation booklet, juli 2016

[Arup 2016a]

Arup, "Exposure Database V3".

[ARUP 2016b]

Arup, "Geometric characteristic study of current building selection for numerical modelling", April 2016

[Arup, 2017]

Typology modelling for fragility development, 2017

[Arup, 2019a]

Typology Modelling - Analysis Results in Support of Fragility Functions - 2018-2019

[Arup, 2019b]

Typology Modelling - Typology Modelling Explicit MDOF Validation of Fragility Functions - URM3L - URM4L, 2019

[Arup, 2019c]

Typology Modelling: Analysis Results in Support of Fragility Functions – 2019 Batch Results, December 2019

[Arup, 2019d]

Typology Modelling: Explicit MDOF Validation of Fragility Functions – Update, December 2019

[Arup 2019e]

Arup, "Exposure Database V7: Data Documentation, Technical Report and Exposure Model", December 2019.

[Arup, 2020]

Module 1: Micro NLTH analysis input for Tier 2 method, 18 September 2020

[Crowley et al, 2017]

Helen Crowley, Rui Pinho, Report on the v5 Fragility and Consequence Models for the Groningen Field. November 2017

[Crowley et al, 2019]

Helen Crowley, Rui Pinho and Francesco Cavalieri. Report on the v6 Fragility and Consequence Models for the Groningen Field. March, 2019.

[Crowley et al, 2020]

Helen Crowley, Rui Pinho, Report on the v7 Fragility and Consequence Models for the Groningen Field. 2020.

[FEMA, 2012]

FEMA 58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1, Methodology, FEMA, Washington DC, USA

[Graziotti et al, 2016]

Graziotti, F., Tomassetti, U., Penna, A., & Magenes, G. (2016). Out-of-plane shaking table tests on URM single leaf and cavity walls. Engineering Structures, 125, 455-470

[Meijdam, 2015]

Eindadvies Handelingsperspectief voor Groningen, Commissie Meijdam, December 2015

[NEN Module 3, 2020]

NEN Module 3 end conclusions. Concept version v02, Arup, BORG, TU Delft (8 - 12-2020).

[TNO, 2021a]

TNO Rapport 2020 R10628/A: Typologie-gebaseerde beoordeling van de veiligheid bij aardbevingen in Groningen1 - Achtergrond bij de methode, TNO, 2021,

[TNO, 2021b]

TNO Rapport 2021 R11002 Typologie-gebaseerde beoordeling van de veiligheid bij aardbevingen in Groningen – Typologisch toedelen, TNO, 2021

9 Ondertekening

Delft, 6 september 2021

TNO

A handwritten signature in blue ink, consisting of several vertical strokes followed by a horizontal line and some smaller, less distinct marks.

Ir.ing. M. Steins
Project Manager

A handwritten signature in black ink, featuring a large, stylized 'R' and 'C' followed by a horizontal line and a small dot.

Dr. P.C. Rasker
Research Manager Structural Reliability

A Vergelijking met berekeningen uitgevoerd in kader van ontwikkeling NPR 9998

In deze bijlage worden de resultaten van de typologie-aanpak vergeleken met berekeningsresultaten zoals deze verkregen zijn binnen de NEN Werkgroep bij de ontwikkeling van NPR 9998:2020. Dit betreft de uitkomsten van de berekeningen van vier gebouwen zoals deze in het kader van NEN Module 3 [NEN Module 3, 2020] zijn geanalyseerd en berekeningen die gebruikt zijn voor de kalibratie van Annex H bij de NPR 9998:2020 [Arup, 2020]. Binnen de NEN Module 3 heeft afstemming plaatsgevonden tussen de betrokken ingenieurbureaus over de te volgen werkwijze. De uitkomsten bevatten daarom de state-of-the-art kennis op dit gebied.

Bijlage A.1 beschouwt NLTH berekeningen voor enkele gebouwen met oplopende niveaus van de bodemversnelling, voor het verkrijgen van inzicht in het uit-het-vlak bezwijken en globaal bezwijken.

Bijlage A.2 beschouwt de criteria voor uit-het-vlak bezwijken van slanke metselwerk wanden die onder andere door NPR 9998:2020 [Annex H, paragraaf H4.1] worden voorgesteld.

A.1 Controle met NLTH berekeningen volgens NPR 9998:2020

Binnen NEN Module 3 zijn door ingenieurbureaus gedetailleerde NLTH berekeningen gemaakt voor terraced B en terraced D gebouwen (naamgeving conform [NEN Module 3, 2020]). Deze gebouwen vallen in de typologie METSELWERK1. In totaal zijn vijf berekeningen beschikbaar, deze zijn hieronder weergegeven:

Building	LS-Dyna explicit	LS-Dyna indirect	DIANA indirect
Terraced B	x	x	x
Terraced D	x	x	-

De analyses nemen zowel in-het-vlak falen als uit-het-vlak falen van wanden mee. De analyses zijn uitgevoerd met verschillende software pakketten, gebruik makend van 2 typen bezwijkcriteria: 1) expliciet gemodelleerd, of 2) indirect gecheckt (in-het-vlak én uit-het-vlak) middels een maximum eis aan de vervormingen. In NEN Module 3 zijn de tijdsignalen op de vijf modellen toegepast met een schaalfactor; zo is bepaald vanaf welke PGA de gebouwen niet meer voldoen. Onderstaande tabel toont deze PGA waarden voor de 5 beschouwde NLTH analyses.

Gebouw	Max. PGA [g]		
	LS-DYNA explicit	LS-DYNA indirect	DIANA indirect
B terraced	0.324	0.305	0.33
D terraced	0.380	0.305	-

De berekeningen in [NEN Module 3, 2020] zijn gemaakt op basis van het NPR Webtool 2018 spectrum. Als de capaciteit uitgedrukt in PGA wordt vergeleken met de PGA conform de Webtool, periode t1, dan kan in een kaart zichtbaar gemaakt worden waar de capaciteit van het gebouw groter is dan de belasting volgens de Webtool, ofwel waar het gebouw wel of niet veilig genoeg is. Deze kaart kan dan vergeleken worden met de typologie METSELWERK1 vlekkenkaart.

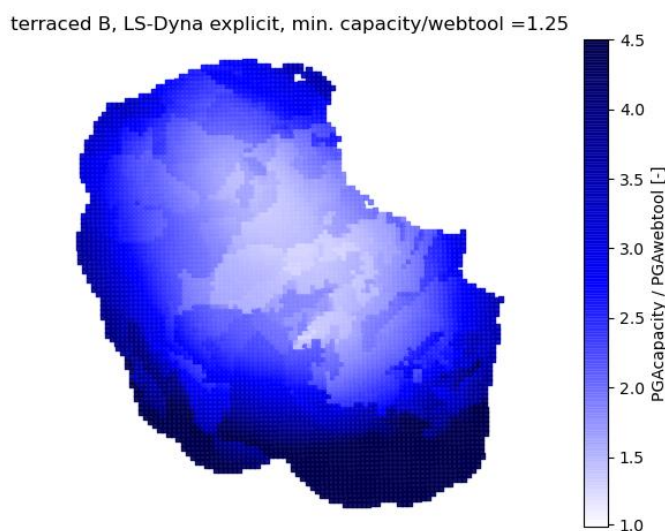
Tabel A.1.1 laat de verhouding zien tussen de capaciteit van het gebouw uitgedrukt in PGA en de belasting in PGA uit de NEN Webtool voor alle vijf NLTH berekeningen, voor het geval dat alle gebouwen op alle mogelijke locaties in Groningen worden bekeken. Als deze verhouding groter is dan 1, dan voldoet het gebouw. Het gebouw met een capaciteit zoals hierboven besproken, wordt als het ware getoetst voor alle gridpunten in de NPR Webtool. De kleinste verhouding in het veld is weergegeven in onderstaande tabel samen met de kleinste, gemiddelde en grootste verhouding tussen capaciteit en belasting binnen de typologie vlek.

Tabel A.1.1 laat zien dat gebouwen terraced B en terraced D in de vijf berekeningen op alle locaties in Groningen volgens de NPR veilig zijn. Daarbij is een verschil te zien tussen de verschillende door de NPR toegelaten NLTH rekenmethoden.

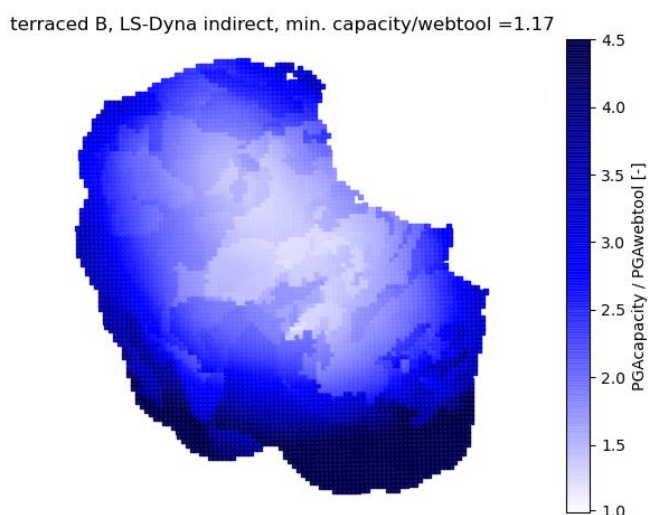
Tabel A.1.1. Resultaten voor de vijf simulaties van 2 gebouwtypen uit [NEN Module 3, 2020] in relatie tot de typologie vlekkenkaarten van juni 2020. De resultaten zijn uitgedrukt in termen van verhouding tussen de capaciteit PGA uit de simulaties en de PGA voor t1 uit de NPR Webtool. Is de verhouding hoger dan 1 dan is het beschouwde gebouw veilig. Is de verhouding kleiner dan 1, dan is versterking nodig. De laagste verhouding in het hele veld is weergegeven in de eerste kolom. De daarop volgende kolommen geven de laagste, gemiddelde en hoogste verhouding van de gridpunten weer die corresponderen met de typologie vlekkenkaarten (de eerste en tweede kolom geven gelijke waarden). Dit geeft een beeld van de marges binnen de typologievlek voor die specifieke NLTH berekening. De getallen in Tabel A.1.1 kunnen gezien worden als capacity/demand (C/D) waarden.

Gebouw simulatie	Minimum verhouding PGA capaciteit/ PGA webtool	Minimum verhouding in typologie vlek	Gemiddelde verhouding in typologie vlek	Maximum verhouding in typologie vlek
B terraced LS-DYNA explicit	1.25	1.25	1.42	1.63
B terraced LS-DYNA indirect	1.17	1.17	1.34	1.54
B terraced DIANA indirect	1.27	1.27	1.45	1.66
D terraced LS-DYNA explicit	1.46	1.46	1.67	1.90
D terraced LS-DYNA indirect	1.17	1.17	1.34	1.54

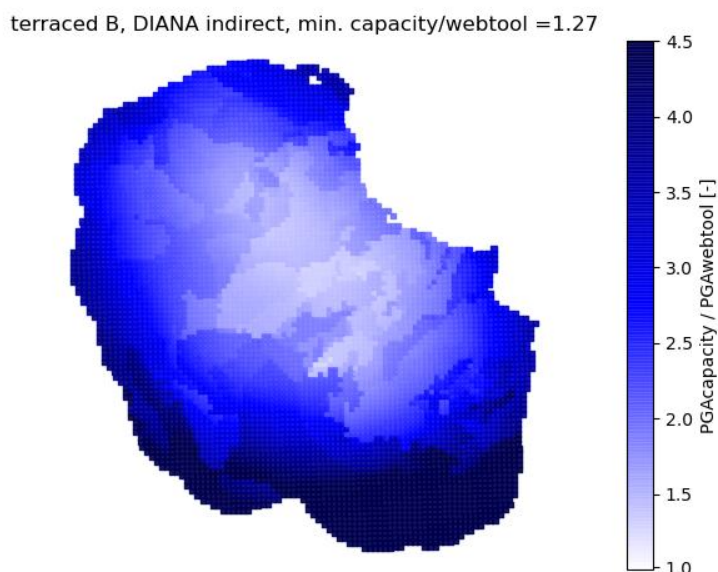
In de hierna volgende figuren is de verhouding tussen de capaciteit uitgedrukt in PGA en de belasting in PGA voor periode t1 uit de NPR Webtool 2018, weergegeven voor alle vijf simulaties. Dit betreft de verhoudingen zoals in Tabel A.1.1 maar dan weergegeven voor heel Groningen. Hoe hoger de verhouding, hoe meer marge en hoe dieper het blauw.



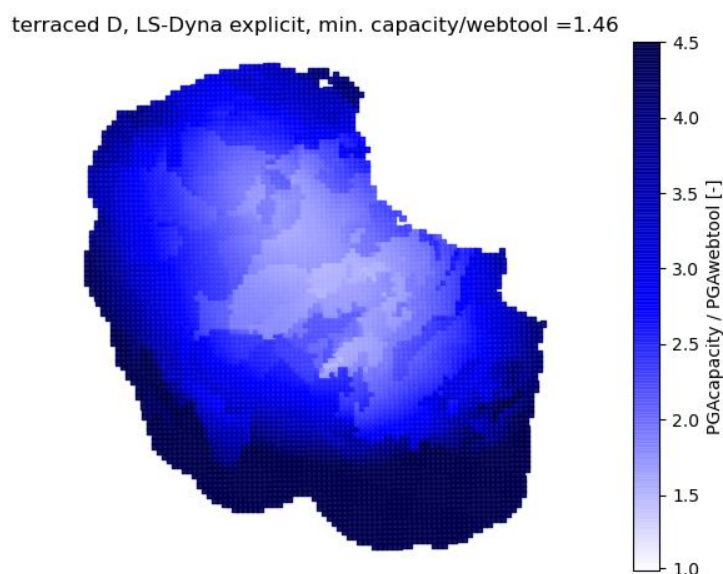
Figuur A.1.1. Kaart voor gebouwtype terraced B, NLTH berekening LS-Dyna expliciet. In blauw de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR Webtool voor t1, alle cellen voldoen aan de NPR, de minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 1.25.



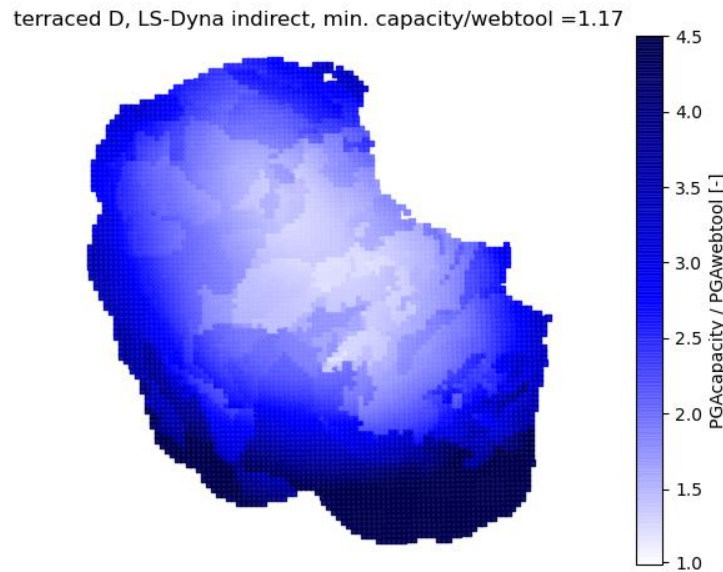
Figuur A.1.2. Kaart voor gebouwtype terraced B, NLTH berekening LS-Dyna indirect. In blauw de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR Webtool voor t1, alle cellen voldoen aan de NPR, de minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 1.17.



Figuur A.1.3. Kaart voor gebouwtype terraced B, NLTH berekening DIANA indirect. In blauw de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR Webtool voor t1, alle cellen voldoen aan de NPR, de minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 1.27.



Figuur A.1.4. Kaart voor gebouwtype terraced D, NLTH berekening LS-Dyna expliciet. In blauw de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR Webtool voor t1, alle cellen voldoen aan de NPR, de minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 1.46.



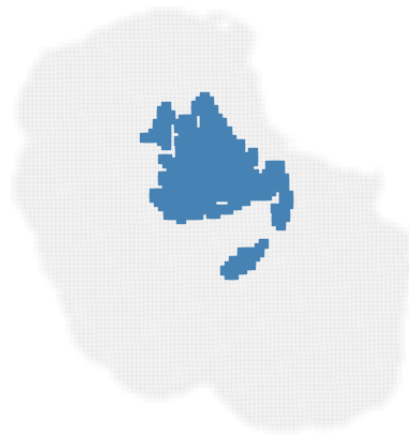
Figuur A.1.5. Kaart voor gebouwtype terraced D, NLTH berekening LS-Dyna indirect. In blauw de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR Webtool voor t1, alle cellen voldoen aan de NPR, de minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 1.17.

In de hiervoor getoonde kaartjes is te zien dat de gebouwen Terraced B en Terraced D overall voldoen aan de NPR9998:2018. De veilige marge zal bij gebruik van de NPR Webtool 2020, periode t5 vanwege de lagere dreiging ten opzichte van periode t1 uit de NPR webtool 2018 groter zijn zodat deze gebouwen overall zeer ruim zullen voldoen (voor alle mechanismes, inclusief uit-het-vlak falen van wanden).

De kaarten (Figuur A.1.1-A1.5) kunnen worden vergeleken met de typologie-vlekkenkaart voor METSELWERK1. Hier wordt opgemerkt dat de hiervoor beschreven NLTH [NEN Module 3, 2020] resultaten gebaseerd zijn op periode t1 van de NPR webtool (het spectrum van de 2018 webtool versie).

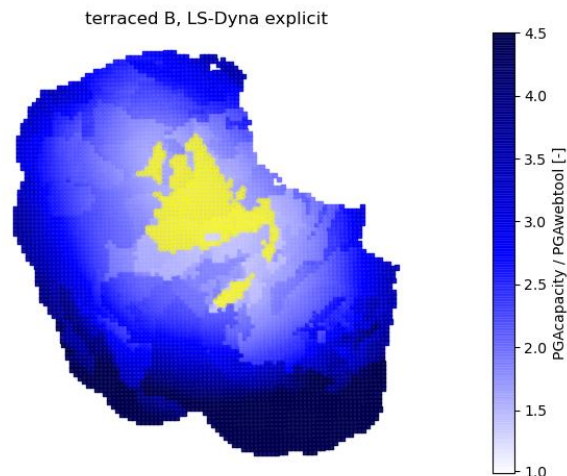
Dit correspondeert niet met de vlekkenkaart in hoofdstuk 7 van dit rapport die voor periode t5 afgeleid is. Om de vergelijking te kunnen maken is daarom een vergelijkbare kaart geconstrueerd op basis van de parameters van de kwetsbaarheidskromme voor METSELWERK1 beschreven in dit rapport zonder ACVG waarborg, gecombineerd met een seismische dreiging volgens dezelfde uitgangspunten als periode t1 in de 2018 NPR webtool (gasproductie, seismologisch model, bodembewegingsmodel). Figuur A.1.6 toont deze typologie vlekkenkaart voor de corresponderende typologie METSELWERK1 weergegeven. In deze vlekkenkaart voldoen de gebouwen van de betreffende typologie binnen de vlek niet aan de Meijdamnorm en buiten de vlek wel.

METSELWERK1,t1, max LPR=2.28e-05, no.cells>1e-5=495

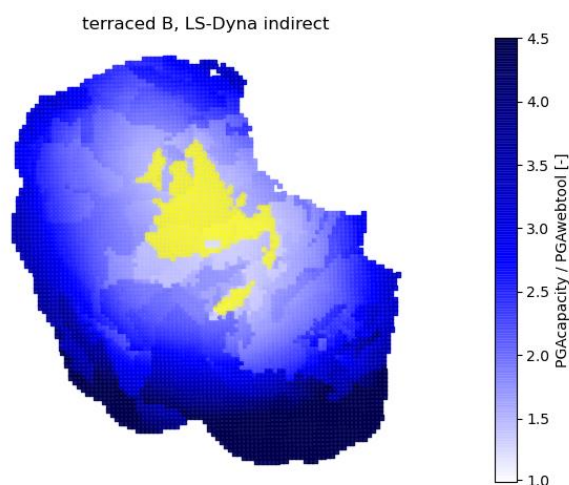


Figuur A.1.6. Vlekkenkaart voor typologie METSELWERK1, periode t1, met in blauw cellen die boven de Meijdam-norm uitkomen.

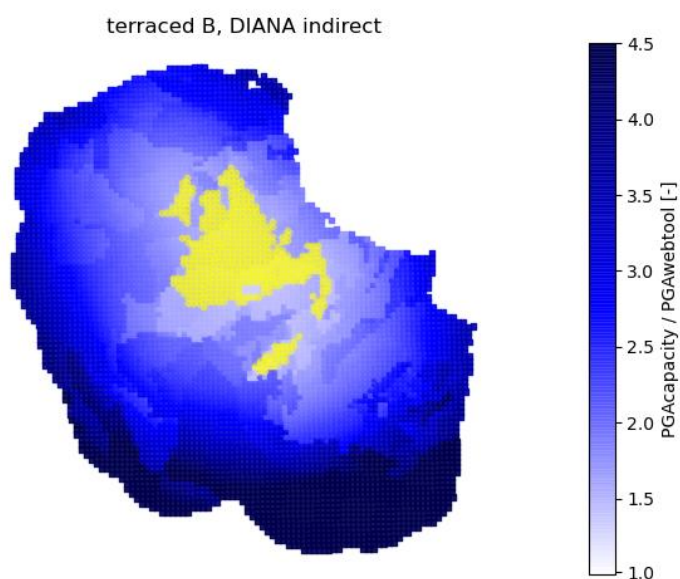
In onderstaande figuren is de typologie METSELWERK1 vlekkenkaart voor periode t1 in lichtgeel weergegeven op de kaarten voor de vijf NLTH simulaties als voorheen.



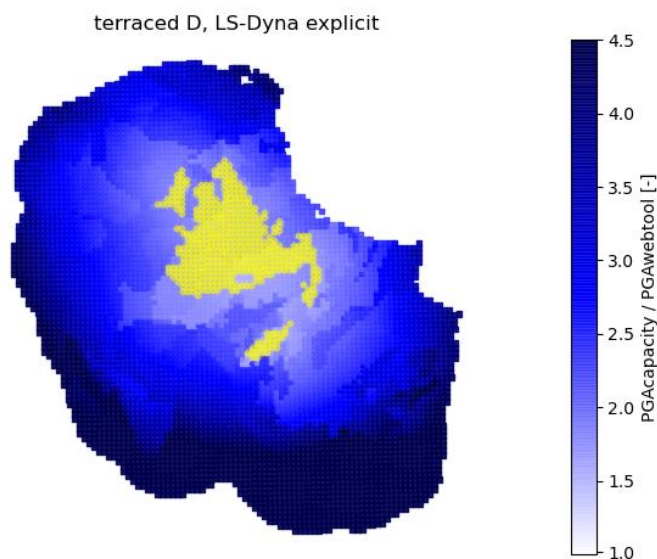
Figuur A.1.7. Kaart voor gebouwtype terraced B, NLTH berekening LS-Dyna expliciet. In blauw de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR Webtool voor t1, alle cellen voldoen aan de NPR, de minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 1.25. In geel de vlekkenkaart voor typologie METSELWERK1.



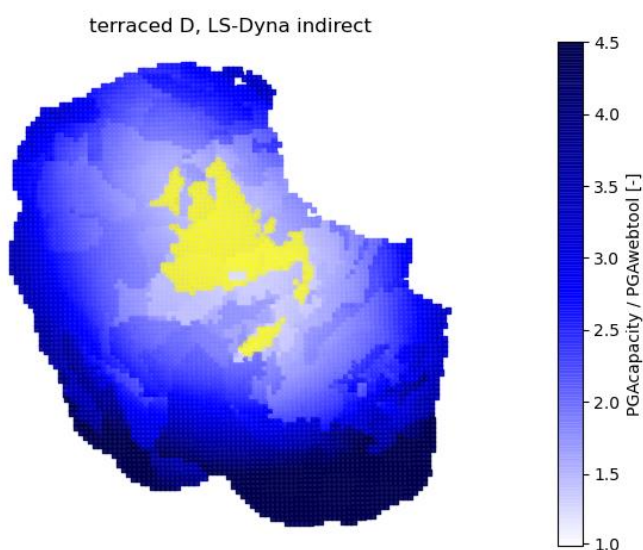
Figuur A.1.8. Kaart voor gebouwtype terraced B, NLTH berekening LS-Dyna indirect. In blauw de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR webtool voor t1, alle cellen voldoen aan de NPR, de minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 1.17. In geel de vlekkenkaart voor typologie METSELWERK1.



Figuur A.1.9. Kaart voor gebouwtype terraced B, NLTH berekening DIANA indirect. In blauw de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR webtool voor t1, alle cellen voldoen aan de NPR, de minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 1.27. In geel de vlekkenkaart voor typologie METSELWERK1.



Figuur A.1.10. Kaart voor gebouwtype terraced D, NLTH berekening LS-Dyna expliciet. In blauw de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR webtool voor t1, alle cellen voldoen aan de NPR, de minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 1.46. In geel de vlekkenkaart voor typologie METSELWERK1.



Figuur 1A.1.11. Kaart voor gebouwtype terraced D, NLTH berekening LS-Dyna indirect. In blauw de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR webtool voor t1, alle cellen voldoen aan de NPR, de minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 1.17. In geel de vlekkenkaart voor typologie METSELWERK1.

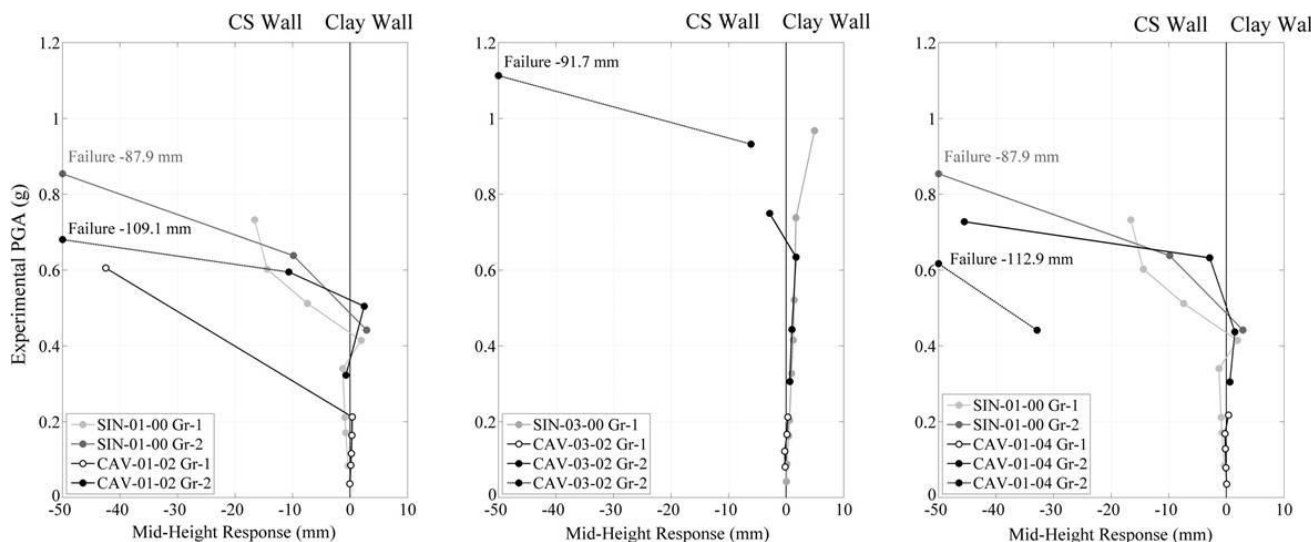
Uit de hiervoor getoonde combinatieplots volgt dat de typologie aanpak voor METSELWERK1 nog resulteert in een vlek met mogelijk te versterken gebouwen, terwijl de NEN Module 3 berekeningen van de gebouwen B en D (behorend tot die typologie) leiden tot in ruime mate voldoen.

De mate van voldoen hangt onder meer af van het gebruikte softwarepakket. Er lijkt echter niet veel spreiding tussen de pakketten te zijn.

A.2 Controle van het gebruikte verplaatsingscriterium voor Uit-het-vlak bezwijken

In deze bijlage wordt nader ingegaan op het gebruikte criterium voor de toetsing van uit-het-vlak bezwijken van slanke metselwerk wanden. In de typologie-aanpak wordt gewerkt met een per typologie karakteristieke mediane backbone curve gebaseerd op gemiddeld gebouwgedrag per typologie. Daarna wordt daaraan de gebouw-tot-gebouw spreiding en de modelonzekerheid toegevoegd ten behoeve van de risicoberekening. Ten behoeve van de typologie-aanpak is door TU Delft op basis van beschikbare experimenten gekozen voor een waarde van 100 mm voor het verplaatsingscriterium gebaseerd op een beste schatting (de gemiddelde waarde). De NPR 9998:2020 gebruikt een criterium van 60 mm als rekenwaarde, deze ligt vanuit de aard van de rekenwaarde lager dan de gemiddelde waarde. In deze bijlage wordt het 60 mm verplaatsingscriterium vergeleken met resultaten van de typologieaanpak om te laten zien dat de typologieaanpak voldoende conservatief is voor uit-het-vlak bezwijken.

In figuur A.2.1 uit [Graziotti et al, 2016] zijn de beschikbare experimenten samengevat.



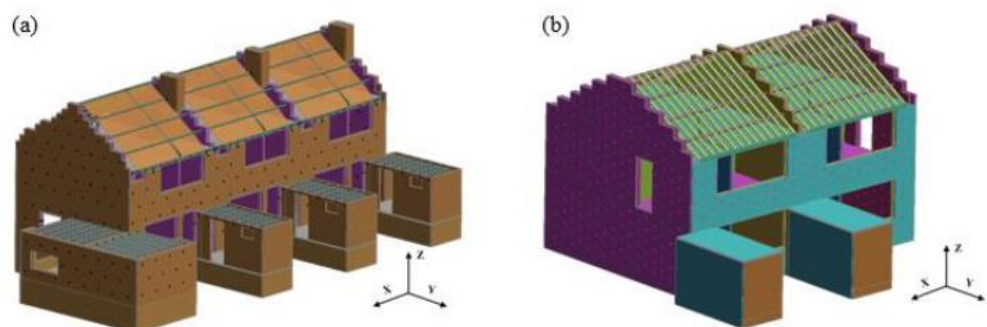
Figuur A.2.1: Grenswaarden voor de uit-het-vlak verplaatsing uit experimenten [Graziotti et al, 2016]

De beste schatting voor de uit-het-vlak bezwijkverplaatsing bedraagt 98 mm, wat goed overeenkomt met het criterium van 100 mm zoals gebruikt door TNO en TU Delft.

De resultaten van Graziotti et al, 2016 maken ook duidelijk dat er sprake is van spreiding in de proefresultaten en dat ook sprake is van afhankelijkheid van scheefstanden, randvoorwaarden, etc. Om dit in rekening te brengen wordt in de typologie-aanpak gewerkt met de gebouw tot gebouw variatie in combinatie met een de modelonzekerheid ($\beta_m=0,35$, zie Bijlage D van het hoofdrapport [TNO 2021a]).

NPR 9998:2020 gebruikt een criterium van 60 mm als rekenwaarde, deze ligt vanuit de aard van de rekenwaarde lager dan de gemiddelde waarde. Er is echter geen achtergronddocumentatie beschikbaar voor de keuze van 60 mm. Uit de vergelijking (zie Figuur A.2.1) met de beschikbare experimentele resultaten concludeert TNO/TU Delft dat deze waarde gezien moet worden als een (veilige) rekenwaarde. Ook wordt opgemerkt dat in het typologie-aanpak niet gewerkt kan worden met een indirect criterium voor uit-het-vlak falen. In het typologie-aanpak is het nodig om gebruik te maken van expliciete berekeningswijzen omdat de consequenties in termen van CS1, CS2 en CS3 gekarakteriseerd moeten worden. Dit is niet mogelijk bij toepassing van indirecte toetsen in rekenmethoden. De informatie uit het lokaal falen van wanden is benodigd maar ook het gevolg voor het gedrag van de rest van de constructie als een wand lokaal faalt: de faalprogressie van de constructie van CS1 naar CS2 naar CS3 moet gemodelleerd kunnen worden. De indirecte toets dient daarom meer als orde grootte check. Ten behoeve van de typologie aanpak is daarom gebruik gemaakt van zowel NLTH berekeningen van Arup als van TU Delft. In geval van uit-het-vlak falen van metselwerk wanden is het door Arup gebruikte LS Dyna model gekalibreerd aan uit-het-vlak experimenten [Arup, 2016]. Van de Arup berekeningen is echter niet altijd exact te herleiden welke FEM modelkeuzen zijn gedaan, daarom zijn TU Delft berekeningen ernaast gelegd om te kijken welke berekeningsuitkomsten maatgevend zijn: daarmee is dan gerekend in de typologie-aanpak.

Ten behoeve van de kalibratie van NPR 9998:2020, Annex H, is door Arup een studie uitgevoerd naar een 2-tal rijwoningen: gebouwen B en C [Arup, 2020]. Zie Figuur A.3. Deze gebouwen corresponderen met de typologie METSELWERK1.



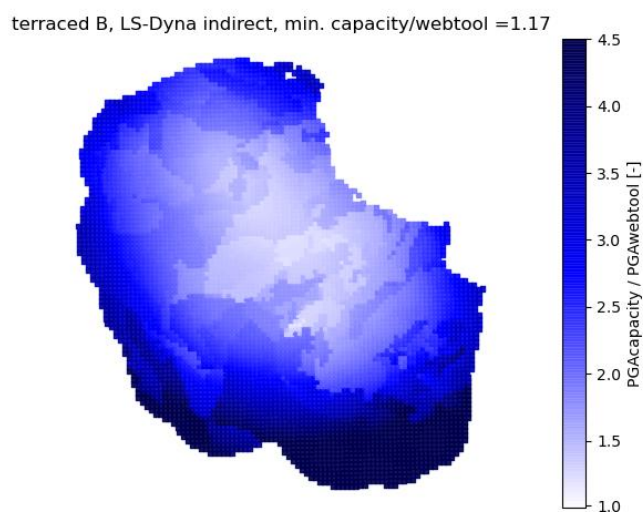
Figuur A.3: Gebouwen B (links) en C (rechts) waarin de uit-het-vlak vervorming van de wanden is bijgehouden

Dit rapport heeft uiteindelijk gediend om de Tier 2 benadering van Annex H te kalibreren en kan in die zin gezien worden als de basis achter de nieuwe Annex H (in NPR 9998:2020).

In de studie van Arup zijn alle wanden inclusief de binnenwanden gemodelleerd (dit betreft 60-80 mm wanden afhankelijk van de woning). De wanden zijn óf als 'one-way-bending' of als 'cantilever' gemodelleerd. De gebruikte tijdsignalen zijn opgeschaald totdat in één van die wanden een uit-het-vlak verplaatsing groter dan 60 mm optrad. Dit levert de PGA voor de uit-het-vlak capaciteit van de maatgevende wand.

Gebouw C betreft een gebouw zonder dakbeschot en hier adviseert de typologie-aanpak eerst het aanbrengen van dakbeschot voordat de typologische beoordeling kan plaatsvinden. Dit gebouw wordt daarom niet verder gebruikt. Alleen gebouw B uit deze studie wordt verder bestudeerd.

In gebouw B zijn alle 83 aanwezige wanden gemodelleerd. Voor elk van de wanden is de uit-het-vlak verplaatsing bijgehouden. Op basis van de resultaten is een capaciteit van $PGA=0,3\text{ g}$ bepaald, waarbij een wand een verplaatsing groter dan 60 mm bereikt. Deze capaciteit is naast de t_1 seismische belasting gelegd (conform de NEN Webtool) en de minimale capacity/demand (C/D) ratio bedraagt dan 1,17. Aan de randen van Groningen loopt dit op naar een waarde van ongeveer 4,5. Zie Figuur A.4. Voor de t_5 periode worden deze C/D waarden nog aanzienlijk groter.



Figuur A.4 C/D ratio's voor de modelwoning gebruikt bij de kalibratie van tier 2 van Annex H van NPR 9998

De capacity over demand (C/D) ratio is overal groter dan 1. Dit betekent dat deze woning nergens in Groningen versterkt hoeft te worden. In de typologie-aanpak wordt nochtans voor METSELWERK1 een gebied voorgesteld waar het risico boven de Meijdam norm ligt en mogelijk wel versterking benodigd is. Daar waar de grens van het gebied waar mogelijk versterkt moet worden ligt volgens de typologie-aanpak is de C/D ratio ongeveer 1,5.

Dit geeft aan dat ook bij gebruik van een 60 mm criterium voor uit het vlak falen de typologie-aanpak nog steeds conservatief is voor METSELWERK1. Het betreft in bovenstaande beschouwing een studie naar één gebouw uit de typologie METSELWERK1.

Om ook iets te kunnen zeggen over andere gebouwen is het relevant om te zien welke wanden nu gevoelig zijn voor uit-het-vlak falen. We zien dat de 'one way bending' wanden slechts verplaatsingen ondergaan tot ca 10-15 mm. De puntvormige wanden op de zolderverdieping (kopgevels of woningscheidende wanden) verplaatsen orde 50-60 mm. De veruit maatgevende wanden (4 van de in totaal 83) zijn daarmee de topgevels of woningscheidende wanden op de zolderverdieping van de woning.

Opgemerkt wordt dat in [Arup, 2020] deze puntvormige wanden als 'cantilever' zijn gemodelleerd zonder ondersteuning aan de bovenkant. In dat geval zal bij het overschrijden van de uit-het-vlak bezwijkgrens van 60 mm (hier gemeten aan de bovenkant van de wanden, bij de nok) het dak 60 mm scheef staan maar het dak is niet bezwaken. Het indirecte criterium is daarmee voor deze topgevels zeer conservatief en daarmee binnen de typologieaanpak niet bruikbaar. Ook wordt opgemerkt dat in werkelijkheid de topgevels en de woningscheidende wanden op de zolder wel in zekere mate gesteund zijn aan de bovenzijde waardoor het seismische gedrag van deze wanden aanmerkelijk beter wordt. De aanpak in [Arup, 2020] geeft daarmee een conservatieve ondergrens van de seismische capaciteit voor uit-het-vlak falen.

Het is ook zinvol de uit-het-vlak verplaatsingen van de wanden op de tweede bouwlaag (eerste verdieping) te beschouwen. Dit betreft voor gebouw B o.a. de langsggevels, binnenwanden en woningscheidende wanden. Bij een PGA van 0,148 g wordt daar een uit-het-vlak verplaatsing gevonden van orde 0,3 mm; bij een PGA van 0,3g betreft dit orde 3 mm. Dit is veel lager dan het criterium van 60 mm. Dit zou voor de uit-het-vlak check voor deze woning betekenen dat buiten de typologie-vlek voor METSELWERK1 de C/D ratio een orde groter is dan de hierboven genoemde 1,5.

De verwachting is dat voor alle gebouwen binnen de typologie METSELWERK1 de topgevels een vergelijkbare seismische capaciteit hebben.

B Invloed uitgebreidere opname

De vlekkenkaart voor METSELWERK1 moet voldoende marge bieden voor het toetsen van gebouwen binnen deze typologie. De typologie indeling is gebaseerd op een beperkt aantal kenmerken, zie [TNO, 2021b]. De vraag kan gesteld worden of een meer gedetailleerde opname kan leiden tot een andere conclusie dan de vlekkenkaart. In Annex A is al gekeken naar twee specifieke gebouwen doorge-rekend volgens de NPR 9998:2020 NLTH methode, zowel indirect als expliciet en met twee verschillende EEM pakketten. Deze leverden een kleinere vlek op dan de METSELWERK1 vlekkenkaart. Om de beschikbare NLTH berekeningen volledig uit te putten (zie hoofdstuk 4) worden in deze Annex de vier referentiegebouwen van METSELWERK1 gebruikt waarvoor LS-Dyna berekeningen beschikbaar zijn en ook kwetsbaarheidskrommen. De vier referentiegebouwen zijn specifiek en omvatten diverse bezwijkmechanismen, zie H3.5. Voor METSELWERK1 zijn de referentiegebouwen kansgemiddeld (zie H4.2) en met een extra gebouw-gebouw variatie op de kwetsbaarheidskromme. Voor ieder referentiegebouw kan ook een vlekkenkaart gegenereerd worden, specifiek voor dat gebouw en gebaseerd op de NLTH voor dat gebouw. Deze vlekkenkaart kan vergeleken worden met de vlekkenkaart voor METSELWERK1. Dit is hieronder verder uitgewerkt.

B.1 Gebruikte modellen en kwetsbaarheidskrommen voor de referentiegebouwen

De vier referentiegebouwen (Julianalaan, E45 Schildwolde, Wilgenbos, Oostergoweg) en EEM MDOF modellen zijn beschreven in H3.2. Figuur 2a in H3.2 laat de MDOF rekenmodellen zien. De bezwijkmechanismen uit de MDOF simulaties zijn beschreven in Tabel 3 in H3.5 en de limietverplaatsingen behorend bij deze bezwijkmechanismen zijn beschreven in Tabel 4 in H4.2.

In [Crowley et al, 2020] zijn de parameters voor de kwetsbaarheidskrommen van ieder van deze referentiegebouwen gegeven. Deze bevatten de record-record variabiliteit maar zijn op basis van de MDOF naar SDOF transformatie. Voor twee van de referentiegebouwen, E45 Schildwolde en Oostergoweg zijn MDOF kwetsbaarheidskrommen beschikbaar, zie Figuur C.4.1 in Annex C van het hoofdrapport [TNO, 2021a]. Deze MDOF kwetsbaarheidskrommen hebben respectievelijk een -9.2% en -4% mediaanshift ten opzichte van de SDOF kwetsbaarheidskrommen. Ook de extra spreiding is hier meegenomen ten opzichte van het SDOF model zodat met een gereduceerde $\beta_q = 0.1$ gerekend kan worden, omdat het MDOF model superieur is, zie Annex D van het hoofdrapport [TNO, 2021a]. De kwetsbaarheidskrommen voor deze twee referentiegebouwen bevatten de record-record variabiliteit en zijn hier direct gebruikt in de berekening van vlekkenkaarten. Opgemerkt wordt dat hier rekenmodellen van de specifieke referentiegebouwen bekeken zijn en geen extra mediaanshift is toegepast ten gevolge van variatie in gebouweigenschappen binnen de referentiegebouwen. Wel is gebruik gemaakt van de volledige modelonzekerheid volgens Annex D van het hoofdrapport [TNO, 2021a].

Voor de andere twee referentiegebouwen, Julianalaan en Wilgenbos, is alleen een via MDOF naar SDOF afgeleide kwetsbaarheidskromme beschikbaar, hiervoor is conservatief een 15% mediaanshift toegepast. en de modelonzekerheid $\beta q = 0.25$ conform Annex D van [TNO, 2021a].

Het gevolgmodel voor ieder van de indexgebouwen is bepaald uit het vloeroppervlak dat bedolven is onder puin voor ieder van de bezwijkmechanismen in de MDOF simulaties. Deze waarden zijn één op één overgenomen uit [Crowley et al. 2020] en worden ook besproken in Annex B.3.

B.2 Berekenende vlekkenkaarten

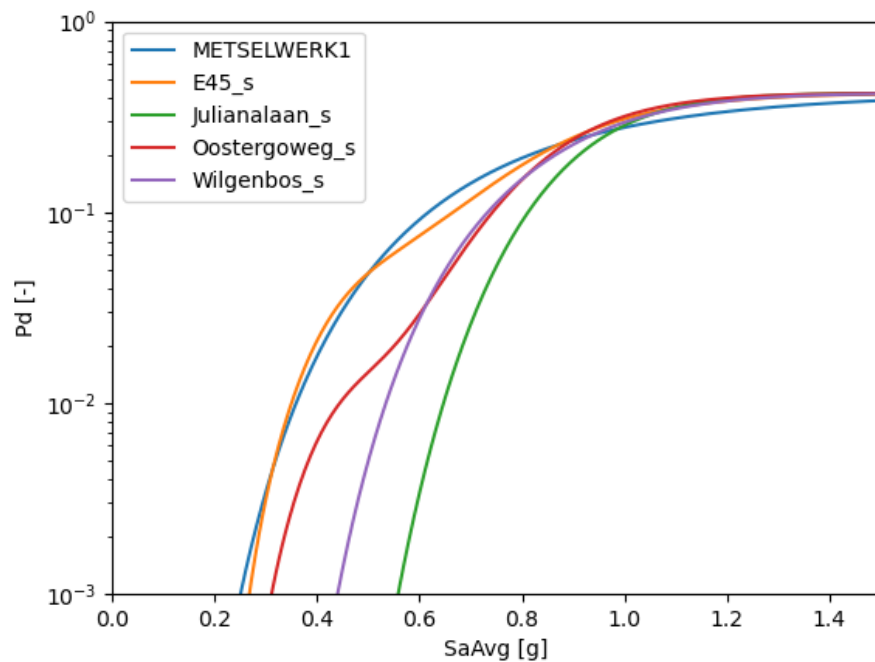
De TNO modelketen is gebruikt voor het berekenen van de vlekkenkaarten, op basis van het NPR t5 scenario voor de seismische dreiging en de kwetsbaarheidskrommen voor de vier indexgebouwen zoals hiervoor beschreven. Uit Figuur 3 volgt dat alleen het referentiegebouw E45 boven de Meijdam-norm uitkomt en de andere drie referentiegebouwen niet, met een maximaal risico van $3.5 \cdot 10^{-6}$ voor Julianalaan, $7.6 \cdot 10^{-6}$ voor Oostergoweg en $5.7 \cdot 10^{-6}$ voor het Wilgenbos indexgebouw. De vlek van het indexgebouw E45 is kleiner dan de vlek voor de typologie METSELWERK1 zonder ACVG waarborg berekend met de parameters volgens Tabel 8 in H5 van dit rapport.



Figuur B.2.1. Vlekkenkaarten voor t5. In blauw de cellen van de vlekkenkaart waar de METSELWERK1 typologie boven de Meijdam-norm uitkomt, in roze markers de cellen waar het risico voor het desbetreffende indexgebouw boven de Meijdam-norm uitkomt. Boven elke vlekkenkaart is de maximum LPR waarde aangegeven voor het betreffende indexgebouw.

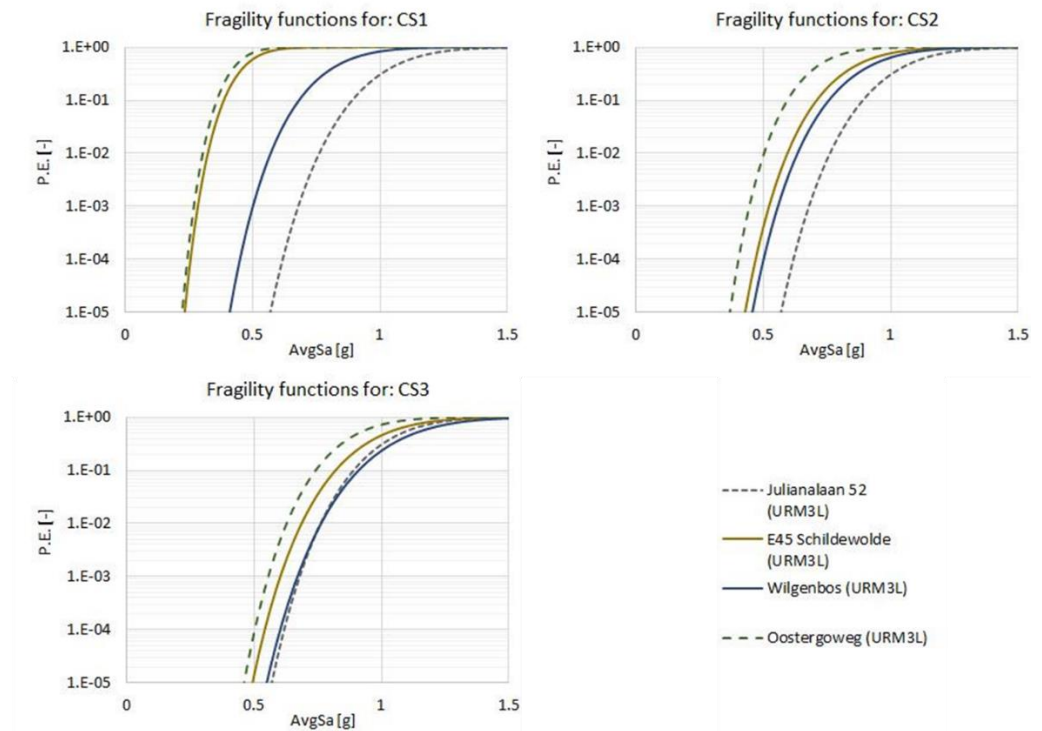
B.3 Vergelijking kwetsbaarheidskrommen en overlijdenskansen

Om te bepalen waarom het E45 referentiegebouw een verhoudingsgewijs grotere vlek heeft zijn in Figuur B.3.1 de gecombineerde kwetsbaarheidskrommen met overlijdenskansen voor alle collapse states samen (CS1, CS2 en CS3) uitgezet tegen de gemiddelde spectrale versnelling AvgSa. Te zien is dat de kromme voor het E45 referentiegebouw dicht bij die van de typologie METSELWERK1 ligt. De andere indexgebouwen hebben bij eenzelfde spectrale versnelling AvgSa duidelijk lagere overlijdenskansen.



Figuur B.3.1. Overlijdenskans P_d uitgezet tegen gemiddelde spectrale versnelling $AvgSa$ voor de vier indexgebouwen en de typologie METSELWERK1 als geheel.

Figuur B.3.2 toont de onder figuur B.3.1 liggende kwetsbaarheidskrommen voor de vier referentiegebouwen zonder het gevolgmodel. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de kwetsbaarheidskrommen voor volledig bezwijken, collapse state CS3, relatief dicht bij elkaar liggen voor de vier indexgebouwen. Voor deelinstorting liggen de krommen voor collapse state CS2 verder uit elkaar en die voor collapse state CS1 laten de meeste variatie zien. Tevens is in Figuur B.3.2 te zien dat de Oostergoweg de hoogste faalkans heeft voor alle drie collapse states CS1, CS2 en CS3. Om te zien waarom E45 de grootste overlijdenskans geeft dient daarom gekeken te worden naar het gevolgmodel. De hoeveelheid vloeroppervlak bedolven met puin in ieder van de collapse states CS1, CS2, CS3 volgend uit de MDOF modellen is weergegeven in Tabel B.3.1. Hierin is te zien dat voor de Oostergoweg bij deelinstorting CS1 en CS2, het deel van het vloeroppervlak dat bedolven is met puin een factor 4 à 6 kleiner is ten opzichte van het E45 Schildwolde referentiegebouw. Opgemerkt wordt dat het Julianalaan indexgebouw direct naar volledige instorting gaat; er is geen sprake van collapse states CS1 en CS2. De kwetsbaarheidskrommen voor CS1 en CS2 zijn dezelfde als voor CS3 en het CS1 en CS2 vloeroppervlak bedolven met puin is bijgevolg 1.0. Dit is volledige instorting.



Figuur B.3.2. Kwetsbaarheidskurven voor de vier indexgebouwen voor collapse states CS1 en CS2 (deelninstorting) en CS3 (volledig bezwijken).

Tabel B.3.1. Fractie van het vloeroppervlak bedolven met puin (α) voor collapse states CS1, CS2, CS3. De aanduiding “in” is voor binnenshuis. Merk op dat voor het indexgebouw Julianalaan geen deelninstorting CS1, CS2 is waargenomen. De overlijdenskans buitenshuis is hier verhoudingsgewijs laag uit [Crowley et al, 2020]

Indexgebouw	α_{inCS1}	α_{inCS2}	α_{inCS3}
Julianalaan	1.000	1.000	1.000
E45 Schildwolde	0.150	0.380	1.000
Wilgenbos	0.300	0.360	1.000
Oostergoweg	0.040	0.060	1.000

Alle vier doorgerkende referentiegebouwen geven een vlekkenkaart kleiner dan de METSELWERK1 vlekkenkaart. Voor drie van de vier referentiegebouwen is er geen vlek en voldoet dit referentiegebouw overal in het veld aan de Meijdam norm. De vlek voor het referentiegebouw E45 Schildwolde ligt nog juist binnen de METSELWERK1 vlek. In de berekening van dit gebouw is uitgegaan van het specifiek gemodelleerde E45 gebouw; een extra mediaanshift voor variatie van eigenschappen binnen de voorkomens van het E45 referentiegebouw is niet toegepast. Opgemerkt wordt dat, bij gebrek aan informatie, de SDOF->MDOF mediaanshift (-9.2% voor E45 Schildwolde) op alle collapse states toegepast is, inclusief die voor Collapse State CS1, terwijl de shift alleen geobserveerd is voor Collapse State CS3 (volledig instorten).

Dit is vermoedelijk een zeer conservatieve aanname voor Collapse state CS1 die doorwerkt in de vlek voor het E45 referentiegebouw (Figuur B.2.1) die gedomineerd wordt door CS1.

Het bovenstaande betekent dat de kans klein is dat een METSELWERK1-pand dat voldoende veilig wordt verklaard op grond van de typologiebenadering, onvoldoende veilig zou worden verklaard als er meer gegevens over het betreffende pand zouden worden ingewonnen en meegenomen in de risicoberekening.

C Ligging referentiegebouwen in Groningse gebouwenpopulatie

C.1 Inleiding

In deze bijlage wordt toegelicht welke overwegingen ten grondslag hebben gelegen aan de keuze van de referentiegebouwen, zodanig dat deze zo goed mogelijk aansluiten bij de gebouwen die voorkomen in de Groningse gebouwenvoorraad. Het vervolg van deze bijlage is in het Engels.

C.2 General methodology

For every typology, the risk calculation by the TNO model chain combines the hazard resulting from seismic activity with a fragility and consequence model, which describe, respectively, the vulnerability of the building stock to given hazard, and the exposure of the people to risk. In the risk calculation different limit state conditions are used to calculate the individual risk of dying for a person who is continuously present within or near a building and who is unprotected. The fragility functions describe the probability of exceeding a given limit state condition of a certain building for the intensity measure of the ground motion. This fragility function includes the mean response for a certain ground motion intensity as well as the record-to-record variability for different signals of the same intensity. Additional to the record-to-record variability, the building-to-building variability and model uncertainty (both due to lack of accurate information and limited accuracy of the models) are accounted for separately.

The fragility functions adopted in the typology approach and the sensitivity study follow from the approach outlined in the main TNO report [TNO, 2021a].

The structural behaviour is simulated using accurate non-linear time-history analyses (NLTH) on a multi-degree-of-freedom (MDOF) model of the structure (which represents the median building of the typology) subjected to 11 ground motion records.

The choice that led to the definition of the index buildings (index buildings are reference buildings for the fragility development) was based on a study of the building stock performed by Arup, which developed and updated an exposure database (EDB) in [Arup 2016a, Arup 2017, 2019a and 2019e]. The EDB contains the location, structural characteristics and exposed population (inside and outside) of over 250,000 buildings inside and within 5km of the Groningen gas field. The EDB study makes use of numerous building data sources, including physical and desktop inspection data, open and licensed data related to the geometry, function and building construction attributes per building, and additional processed building data.

In particular, the EDB employs the available data to assign to each building so-called GEM taxonomy strings summarizing the main features. Backgrounds on these GEM taxonomy strings can be found in [Brzev et al, 2013]. The attributes that are included in the GEM string are outlined in Table C.1 The information available from the exposure database allows to:

- Cluster the Groningen building stock into typologies.
- For each typology, extract the distribution and median values of the building properties, as a basis to define a median building within each typology.

Table C.1 Attributes included in the GEM taxonomy string for the Exposure database [Arup 2019e]

Parameter	Description
Structural layout	Classification of Buildings according to their main geometric features (characteristic width and length of the maximum enclosed rectangle within a Building ID's footprint and the average height of a Building IDs).
Structural materials and Lateral load-resisting system	The structural system and material that provides lateral resistance against horizontal loads. This is specified for the primary and secondary direction of the building.
Presence of external walls	Presence of cavity walls
Floor material	Material that constitutes the majority of the floors in the building
Number of storeys	Range of number of storeys above ground
Presence of irregularities	Presence of vertical structural irregularity (e.g. large opening at ground floor level, presence of a garage at the ground floor or a soft storey)

Using the available data, Arup clustered the building stock into typologies characterized for the rest of the buildings. A structural system inference was applied to determine the likelihood of each building belonging to one of the defined structural systems.

Representativeness of the selected index (median) buildings

The index (or median) building of a given typology is a building for which the structural and geometrical properties and strength can be considered the median of the considered typology.

The selection of index buildings for fragility development builds on a series of reports on the fragility and consequence models, starting from [Crowley et al, 2015]. In par. 3.8 of this document, also referred to as v2 fragility and consequence model: *"index buildings are assumed to represent the median capacity of a given building*

typology. The validity of this assumption for the URM buildings in particular should be studied during the development of the v3 fragility functions, and structural drawings for a number of index buildings of each typology are currently being collected for this purpose.”

The representativeness of the index buildings in [Crowley et al, 2015] for the respective typologies was investigated by Arup in [Arup 2017a]. For this purpose building properties related to geometry and year of constructions were selected (see Table C.2). In the study, Arup selected some of the macro-typologies of interest and extracted for those the distribution of the selected building characteristics using 300 samples from EDB V3 [Arup 2016a]. The macro-typology concerns buildings with the same category use as described in [Crowley et al, 2015], but which are characterized by different structural systems. Finally, the distributions of the characteristics are compared to those obtained from the index buildings for the corresponding typologies.

Table C.2 Properties investigated in the representativeness study of [Arup 2016b].

Parameter	Description
Building year	The building year provided by BAG
Building Height	Height of the highest point of a building's geometry from the ground level (excl. chimneys)
Volume	The enclosed volume within the building envelope
Façade Area	Sum of areas of all vertical surfaces of the building envelope. In terraced buildings and older apartments, this can include also the interfaces between adjacent units
Gutter Height	The distance of the lengthiest linear horizontal roof-wall connection to the ground level
Footprint area	Area of the building's outline polygon (e.g. as provided by BAG)
Presence of Gable Walls	Presence/Absence of gable walls
Shape in Plan	Shape type of a building's footprint (Rectangular, L-shaped, S-T-U shaped and complex)
Presence of Extensions	Presence/Absence of extensions extension (i.e. a flat roof extension of the main building geometry, possibly built at a later stage than the building's initial construction)

The index buildings investigated in the Arup study are presented in Table C.3.

Table C.3 Index buildings and corresponding typologies in the Typology approach investigated in [Arup 2016b].

Index building	Typology
Nieuwstraat 8	Not used in [Crowley et al. 2020]
Kwelder 1	METSELWERK6
Type C	Not used in [Crowley et al. 2020]
Zijlvest 25	METSELWERK2
Julianalaan 52	METSELWERK1
Schuitenzand flat	METSELWERK8
Koeriersterweg 18	METSELWERK9
De Haver	METSELWERK9

The study in [Arup 2016e] concludes that the index buildings are reasonably fitting with the distribution of the typologies. It should be noted that the main structural (and dynamic) properties are already considered in the GEM taxonomy string, which includes the lateral load resisting system and the floor material. Since the exposure database doesn't provide information on more structural details (such as connection type) for the entire building stock, those cannot be investigated for representativeness.

Another study on the representativeness of the index buildings is presented in Appendix B of [Crowley et al. 2017], where the distributions of construction year, footprint area, gutter height for each of the typologies identified in [Crowley et al. 2017] were computed from the EDB V5 [Arup2017b]. This distribution can be compared to the properties of the corresponding index buildings provided in [Crowley et al. 2017] and reported in Figure C.1. also provided characteristics ranges for the aforementioned properties and provided in Figure C.2.

Index Building Name	Year of Construction	Structural Layout	Gutter Height (m)	Footprint area (m ²)
Precast RC post and beam	N/A	WBW	6.5	1880
Precast RC wall-slab-wall	N/A	UBH	5.52	44 per unit
Cast-in-place RC post and beam	N/A	WBW	6.5	1880
Cast-in-place RC wall-slab-wall	N/A	UBH	5.56	44 per unit
De Haver	1900's	WBH	2.9 (house) 3.7 (barn)	194 (house), 1530 (barn)
Solwerderstraat 55	<1945	UBA	6.1	113
Julianalaan 52	1950's	UBH	5.4	45 per unit
Type C	1970's	UBH	2.8	70 per unit
Zijlvest 25	1976	UBH	5.5	53 per unit
Koeriersterweg 20-21	TBD	UBH	8.59	50 per unit
Nieuwstraat 8	1940s	UH	3.0	70
Kwelder 1	TBD	UH	2.75	98
Schuitenzandflat 2-56	TBD	BTN	13.8	720
Badweg 12	1940's	UH	2.8	67
Kwelder 8	TBD	UH	2.75	76
Steenweg 19	2005	WBW	6.5	432
Glulam portal frame	N/A	WBW	4.0	460
Beneluxweg 15	2001	WBW	3.8	300

Figure C.1 Characteristics of the index buildings selected in [Crowley et al. 2017].

Structural System	Year of Construction	Structural Layout	Gutter Height (m)	Footprint Area (m ²)
CR+PC/LPB/CR+PC/LPB/EWN/FN/HBET:1,2	1980-1999	WBW	3.1-4	>300
CR+PC/LWAL/CR+PC/LN/EWN/FC/HBET:1,2	1980-1999	UBH	5.1-6	51-100
CR+CIP/LPB/CR+CIP/LPB/EWN/FN/HBET:1,2	1960-1979	WBW	3.1-4	>300
CR+CIP/LWAL/CR+CIP/LN/EWN/FC/HBET:1,2	1960-1979	UBH	5.1-6	51-100
MUR/LH/MUR/LH/EWN/FW/HBET:1,2	<1900	WBH	3.1-4	>300
MUR/LWAL/MUR/LN/EWN/FW/HBET:1,2	1920-1939	UBH	4.1-5	51-100
MUR/LWAL/MUR/LN/EW/FC/HBET:1,2	1960-1979	UBH	5.1-6	51-100
MUR/LWAL/MUR/LN/EW/FC/HBET:1,2	1960-1979	UBH	5.1-6	51-100
MUR/LWAL/MUR/LN/EW/FC/HBET:1,2/IRIR+IRVP:CHV	1960-1979	UBH	5.1-6	51-100
MUR/LWAL/MUR/LN/EW/FC/HBET:3,20	1960-1979	UBH	8.1-9	51-100
MUR/LWAL/MUR/LWAL/EWN/FW/HBET:1,2	1920-1939	UH	3.1-4	51-100
MUR/LWAL/MUR/LWAL/EW/FC/HBET:1,2	1980-1999	UH	4.1-5	101-150
MUR/LWAL/MUR/LWAL/EW/FC/HBET:3,20	1960-1979	BTN	>11	151-200
MUR/LWAL/MUR/LWAL/EW/FW/HBET:1,2	1920-1939	UH	3.1-4	101-150
W/LWAL/W/LWAL/EW/FW/HBET:1,2	1980-1999	UH	4.1-5	101-150
S/LFM/S/LFM/EWN/FC/HBET:1,2	1980-1999	UH	3.1-4	101-150
S/LFBR/W/LPB/EWN/FN/HBET:1,2	1980-1999	WBW	3.1-4	>300
S/LFBR/S/LPB/EWN/FN/HBET:1,2	1960-1979	WBW	3.1-4	>300

Figure C.2 Ranges of buildings characteristics of the typologies selected in [Crowley et al. 2015].

An updated version of **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** can be found in [Crowley et al. 2020], which expands on the previous number of index buildings. This is provided in Figure C.3.

Index Building Name	Vulnerability Class	Year of Construction	Geometric Layout	Gutter Height (m)	Footprint area (m ²)
Cast-in-place RC post and beam	RC2	N/A	W	6.5	1880
Precast RC post and beam	PC2	N/A	W	6.5	1880
CIP RC wall-slab-wall	RC3L	N/A	U	5.56	44 per unit
Welhaak	PC3L	1979	U	5.4	66 per unit
Adamistraat	PC3L	1979	U	2.85	90 per unit
De Haver barn	W1	1900's	W	3.7	1530
Kwelder 8	W3	1996	U	2.75	76
Steenweg 19	S1L	2005	W	6.5	432
Beneluxweg 15	S3	2001	W	3.8	300
De Haver barn	URM1F_B	1900's	WC	3.7	1530
De Haver house	URM1F_HC			2.9	194
Molenweg 25 barn	URM1F_B	1877	WC	2.49	140
Molenweg 25 house	URM1F_HC			3.16	243
Molenweg 29 barn	URM1F_B	1958	WA	2.85	443
Molenweg 29 house	URM1F_HA			2.65	95
Eestumerweg 51 barn	URM1F_B	1960	WA	2.1	220
Eestumerweg 51 house	URM1F_HA			2.75	69
Solwerderstraat 55	URM2L	<1945	U	6.1	113
Julianalaan 52	URM3L	1950's	U	5.4	45 per unit
E45 Schildwolde	URM3L	1971	U	6.17	59 per unit
Wilgenbros	URM3L	1963	U	5.35	47 per unit
Oostergoweg	URM3L	1961	U	5.25	59 per unit
Koeriersterweg	URM3M_U	1941	U	8.59	50 per unit
Drive in	URM3M_D	1972	U	8.1	47 per unit
Schuitenzandflat 2-56	URM3M_B	1964	B	13.8	720
Zijlvest 25	URM4L	1976	U	5.5	53 per unit
E45 Delfzijl	URM4L	1966	U	5.35	61 per unit
Patrimoniumstraat	URM5L	1940's	U	2.85	39 per unit
Kwelder 1	URM7L	1996	U	2.75	98
Badweg 12	URM8L	1940's	U	2.8	67
Dijkstraat (building A)	URM9L	<1945	U	7.5	170

Figure C.3 Characteristics of the index buildings selected in [Crowley et al. 2020].

C.3 Choice of index building for METSELWERK1

Figure C.4 presents the distribution of the properties of METSELWERK1 as defined in [Crowley et al. 2015] and obtained from the V5 exposure database [Arup 2017b]. In the figures, the properties of the index buildings are indicated by arrows.

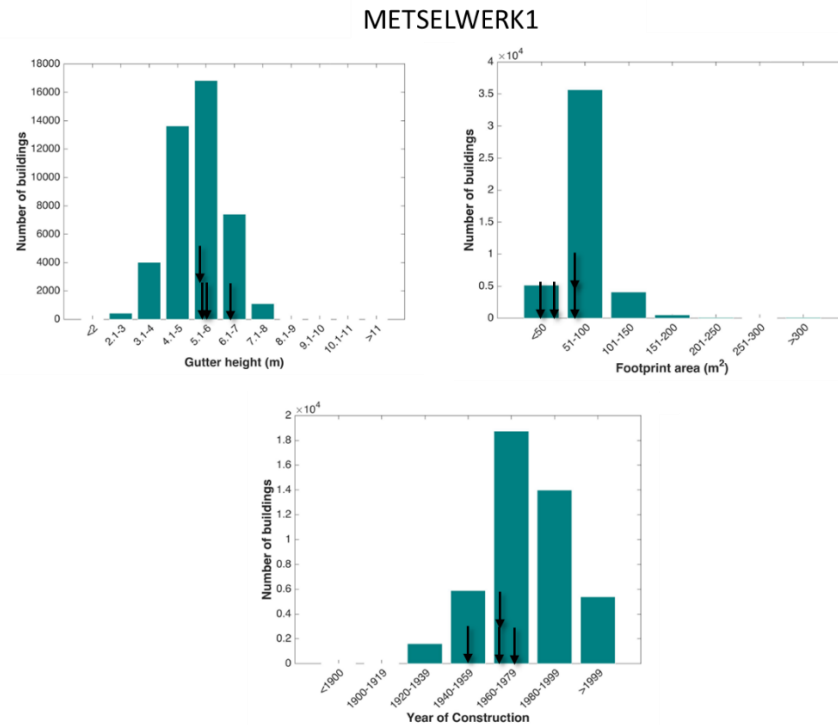


Figure C.4 Distribution of gutter height, footprint area and construction year of the buildings within METSELWERK1 adapted from [Crowley et al. 2015] and obtained from the EDB V5, [Arup 2017b]. The black arrows represent the index buildings provided in [Crowley et al. 2020] within the typology.

C.4 Conclusions

To establish fragility functions and compute a risk using a typology based approach, the building stock is divided into typologies and, for each typology, median buildings are selected as representative examples. The clustering process of the buildings is documented in the so-called exposure database (EDB) [Arup 2017b, 2019a and 2019e] which also provides the distribution of the relevant properties of the buildings in each typology. The representativeness of the selected median buildings was investigated for a different version of the fragility and consequence model developed by Eucentre, by comparing geometric properties and construction years of the index buildings to the distribution of the typology they represent (obtained from the EDB). The properties of the index buildings are reasonably representative of the respective typologies. Moreover, most of the relevant structural properties are already accounted for in the typology classification.

D TU Delft analyse backbone curves

Messali, F., Longo, M. (2021). Study of a median backbone curve and of the building to building variability for typology 'Metselwerk 1'. Delft University of Technology. Report number 02, Version 02 (final), 11 June 2021

Project	Typology – B2B variability
Report number	02
Internal Reference	B2B-R02
Date	June 11, 2021
Version	01
Status	Final

STUDY OF A MEDIAN BACKBONE CURVE AND OF THE BUILDING-TO-BUILDING VARIABILITY FOR TYPOLOGY ‘METSELWERK 1’

*A quick, safe and validated typology based seismic assessment of
buildings*

Client: Ministerie van Economische Zaken en Klimaat (EZK)

Authors Francesco Messali
 F.Messali@tudelft.nl
 Michele Longo
 M.Longo@tudelft.nl

Address Delft University of Technology
 Faculty of Civil Engineering and Geosciences
 Stevinweg 1, 2628 CN, Delft

 Faculty of Civil Engineering and Geosciences Stevinweg 1 2628 CN Delft PO 5048 2600 GA Delft www.citg.tudelft.nl	Report	
	<i>Title:</i> Study of a median backbone curve and of the building to building variability for typology 'Metselwerk 1'	
	<i>Author(s):</i> Francesco Messali Michele Longo	
	<i>Date:</i> 11/06/2021	
<i>Client(s):</i> Ministerie van Economische Zaken en Klimaat (EZK)	<i>Version:</i> 02	<i>Status:</i> Final
<i>Project number:</i> TC19/20	<i>Project name:</i> A quick, safe and validated typology based seismic assessment of buildings	<i>File reference:</i> B2B-R02
<i>Cite as:</i> Messali, F., Longo, M. (2020). Study of a median backbone curve and of the building to building variability for typology 'Metselwerk 1'. Delft University of Technology. Report number 02, Final Version, 11/06/2021.		

Copyright statement

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system of any nature, or transmitted, in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, recording or otherwise, without the prior written permission of TU Delft.

Liability statement

TU Delft and those who have contributed to this publication did exercise the greatest care in putting together this publication. However, the possibility should not be excluded that it contains errors and imperfections. Any use of this publication and data from it is entirely on the own responsibility of the user. For everybody who has contributed to this publication, TU Delft disclaims any liability for damage that could result from the use of this publication and data from it, unless the damage results from malice or gross negligence on the part of TU Delft and/or those who have contributed to this publication.

Table of Contents

1	Introduction	4
2	Reference building and variations	5
2.1	Reference building.....	5
2.2	Variations	6
3	Methodology	10
4	Results	13
4.1	Median backbone curve and building to building variability.....	13
4.2	Evaluation of the out-of-plane failure	16
5	Conclusions.....	23
	References.....	24
	Appendix A	25
	Appendix B	27
	Appendix C	29
	Appendix D	32

1 Introduction

The work described in the current document is part of the task B.4 performed for the project "A quick, safe and validated typology based seismic assessment of buildings", as defined in the Plan of Approach [1]. This task aims at the definition of validated force-displacement curves for buildings belonging to specific typologies. When the cyclic dynamic behaviour of the building is analysed, the backbone curve of the force-displacement relation is considered. In other words, this task requires: (i) the definition of a typology that may group a number of buildings having similar characteristics, (ii) the identification of a median behaviour (the median backbone curve) of the buildings belonging to the typology under seismic loading, (iii) the study of the deviations from the median backbone curve that are found depending on the variation of the single building characteristics (e.g. number of storeys or material properties). This latter point is hereinafter called building to building variability.

The work presented in this document focuses on the typology 'Metselwerk 1', that corresponds to one- and two-storey terraced and semi-detached houses, whose structural resisting system is provided in the weakest direction (parallel to the façade) by unreinforced masonry (URM) piers. The buildings are also characterised by the presence of an attic, by cavity walls, by RC floors, and by openings smaller than 85% of the total length of the most vulnerable façade. This description corresponds to a large extent to that of the typology URM3L as defined in the v7 report of the Hazard and Risk study produced by EUCENTRE for NAM [2].

In order to define a median backbone curve and the building to building variability for the typology investigated, this work considers a large number of variations of a reference building, the building EUC-BUILD-6 [3], which was tested in dynamic conditions on a shake table at the laboratory of EUCENTRE (Pavia, Italy). A short description of the reference building is provided in Section 2, and more details can be found in the report of the test performed at EUCENTRE [3]. With respect to the reference buildings, sensitivity studies are carried out by changing consistently a number of relevant parameters:

- No. of storeys;
- Percentage of openings (i.e. length of the piers) on the front and the back façade of the building;
- Masonry and floor type;
- Structural continuity of the loadbearing façades;
- Lateral loading pattern;
- Loading direction.

Number and characteristics of the variations are described in detail in Section 2.2.

The seismic behaviour of the building is studied by performing nonlinear pushover (NLPO) and nonlinear time history (NLTH) analyses, following the methodology described in Section 3. The NLTH analyses are performed especially to study the influence of the out-of-plane failure of the long transversal walls on the global seismic performance of the buildings.

The results of the numerical simulations are presented in Section 4, in terms of the median backbone curve for the typology and of the building to building variability (Section 4.1). The results of the NLTH analyses are described in Section 4.2.

The conclusions are eventually presented in Section 5.

2 Reference building and variations

2.1 Reference building

As already mentioned in section 1, the building EUC-BUILD-6 is taken as reference for the current study. The building was tested on a shake table test at the laboratory of EUCENTRE (Pavia, Italy) in 2018.

EUC-BUILD-6 refers to a two-storey URM cavity-wall terraced house of the late 1970s, called Zijlvest 25, characterised by large openings at the ground floor of the front façade (West), and smaller openings on the back façade (East). The building is made of cavity-walls with the load-bearing inner leaf made of calcium silicate (CS) bricks and a veneer made of clay bricks. The first floor is a rigid diaphragm built with precast reinforced concrete panels and a structural topping slab, while the second-floor and the roof are flexible diaphragms made of timber joists and planks. The floor systems are often discontinuous between adjacent units and rest only on transverse CS walls, with the intermediate transverse walls made of two independent CS leaves. Because of this, each unit is structurally separated from those adjacent (only the veneers are structurally continue) and EUC-BUILD-6 is then representative of the end-unit of the whole terraced house (Figure 1a).

The same building was taken as reference also for the typology Metselwerk 2. In that case the pier between the main door and the window (Figure 1a) at the ground floor of the main façade was excluded; for Metselwerk 1, the pier is always included, as in the tested specimen, along with other variations of the layout of the façades (as described in Section 2.2), in order to have a percentage of openings in the façade smaller than 85% for all the studied cases.

A complete description of EUC-BUILD-6 is provided in the testing report [3].



(a)



(b)

Figure 1. Specimen EUC-COMP-6: North and West façades (a); South and East façades (b).

2.2 Variations

This study aims to define a possible backbone curve representative of a median building of the typology 'Metselwerk 1'. Second, the study investigates the building to building variability of the typology. For this reason, a number of variations are introduced consistently to the reference building, and the outcomes of the numerical simulations are used for the two scopes mentioned above.

The following variations are considered:

- i. **Number of storeys.** 8 analyses of a one-storey building, 12 analyses of a two-storeys building.
- ii. **Building regularity (layout of the façades).** Three different combinations of the front and back façades are considered, including the reference building. The variations are defined as a combination of the East Façade (EF) and West Façade (WF) of the reference building. The considered combinations are reported in Table 1 and shown visually in Table 2.
- iii. **Masonry type (material properties).** Two URM types are considered: Calcium Silicate (CS) bricks with general purpose mortar and CS elements with thin layer mortar. The material properties are defined according to Table F.2 of NPR 9998 [4].
- iv. **Floor type.** Two floors combinations are considered:
 - a. A reinforce concrete (RC) floor at first level and a timber (T) floor at the attic level (reference building): RC-T.
 - b. A RC floors at both first level and attic level: RC-RC.

This variation does not apply to the single storey building, for which only a RC attic is considered.
- v. **Structural continuity of the façades.** In the reference building, the RC slab at first level interrupts the walls of the two façades (even though in static conditions the gravity loads are transferred only to the transversal walls). Alternatively, a unidirectional RC slab that spans between the transversal walls and is connected to the façades by means of anchors to prevent the out-of-plane behaviour only (similar to the solution adopted in the test performed at TU Delft) is considered.

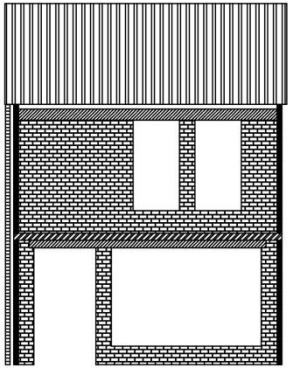
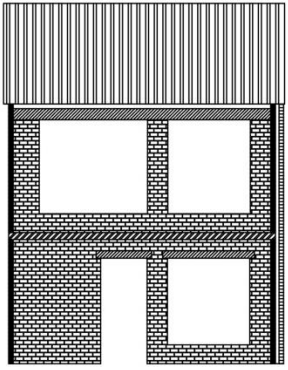
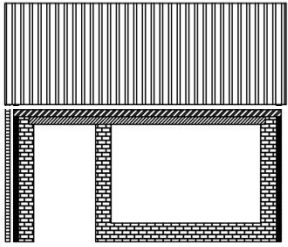
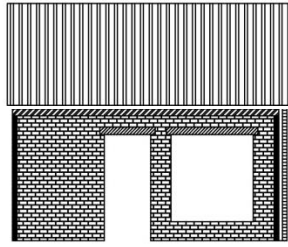
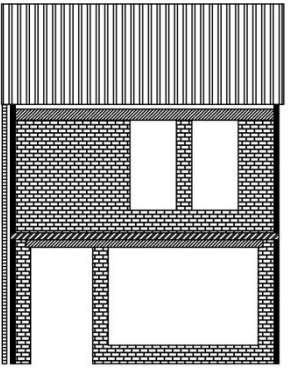
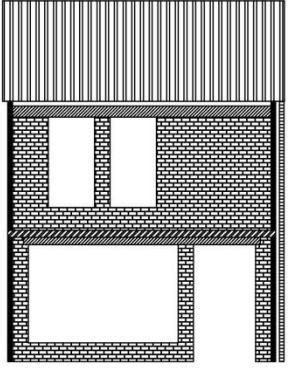
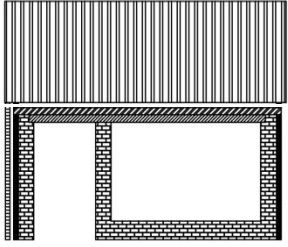
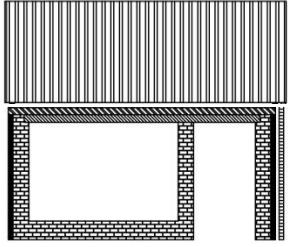
Two different types of pushover loading are applied to the building: a uniform and a modal pattern. The analyses are performed for both positive and negative loading directions. In total, 40 NLPO analyses are performed.

Table 1. Different combinations of façades.

Combination	West façade	East façade	Regularity	
			Plan	Elevation
C1	WF	EF	No	No
C2	WF	WF	Yes	No
C3	EF	EF	Yes	No

WF, EF = west and east façade of the reference building

Table 2. Visual representation of the different combinations of façades analysed.

Comb.	Front façade	Back façade	% openings		
			Front	Back	Average
C1			Ground storey: 81% First storey: 35%	Ground storey: 48% First storey: 71%	Ground storey: 65% First storey: 53%
			Ground storey: 81%	Ground storey: 48%	Ground storey: 65%
C2			Ground storey: 81% First storey: 35%	Ground storey: 81% First storey: 35%	Ground storey: 81% First storey: 35%
			Ground storey: 81%	Ground storey: 81%	Ground storey: 81%

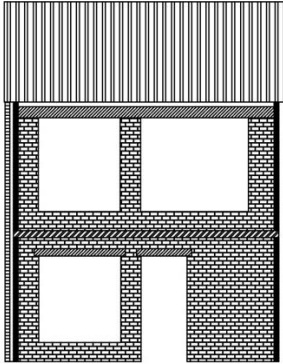
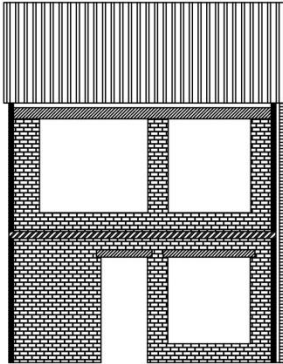
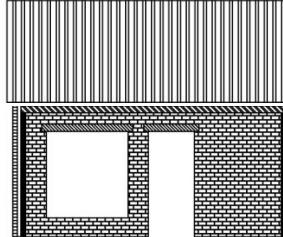
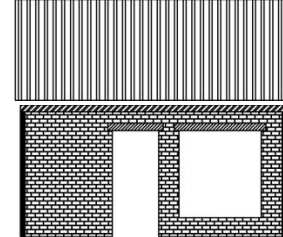
Comb.	Front façade	Back façade	% openings	Comb.	Front façade
C3			Ground storey: 48% First storey: 71%	Ground storey: 48% First storey: 71%	Ground storey: 48% First storey: 71%
			Ground storey: 48%	Ground storey: 48%	Ground storey: 48%

Table 3. Complete list of the 20 variations performed for the complete building for the positive loading direction. For the negative loading direction, the same variations are considered (#21 to #40).

No.	Name	No. Storeys	Regularity	Masonry type	Floor type	Continuity of façades	Load distribution
#1	2S/C1/CSB/RC-T/D/UP	2 storeys	C1	CS bricks	RC-T	Discontinuous	Uniform pattern
#2	2S/C2/CSB/RC-T/D/UP	2 storeys	C2	CS bricks	RC-T	Discontinuous	Uniform pattern
#3	2S/C3/CSB/RC-T/D/UP	2 storeys	C3	CS bricks	RC-T	Discontinuous	Uniform pattern
#4	2S/C1/CSE/RC-T/D/UP	2 storeys	C1	CS elements	RC-T	Discontinuous	Uniform pattern
#5	2S/C1/CSB/RC-RC/D/UP	2 storeys	C1	CS bricks	RC-RC	Discontinuous	Uniform pattern
#6	2S/C1/CSB/RC-T/C/UP	2 storeys	C1	CS bricks	RC-T	Continuous	Uniform pattern
#7	2S/C1/CSB/RC-T/D/MP	2 storeys	C1	CS bricks	RC-T	Discontinuous	Modal pattern
#8	2S/C2/CSB/RC-T/D/ MP	2 storeys	C2	CS bricks	RC-T	Discontinuous	Modal pattern
#9	2S/C3/CSB/RC-T/D/ MP	2 storeys	C3	CS bricks	RC-T	Discontinuous	Modal pattern
#10	2S/C1/CSE/RC-T/D/ MP	2 storeys	C1	CS elements	RC-T	Discontinuous	Modal pattern
#11	2S/C1/CSB/RC-RC/D/ MP	2 storeys	C1	CS bricks	RC-RC	Discontinuous	Modal pattern
#12	2S/C1/CSB/RC-T/C/ MP	2 storeys	C1	CS bricks	RC-T	Continuous	Modal pattern
#13	1S/C1/CSB/RC/UP	1 storey	C1	CS bricks	RC	-	Uniform pattern
#14	1S/C2/CSB/RC/UP	1 storey	C2	CS bricks	RC	-	Uniform pattern
#15	1S/C3/CSB/RC/UP	1 storey	C3	CS bricks	RC	-	Uniform pattern
#16	1S/C1/CSE/RC/UP	1 storey	C1	CS elements	RC	-	Uniform pattern
#17	1S/C1/CSB/RC/MP	1 storey	C1	CS bricks	RC	-	Modal pattern
#18	1S/C2/CSB/RC/ MP	1 storey	C2	CS bricks	RC	-	Modal pattern
#19	1S/C3/CSB/RC/MP	1 storey	C3	CS bricks	RC	-	Modal pattern
#20	1S/C1/CSE/RC/MP	1 storey	C1	CS elements	RC	-	Modal pattern

In addition, the structural behaviour of the reference case (corresponding to the NLPO analyses #1, #7, #21, #27) has been investigated by applying seven different ground motions at the base of the structure. The ground motions are part of those used for the Hazard and Risk study [2], and especially for the NLTHA performed by ARUP [6]. Only the stronger motions (#05 to #11) have been considered to have more information of the behaviour of the building at collapse.

Each ground motion consists of three orthogonal components, one parallel to the façades, one to the transversal walls and one vertical component. A summary of the ground motions is included in Table 4 (extract from Table 2 of [6]). Additional information about the ground motions can be found in Appendix B.

Table 4. Summary of the ground motions applied for the NLTHA (from [6]).

Ground motion	Label of first component	AvgSa (g)	Arias intensity (m/s)	PGA (g)	Sa(0.1s) (g)
#05	N_00147T	0.27	0.51	0.25	0.67
#06	N_00250L	0.34	1.53	0.88	0.87
#07	E_17167_EW	0.40	1.20	0.53	0.72
#08	N_00415L	0.46	1.74	0.70	1.02
#09	N_00569T	0.46	2.25	0.52	0.68
#10	N_00407L	0.57	3.54	0.82	1.26
#11	N_00451T	0.74	3.85	1.25	1.49

3 Methodology

The structural behaviour of the terraced house unit based on specimen EUC-BUILD-6 was investigated by means of nonlinear finite element analyses (NLFEA), performed with the software Diana 10.3. As described in section 2, both quasi-static nonlinear pushover analyses (NLPO) and nonlinear time history analyses (NLTHA) were performed: these analyses can adequately describe global in-plane mechanism and allow to run a larger number of simulations.

The model used in this study for the numerical simulations is based on the one created by TU Delft in 2018 to predict the experimental behaviour of the specimen. A model was first developed to blind predict the test results [7] and then refined after the test [8]. Good agreement between the simulations and the experimental outcomes was found, as shown, as example, in Figure 2. The model used for the refined post-test predictions was used as starting point to create the models used in the current study.

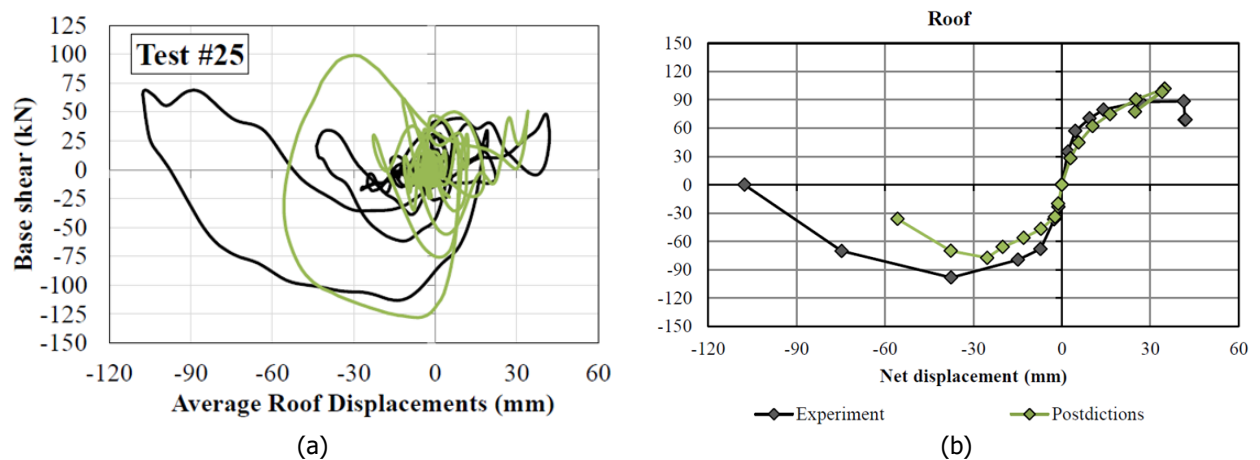


Figure 2. Comparison between the numerical simulation and the experimental outcomes in terms of complete force-displacement curve in the last cycle (a), and of backbone curve (b) (figures from [8]).

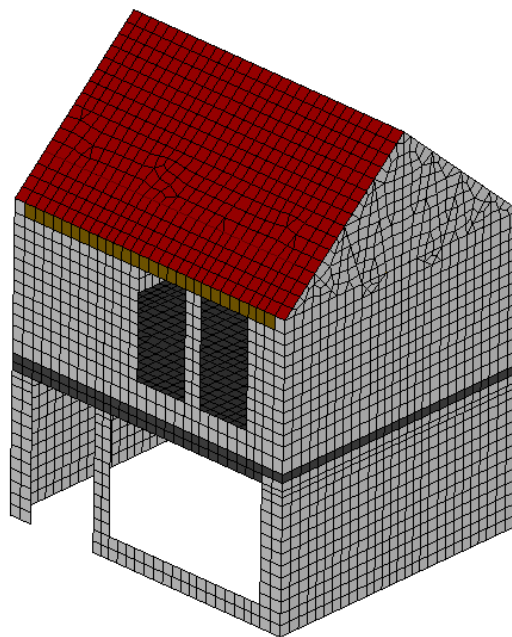


Figure 3. Diana model used for the refined predictions of the experimental behaviour of EUC-BUILD-6 adopted as starting point for the analyses in the current study.

The numerical model used in this study adopts quadratic curved shell elements (CQ40S and CT30S) to model walls, floors and lintels of the 3D building. The timber beams in the roof or in the attic floor are modelled via linear Class-III beam element (CL18B). A non-linear constitutive behaviour is considered for the masonry walls, while the rest of the elements are linear elastic, including the floors (either RC slabs or timber) and the roof. All the nodes are fully connected, unless specified. As regards the connections between the timber beams of the roof and the walls, the maximum force recorded during each analysis can be compared with the capacity of those connections, taken conservatively equal to 0.5 kN, as documented in previous experiments performed at TU Delft research [9].

Two different material constitutive models are used to simulate the nonlinear behaviour of the masonry for CS brick masonry and CS element masonry. For CS brick masonry, the Engineering Masonry Model is adopted and the transversal walls are fully connected at corners. For the CS element masonry the Total Strain Rotating Crack Model is used, with interface elements (with a nonlinear behaviour based on Coulomb-Friction law) at the wall connection corners. The material properties of masonry are taken from Table F.2 of NPR 9998:2018 [4]. An orthotropic behaviour, whose properties are calibrated according to the laboratory experiment, is assigned to the timber planks of the floor and the roof. The density of the materials are selected to match the mass of the tested building. The mass of the outer leaf of the north wall is included in the numerical model by increasing the density of the material, whereas the mass of the veneers along the façades is neglected because it is assumed that the wall ties are not able to transfer any significantly shear load. More details on the constitutive models and the material properties used for the simulations are provided in Appendix A.

The model is restrained at every node of the base, since fix-base conditions are assumed. The 3D models are meshed with elements of average size 200x200 mm (an example of the mesh is depicted in Figure 3).

Both nonlinear pushover (NLPO) analyses and nonlinear time history (NLTH) analyses are performed.

For the NLPO analyses, each model is initially subjected to the gravity loads applied in ten equal steps. Then, either uniform distributed lateral loads, applied via a uniform lateral acceleration, or modal distributed lateral loads, based on the principal mode of the structure (and the corresponding participating mass, both obtained via eigenvalue analyses), are applied so that an average displacement rate of 0.1 mm/step is obtained at floor level. The force-displacement curve of the building is obtained for each storey level and the equivalent bilinear curve is computed according to the procedure recommended in Section G.4.2 of NPR 9998:2018 [4].

Also for the NLTH analyses, first an eigenvalue analyses is performed to define the two modes with the highest mass participation. The two corresponding eigenvalues are used to calculate the Rayleigh damping coefficients, whose value is continuously based on the stiffness matrix of the model at each step. A damping ratio equal to 2%, compliant with the recommendations of NPR 9998 is assumed. The gravity load is applied in ten equal steps. Then, the ground motion is applied as prescribed acceleration at each supported node at the base of the building. Each component of the triaxial ground motion is applied with a time step of 2.5 ms. The Newmark-Beta method is used for the time integration ($\beta = 0.25$, $\gamma = 0.5$).

For both NLPO and NLTH analyses, the Secant BFGS (Quasi-Newton) method is adopted as iterative method. Especially for the NLPO, the Arc-Length control option is activated to allow the calculation over the force peak. In NLPO analyses, both displacement and force norms must be satisfied during the iterative procedure within a tolerance of 1% while in NLTH analyses, energy norm with a tolerance of 0.01% is employed. The Parallel Direct Sparse method is employed to solve the system of equations. The second order effects are considered via the Total Lagrange geometrical nonlinearity.

NLPO analyses can return similar results to the NLTH analyses in terms of base shear capacity [7], but they often fail to predict accurately the ultimate or near collapse (NC) capacity of the building. Large overestimates of the correct near collapse drift capacity are obtained especially when the flexural failure of the piers is observed. The Dutch guidelines NPR 9998:2018 [4] provides a maximum drift limit defined at global level that allows to overcome this issue; however, that limit cannot apply when the median behaviour of the structure is investigated. For this reason, the NC displacement of the structure is computed on the basis of an analytical

approach, with the support of analyses performed according to the SLaMA method. This method can provide adequate predictions as regards the NC displacement, in line with those of NLFEA for URM terraced houses [10]. For each pier of the ground floor, the NC displacements is then defined according to the equation proposed in Messali and Rots [11] for the median capacity of rocking URM piers (validated against experiments), multiplied by a factor 1.35 to account for dynamic effects, short duration of the ground motion and the refined definition of the NC displacement during cyclic pushover tests on walls [12].

The following equation is therefore used to determine the NC displacement of the piers:

$$\delta_{NC} = 2.16\% \cdot \left(1 - 2.6 \left(\frac{\sigma_0}{f_c}\right)\right) \cdot \sqrt{\frac{H}{L}} \cdot \left(\frac{H_{ref}}{H}\right) \quad (\text{Eq. 1})$$

where σ_0 is the average axial load acting on the pier divided by the gross-section area, f_c the compressive strength of the masonry, H and L the height and the length of the pier, respectively, and H_{ref} is a constant assumed equal to 2.4 m. The value of the axial load acting on the pier includes the load redistribution after the activation of the rocking of the piers, so that the uplifting of a part of the transversal wall is accounted, as recommended in NPR 9998:2018 [4] according to the method suggested in Moon and al. [13].

The displacement capacity computed according to the SLaMA method and Eq. 1 is used to limit the displacements obtained from the NLPO analyses (i.e. the minimum value defined by the NLPO analyses and the SLaMA is considered).

4 Results

This section presents in a first sub-section the definition of the capacity curves defined via the NLPO analyses, used to compute the median backbone curve and the building to building variability for typology 'Metselwerk 1'. A second sub-section discusses the influence of the out-of-plane failure of the transversal walls on the overall building capacity.

4.1 Median backbone curve and building to building variability

The outcomes of the NLPO analyses described in Section 2.2 are used to define a median backbone curve, presented as an equivalent bilinear curve according to the procedure recommended in Section G.4.2 of NPR 9998:2018, and the building to building variability for the typology studied. The following parameters are considered:

- Total mass M_{tot} and effective mass M_{eff} of the building;
- Initial stiffness of the bilinear curve (K_{el});
- Yielding displacement (d_y) and NC displacement (d_{NC});
- Base shear capacity V_u ;
- Normalized base shear capacity a_u , obtained by dividing the base shear by the effective mass.

The median and the coefficient of variation for each of these parameters is listed in Table 5. An example of the distribution of the computed data and of an equivalent lognormal distribution is showed for the near collapse displacement and the ultimate normalized base shear in Figure 4. The values of the parameters obtained for all the analyses are reported in Table 6.

With respect to typology Metselwerk 2 [14], the buildings belonging to typology Metselwerk 1 have on average larger base shear capacity and a smaller displacement at near collapse. This is consistent with the difference in terms of layout of the facades between the two typologies, which present smaller openings and, consequently, piers characterised by smaller aspect ratio. Also the building to building variability for Metselwerk 1 compared to Metselwerk 2 is more than doubled with respect to the force capacity, again consistently with the larger variations in size of the piers that lead in some cases to shear failure of the piers, as well as to the out-of-plane collapse of the transversal walls (see the discussion below and in Section 4.2). A small increment is observed also for the coefficient of variation of the displacement capacity, that was anyhow already above 20% for typology Metselwerk 2.

The obtained bilinear curve expressed in terms of normalized base shear against attic displacement is then compared with the trilinear curves presented in the version v7 of the Hazard and Risk (HRA) study for the four index buildings considered for typology URM3L (Figure 5). It should be noted that, since the bilinear curve is computed up to the displacement at which the residual normalized base shear is equal to 50% of the peak value, also the trilinear curves of the HRA v7 study are stopped at that point. Differences are clearly observed, caused by the selection of different buildings, different analysis methods (NLTH vs NLPO) and also by the use of bilinear or trilinear curves with a descending branch. Nevertheless, the values of the initial stiffness, of the peak normalized base shear and of the near collapse displacement are comparable; the average of the four index buildings has in fact a bit larger force capacity (+21%, but the peak normalized base shear for a bilinearized curve is usually a bit lower than that of the corresponding original multilinear curve) but a bit smaller displacement capacity (-10% at the 50% drop of capacity). A reasonable agreement is also found between the failure mechanisms identified in this study and those described for the index buildings.

Many parameters affect the eventual capacity of the structure. Among those, it is important to notice the large influence of the opening percentage on the normalised base shear obtained for each variation: as expected, the increasing length of the piers determines larger and larger force capacity (Figure 6).

Table 6 reports also the observed prevailing failure mode for each variation. Since the pushover analyses are performed by applying an increasing lateral load to the structural masses and not only at the floor levels, as for simplified NLPO approaches, also the transversal walls are subjected to (static) out-of-plane loads. This allows to have an insight on the out-of-plane performance of those walls, although neglecting the inertia forces does not allow to draw sharp conclusions. For only 21 analyses (55% of the total) the global failure of the building is clearly related to an in-plane soft storey mechanism at ground floor. This occurs for seven out of the eight buildings with 81% openings on the front façade, consistently with the results obtained for the typology Metselwerk 2 [14]. For the other cases, the out-of-plane displacements of the transversal walls measured during the analyses before or at the near collapse displacement largely exceed half of the thickness of the walls, suggesting that either a mixed in-plane/out-of-plane failure mode is governing (12/40, 30% of the cases) or the out-of-plane of the walls would occur before the in-plane near collapse displacement is reached leading to the global collapse of the structure (7/40, 17.5% of the cases). Finally, when a mix in-plane/out-of-plane failure is observed, the failure mechanisms can occur at the same or at different storey levels. It should be noted that all the simulations showed a certain degree of interaction between the in-plane and out-of-plane resisting mechanisms. When a failure mode reported occurs (e.g. IP), the capacity for the other failure mode (e.g. OOP) is usually limited.

Table 5. Median and coefficient of variation for the significant parameters of the backbone curve.

	Every analyses	
	Median	CV
K_{el} (kN/mm)	53.9	91%
d_y (mm)	2.89	59%
d_{NC} (mm)	77.2	23%
V_u (kN)	93.1	31%
M_{eff} (t)	30.0	23%
M_{tot} (t)	36.7	21%
a_u (g)	0.33	35%

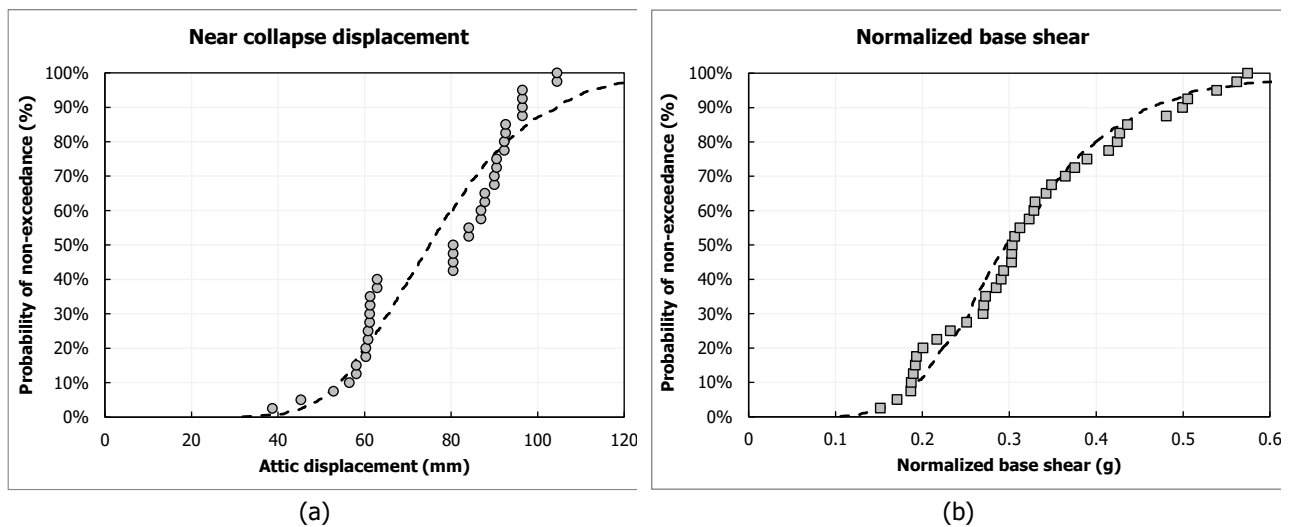


Figure 4. Obtained data and corresponding lognormal distribution for the near collapse displacement and the normalized base shear.

Table 6. Outcomes of the performed NLPO analyses for the 40 considered variations in terms of total mass (M_{TOT}), effective mass (M_{eff}), yielding displacement (d_y), near collapse displacement (d_{NC}), ultimate base shear (V_u), ultimate normalised base shear (a_u), initial stiffness (K_{el}) and prevailing failure mode^{2,3}.

No.	Variation ¹	M_{TOT} (t)	M_{eff} (t)	d_y (mm)	d_{NC} (mm)	V_u (kN)	a_u (g)	K_{el} (g/mm)	Prevailing failure mode ^{2,3}
#1	2S/C1/CSB/RC-T/D/UP/P	40.7	35.2	3.45	87.8	113.8	0.330	0.10	MIX/L0(IP&OOP)
#2	2S/C2/CSB/RC-T/D/UP/P	40.5	34.7	4.73	96.5	65.7	0.193	0.04	IP/L0
#3	2S/C3/CSB/RC-T/D/UP/P	40.7	35.6	3.80	86.9	114.5	0.328	0.09	MIX/L1(IP&OOP)
#4	2S/C1/CSE/RC-T/D/UP/P	40.7	35.2	3.04	96.5	150.5	0.436	0.14	IP/L0
#5	2S/C1/CSB/RC-RC/D/UP/P	50.7	45.2	5.11	58.1	135.9	0.306	0.06	MIX/L0(IP&OOP)
#6	2S/C1/CSB/RC-T/C/UP/P	40.6	35.1	6.38	90.5	101.0	0.294	0.05	MIX/L0(IP&OOP)
#7	2S/C1/CSB/RC-T/D/MP/P	40.7	31.3	5.07	87.8	107.0	0.349	0.07	MIX/L0(IP)&L1(OOP)
#8	2S/C2/CSB/RC-T/D/ MP/P	40.7	31.6	4.86	96.5	59.5	0.192	0.04	IP/L0
#9	2S/C3/CSB/RC-T/D/ MP/P	40.5	30.8	3.59	86.9	51.7	0.171	0.05	MIX/L1(IP&OOP)
#10	2S/C1/CSE/RC-T/D/ MP/P	40.7	31.3	3.25	96.5	127.2	0.415	0.13	MIX/L0(IP)&L1(OOP)
#11	2S/C1/CSB/RC-RC/D/ MP/P	50.7	40.7	5.60	58.1	124.7	0.312	0.06	IP/L0
#12	2S/C1/CSB/RC-T/C/ MP/P	40.6	31.2	7.13	90.5	89.0	0.291	0.04	IP/L0
#13	1S/C1/CSB/RC/UP/P	28.3	22.8	1.42	92.6	95.5	0.427	0.30	OOP/L0
#14	1S/C2/CSB/RC/UP/P	27.4	22.3	3.31	104.5	50.8	0.232	0.07	MIX/L0(IP&OOP)
#15	1S/C3/CSB/RC/UP/P	29.0	23.2	0.79	45.3	130.5	0.574	0.72	OOP/L0
#16	1S/C1/CSE/RC/UP/P	28.3	22.8	1.61	60.3	120.4	0.539	0.33	OOP/L0
#17	1S/C1/CSB/RC/MP/P	28.3	22.8	1.53	92.6	83.9	0.375	0.25	OOP/L0
#18	1S/C2/CSB/RC/ MP/P	27.4	22.3	3.31	104.5	43.9	0.201	0.06	IP/L0
#19	1S/C3/CSB/RC/MP/P	29.0	23.2	0.69	38.7	109.2	0.481	0.70	OOP/L0
#20	1S/C1/CSE/RC/MP/P	28.3	22.8	1.78	60.3	112.9	0.505	0.28	IP/L0
#21	2S/C1/CSB/RC-T/D/UP/N	40.7	35.2	2.32	80.5	104.6	0.303	0.13	IP/L0
#22	2S/C2/CSB/RC-T/D/UP/N	40.5	34.7	4.83	61.3	64.5	0.190	0.04	IP/L0
#23	2S/C3/CSB/RC-T/D/UP/N	40.7	35.6	2.99	92.3	105.8	0.303	0.10	IP/L0
#24	2S/C1/CSE/RC-T/D/UP/N	40.7	35.2	1.14	84.1	111.4	0.323	0.28	IP/L0
#25	2S/C1/CSB/RC-RC/D/UP/N	50.7	45.2	2.56	56.5	119.8	0.270	0.11	IP/L0
#26	2S/C1/CSB/RC-T/C/UP/N	40.6	35.1	3.00	80.5	93.1	0.271	0.09	MIX/L0(IP)&L1(OOP)
#27	2S/C1/CSB/RC-T/D/MP/N	40.7	31.3	2.63	80.5	87.4	0.285	0.11	MIX/L0(IP)&L1(OOP)
#28	2S/C2/CSB/RC-T/D/ MP/N	40.7	31.6	4.85	61.3	58.1	0.187	0.04	IP/L0
#29	2S/C3/CSB/RC-T/D/ MP/N	40.5	30.8	2.55	92.3	45.9	0.152	0.06	IP/L0
#30	2S/C1/CSE/RC-T/D/ MP/N	40.7	31.3	1.24	84.1	92.8	0.303	0.24	IP/L0
#31	2S/C1/CSB/RC-RC/D/ MP/N	50.7	40.7	2.77	52.8	109.0	0.273	0.10	IP/L0
#32	2S/C1/CSB/RC-T/C/ MP/N	40.6	31.2	3.09	80.5	76.8	0.251	0.08	MIX/L0(IP)&L1(OOP)
#33	1S/C1/CSB/RC/UP/N	28.3	22.8	1.16	61.2	87.0	0.389	0.34	MIX/L0(IP&OOP)
#34	1S/C2/CSB/RC/UP/N	27.4	22.3	3.05	90.0	47.3	0.217	0.07	IP/L0
#35	1S/C3/CSB/RC/UP/N	29.0	23.2	0.73	60.8	127.6	0.562	0.77	OOP/L0
#36	1S/C1/CSE/RC/UP/N	28.3	22.8	0.62	62.9	94.8	0.424	0.68	IP/L0
#37	1S/C1/CSB/RC/MP/N	28.3	22.8	1.24	61.2	76.6	0.343	0.28	IP/L0
#38	1S/C2/CSB/RC/ MP/N	27.4	22.3	3.15	90.0	40.8	0.187	0.06	IP/L0
#39	1S/C3/CSB/RC/MP/N	29.0	23.2	0.71	60.8	113.4	0.499	0.70	OOP/L0
#40	1S/C1/CSE/RC/MP/N	28.3	22.8	0.63	62.9	81.5	0.365	0.58	IP/L0

¹ As defined in Table 3

² IP = prevailing in-plane failure; OOP = prevailing out-of-plane failure; MIX = combined in-plane and out-of-plane failure. L0 = ground storey; L1 = first storey.

³ It should be noted that all the simulations showed a certain degree of interaction between the in-plane and out-of-plane resisting mechanisms. When a failure mode reported occurs (e.g. IP), the capacity for the other failure mode (e.g. OOP) is usually limited.

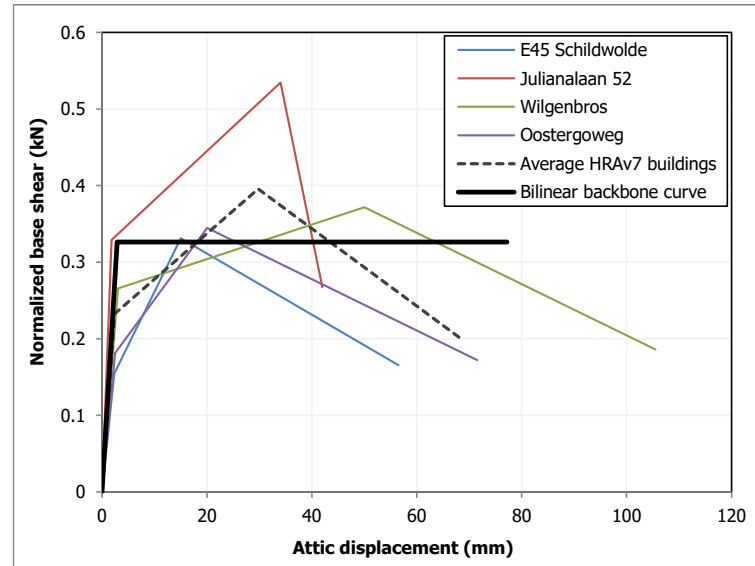


Figure 5. Comparison between the trilinear backbone curves defined for the four index buildings considered in the NAM HRA v7 [ref] and the bilinear backbone curve defined in this study (b). The trilinear curves are stopped when the residual normalized base shear is equal to 50% of the peak value for consistency with the approach used in the current study.

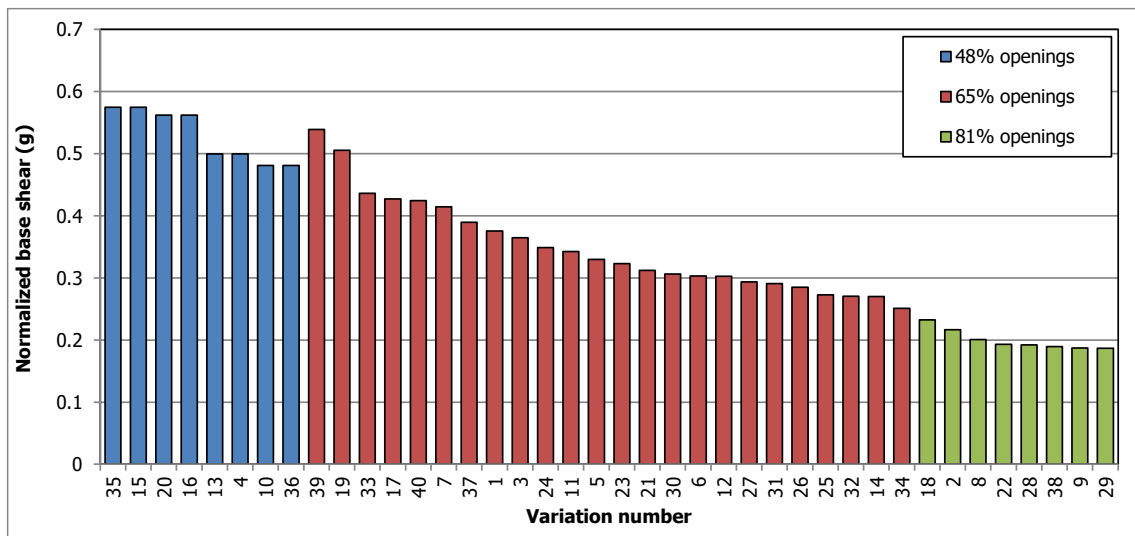


Figure 6. Normalized base shear of the studied buildings classified according to the average opening percentage on the facades.

4.2 Evaluation of the out-of-plane failure

As reported in the previous section, several NLPO analyses show the possibility of the out-of-plane failure of the transversal walls of the building. Seven NLTH analyses, described in section 2.2, are performed for the reference case (corresponding to the NLPO analyses #1, #7, #21, #27) and for the case with concrete floor at first and attic floor (corresponding to the NLPO analyses #5, #11, #25, #31).

The hysteretic curves of the investigated buildings defined at the attic level for the seven applied ground motions are shown in Figure 7 and Figure 8, whereas the minimum and maximum displacements and the normalized base shear are listed in Table 7 for the reference case and in Table 8 for the variation case.

The NLTH analyses show on one hand that the buildings can reach the capacity described by the NLPO capacity curves in terms of both normalised base shear and displacements, but on the other hand a possible out-of-plane failure of the transversal walls during the strongest motions. In fact no collapse is observed, but the observed out-of-plane deflections (larger than 60% of the wall thickness) and the diffuse cracking (Figure 9 and Figure 10) suggest that the failure of the transversal walls may occur at least for motions M9 and M11 for the reference case (before reaching 73 and 76 mm at the first floor level, respectively) and M8, M9 and M11 for the variation case (before reaching 80, 77 and 122 mm at the first floor level, respectively). The maximum normalized force of the reference case is equal to 0.53 g and for the variation case is equal to 0.46 g. The displacement at the pocket connections is for all cases limited with relative displacements in the order of few millimetres. Plots of the two building cases are shown in Figure 11. In summary, the set of NLTH analyses confirms that the out-of-plane collapse may occur for a range of displacements matching or slightly larger than the values of the near collapse displacement for the buildings belonging to typology Metselwerk 1. The complete hysteretic curves reporting the displacement at both the floor levels are shown for each ground motion of the two building variations in Figure 12 and Figure 13. A sensitivity study performed to investigate the behaviour of the reference case with or without interfaces is presented in Appendix D.

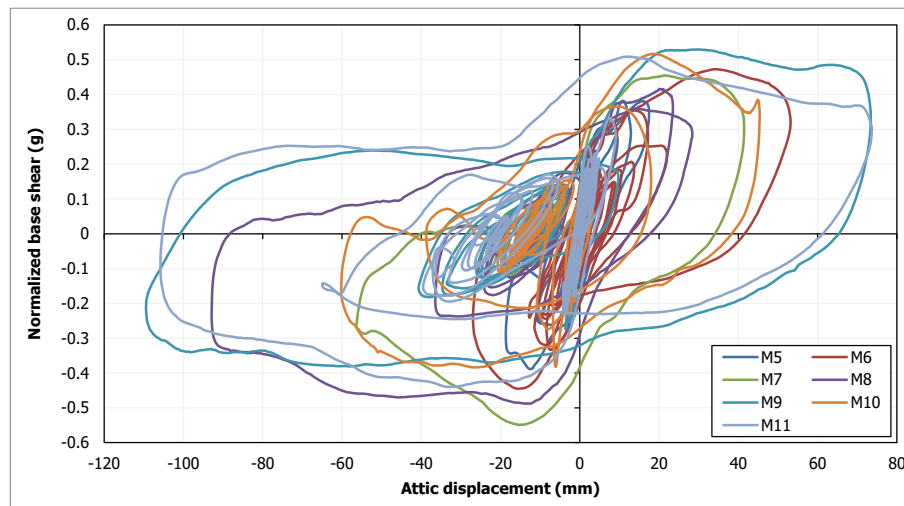


Figure 7. Hysteretic curves of the investigated building defined at the attic level for the seven applied ground motions.

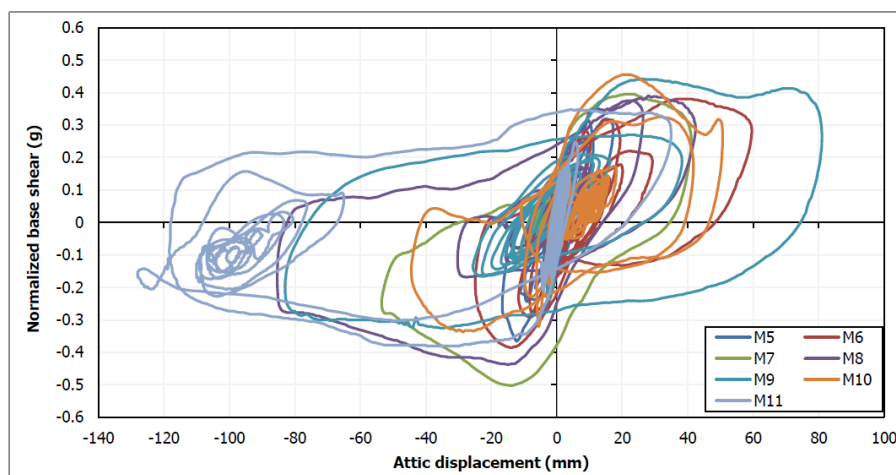


Figure 8. Hysteretic curves of the variation case building (floor type RC-RC) defined at the attic level for the seven applied ground motions.

Table 7. Minimum and maximum displacements and normalized base shear measured for the seven applied ground motions.

		M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11
d1 (mm)	max	15.2	48.1	38.8	24.2	68.9	38.6	66.9
	min	-15.9	-23.3	-52.2	-83.7	-101.6	-53.7	-103.2
d2 (mm)	max	17.5	53.2	41.5	28.4	73.4	45.4	73.7
	min	-18.7	-27.0	-56.4	-92.9	-109.5	-60.2	-105.8
Sa (g)	max	0.38	0.47	0.45	0.42	0.53	0.52	0.51
	min	-0.39	-0.45	-0.55	-0.49	-0.38	-0.38	-0.44

Table 8. Minimum and maximum displacements and normalized base shear measured for the seven applied ground motions for the variation case building (floor type RC-RC).

		M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11
d1 (mm)	max	14.8	54.4	38.3	36.6	77.1	43.8	28.4
	min	-14.2	-20.9	-47.1	-80.0	-76.3	-38.0	-122.0
d2 (mm)	max	17.2	59.6	41.1	42.4	81.0	50.7	35.0
	min	-16.6	-24.9	-53.5	-85.4	-83.0	-44.4	-128.0
Sa (g)	max	0.32	0.38	0.40	0.39	0.44	0.46	0.35
	min	-0.37	-0.39	-0.50	-0.44	-0.33	-0.34	-0.38

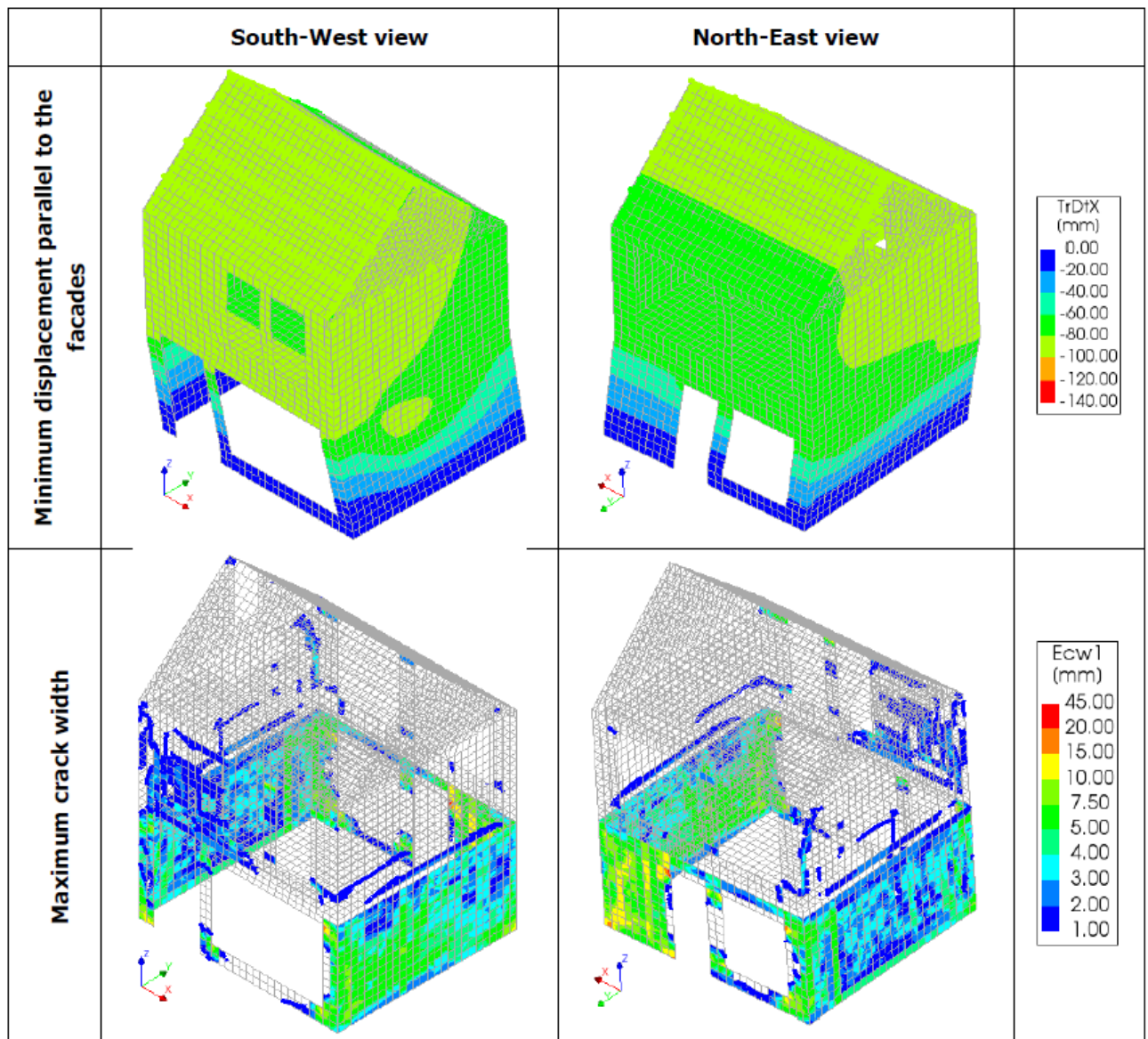


Figure 9. Maximum displacements parallel to the façades and maximum principal crack width measured during the application of ground motion M11. Reference case (floor type RC-T).

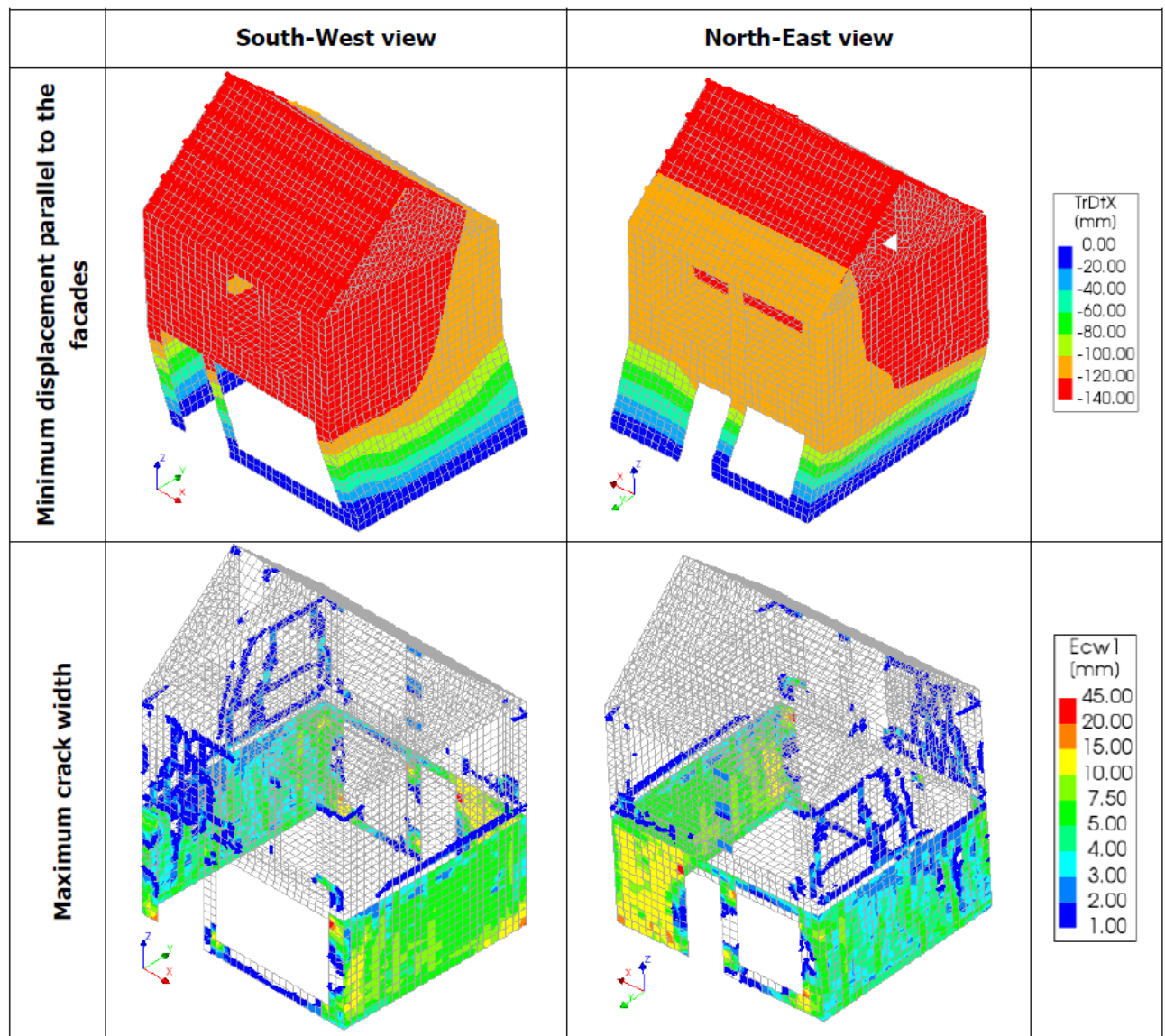


Figure 10. Maximum displacements parallel to the façades and maximum principal crack width measured during the application of ground motion M11. Variation case (floor type RC-RC).

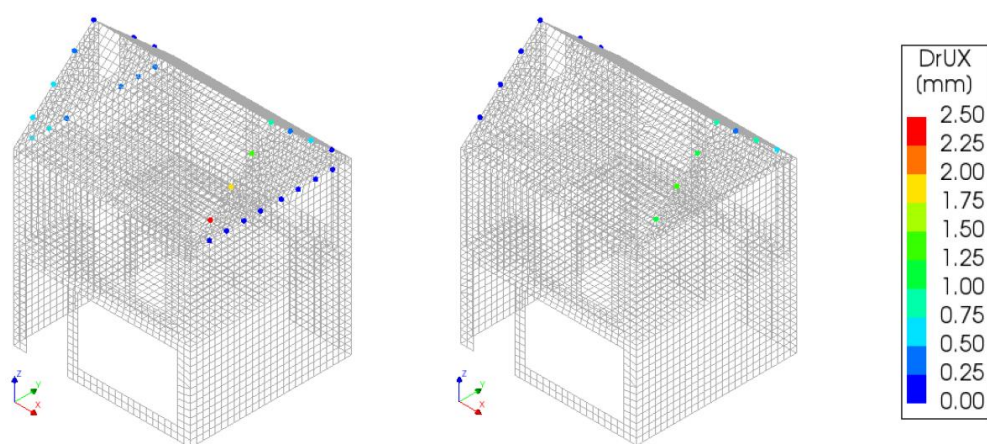


Figure 11. Maximum interface displacements parallel to the façades during the application of ground motion M11. Reference case RC-T (left) and variation case RC-RC (right).

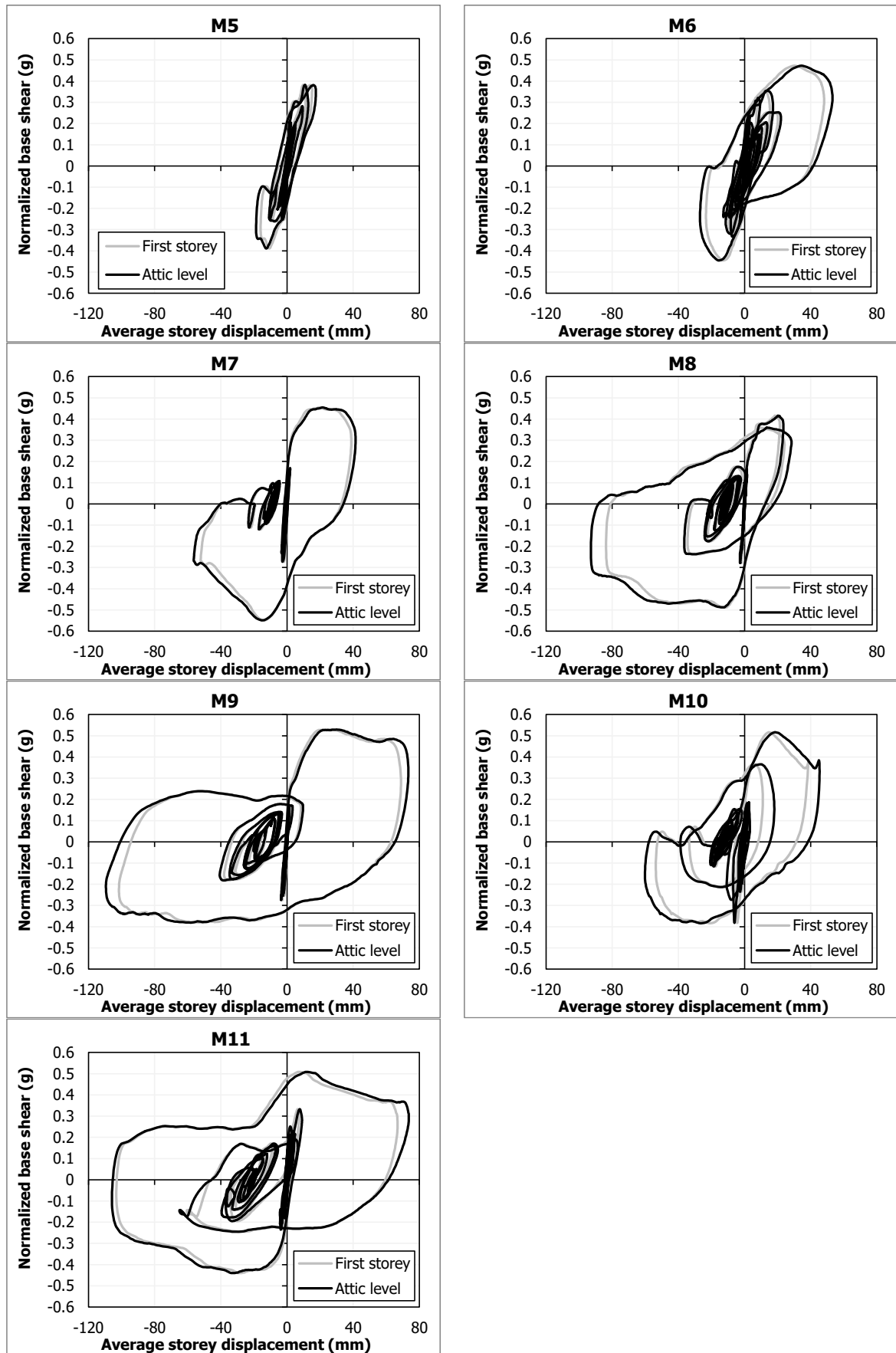


Figure 12. Hysteretic curves of the reference case building (RC-T) for the seven applied ground motions.

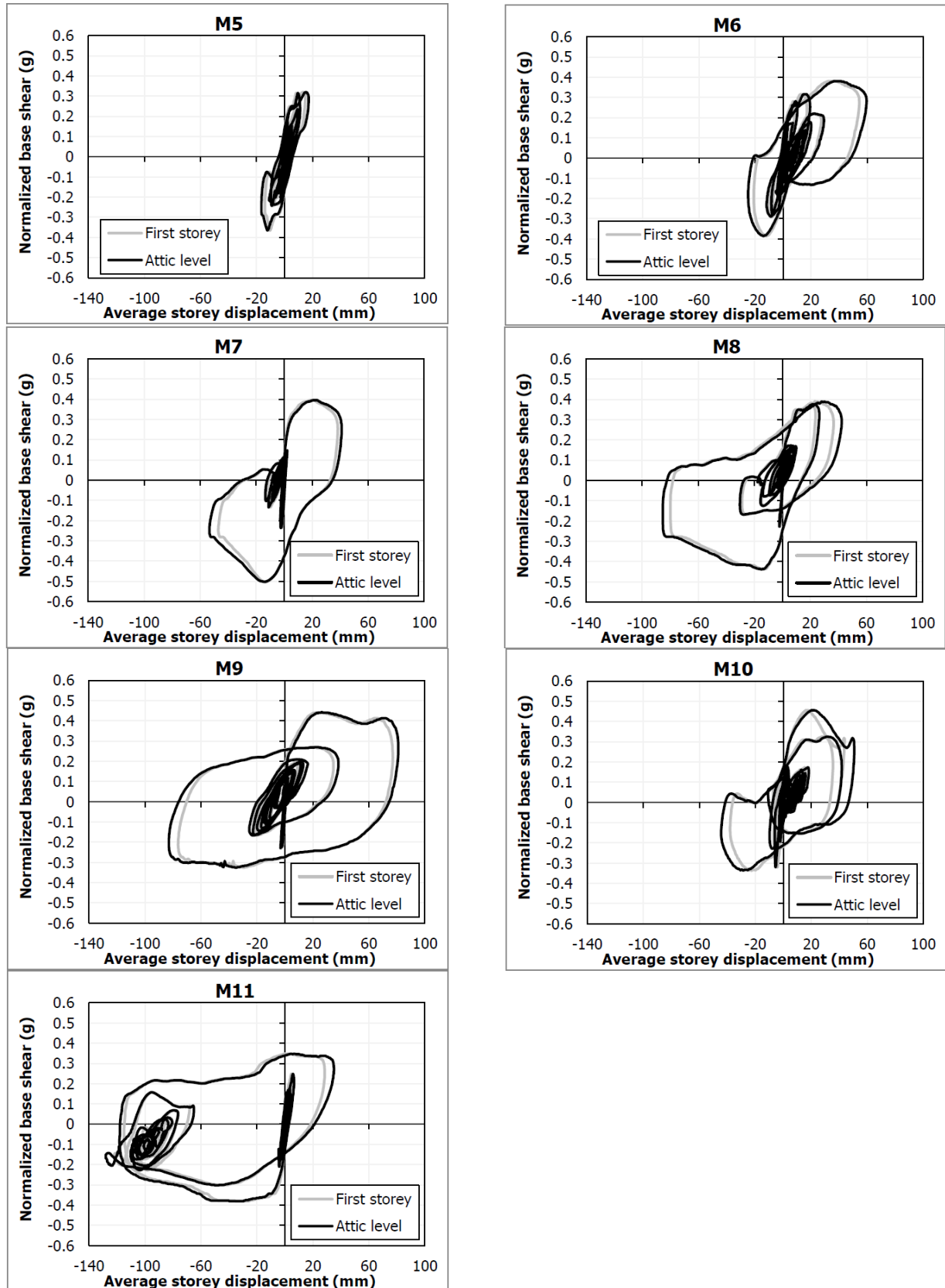


Figure 13. Hysteretic curves of the reference case building (RC-RC) for the seven applied ground motions.

5 Conclusions

The work described in the present document aims at investigating the backbone curve and the building to building variation of buildings belonging to typology Metselwerk 1.

A large number of NLPO analyses performed on variations of the reference building (building EUC-BUILD-6) is run. The following relevant parameters are then consistently varied:

- No. of storeys;
- Percentage of openings (i.e. length of the piers) on the front and the back façade of the building;
- Masonry and floor type;
- Structural continuity of the loadbearing façades;
- Lateral loading pattern;
- Loading direction.

In total, forty NLPO analyses are performed. In addition, seven NLTH analyses of the reference building are performed, to evaluate the influence of the out-of-plane failure of the transversal walls on the overall performance of the building.

The outcomes of the numerical simulations suggest that:

- Different types of failure modes are observed. in-plane soft storey mechanism at ground floor was observed for more than 50% of the cases, especially for buildings with large openings on the front façade, consistently with the results obtained for the typology Metselwerk 2 [ref]. For the other cases, the out-of-plane displacements of the transversal walls measured during the analyses before or at the near collapse displacement largely exceed half of the thickness of the walls, suggesting that either a mixed in-plane/out-of-plane failure mode is governing (12/40, 30% of the cases) or the out-of-plane of the walls would occur before the in-plane near collapse displacement is reached leading to the global collapse of the structure (7/40, 17.5% of the cases). Finally, when a mix in-plane/out-of-plane failure is observed, the failure mechanisms can occur at the same or at different storey levels.
- Also the NLTH analyses confirm that the out-of-plane collapse of the transversal walls may occur at displacements corresponding to the range of values for the near collapse displacements of the buildings obtained from the NLPO analyses.
- The median backbone curve obtained for typology Metselwerk 1 has larger normalised base shear capacity (0.33g) and smaller near collapse displacements (78 mm) than the median backbone curve of typology Metselwerk 2 (+85% and -22%, respectively). This is consistent with the difference in terms of layout of the facades between the two typologies.
- Large building to building variability is found, with the coefficients of variation for the normalised base shear capacity and the displacement at near collapse being equal to 35% and 23%, respectively.
- The opening percentage (directly related to the length and the aspect ratio of the piers) has a large influence on the values of the normalised base shear measured.
- When the median backbone curve is compared to those of the four index buildings considered for typology URM3L in version v7 of the Hazard and Risk (HRA) some differences are observed in terms of both normalised base shear and displacement capacity. These differences can be explained due to the selection of different buildings, different analysis methods (NLTH vs NLPO) and also by the use of bilinear or trilinear curves with a descending branch. Nevertheless, a reasonable agreement is found between the median backbone curve defined in this study and the average of the four index buildings, as well as for the described failure modes that govern the collapse of the buildings.

References

- [1] Geurts, C.P.W., Steenberghe, R.D.J.M., van Vliet, M.R.A (2019). A quick, safe and validated typology based seismic assessment of buildings. Plan of Action. 6 September 2019
- [2] Crowley, H., Pinho, R. (2020). Report on the Fragility and Consequence Models for the Groningen Field (Version 7). NAM report, March 2020
- [3] Miglietta, M., Mazzella, L., Grottoli, L., Guerrini, G., Graziotti, F. (2019). Full-scale shaking table test on a Dutch URM cavity-wall terraced-house end unit – EUC-BUILD-6. EUCENTRE report EUC160/2018U. Version 2.0, 07 March 2019
- [4] NEN, Nederlands Normalisatie Instituut (2018). NPR 9998:2018 nl. Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren - Geïnduceerde aardbevingen - Grondslagen, belastingen en weerstanden. Delft, the Netherlands (in Dutch)
- [5] Esposito, R., Terwel, K.C., Ravenshorst, G.J.P., Schipper, H.R., Messali, F., Rots, J.G. (2017). Cyclic pushover test on an unreinforced masonry structure resembling a typical Dutch terraced house. Proceedings of the 16th World Conference Earthquake Engineering, Santiago, Chile
- [6] Merczel, D., Abeysekera, I., McVitty, W., Grant, D., Kluwer, R., (2017). Typology Modelling: Analysis Results in Support of Fragility Functions – 2017 Batch Results. NAM report, October 2017
- [7] Messali, F. (2018). EUC-BUILD-6: blind prediction modelling and analysis with DIANA 10.2. TU Delft Report, 11 July 2018
- [8] Messali, F., Rots, J.G. (2018). EUC-BUILD-6: post-test refined predictions (TU Delft – DIANA 10.2). TU Delft Report, 28 October 2018
- [9] Mirra, M., Ravenshorst G. J. P. (2019). Characterisation of masonry wall-to-timber floor connections based on test results. Delft University of Technology. Report number CS2B04WP2-4.3, 4 December 2019
- [10] Messali, F., Longo, M. (2019). Calibration of a mechanism-based method against NLFEA for NLPO analyses of URM terraced house units. Delft University of Technology. Report number 01, Version 01, 6 December 2019
- [11] Messali, F., Rots, J. G. (2018). In-plane drift capacity at near collapse of rocking unreinforced calcium silicate and clay masonry piers. Engineering Structures, 164, 183-194
- [12] Messali, F., Rots, J.G. (2018). NPR 9998 - Annex G. NPR 9998 - Annex G. Displacement capacity of rocking URM piers: calibration following June workshop. TU Delft Memorandum, 24 August 2018
- [13] Moon, F.L., Yi, T., Leon, R.T., Kahn, L.F. (2006) Recommendations for Seismic Evaluation and Retrofit of Low-Rise URM Structures, Journal of Structural Engineering, 132(5), 663-672
- [14] Messali, F., Longo, M. (2020). Definition of a consistent backbone curve for typology 'Metselwerk 2'. Delft University of Technology. Report number 01, Version 02, 14 April 2020
- [15] Schreppers, G.M.A., Garofano, A., Messali, F., Rots, J.G. (2017). DIANA Validation report for Masonry modelling. Report *DIANA FEA BV & TU Delft*, 15 February 2017

Appendix A

The following material properties have been used in the numerical simulations with Diana 10.3.

1. CS brick masonry: Engineering Masonry Model (EMM)

Elasticity parameters			
$E_x = 267 \text{ N/mm}^2$	$E_y = 4000 \text{ N/mm}^2$	$G_{xy} = 1650 \text{ N/mm}^2$	$\rho = 1.85 \cdot 10^{-9} \text{ t/mm}^3$
Cracking parameters			
Head-joint failure type: tensile strength head-joint defined by friction			
$f_{ty} = 0.15 \text{ N/mm}^2$	$f_{tx, \min} = 0.3 \text{ N/mm}^2$	$G_{fl} = 0.01 \text{ N/mm}$	$\alpha = 0.62 \text{ rad}$
Crushing parameters			
$f_c = 7 \text{ N/mm}^2$	$G_c = 15 \text{ N/mm}$	$n = 3$	$\lambda = 1$
Shear failure parameters			
$\phi = 0.54 \text{ rad}$	$c_0 = 0.25 \text{ N/mm}^2$	$G_{flI} = 0.1 \text{ N/mm}$	Crack bandwidth: Rots

More detailed information on the meaning of the parameters and the constitutive model can be found in [15]

2. CS Element masonry: Total Strain Rotating Crack Model (TSRCM)

Linear material parameters		
$E = 7500 \text{ N/mm}^2$	$\nu = 0.25$	$\rho = 1.85 \cdot 10^{-9} \text{ t/mm}^3$
Tensile behaviour		
Tensile curve: linear softening	$f_t = 0.6 \text{ N/mm}^2$	$G_{fl} = 0.02 \text{ N/mm}$
Compressive behaviour		
Compression curve: parabolic	$f_c = 10 \text{ N/mm}^2$	$G_c = 20 \text{ N/mm}$

3. Concrete slab: linear elastic behaviour

Linear material parameters		
$E = 31000 \text{ N/mm}^2$	$\nu = 0.2$	$\rho = 2.4 \cdot 10^{-9} \text{ t/mm}^3$

4. Concrete lintels: linear elastic behaviour

Linear material parameters

$E = 31000 \text{ N/mm}^2$ $\nu = 0.2$ $\rho = 3.21 \cdot 10^{-9} \text{ t/mm}^3$

5. Timber planks: orthotropic elastic behaviour

Linear material parameters		
$E_x = 1.5 \text{ N/mm}^2$	$E_y = 11 \text{ N/mm}^2$	$E_z = 400 \text{ N/mm}^2$
$\nu_{xy} = 0$	$\nu_{yz} = 0$	$\nu_{xz} = 0$
$G_{xy} = 1100 \text{ N/mm}^2$	$G_{yz} = 1100 \text{ N/mm}^2$	$G_{xz} = 500 \text{ N/mm}^2$
$\rho = 10^{-20} \text{ T/mm}^3$: the mass of the timber floor is applied directly to the timber joists.		

6. Timber beams and lintels: orthotropic elastic behaviour

Linear material parameters		
$E = 10000 \text{ N/mm}^2$	$\nu = 0.35$	$\rho = 8.61 \cdot 10^{-10} \text{ t/mm}^3$

7. Interface at corners between transversal walls

Linear material parameters		
$k_x = 0.1 \text{ N/mm}^3$	$k_y = 0.1 \text{ N/mm}^3$	$k_z = 0.1 \text{ N/mm}^3$
Coulomb friction		
$c_0 = 0.68 \text{ N/mm}^2$	$\phi = 1.06 \text{ rad}$	$\psi = 0.69 \text{ rad}$
Opening model: gapping model	$f_t = 0.37 \text{ N/mm}^2$	Softening: brittle

Appendix B

The seven ground motions used are selected from [6] and adopted in this study and they are listed in Table 4. Each motion contains three components, two horizontal and one vertical. The accelerogram of the each motion is plotted in Figure 14. The response spectra of the motions are shown in Figure 15.

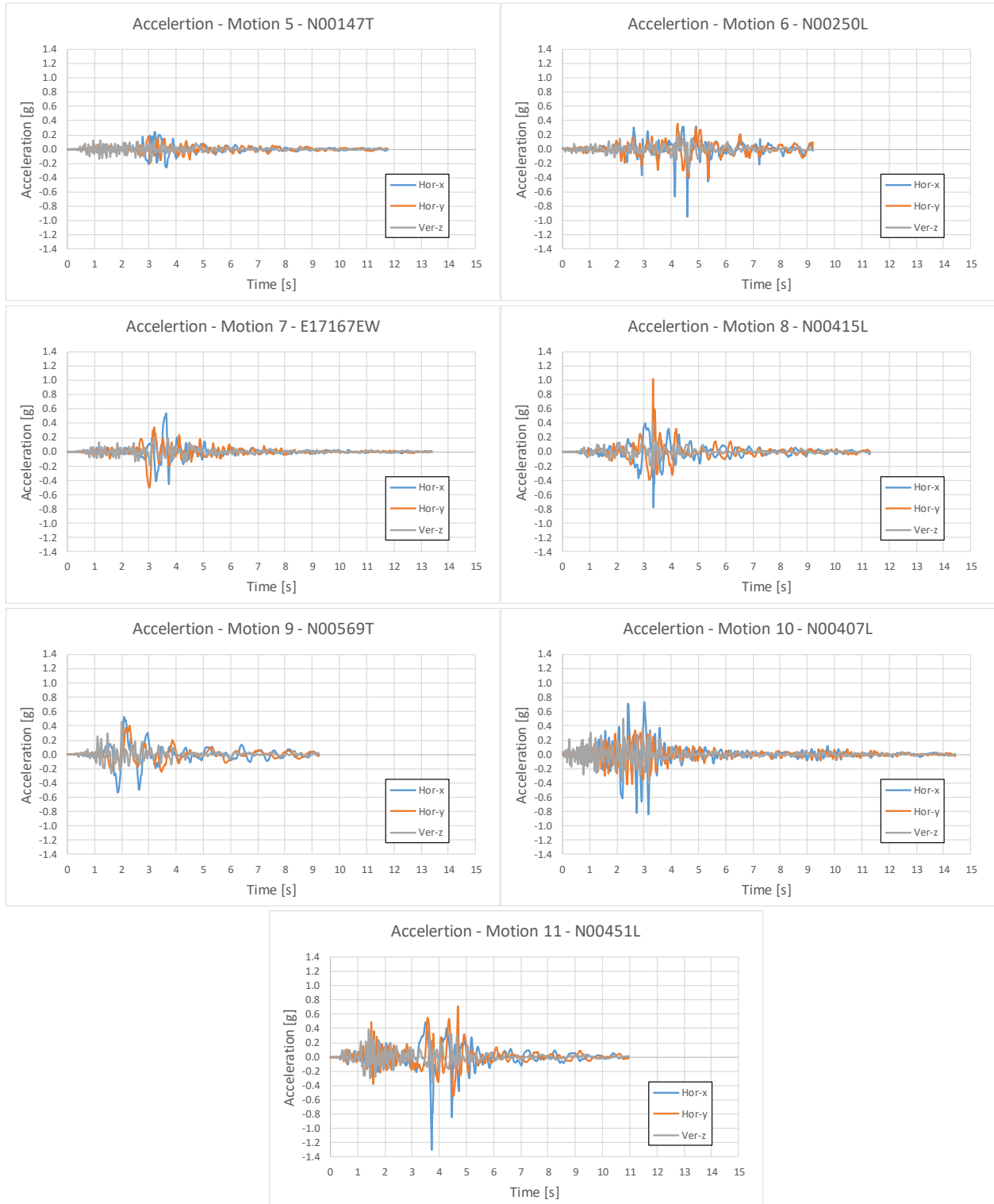


Figure 14. Accelerograms of the seven applied ground motions.

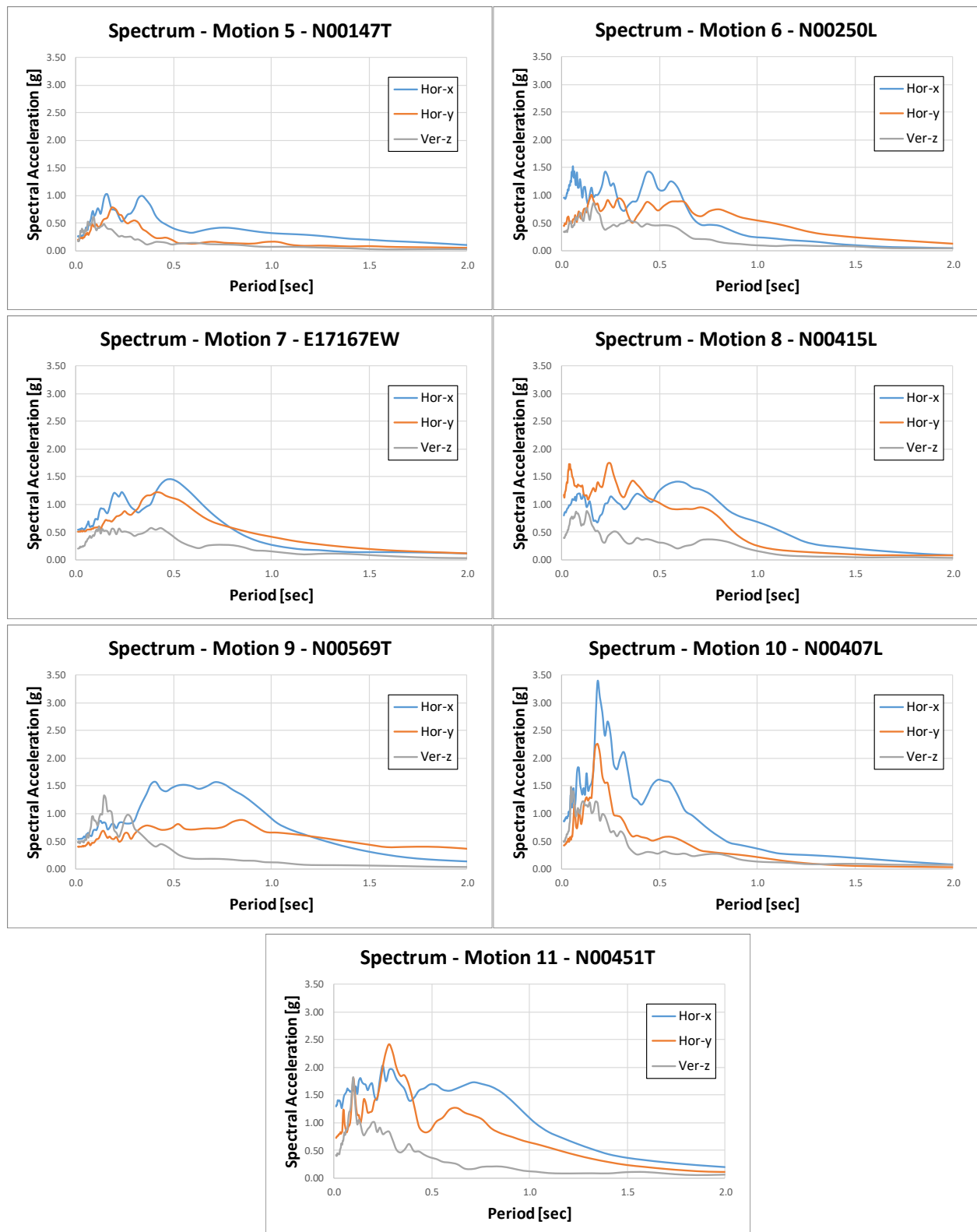


Figure 15. Response Spectra of the seven applied ground motions.

Appendix C

The presence of the interfaces for the description of the pocket connection behaviour between timber and masonry is investigated for the eight NLPO analyses of the reference case (#1, #7, #21, #27) and for the variation case which considers concrete floor at the attic level (#5, #11, #25, #31). Model with and without interfaces are compared.

Figure 16 shows and compares the contour plot of the displacements computed for cases #7 and #11 for an attic displacement of approximately 50 mm. In the variation case (RC-RC floors), both the models with and without interfaces show a soft storey mechanism with a clear torsional behaviour due to the larger in-plane deformation of the West façade compared to the East façade. On the other hand, when a timber floor is present at the attic level (reference case), the soft storey mechanism is followed by an out-of-plane mechanism at the first floor of the North transversal wall only if the nonlinear behaviour of the connections is modelled due to the reduced stiffness of the connections and to the (limited) sliding.

The normalized force-displacement curves of the investigated NLPO are depicted in Figure 17 and Figure 18 for the reference and variation case respectively. Despite the difference in terms of out-of-plane behaviour described above, the plots show that the curves of the models with and without interfaces are substantially equivalent. From Table 9, where an overall overview of the difference between force capacity is given, it can be seen that the maximum reached normalized force coincides for the models with and without interfaces. The negative direction results to be the most critical for both cases irrespective of the connection typology.

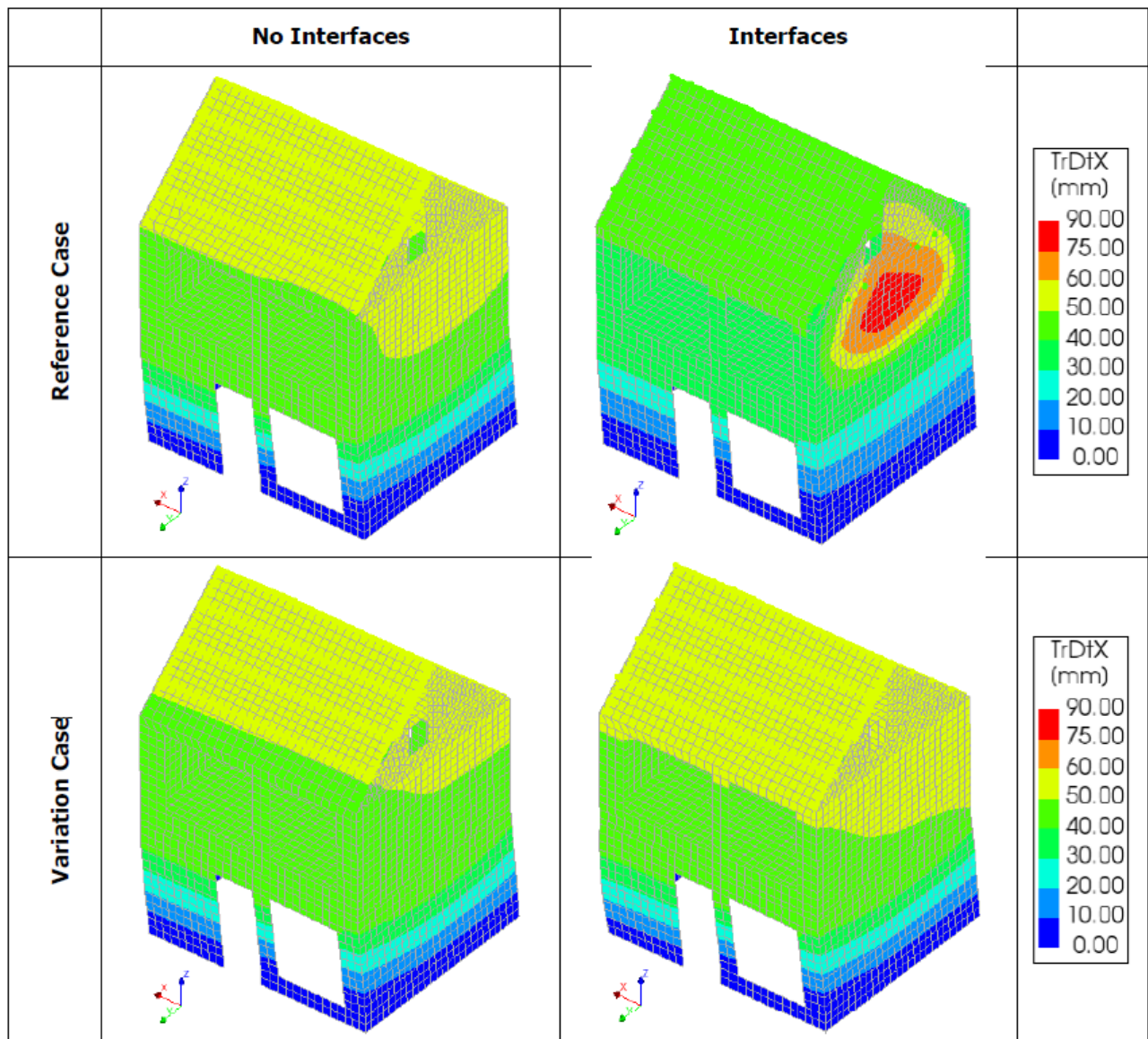


Figure 16. Displacements parallel to the façades for the modal analysis (positive direction) for the reference and variation case with and without interfaces. North-East view.

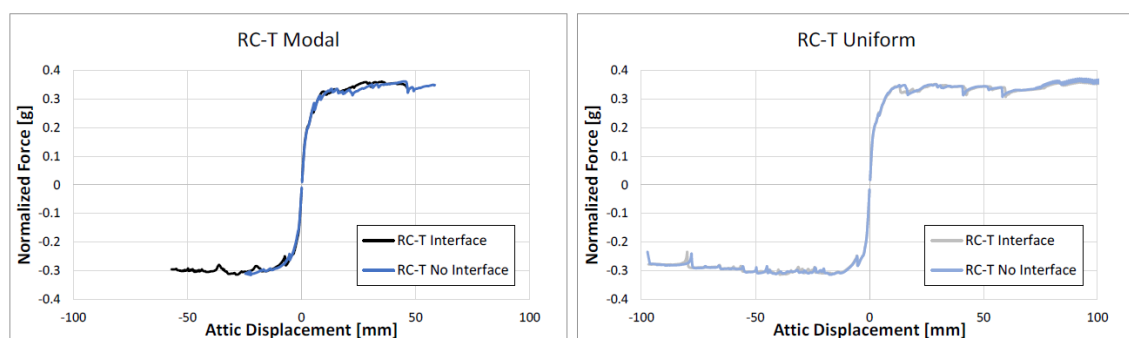


Figure 17. Normalized force vs attic floor displacement curves of the reference case building (floor type RC-T) for the two different pushover loads: modal and uniform distribution.

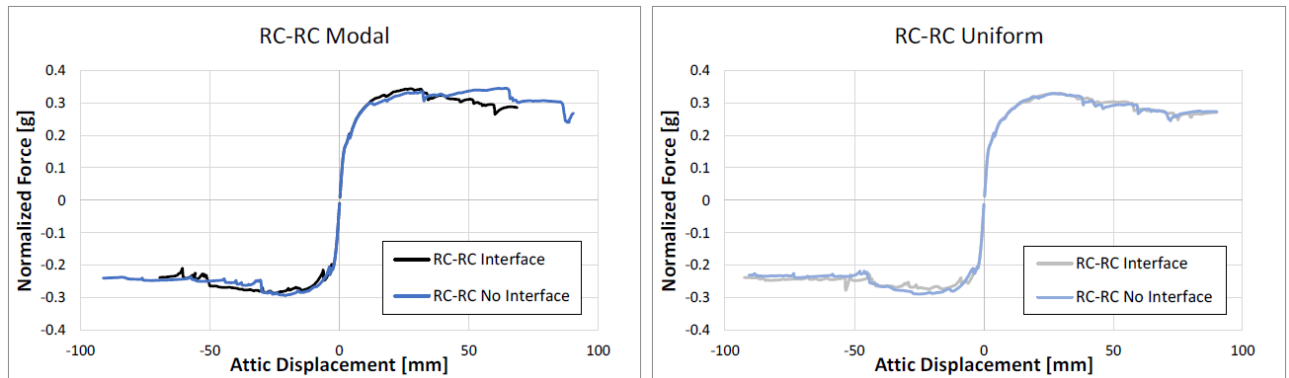


Figure 18. Normalized force vs attic floor displacement curves of the variation case building (floor type RC-RC) for the two different pushover loads: modal and uniform distribution.

Table 9. Absolute maximum normalized base shear measured for the sixteen pushover analyses.

Sa (g)		Modal Distribution Negative	Modal Distribution Positive	Uniform Distribution Negative	Uniform Distribution Positive
Reference Case	Interfaces	0.31	0.36	0.31	0.38
	No Interfaces	0.31	0.36	0.31	0.39
Variation Case	Interfaces	0.29	0.34	0.28	0.33
	No Interfaces	0.29	0.35	0.29	0.33

Appendix D

modelling (or not) of the nonlinear behaviour of the pocket connections between timber beams and masonry walls is investigated for the seven NLTH analyses performed considering the variation case with RC floors at both the floor levels (corresponding to the NLPO analyses #5, #11, #25, #31).

Figure 19 presents a comparison between the principal natural frequency of the building for the two different cases (with and without interface elements). The frequency value of the model with interfaces is slightly lower, which reflects the increased flexibility of the model.

The maximum displacement measured during the analysis of motion 11 is compared in Figure 20. Both models show a soft storey mechanism and a torsional behaviour of the building. The West façade displaces in-plane (along the X-axis) approximately 20% more than the East façade in both cases. Although the interface model provides higher displacement amplitudes, the displacement pattern between the two models is similar. The hysteresis curves obtained for all motions are reported in Figure 21 and Figure 22 for the building without interfaces and with interfaces, respectively. The comparison of each hysteresis plot between the two models is shown in Figure 23. Once more, the model with interface elements results to be more flexible, so that the maximum attic displacement is larger for that model. Table 10 provides a comparison between the max/min displacements and the forces obtained for each motion and for the two models. This comparison shows variations of the absolute maximum displacement at the attic level are found (up to 32% with respect to the one of the model without interfaces). Similar differences (33% for M11) are found for the normalized force too. Such difference can be correlated to the reduced stiffness of the model with interfaces largely increase the residual displacement at the end of the motion. In fact, from Figure 22, it can be seen how for motion 11, the residual displacement is twice as much the one of the model without interfaces.

Nevertheless, the envelope curves that can be obtained from all the analyses performed for the different motions result to be rather similar, with an increase of displacement capacity (+15%) a decrease of normalized base shear capacity (-9%) when the nonlinear behaviour of the connections is modelled.

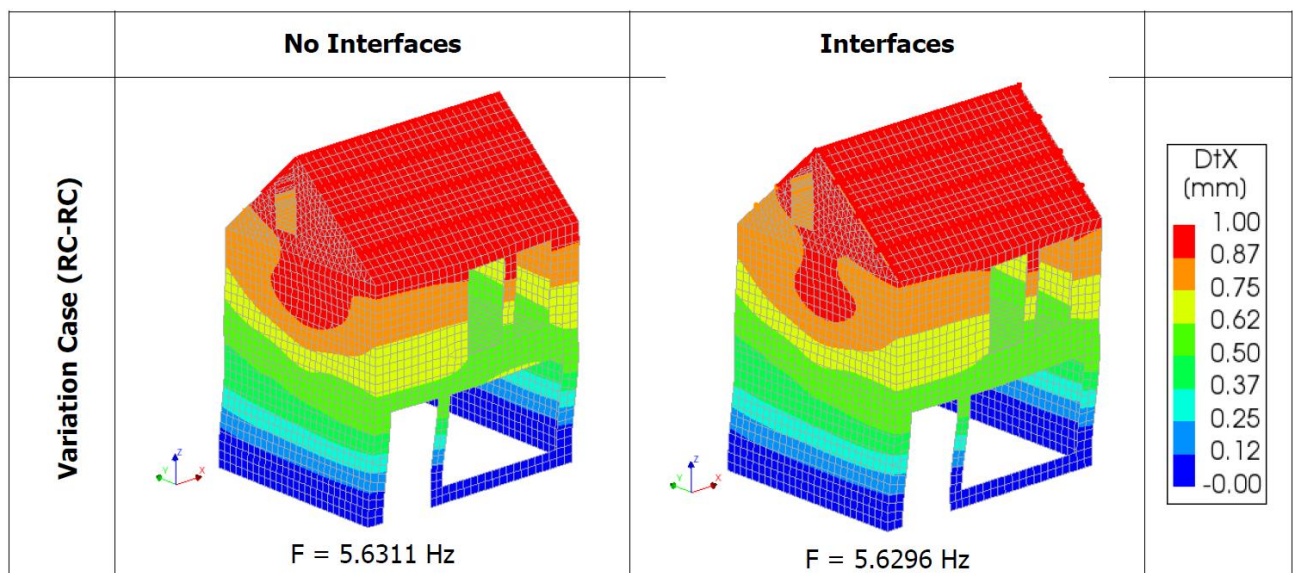


Figure 19. Main eigen mode of the variation case without interfaces (left) and with interfaces (right).

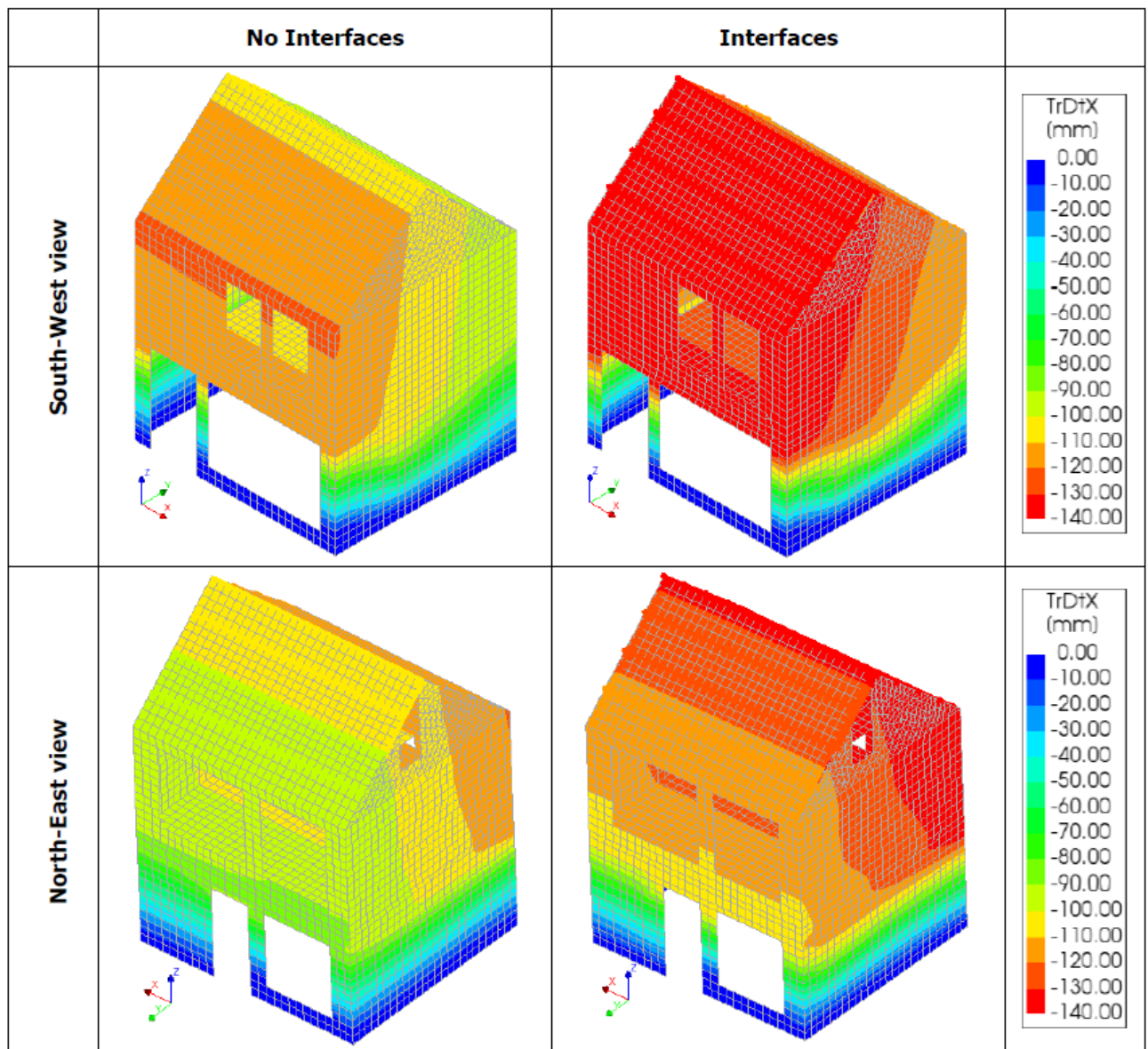


Figure 20. Maximum displacements parallel to the façades measured during the application of ground motion M11 for the variation case of the two different models.

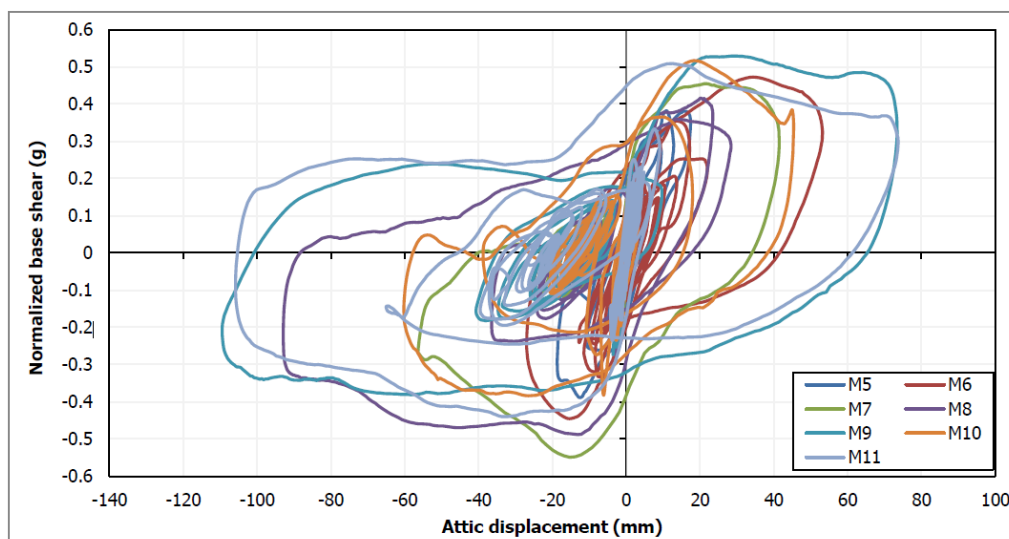


Figure 21. Hysteretic curves of the variation case building (floor type RC-RC) defined at the attic level for the seven applied ground motions. Model with no interfaces.

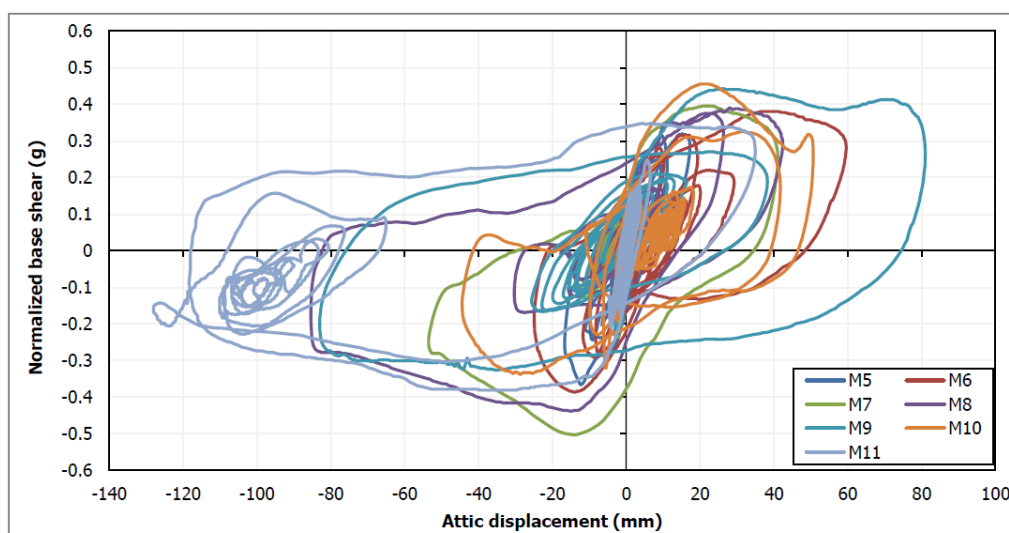


Figure 22. Hysteretic curves of the variation case building (floor type RC-RC) defined at the attic level for the seven applied ground motions. Model with interfaces.

Table 10. Absolute maximum displacements and normalized base shear measured for the seven applied ground motions for the reference case building (floor type RC-T). Model with interfaces / no interfaces and relative difference.

-	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	max
d1 (mm)	14.8 / 15.9	54.4 / 48.1	47.1 / 52.2	80.0 / 83.7	77.1 / 101.6	43.8 / -53.7	122.0 / 103.2	122.0 / 103.2
absolute max	-7.5%	+11.5%	-10.8%	-4.7 %	-31.8%	-22.6%	+15.4%	+15.4%
d2 (mm)	17.2 / 17.5	59.6 / 53.2	53.5 / 56.4	85.4 / 92.9	83.0 / 109.5	50.7 / 60.2	128.0 / 105.8	128.0 / 109.5
absolute max	-1.4%	+10.7%	-5.3%	-8.8%	-31.9%	-18.8%	+17.3%	+14.4%
Sa (g)	0.37 / 0.39	0.39 / 0.47	0.50 / 0.55	0.44 / 0.49	0.44 / 0.53	0.46 / 0.52	0.38 / 0.51	0.50 / 0.55
absolute max	-6.4%	-22.5%	-9.1%	-11.4%	-19.4%	-13.4%	-33.6%	-9.1%

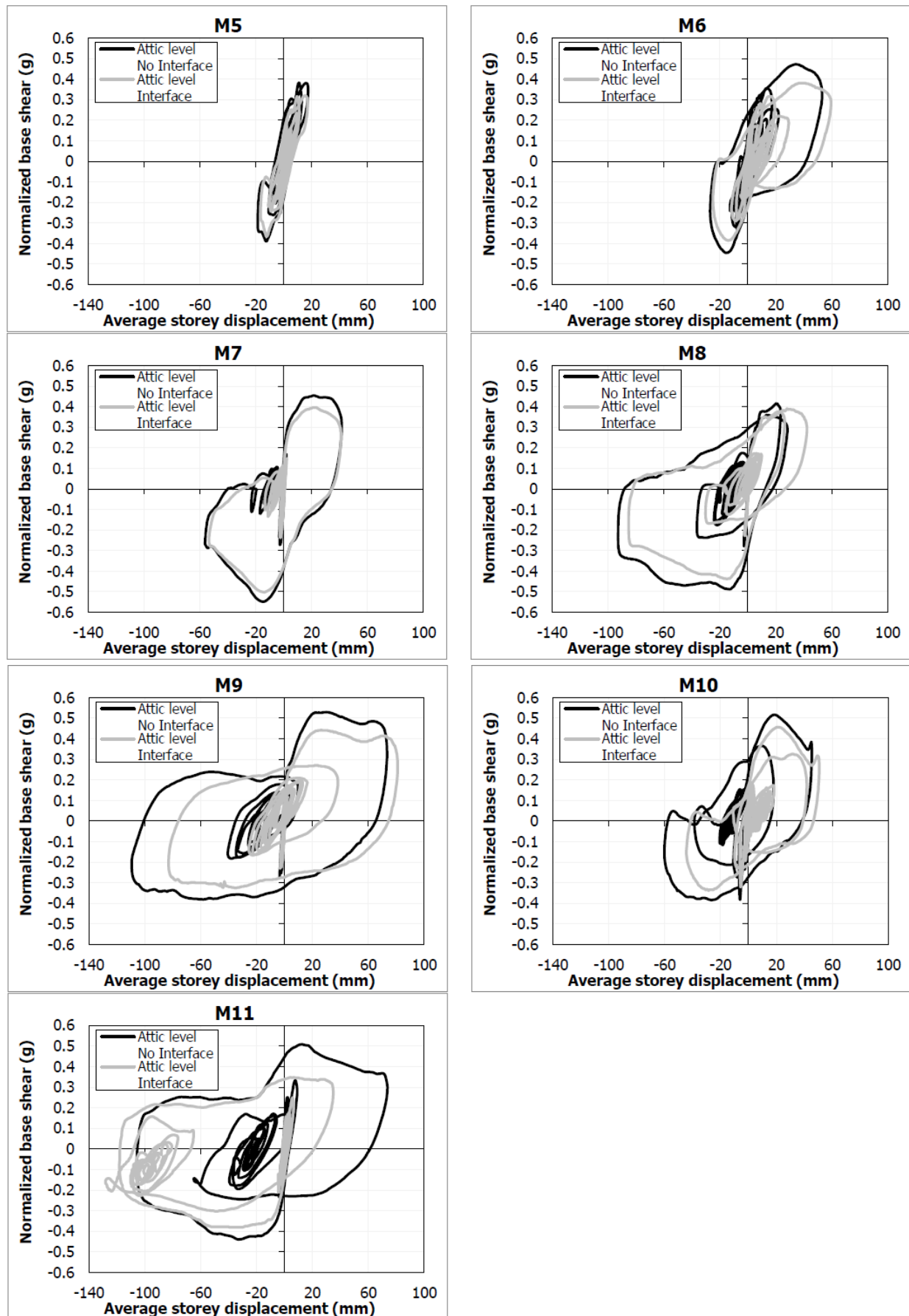


Figure 23. Comparison of hysteretic curves of the variation case building (RC-RC) for the seven applied ground motions of model with and without interfaces.

E TU Delft analyse invloed van vloertype

Singla, A., Longo, M., Messali, F. (2020). Influence of the floor type at first storey level on the seismic behaviour of a terraced house. Delft University of Technology. Memorandum, 9 June 2020

Influence of the floor type at first storey level on the seismic behaviour of a terraced house

Introduction

The study presented in this memorandum aims at investigating the influence of two different floor types on the seismic response of a terraced house. To achieve this scope, this document presents a comparison between the outcomes of Nonlinear Pushover (NLPO) and Nonlinear Time History (NLTH) analyses.

The terraced house considered in this variation study is the one used also to investigate the seismic behaviour of buildings belonging to typology Metselwerk 1 [1]. This building is based on the specimen EUC-BUILD-6 tested on a shake table test at the laboratory of EUCENTRE (Pavia, Italy) in 2018 [2]. This specimen refers to a two-storey URM cavity-wall terraced house of the late 1970s, Zijlvest 25, characterised by large openings at the ground floor of the front façade (West), and smaller openings on the back façade (East). The first floor is a rigid diaphragm built with precast reinforced concrete (RC) panels and a structural topping slab (Figure 1a), while the second-floor and the roof are flexible diaphragms made of timber joists and planks (Figure 1b). This original structure is hereinafter called “model A”.

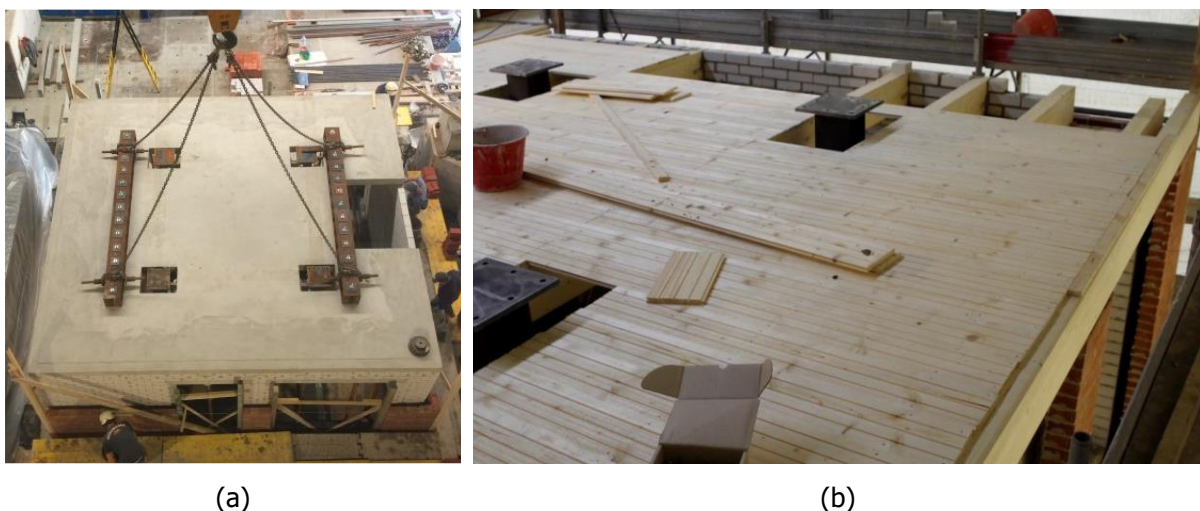


Figure 1. RC slab (a) and timber floor (b) of the specimen EUC-BUILD-6, representative of a terraced house (from the testing report [2]).

In this variation study, the RC slab at first storey level is replaced by a timber floor with the same characteristics of the floor at the attic level. The alternative building, named "model B", has hence two timber floors, so that it belongs to typology Metselwerk 3.

More details regarding the specimen EUC-BUILD-6 are provided in the testing report [2].

Six variations of the two models are studied (models A1-A6 and B1-B6), based on the variations presented in [1]. Pushover analyses are performed for these twelve models (for positive and negative loading directions), and the outcomes are compared in terms of equivalent bilinear pushover curve.

In addition, NLTH analyses are performed for the two reference cases (models A1 and B1). The different results are once more compared in terms of normalized base shear force-floor displacement curves and in terms of maximum out-of-plane (OOP) deformation of the transversal walls.

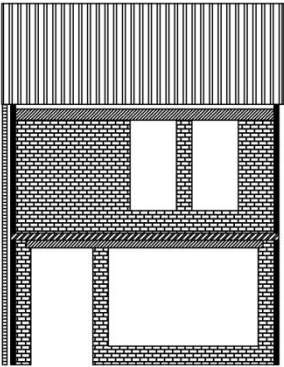
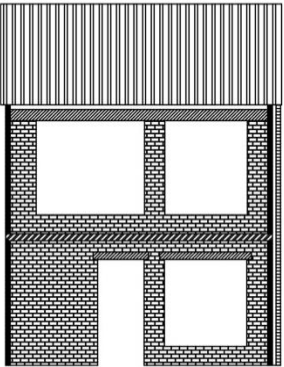
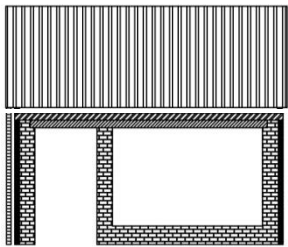
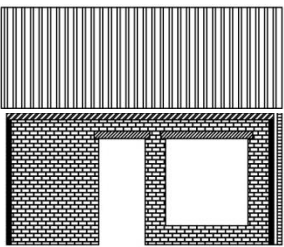
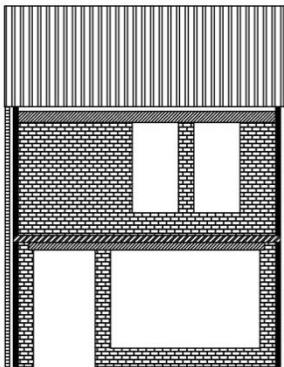
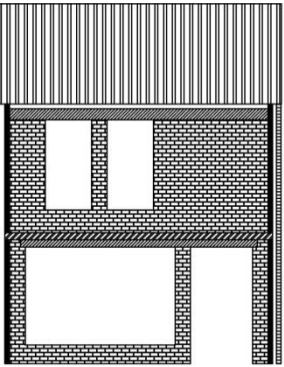
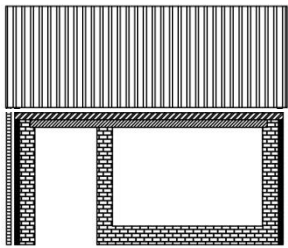
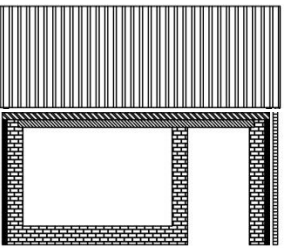
Variations and performed analyses

Six variations of the reference case are considered. These variations are obtained by changing (i) the number of storeys (one or two) and (ii) considering three different layouts of the facades. A visual representation of the layout of the facades is shown in Table 1.

For each variation, NLPO analyses with a modal lateral load distribution are performed for both positive and negative loading direction. In total 12 NLPO analyses are considered.

The NLTH analyses have been performed by applying six ground motions at the base of the structure. The ground motions are part of those used for the Hazard and Risk study [3] and especially for the NLTHA performed by ARUP [4]. Only the stronger motions (M05 to M10) have been considered to have more information of the behaviour of the building at collapse. Each ground motion consists of three orthogonal components, one parallel to the façades, one to the transversal walls and one vertical component. A summary of the ground motions is included in Table 2 (extract from Table 2 of [4]). Additional information about the ground motions can be found in Appendix B of [1]. With respect to the seven ground motions considered in [1], motion M11 is not included in this study because the analysis could not be completed due to numerical issues that lead to premature divergence. However, this ground motion does not modify for Model A the envelope of the NLTH curves nor determines the largest out-of-plane deformations. Therefore its absence does not affect the comparison between the dynamic response of the two buildings.

Table 1. Visual representation of the different combinations of façades analysed.

Comb.	Front façade	Back façade	% openings		
			Front	Back	Average
C1			Ground storey: 81% First storey: 35%	Ground storey: 48% First storey: 71%	Ground storey: 65% First storey: 53%
			Ground storey: 81%	Ground storey: 48%	Ground storey: 65%
C2			Ground storey: 81% First storey: 35%	Ground storey: 81% First storey: 35%	Ground storey: 81% First storey: 35%
			Ground storey: 81%	Ground storey: 81%	Ground storey: 81%

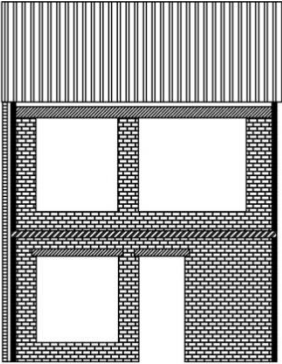
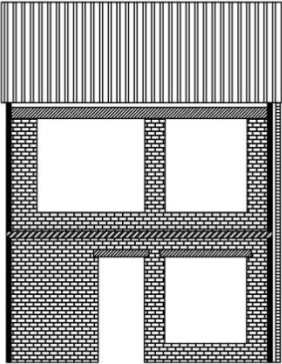
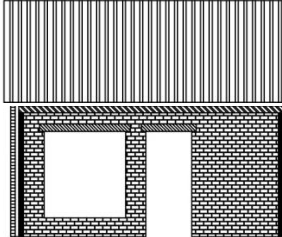
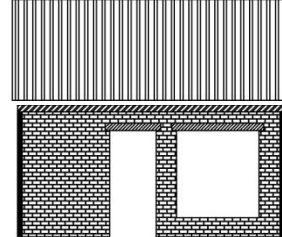
Comb.	Front façade	Back façade	% openings	Comb.	Front façade
C3			Ground storey: 48% First storey: 71%	Ground storey: 48% First storey: 71%	Ground storey: 48% First storey: 71%
			Ground storey: 48%	Ground storey: 48%	Ground storey: 48%

Table 2. Summary of the ground motions applied for the NLTHA (from [4]).

Ground motion	Label of first component	AvgSa (g)	Arias intensity (m/s)	PGA (g)	Sa(0.1s) (g)
#05	N_00147T	0.27	0.51	0.25	0.67
#06	N_00250L	0.34	1.53	0.88	0.87
#07	E_17167_EW	0.40	1.20	0.53	0.72
#08	N_00415L	0.46	1.74	0.70	1.02
#09	N_00569T	0.46	2.25	0.52	0.68
#10	N_00407L	0.57	3.54	0.82	1.26

Methodology

The same methodology described in section 3 of the report on the numerical investigation of building typology 'Metselwerk 1' [1] is followed. Both the NLPO and NLTH analyses are performed with the software Diana 10.3. In addition, the ultimate displacement of the structure (at near collapse) in the NLPO analyses is computed on the basis of an analytical approach, with the support of analyses performed according to the SLAMA method.

Comparison of the pushover capacity curves

This section presents a comparison between the outcomes of the NLPO analyses performed on models A1-A6 and B1-B6. The comparison considers the two most relevant parameters of the pushover curve: the normalized base shear and the ultimate displacement.

On average, the models with timber floors (models B1-B6) have lower normalized base shear capacity (-17%) but higher displacement capacity (+16%). It should be noted that the difference is larger for one-storey buildings, whereas for two-storey buildings limited differences are observed (-8% and +9%, for force and displacements respectively).

The failure mode of variations A3/B3 (two storey buildings with the façade layout 'C3') is governed by a soft storey at the second-storey level; for this reason the change of the floor type at first storey level have minimal consequences on the global behaviour of the structure.

Table 3. Comparison between the normalized base shear and the ultimate displacement computed for models A1-A6 and B1-B6.

Var.	No. floors	Layout façade	Loading direction	RC floor (1 st storey level)		Timber floor (1 st storey level)			
				a_p (g)	d_u (mm)	a_p (g)	Diff.	d_u (mm)	Diff.
A1/B1	2	C1	+	0.349	87.8	0.286	-18%	97.3	11%
	2	C1	-	0.285	80.5	0.258	-9%	80.5	0%
A2/B2	2	C2	+	0.192	96.5	0.171	-11%	109.5	13%
	2	C2	-	0.187	61.3	0.155	-17%	78.1	27%
A3/B3	2	C3	+	0.171	86.9	0.176	3%	86.9	0%
	2	C3	-	0.152	92.3	0.156	3%	92.3	0%
A4/B4	1	C1	+	0.375	61.1	0.339	-10%	63.5	4%
	1	C1	-	0.343	59.5	0.365	6%	73.9	24%
A5/B5	1	C2	+	0.201	90	0.168	-16%	106.7	19%
	1	C2	-	0.187	104.5	0.141	-25%	118.1	13%
A6/B6	1	C3	+	0.481	60.8	0.232	-52%	63.5	4%
	1	C3	-	0.499	38.7	0.241	-52%	65.9	70%
Average						-17%		16%	

Comparison outcomes of the NLTH analyses

The results of the NLTH analyses performed on models A1 and B1 are shown in Figure 2 in terms of normalised base shear force-displacement curves. The following is observed:

- The response of the two buildings is similar qualitatively, but it differs quantitatively.
- Model A1 has slightly smaller normalized base shear force (-17% and -12% for positive and negative displacements, respectively). This is in line with the results obtained for the NLPO analyses.

- Model B1 reaches smaller displacements (-29% and -12% for positive and negative displacements at attic level, respectively), possibly due to the smaller mass of the building and to the different mass distribution at the different storeys.
- The failure mechanism of model A1 is more clearly governed by the failure of the ground floor (soft storey mechanism) than that of model B1.
- Larger out-of-plane displacements of the gable walls of model B1 are observed for weak ground motions. However, when the intensity of the ground motion increases, the cracks and the deformations localize at the ground floor level and the deformation of the gable walls reduces.

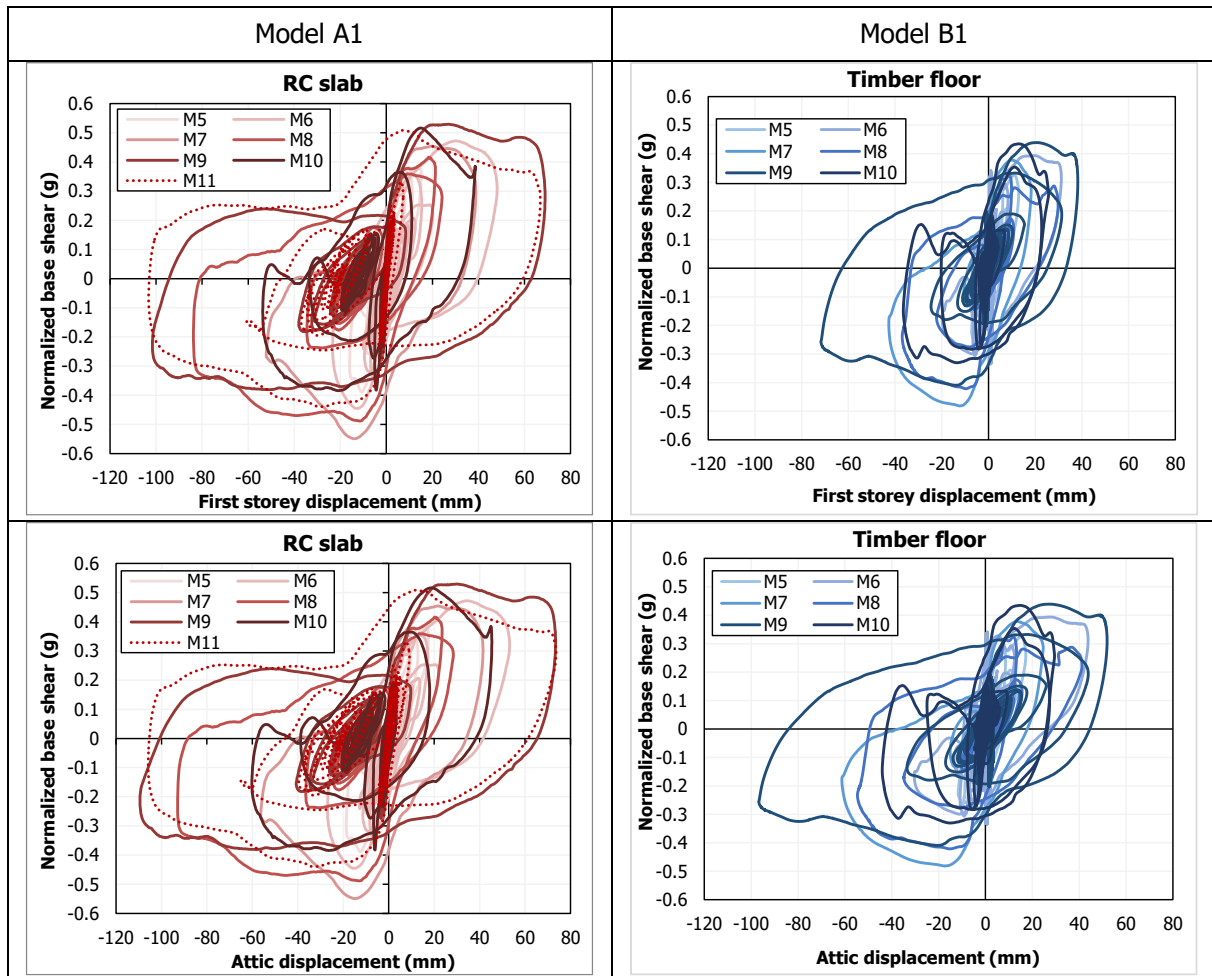
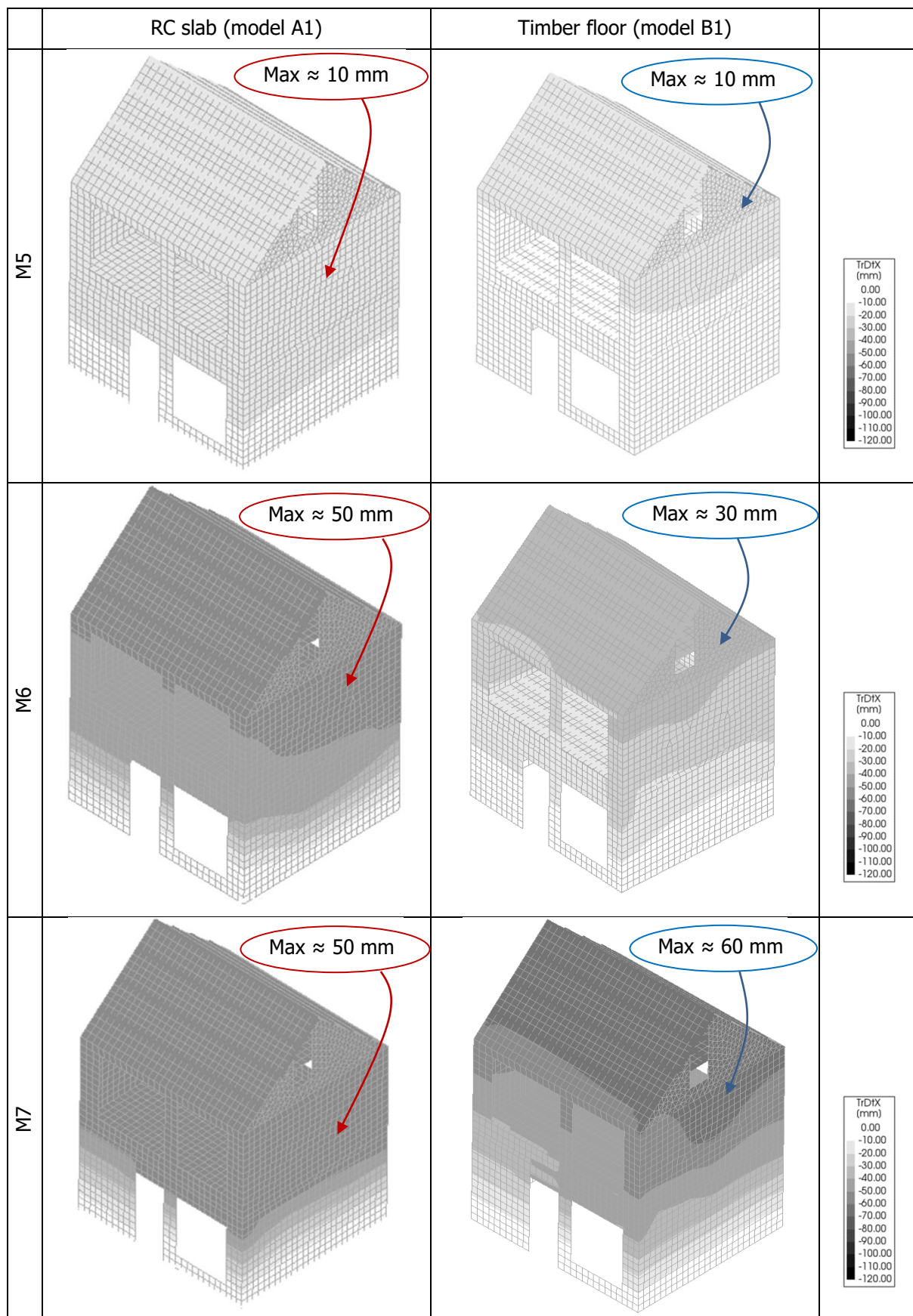


Figure 2. Normalized base shear – displacement curves for the NLTH analyses performed for models A1 and B1

In addition, the out-of-plane displacements of the transversal walls is compared. The plots of the maximum absolute displacements obtained for each motion is shown in Figure 3. It should be noted that these displacements are differential with respect to the base of the building. The net OOP displacement of the walls at first storey level and of the gables is in fact smaller. It can be observed that the maximum absolute out-of-plane (OOP) displacements of the transversal walls of model B1 are smaller than those obtained for model A1 for most of the ground motions, especially for those that lead to the largest structural deformations. Particularly, in motion M9, the OOP displacements of the wall at ground floor in model A1 are larger than 100 mm, the thickness of the wall: this is a threshold value beyond which the OOP collapse of the wall is likely to occur. On the opposite, this value is not exceeded for any ground motion for model B1. This suggests a smaller vulnerability for out-of-plane failure of the walls in the terraced house with timber floors.



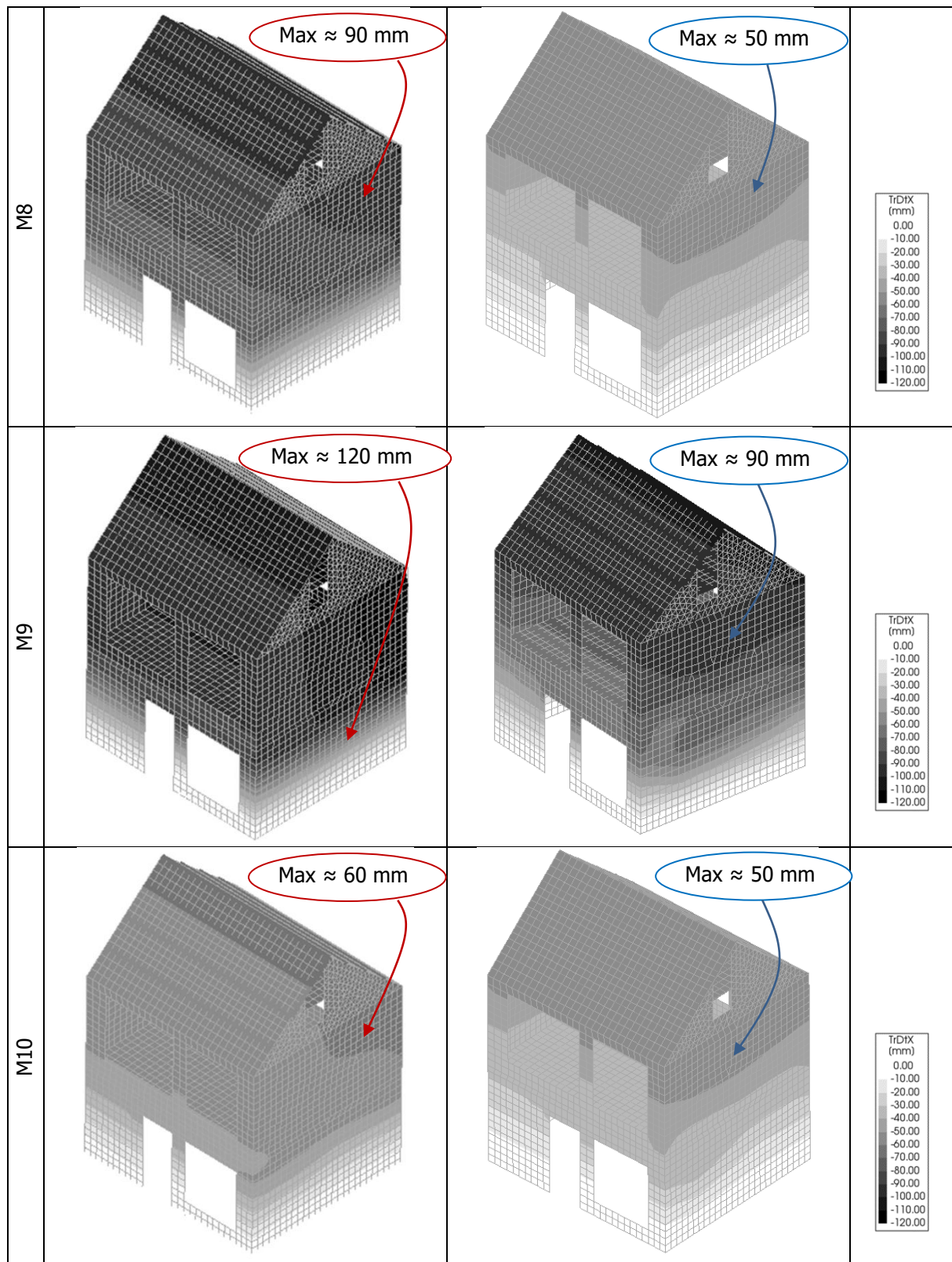


Figure 3. Maximum displacements of models A1 and B1 for the six NLTH analyses performed. It should be noted that these displacements are differential with respect to the base of the building. The net OOP displacement of the walls at first storey level and of the gables is in fact smaller.

Conclusive remarks

This study aims at investigating the influence of two different floor types on the seismic response of a terraced house. To achieve this scope, the terraced house used to investigate the seismic behaviour of buildings belonging to typology Metselwerk 1 [1] is considered also in this variation study and varied by replacing the RC slab at first storey level with a timber floor. The seismic behaviour of the two models is investigated by comparing the outcomes of six Nonlinear Time History (NLTH) analyses and twelve Nonlinear Pushover (NLPO). The former type of analyses allows for a more direct interpretation of the seismic behaviour of the buildings, and for this reason they are mostly considered in this final section.

The six performed NLTH analyses show that the building with timber floors has slightly smaller normalized base shear reaction forces than the building with RC slab when subjected to the same ground motions (-17% and -12% for positive and negative displacements, respectively), in line with the results obtained for the NLPO analyses. The building with timber floors reaches also smaller floor displacements (-29% and -12% for positive and negative displacements at attic level, respectively), possibly due to the smaller mass, to the different mass distribution and to a failure mechanism characterised by less localization at the ground floor level. It is important to note that the structure with a RC slab, under the selected ground motions, exceeds largely the static displacement capacity defined via the NLPO analyses (110 mm vs. 84 mm, 30% exceedance). On the opposite, the structure with timber floors reaches its static displacement capacity for these ground motions but it exceeds it only marginally (94 mm vs 89 mm, 6% exceedance). With respect to the out-of-plane (OOP) displacements of the transversal walls, the displacements measured for the structure with timber floors are smaller for the ground motions that cause large deformations. Particularly, the OOP displacements of the wall at ground floor do not exceed the value of 100 mm (as it occurs in the building with RC floor), a threshold value beyond which the OOP collapse of the wall is likely to occur.

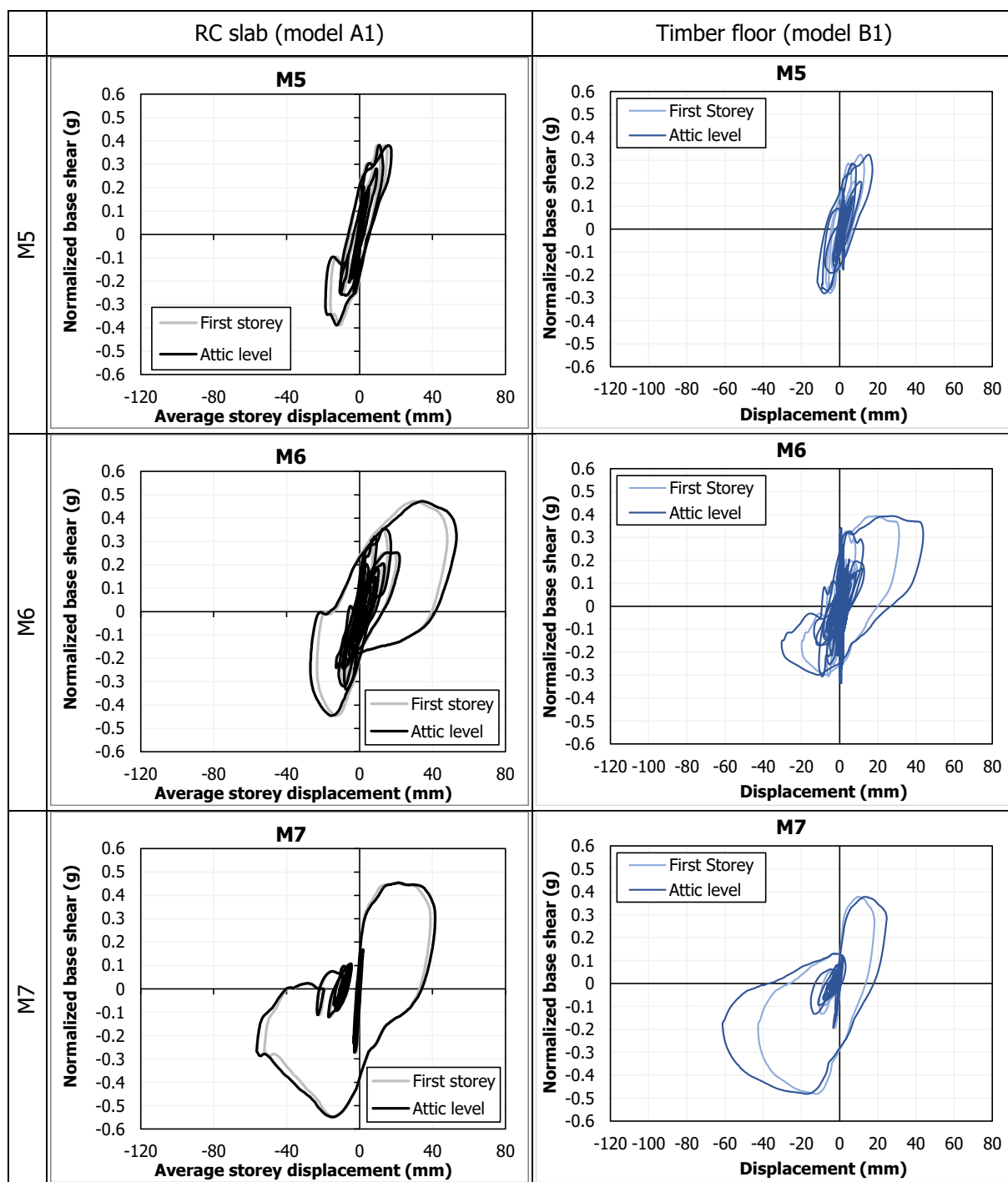
The two above remarks suggest that the modelled terraced house with timber floors is less vulnerable than the corresponding one with a RC slab for both the global in-plane failure and the out-of-plane collapse of the long transversal walls.

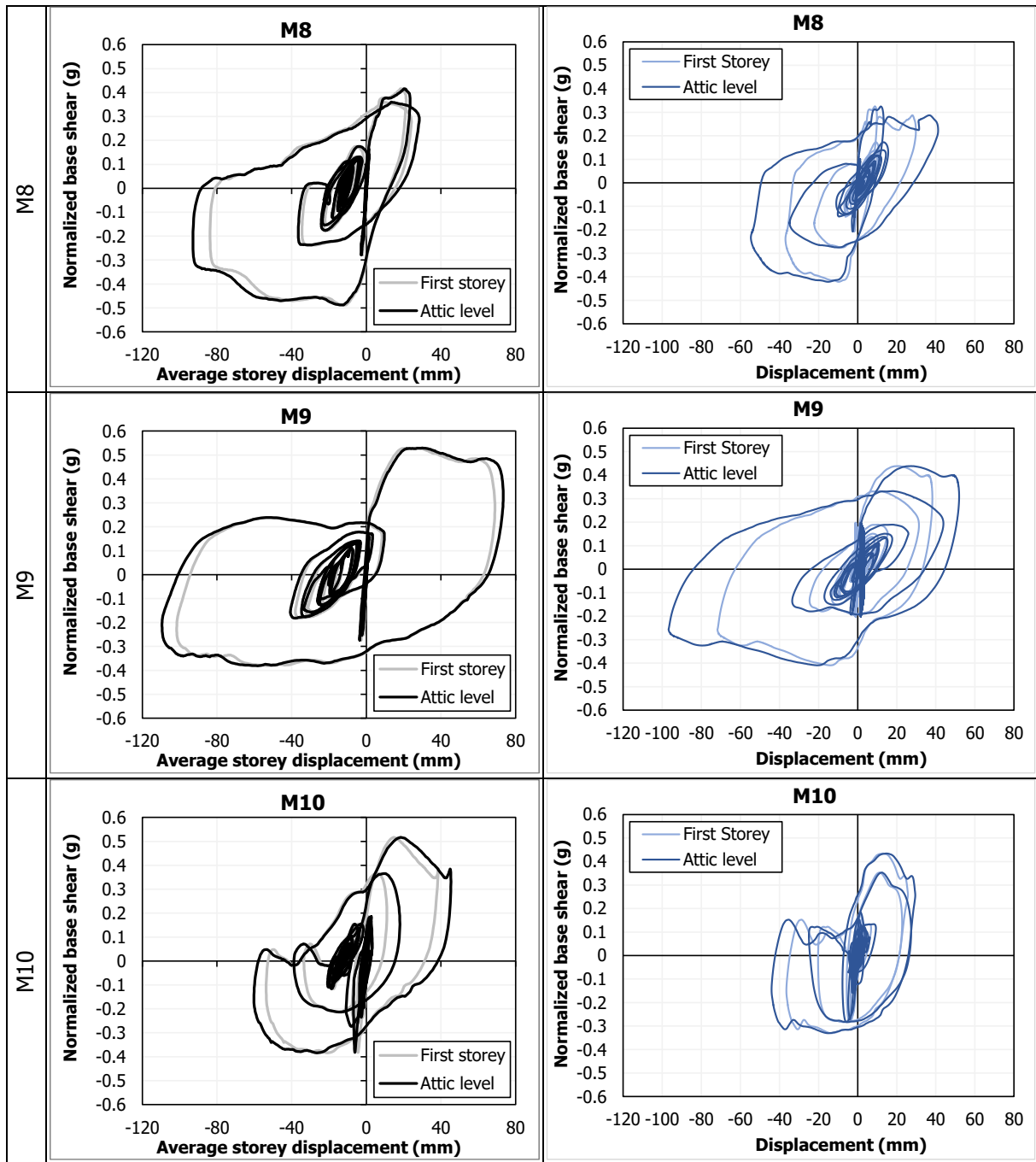
References

- [1] Messali, F., Longo, M. (2020). Study of a median backbone curve and of the building to building variability for typology 'Metselwerk 1'. Delft University of Technology. Report number 02, Version 01, 07 May 2020
- [2] Miglietta, M., Mazzella, L., Grottoli, L., Guerrini, G., Graziotti, F. (2019). Full-scale shaking table test on a Dutch URM cavity-wall terraced-house end unit – EUC-BUILD-6. EUCENTRE report EUC160/2018U. Version 2.0, 07 March 2019
- [3] Crowley, H., Pinho, R. (2020). Report on the Fragility and Consequence Models for the Groningen Field (Version 7). NAM report, March 2020
- [4] Merczel, D., Abeysekera, I., McVitty, W., Grant, D., Kluwer, R., (2017). Typology Modelling: Analysis Results in Support of Fragility Functions – 2017 Batch Results. NAM report, October 2017

Appendix

The appendix reports all the six normalised force-displacement curves derived from the NLTH analyses for the two investigated buildings.





F Controleberekening

This Annex summarizes the findings of the numerical simulations performed by TU Delft on a selected building of typology METSELWERK1 and compares the failure mechanisms and the backbone curves observed for the selected building compared to those of the buildings currently implemented in the Typology Approach. Non-linear time history (NLTH) analyses are performed using a set of 11 ground motions with different intensities.

The analysed building is: Bleeksteen 1-3, which is a semi-detached house (twee-onder-een-kapwoning) consisting of 2 units made of unreinforced masonry (URM) cavity walls. The 1st floor consists of NeHoBo while the attic floor consists of timber beams and planks. The building is characterized by large openings in the longitudinal façades. The percentage of openings at the East façade is equal to 75% at ground storey level while at the West façade are equal to the 52% of the length of the facade. Due to such opening percentage, the building belongs to the typology METSELWERK1. The index buildings for this typology are *Oostergoweg*, *Wilgenbos*, *Julianalaan52* and *E45 Schildwolde*.

The building is modelled with a 3D model using the Finite Element software DIANA FEA version 10.4. The summary of the modelling assumptions is described in the dedicated sections for each one of the analysed buildings.

In the following sections, the failure mechanisms observed in the NLTH and the backbone curves defined for Bleeksteen 1-3 are compared with the ones of the index buildings belonging to the same typology. In particular, *Oostergoweg*, *Wilgenbos*, *Julianalaan 52*, and *E45 Schildwolde*.

F.1 Description of Bleeksteen 1-3

Bleeksteen 1-3 is a semi-detached house (twee-onder-een-kapwoning) consisting of 2 units made of unreinforced masonry (URM) cavity walls, built in 1967. The 1st floor consists of NeHoBo while the attic floor consists of timber beams. Due to the percentage of openings at ground floor level being at max 75%, the building belongs to the typology METSELWERK1. Figure E.5 shows a picture of the building while Figure E.6 shows the 3D FEM model used for the NLTH. For this building also the inner-walls are modelled. A complete description of the model and the simulations can be found in E.3.



Figure E.5: Bleeksteen 1-3 semi-detached house: South-east façade (left) and a plan view (right). Adapted from [Messali et al. 2021b].

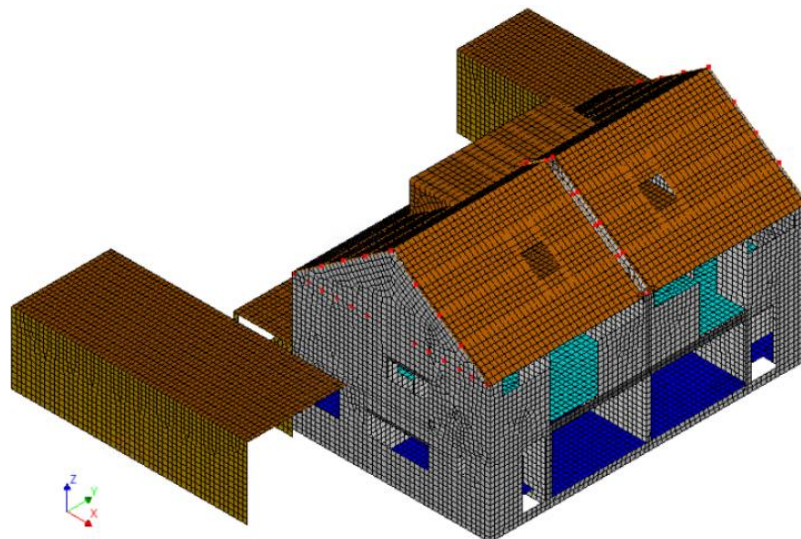


Figure E.6 Bleeksteen 1-3 detached house: 3D model in DIANA FEA, adapted from [Messali et al. 2021b].

Non-linear elements are used to model masonry walls, reinforced concrete and NeHoBo floors (including the reinforcement), and lintels. Non-linear friction-based point interfaces are used to model the pocket connections between the timber beams of the attic floor and the masonry walls, and between the purlins and the masonry gables. Timber elements are modelled with a linear elastic material.

F.2 Analysis of results

It should be noticed that explicit (and progressive) collapse cannot be modelled using an implicit calculation. Due to this, a set of “stop criteria” are implemented in order to cap the capacity and the ultimate displacement of the analyses. The failure mechanisms considered are:

- In-Plane failure is reached when the masonry piers experience a drift of 1.5% (ductile mechanism) and 0.6% (shear type).
- Out-of-Plane (OOP) failure is reached when the OOP displacement of a load-bearing wall exceeds 100mm or 60 mm (both options are considered, and the outcomes compared).
- Connection failure, computed according to the displacement capacity of the connections, assumed equal to 60 mm.

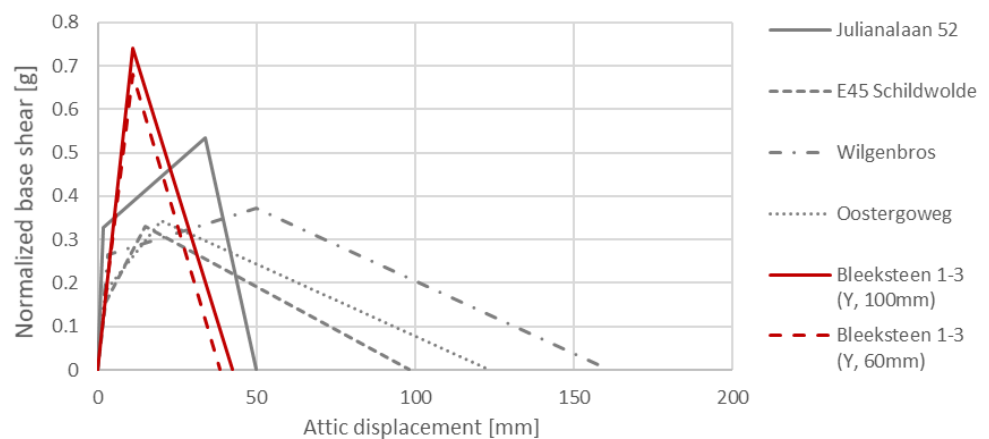


Figure E.7 Backbone curves of the Bleeksteen 1-3 building (Y direction) for 100 and 60mm OOP displacement limits and backbone curves of the index buildings adopted for METSELWERK1 typology (in grey).

The collapse of the buildings is governed mainly by the OOP collapse of the internal party walls, which separate the two building units. Here the modelling is conservative since the chimney in the party wall is modelled only via a higher inertial mass, but neglecting the extra stiffness provided by the chimney itself.

Figure E.3 shows the following:

- The influence of the OOP failure criterion (100 or 60 mm) is very limited
- The base shear of Bleeksteen 1-3 is larger than those of the index buildings in METSELWERK1, but the displacement capacity is slightly smaller than the minimum of the four index buildings. However since the modelling of the chimney was done conservatively a higher displacement capacity is expected in real.

Based on these observations it is concluded that Bleeksteen 1-3 fits well in the current typology of METSELWERK1. Additionally TU Delft reports that the lowest PGA value of a ground motion that leads to collapse of the building is 0.535 g; this gives extra confidence in the strength of the building.

F.3 TU Delft analysis on the backbone curves

Messali, F., Longo, M., Singla, A. (2021). Seismic performance of a demi-detached house: case study Bleeksteen 1-3, Delfzijl. Delft University of Technology. Report number 07, Version 03, 26 May 2021

Project	Typology based assessment
Report number	07
Internal Reference	B2B-R07
Date	May 26, 2021
Version	03
Status	Draft

SEISMIC PERFORMANCE OF A SEMI-DETACHED HOUSE: CASE STUDY BLEEKSTEEN 1-3, DELFTZIJL

*A quick, safe and validated typology based seismic assessment of
buildings*

Client: Ministerie van Economische Zaken en Klimaat (EZK)

Authors Francesco Messali
 F.Messali@tudelft.nl
 Michele Longo
 M.Longo@tudelft.nl
 Anmol Singla
 A.Singla@tudelft.nl

Address Delft University of Technology
 Faculty of Civil Engineering and Geosciences
 Stevinweg 1, 2628 CN, Delft

 Faculty of Civil Engineering and Geosciences Stevinweg 1 2628 CN Delft PO 5048 2600 GA Delft www.citg.tudelft.nl	Report	
	<i>Title:</i> Seismic performance of a semi-detached house: case study Bleeksteen 1-3, Delfzijl	
	<i>Author(s):</i> Francesco Messali Michele Longo Anmol Singla	
	<i>Date:</i> 26-05-2021	
<i>Client(s):</i> Ministerie van Economische Zaken en Klimaat (EZK)	<i>Version:</i> 03	<i>Status:</i> Draft
<i>Project number:</i> TBA-20/21	<i>Project name:</i> A quick, safe and validated typology based seismic assessment of buildings	<i>File reference:</i> B2B-R07
<i>Cite as:</i> Messali, F., Longo, M., Singla, A. (2021). Seismic performance of a demi-detached house: case study Bleeksteen 1-3, Delfzijl. Delft University of Technology. Report number 07, Version 03, 06 September 2021.		

Copyright statement

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system of any nature, or transmitted, in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, recording or otherwise, without the prior written permission of TU Delft.

Liability statement

TU Delft and those who have contributed to this publication did exercise the greatest care in putting together this publication. However, the possibility should not be excluded that it contains errors and imperfections. Any use of this publication and data from it is entirely on the own responsibility of the user. For everybody who has contributed to this publication, TU Delft disclaims any liability for damage that could result from the use of this publication and data from it, unless the damage results from malice or gross negligence on the part of TU Delft and/or those who have contributed to this publication.

Table of Contents

1	Introduction	4
2	Building and model description	5
3	Results	10
3.1	Failure (stop) criteria	10
3.2	Analyses Results	11
3.3	Backbone capacity curve	15
3.4	Evolution of the failure mechanism and consistency with the variation study performed for Metselwerk	
1	16	
3.5	One-way spanning behaviour of party walls	18
4	Conclusions	23
	References	25
	Appendix A	26
	Appendix B	29
	Appendix C	30

1 Introduction

This report summarizes the results of the numerical simulations of the semi-detached house (twee-onder-een-kapwoning) located in Bleeksteen 1-3, 9934 LS in Delfzijl. Non-linear time history (NLTH) analyses are carried out. A set of 11 ground motions is used.

Backbone curves representative of the global behavior of the building in the main building directions are built from the entire set of analyses results. Both local and global failure mechanisms are considered to define the base shear capacity and the ultimate displacement of the building. The timber beam-masonry connection are also taken into account in the definition of the capacity of the building. A variation study of the one-way spanning behaviour of the party walls is also investigated.

The analyses are conducted employing the Finite Element software DIANA FEA version 10.4 [1].

2 Building and model description

The Bleeksteen building is a two-storey (plus attic) semi-detached house (twee-onder-een-kapwoning) made of two building units and appendixes, built in 1967 and belonging to the typology Metselwerk 1. The building is made of unreinforced masonry (URM) cavity walls. A picture and a plan section of the building is shown in Figure 1. The building is made with a cavity wall system with clay bricks for the outer leaf and calcium silicate bricks for the inner load bearing leaf. It has a height of 8.3 m measured at the ridge beam. The ground floor of the main building is made of concrete beams and concrete panels (combinatievloer), whereas the ground floor of the appendixes is made of concrete. The 1st floor consists of a NeHoBo floor spanning in the North-South direction. At the attic floor, timber beams spanning in the North-South direction are connected with chipboard panels. The roof is composed by timber purlins, connected with chipboard panels. A dormer is present at the West side of the roof.



Figure 1. Bleeksteen building terraced house. South-East façade view (left) and plan view (right).

The terraced house is numerically modelled in 3D by means of the software Diana 10.4. A representation of the model used for the simulations is shown in Figure 2.

The cavity wall system is implemented by explicitly modelling the inner leaf and considering the outer leaf as dynamic mass acting in the horizontal direction perpendicular to the wall plane. This implies the assumption that the wall ties are unable to transfer any shear force. The overview of the modelled inner leaf is depicted in Figure 3. Lintels above the openings are modelled as non-linear concrete elements. The internal partition walls at the ground and first floor are made of calcium silicate masonry and they are bearing the upper floor. The two internal longitudinal walls along the Y-direction at the first floor are not load bearing. At the second floor, in the middle of each unit, an internal gable is bearing the roof structure. The two walls that divide the two building units are separated by a cavity of 120 mm. From ground to roof, the chimney structure is modelled as dynamic mass applied to the internal walls at the centre of the building. Additional timber walls at the attic storey are modelled as linear elastic. An overview of the walls is shown in Figure 4. Both internal and external masonry walls are modelled using the Engineering Masonry Model [2].

The nonlinear behaviour of the reinforced concrete floors of the units and of the appendixes is accounted for by using the Total Strain Rotating Crack Model for the concrete in combination with sheet reinforcement modelled using the Von Mises plasticity model for the steel reinforcement. A similar approach is followed to model the NeHoBo floor at the first level, although with different geometry and material properties, which are derived from an experimental campaign conducted at TU Delft [8]. Beam structure and chipboard panel are modelled as linear elements. An overview of the different floors is depicted in Figure 5.

The timber beams spanning in the Y-direction (North-South) which are part of the attic floor sheets, are shown in Figure 6. They are also modelled as linear elastic material.

The roof purlins, joists, rafter and ridge beam are modelled with beam elements using a linear elastic isotropic material (Figure 7). The I-shape steel lintel spanning between the two longitudinal piers at East and West façades is modelled by means of a beam element with linear elastic material. Non-linear point interfaces are used to model the pocket connections between the beams of the attic floor and the masonry walls, and between the purlins and the masonry gables. A coulomb-friction model is employed for the interfaces. The locations of the point interfaces are shown in Figure 8. The timber boards, representing the roof structure of main units, dormer and appendixes are modelled as shell elements using linear elastic orthotropic material (Figure 9).

A full list of the material properties used in the model is provided in Appendix A.

The Bleeksteen building is characterized by large openings in the longitudinal façades. The percentage of openings at the East façade is equal to 75% at ground storey level. The openings on the ground floor of the West façade are equal to the 52% of the length of the facade. Due to such opening percentage, the building belongs to the typology Metselwerk 1.

The total dynamic mass (the one acting during the motion) of the model is equal to 327 tons, including the contribution given by the appendixes. The computed effective mass is 161 tons. A picture of the considered mass is shown in Figure 10. The effective height is considered at the location of the second floor height, equal to 5.40 m from the ground floor.

Quadratic 8-noded curved shell elements (CQ40S and CT30S) are used to model the walls, floors and lintels of the 3D building. The timber beams at the second floor and at the roof level are modelled with Class-III beam element (CL18B). The timber-masonry connection is modelled with point interfaces (N6IF). The model is assumed to be fixed-base (no soil-structure interaction is considered), so that it is fully restrained at the bottom from translations and rotations. The elements are meshed with an average size of 200x200 mm (Figure 2).

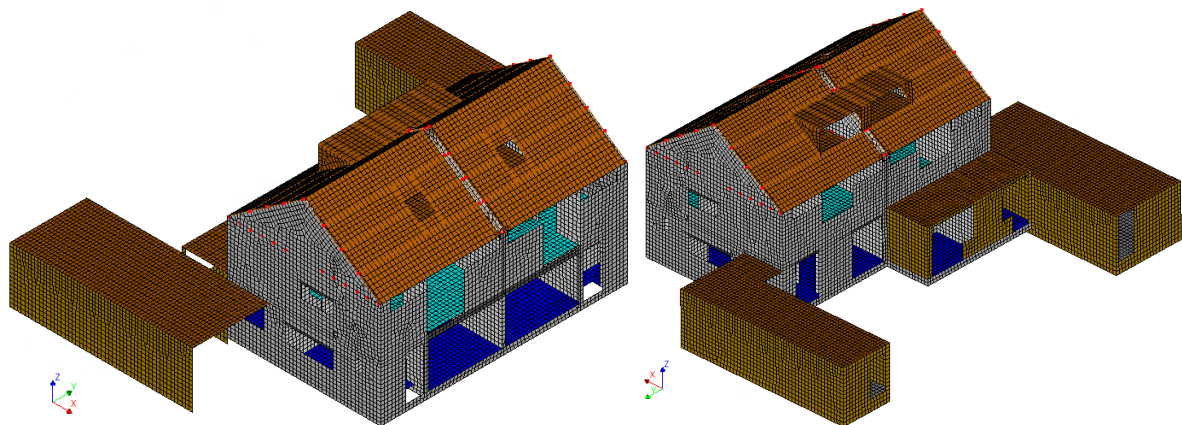


Figure 2. Diana model of Bleeksteen. South-East view (left) and North-West view (right).

Non Linear Time History (NLTH) analyses are performed. The model is first subjected to gravity loads, applied in ten equal steps. Afterwards, live loads at floor levels, and additional roof masses are applied in ten steps. Then, the different acceleration motions are applied in the longitudinal, transversal and vertical direction at the base nodes, using a time step of 2.5 milliseconds. A Rayleigh damping of 2% is accounted in the calculation. The Secant BFGS (Quasi-Newton) method is employed as iterative method. Energy norm must be satisfied during the iterative procedure with a tolerance of 0.01%. The Parallel Direct Sparse method is employed to solve the system of equations. The second order effects are accounted via the Total Lagrange geometrical nonlinearity.

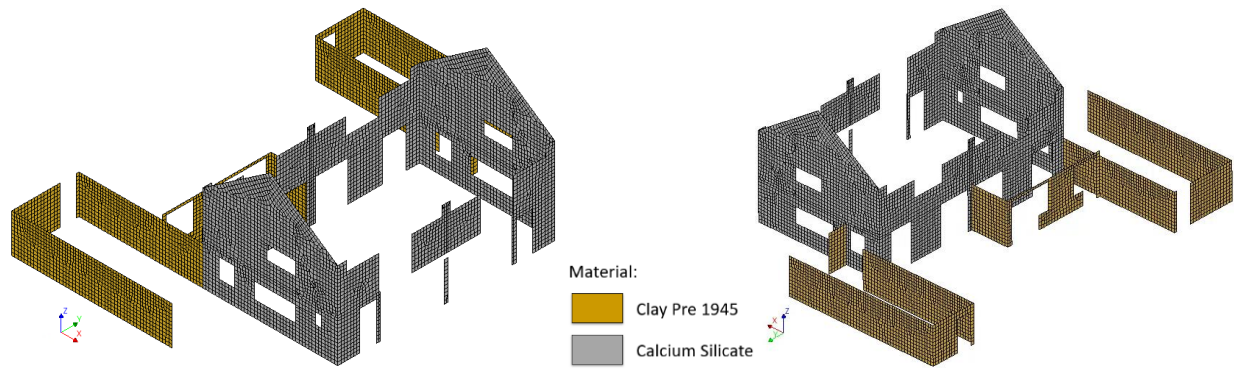


Figure 3. External walls material. South-East view (left) and North-West view (right).

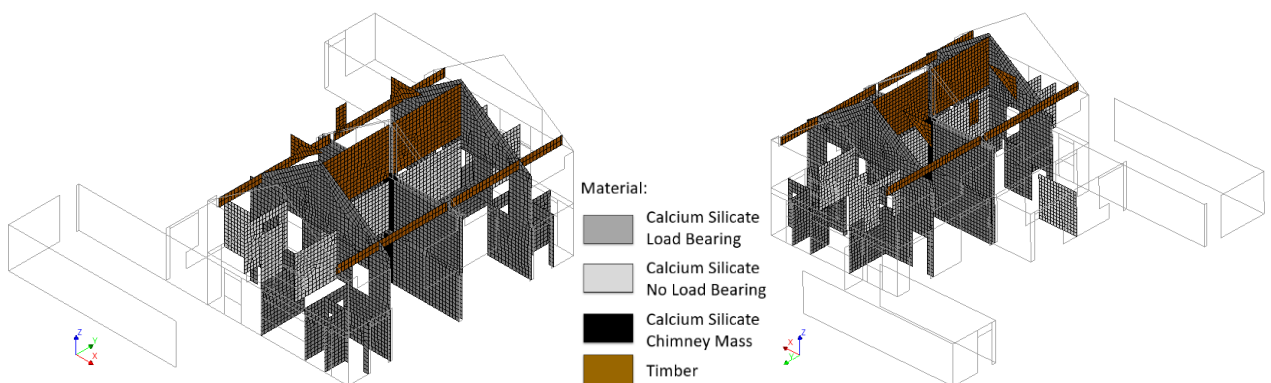


Figure 4. Internal walls material. South-East view (left) and North-West view (right).

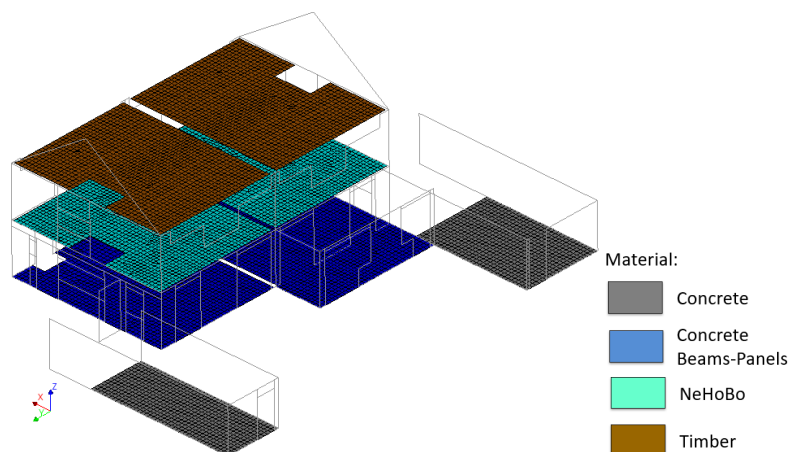


Figure 5. Floor material. South-East view.

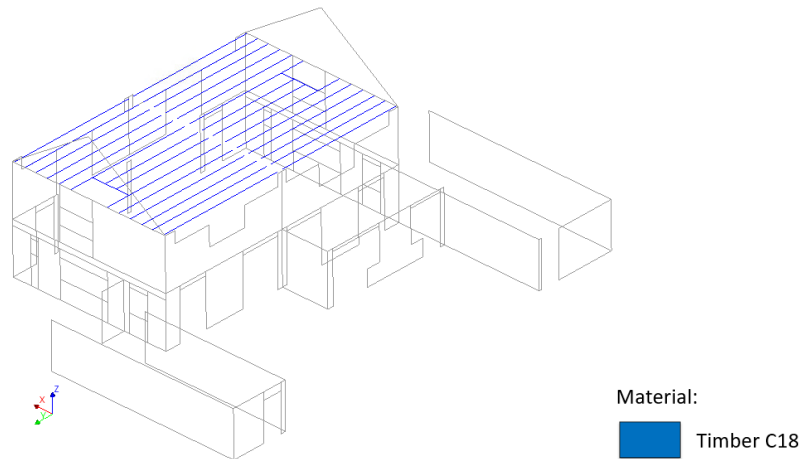


Figure 6. Attic floor timber beams. South-East view.

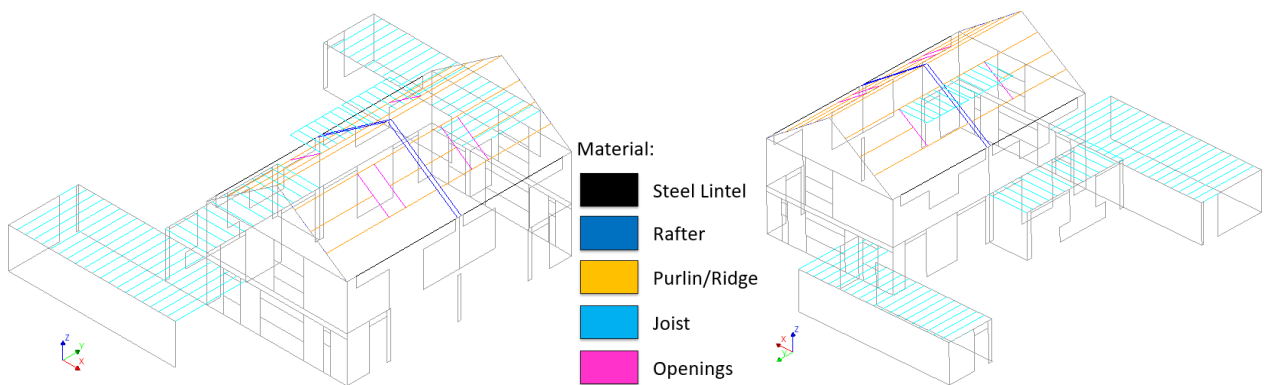


Figure 7. Roof beam structure. South-East view (left) and North-West view (right).

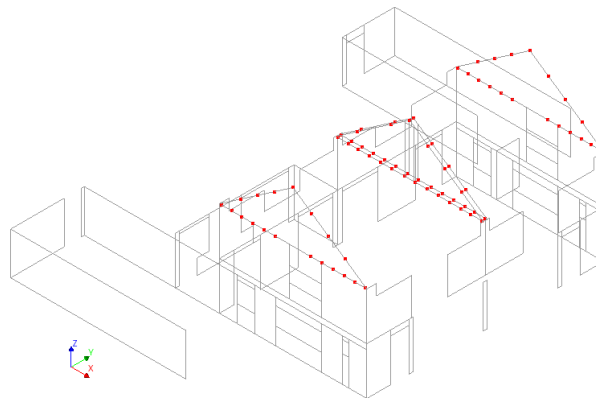


Figure 8. Interface location. South-East view.

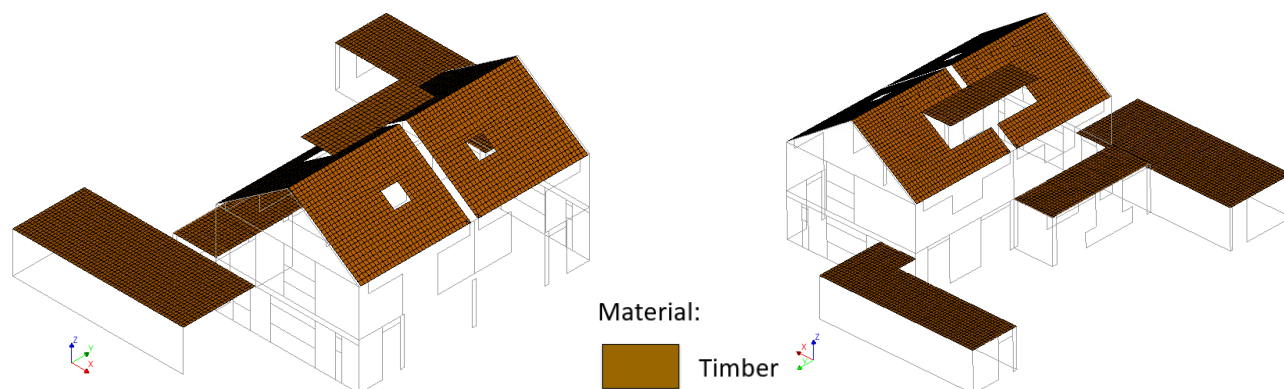


Figure 9. Roof boards. South-East view (left) and North-West view (right).

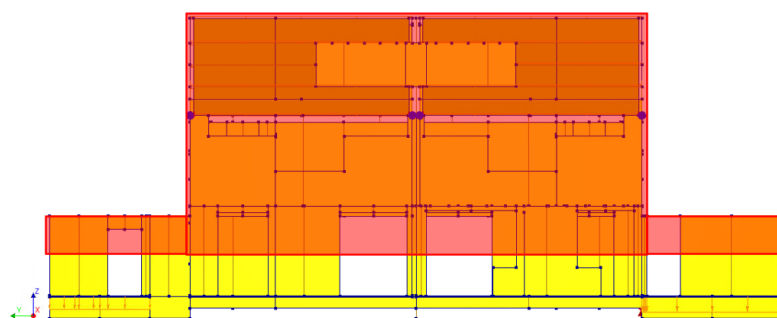


Figure 10. Considered effective masses (highlighted in red).

The seismic input is described by 11 different ground motions applied in the three directions. The strongest horizontal motion (indicated as “weak direction” motion) is applied in the global Y-direction. Table 1 lists the PGAs for different earthquakes in different directions. The complete ground motions used for the simulations are reported in [3].

Table 1. PGAs of the 11 selected ground motion.

	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11
PGA strong dir [g]	0.061	0.317	0.215	0.136	0.191	0.416	0.505	1.021	0.403	0.422	0.710
PGA weak dir [g]	0.090	0.192	0.237	0.245	0.257	0.948	0.542	0.780	0.535	0.843	1.302
PGA vertical dir [g]	0.034	0.099	0.080	0.182	0.168	0.315	0.196	0.401	0.461	0.503	0.386

3 Results

3.1 Failure (stop) criteria

Due to the implicit nature of the time history calculations performed with Diana, a set of “stop criteria” are implemented in order to cap the capacity and the ultimate displacement of the analyses. Different criteria are selected:

- **In-Plane (IP) failure:** the maximum allowable drift limit for the masonry piers in the in-plane direction is set to 1.5% for ductile mechanism and to 0.6% for a brittle (shear type) failure, in line with the values recommended in NPR 9998:2020. Such drift values corresponds to displacements equal to 40.5 mm and 36.0 mm, respectively, for the building units and the appendixes in case of ductile failure (Figure 11). For the shear type failure the displacement limits are set to 16.2 mm and 14.4 mm for units and appendixes. Additionally, the in-plane displacement at the effective height is limited to a drift of 0.8% which corresponds to a displacement of 43.5 mm. The criteria are selected conservatively, since the standard NPR 9998 refers to the characteristic and not the mean capacity of the building. A correction factor (for instance similar to that used in [6] and [7] for the SLAMA analyses) may be applied to increase the limits; however, this would not influence the definition of the backbone curve, since the collapse is governed by the out-of-plane of the transversal loadbearing walls at the ground storey level. For this reason, such factor is omitted.
- **Out-Of-Plane (OOP) failure:** the maximum permitted OOP displacement for all load-bearing-walls is set to 100 mm. A variation study is made, by considering a limit of 60 mm.
- **Connection failure:** the nonlinear behaviour of the connections between masonry and timber beams at roof and attic floor level (Figure 8) is considered. However, the elements do not have an explicit deformation capacity, so that the relative displacements between the beams and the masonry walls are checked during the entire dynamic motion. The axial relative displacement generated at the interface is assessed according to the available support provided by the masonry wall. A conservative value of 0.6 times the masonry thickness is selected (thus, equal to 60 mm). In that situation the overall failure of the building is considered due to the failure of the connections. According to the moment of failure, the maximum normalized force at connection failure (averaged over the entire set of analyses), is used to cap the capacity of the backbone curves.

Displacement at different floors and roof level are computed at the location represented in Figure 12 and then averaged to a single value. It must be noted that the floor node at the first floor at the East side coincide with the node of the masonry East façade.

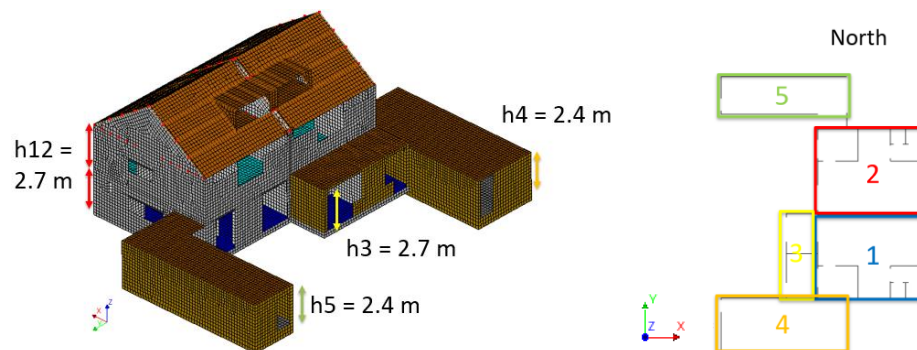


Figure 11. Inter-storey height of the different building part.

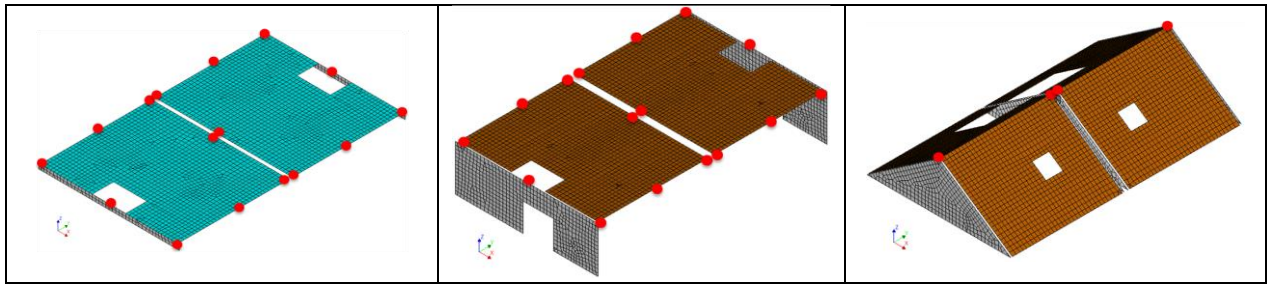


Figure 12. Output location for Bleeksteen building. First floor (left), attic floor/effective height (middle) and roof (right).

3.2 Analyses Results

Before running the NLTH calculation, an analysis of the eigen modes of the structure is performed. An overview of the main frequencies are shown in Figure 13. The modes shown, which are the ones with highest participation mass, are also selected to compute the Rayleigh damping coefficients.

Hysteresis plots of the eleven motions are depicted in Figure 14. Such plots are showing the entire time history up to the last converging steps and they are not limited by the failure criteria described in section 3.1: the criteria are applied directly to when the backbone curve of the building is computed. All the hysteretic curves are shown in Appendix B. The maximum displacement reached in the X-direction is around 10 mm with a maximum normalized force of 1.1 g. As regards the Y-direction, the force values is also around 1.1 g with a maximum displacement of 60 mm. The stop criteria are exceeded for some of the motions, as reported in Table 2.

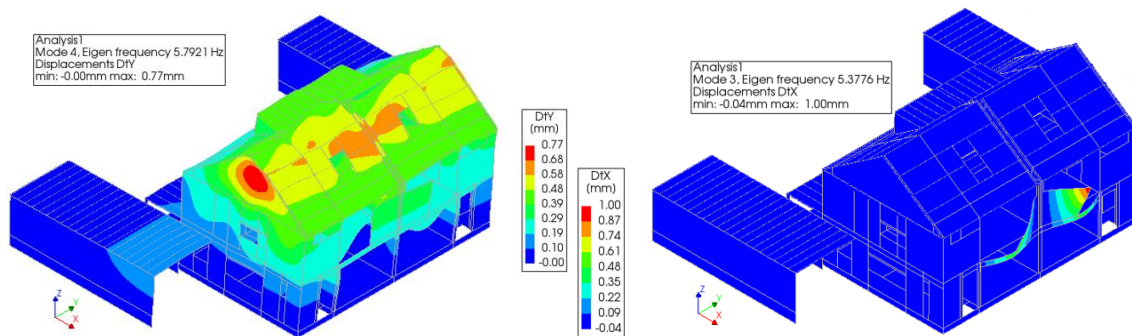


Figure 13. Eigen modes for Bleeksteen building. Mode 4 (left), mode 3 (right).

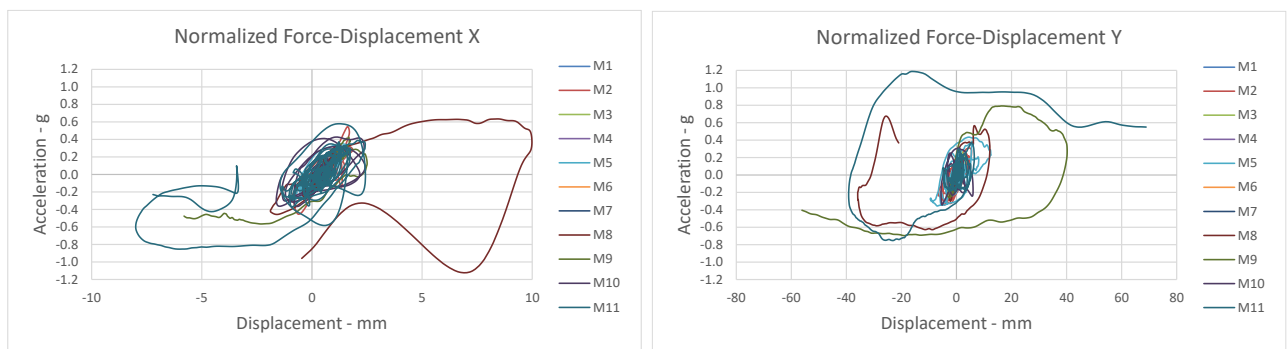


Figure 14. Hysteretic curves defined at the effective height for the eleven ground motions.

The out-of-plane stop criterion is reached for three ground motions. At the stage when OOP failure is predicted to occur, the global in-plane drift limit are also reached. Though, since the façades are not bearing the floor, the stop criteria in not taken into account. The OOP failure is detected in six walls: the two party walls at the ground floor dividing the two building units (indicated with A and B in Figure 15), the walls at the East side of the first floor (D and E in Figure 15), and walls at West façade at ground and first floor (C and F in Figure 15). Examples of OOP failure are depicted in Figure 16. Among these failures, only those which regard walls A and B are considered for the stop criterion, since they involve load bearing walls. It should be noted that the mid part of the party walls A and B is modelled with higher inertial mass due to the presence of the chimney. However, the extra stiffness provided by the interlocked box structure of the chimney is not taken into account in the analyses, so that the prediction of the out-of-plane collapse of the walls A and B may be due to such modelling assumption (anyhow conservative).

In-plane (IP) large deformations are observed in the Y-direction (North-South). The in-plane behaviour is considered as ductile, due to the observed flexural cracks at the base of the piers which trigger rocking mechanisms and precede any possible shear cracks. Examples of IP failures are shown in Figure 17. The mechanism is not localized at a single storey level, although larger deformations are observed at ground floor.

The failures observed for each ground motion are summarized in Table 2. As described above, the OOP displacement of at least one of the two internal party walls A/B is the governing failure mode. When the OOP limit stop criteria is reduced to 60 mm, again the party walls reach collapse in the same three analyses. For one case (M9), the criteria is reached earlier in time, so that the maximum forces and displacements reached up to collapse reduce. The OOP failure of the west façade is observed in Motion 11 for both 60 and 100 mm limits, whereas for the 60 mm OOP criteria also the East façade undergoes failure.

As described in section 3.1, the failure of the connections between masonry and timber beams can also determine the stop of the analyses. However, the minimum or maximum relative displacement of the interface elements are much smaller than the 60 mm limit (Figure 18).

Figure 19 shows the evolution of the displacements and of the crack pattern of motion 11. The resulting failure mechanism is localized to the internal party wall B which deforms in the OOP direction with a displacement greater than 100 mm.

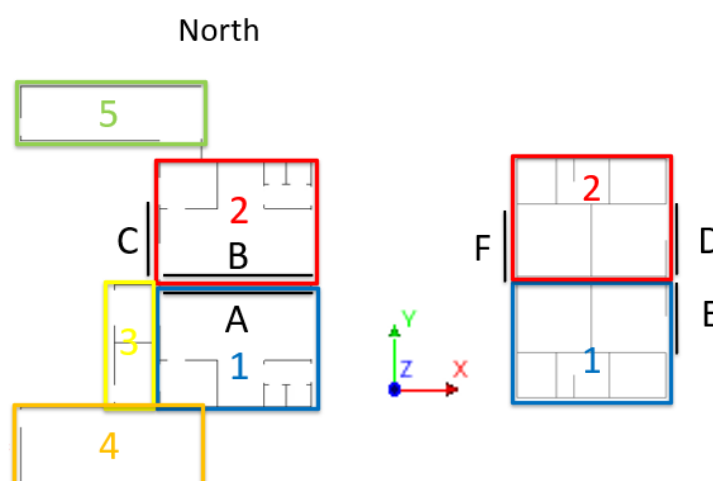


Figure 15. Location of OOP mechanisms in the Bleeksteen building: ground storey (left) and first storey (right).

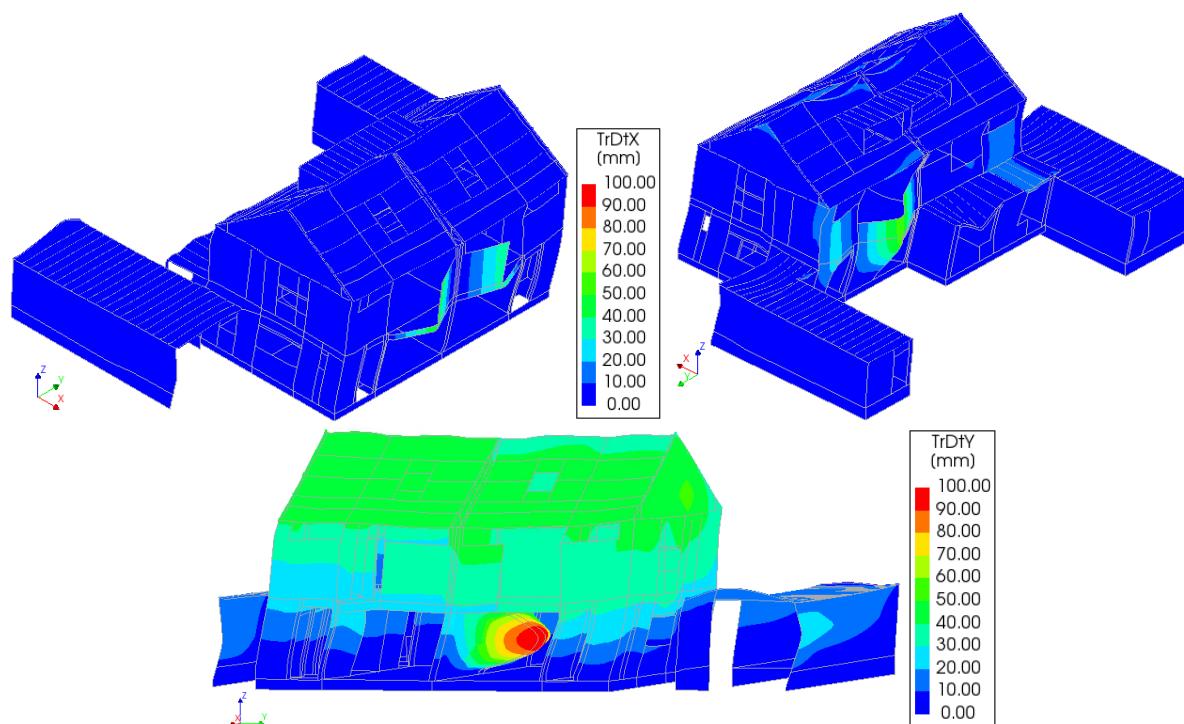


Figure 16. Typical OOP mechanisms observed in the Bleeksteen building. Failure wall D-E (top-left), failure walls C and F (top-right), failure walls A and B (bottom).

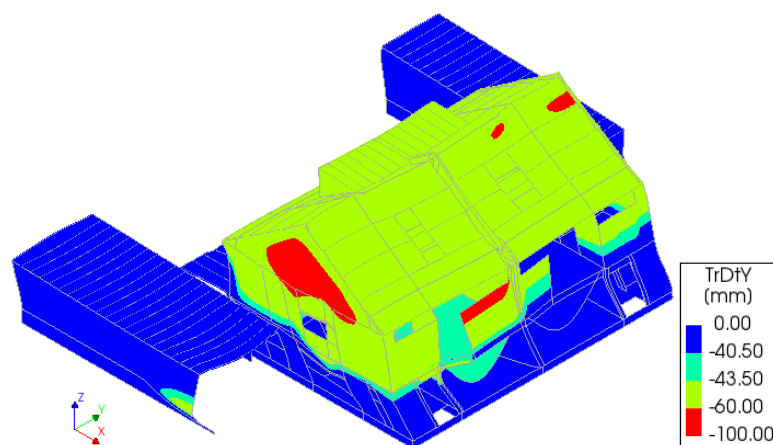


Figure 17. Typical IP mechanism in the Y-direction observed in the Bleeksteen building.

Table 2. Failure type of Bleeksteen building for the 11 ground motions for different OOP stop criteria.

	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11
OOP Criteria 100 mm	-	-	-	-	-	-	-	OOP AB	OOP A	-	OOP B
Step at Failure								1320	920		1520
OOP Criteria 60 mm	-	-	-	-	-	-	-	OOP AB	OOP AB	-	OOP AB
Step at Failure								1320	820		1520

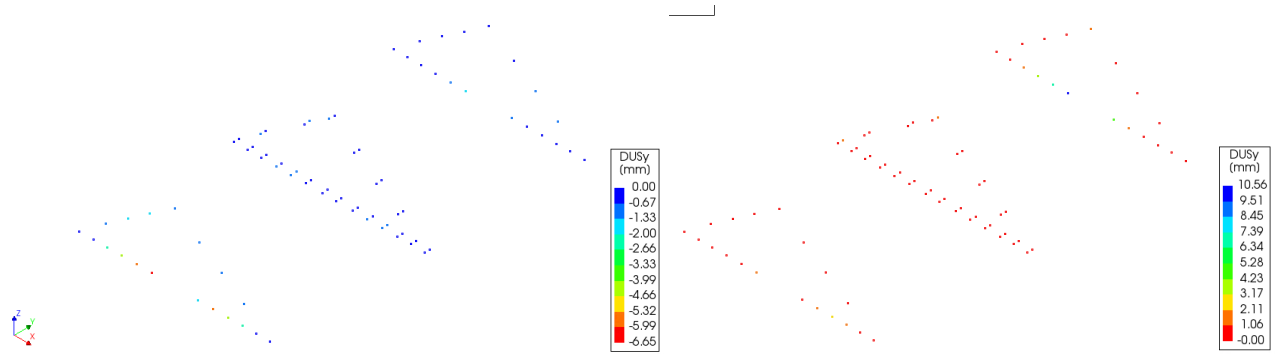
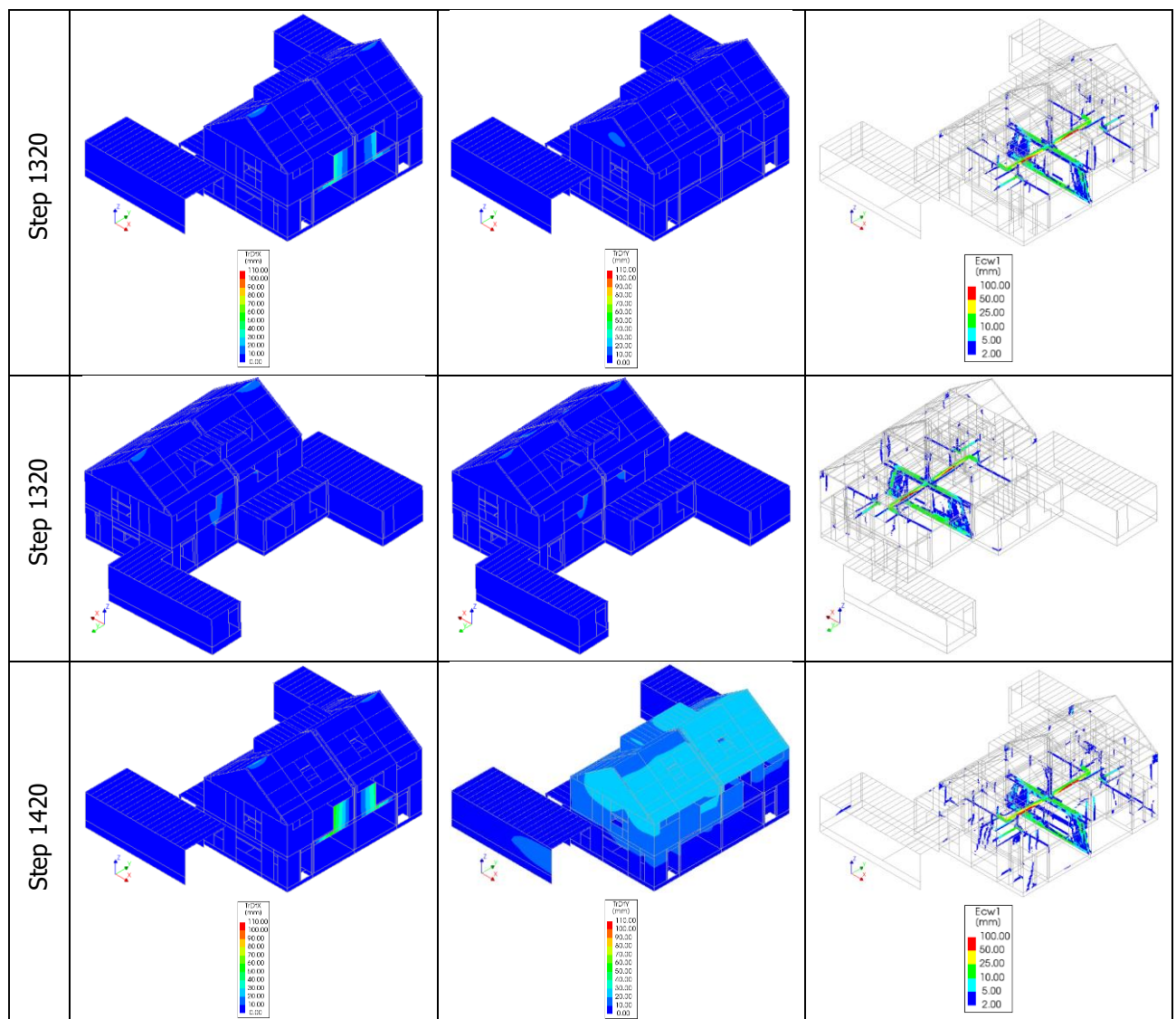


Figure 18. Min and Max Relative interface displacement in Y-direction observed in the Bleeksteen building.



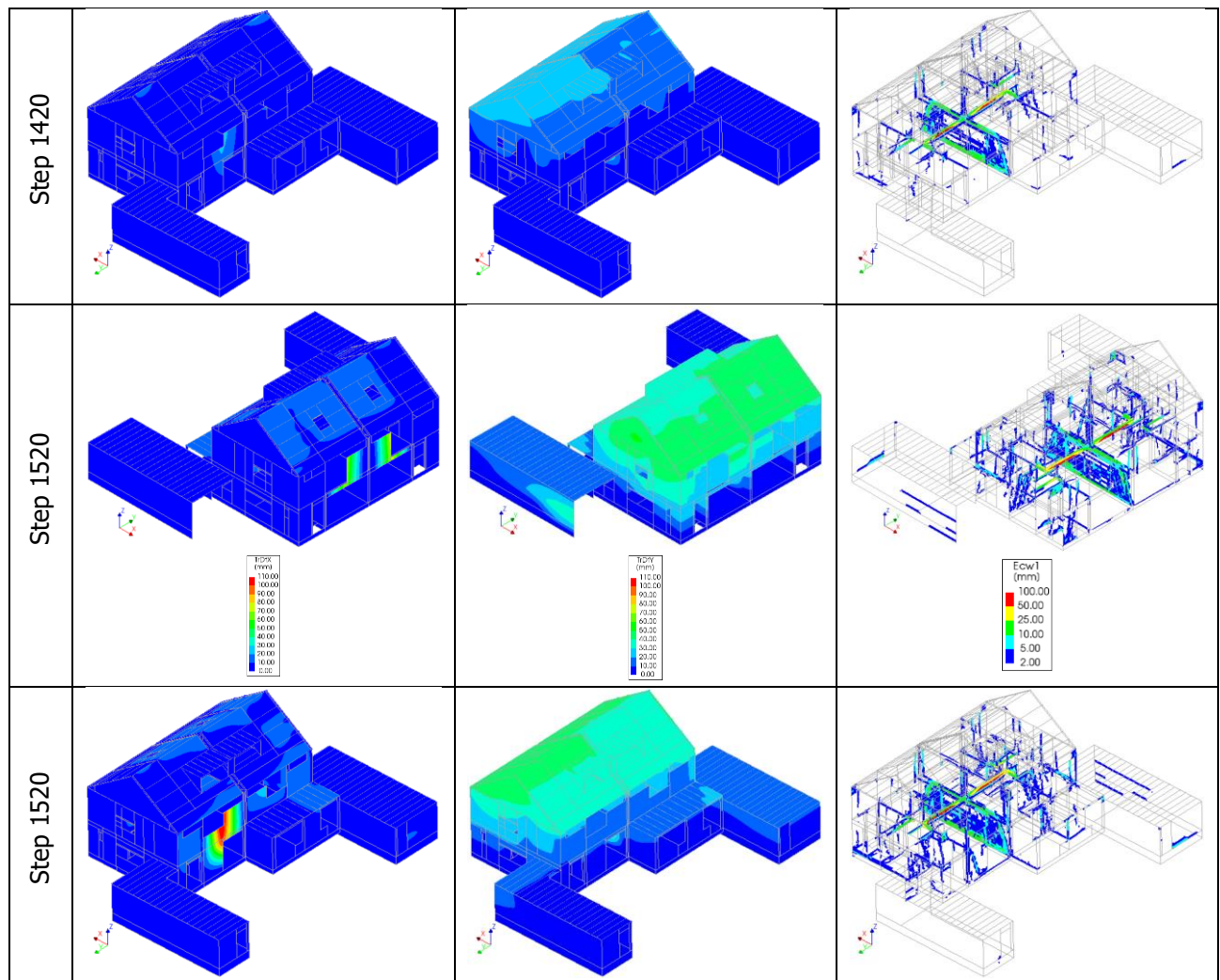


Figure 19. Evolution of displacements, cracks of Bleeksteen when subjected to motion 11. Maximum horizontal displacement (left), vertical displacement (middle) and maximum principal crack width (right) at step 1320 (top), 1420 (middle) and 1520 (bottom).

3.3 Backbone capacity curve

The hysteretic curves defined for each analysis are used to determine the global backbone capacity curve of the building according to the procedure described in [3]. Since the capacity of the building is governed by the performance of the building in the Y-direction (North-South). The backbone curve is shown in Figure 20a. The comparison between the backbones computed with different OOP criteria (100 mm vs 60 mm) is shown in Figure 20b. The values of initial stiffness, yield displacement and force, peak displacement and force, ultimate displacement are tabulated in Table 3.

As described above, direction Y is the predominant direction for this type of building, due to the presence of the large openings on the East and West façades. A rather flexible behaviour is found, with displacements that range from 2.44 mm at the yielding point to 42.47 mm at the ultimate displacement. The computed peak force (again, computed for the performance of the building in the Y-direction) is equal to 0.74 g.

When the 60 mm out-of-plane stop criteria is used, both force capacity and ultimate displacements decrease slightly. The peak force drop of about 8% (0.68g) while the ultimate displacement reduces by 9%, down to 38.5 mm. This difference depends on the earlier collapse observed in Motion 9.

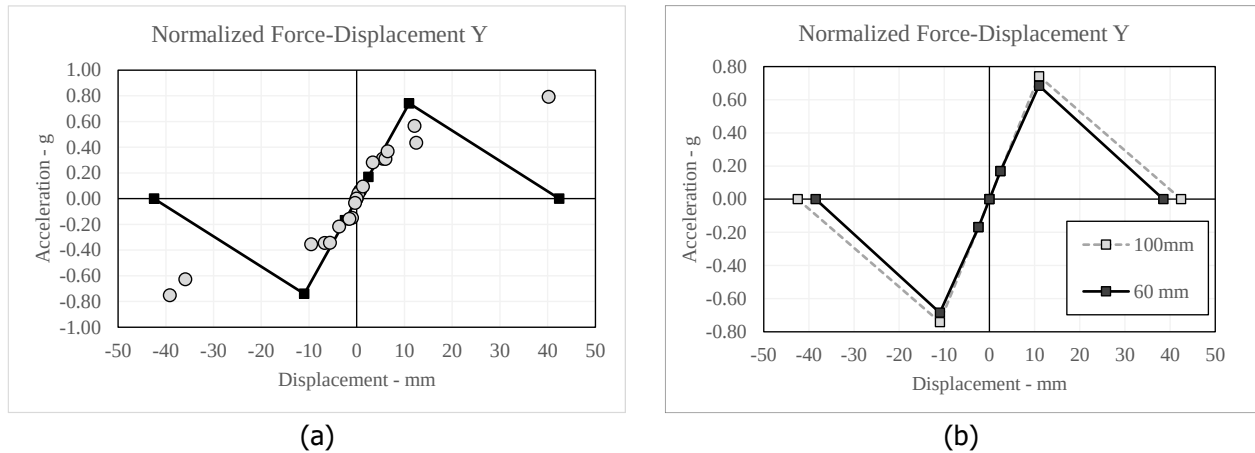


Figure 20. Max normalized forces and displacements for each performed simulation, and corresponding backbone curve for the Y-direction (a). Backbone curves for alternative OOP stop criteria (b).

Table 3. Summary table backbone curves

	OOP Criteria 100 mm - Y	OOP Criteria 60 mm - Y
Initial Stiffness X/Y [g/mm]	0.07	0.07 (-)
Yield Displacement X/Y [mm]	2.44	2.44 (-)
Yield Normalized Force X/Y [g]	0.17	0.17 (-)
Peak Displacement X/Y [mm]	10.99	10.99 (-)
Peak Normalized Force X/Y [g]	0.74	0.68 (-8%)
Ultimate Displacement X/Y [mm]	42.47	38.50 (-9%)

3.4 Evolution of the failure mechanism and consistency with the variation study performed for Metselwerk 1

As described above in section 3.2, the structural behaviour of Bleeksteen 1-3 is characterized by a combination of large in-plane and out-of-plane displacements. This is shown in Figure 16, a detail of which is reported again in Figure 21. Figure 22 plots the evolution of the global in-plane displacements and of the absolute maximum out-of-plane deformations of Wall A throughout ground motion M11.

Namely, large in-plane deformation of the piers at the ground-storey level highlights an incipient soft-storey mechanism. Large in-plane deformations are observed also at the first storey level, although these are limited by the long partition walls which contribute to increase substantially the stiffness of the level. The collapse of the building corresponds to the out-of-plane collapse of Walls A and B, the party walls between the two units, at the ground storey level (point B in Figure 22). The failure of such walls may also be triggered by the higher inertial mass due to the presence of the chimney, which is not coupled to any extra stiffness provided by the interlocked box structure of the chimney (which is not taken into account in the analyses). Without the extra-mass of the chimney the out-of-plane collapse is expected to occur at a later stage, either for the same walls, or for another wall on the perimeter of the building. The out-of-plane collapse occurs a fraction of time after that the maximum absolute in-plane displacement is achieved (point A in Figure 22), highlighting the out-of-plane movement of the walls which is slightly out-of-phase compared to the in-plane deformations.

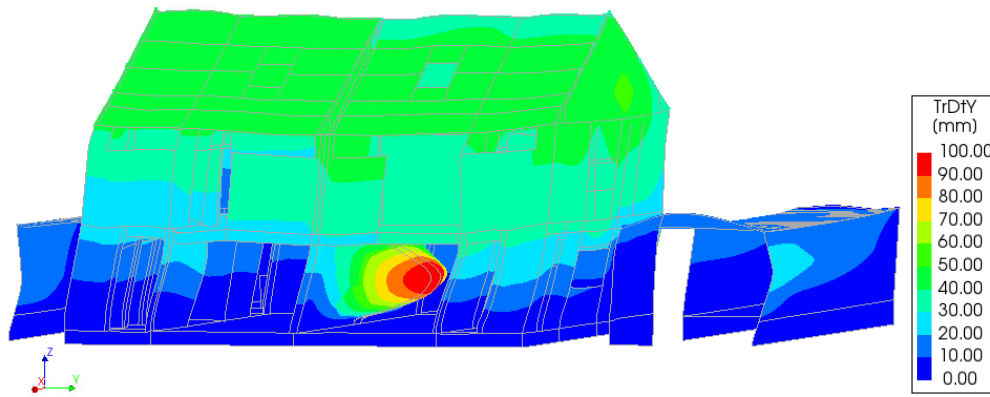


Figure 21. Displacement of the structural components of Bleeksteen 1-3 at collapse (computed at the out-of-plane collapse of Walls A and B) for motion M11

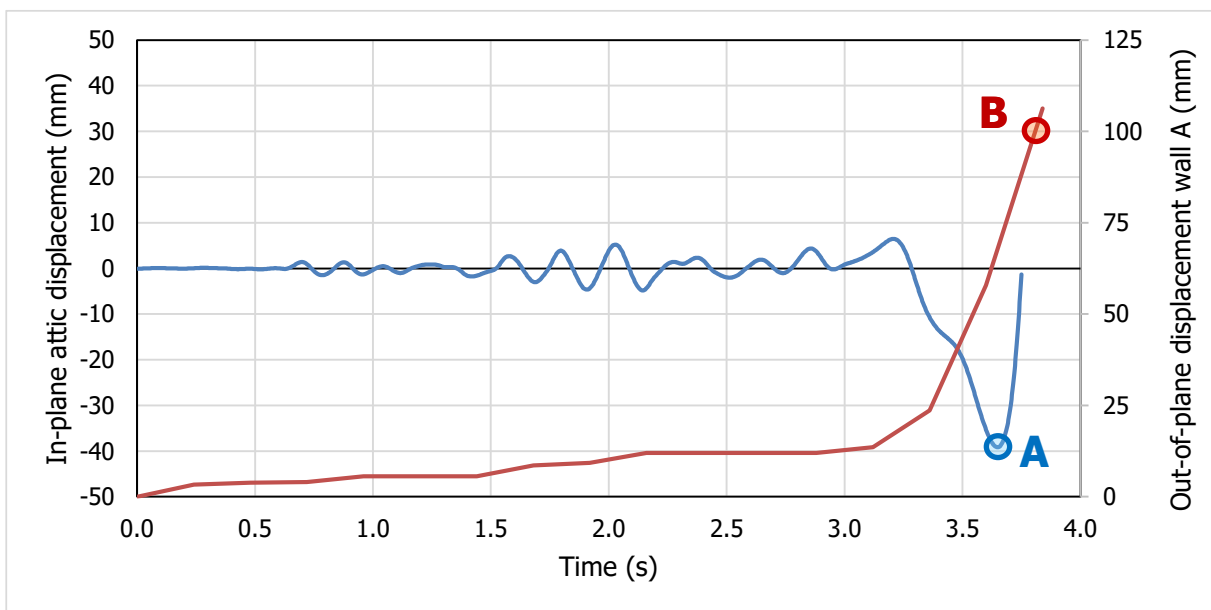


Figure 22. Evolution of the global in-plane attic displacement (blue line, left axis) and maximum out-of-plane displacement of Walls A and B (red line, right axis) for motion M11.

The behaviour observed for Bleeksteen 1-3 is qualitatively consistent with that reported for the buildings analysed for the variation study of Metselwerk 1 [6]. Also for those buildings it was observed that, when the walls are able to guarantee a high in-plane normalized shear capacity (such as in the case of Bleeksteen 1-3), the collapse is characterized by a combination of large in-plane and out-of-plane displacements, with the largest deformations and extensive cracks localised at the round storey level, as shown in Figure 23. The main difference between the two analyses discussed lies on the fact that, unlike Bleeksteen 1-3, the in-plane failure criteria are exceeded in the building of the variation study before than the out-of-plane criteria. However, this difference may be due to the presence in Bleeksteen 1-3 of a chimney, which increases the out-of-plane vulnerability of the walls (as discussed above). Besides, given the large deformations observed, both the in-plane soft storey failure mechanism and the out-of-plane collapse of a long transversal wall are likely to occur for buildings belonging to Metselwerk 1

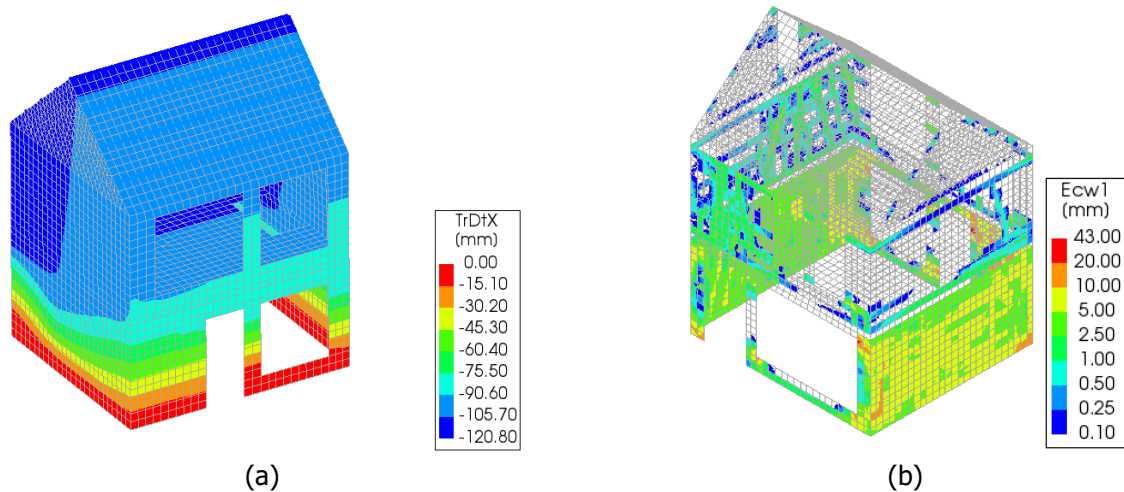


Figure 23. Maximum displacements (a) parallel to the façades and principal crack width (b) measured during the application of ground motion M11 for building "2S/C1/CSB/RC-T/D/UP/P" [6]

3.5 One-way spanning behaviour of party walls

A variation study is performed to investigate the one-way spanning behaviour of the two party walls. Such walls define the physical separation between the two units (namely Unit A and Unit B, as shown in Figure 24). With respect to the original model, three variations are considered:

- i. the mass of the chimney is removed;
- ii. expansion joints are modelled as physical gap at the ground and first floor level. The joints are located at a distance of approximately 1 m from the two façades;
- iii. a row of elements with rotated local axes and material properties reduced is modelled to simulate the connections between the internal non-loadbearing partition walls and the party wall at first floor level. Both elastic properties and tensile/shear parameters are reduced by 30%, whereas the compressive parameters are unchanged.

All the three variations are considered for Unit A (Figure 25a), whereas only variations (i) and (iii) are applied to Unit B (Figure 25b). In other words, the expansion joints are modelled only for the party wall of Unit A, since their presence may influence the out-of-plane failure mechanism of the party wall, enhancing the one-way bending behaviour. This choice allows to investigate the influence of the expansion joints on the OOP failure of long walls, or (in more general terms) to study whether the presence of lateral supports affects the performance of long walls such as the party walls A and B.

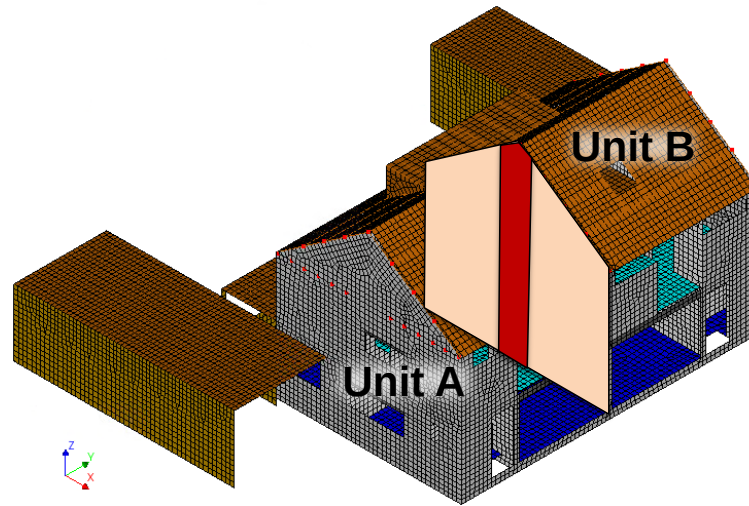


Figure 24. Location of investigated party walls and unit division. The party wall and the chimney are highlighted with light orange and dark red, respectively.

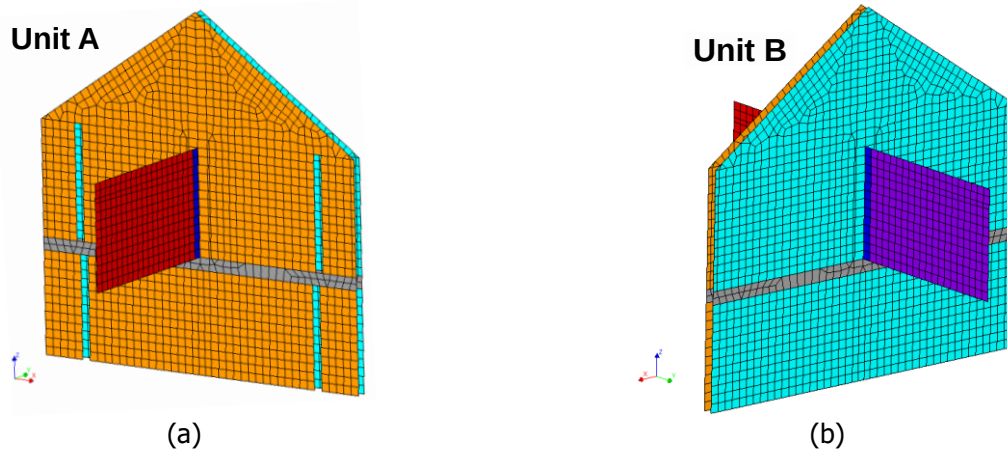


Figure 25. Modelling of different party walls for Unit A (a) and B (b)

The calculations consider the three ground motions (M8, M9 and M11) which led to failure for the original building. The results of the simulations performed on the updated model are compared with those of the original model for these three motions (described in the previous sections). Specifically, the average floor displacement results and local OOP displacements in the middle of the walls are compared (Figure 26).

The following is observed:

1. Figure 27 shows the net OOP displacement of the party walls of the two different units for motion M9 (taken as example). In Figure 27a the displacements are plotted against time; such plot shows that:
 - a. the failure mechanism is fully concentrated at the ground floor of the building (as expected due to the presence of the connected internal partition wall at the first storey level).
 - b. the 60 mm OOP limit is exceeded first by wall A, whereas the 100 mm OOP displacement limit is exceeded first by wall B, although wall A reaches the 100 mm net displacement after few milliseconds. In other words, the presence of the expansion joints does not weaken significantly the walls.

Figure 27b shows the global hysteretic behaviour (the global normalized force vs the average unit attic displacement) of each unit: although only a small offset is found between the two global curves, a large

difference is observed in terms of ultimate displacements related to the OOP limit of 60mm, since the limit displacement is reached half loop in advance for Unit A compared to Unit B. As a consequence, the difference between the ultimate displacement computed for Unit A increases from about 30 mm to 60 mm when the OOP displacement limit changes from 60 mm to 100 mm, whereas the difference is much more limited for Unit B (50 mm versus 65 mm).

2. Smaller differences between the global curves computed for the 60mm and the 100mm limits are found for motions M8 and M11, as shown in Figure 28b. However, for these two motions, divergence occurs before that the 100 mm limit is exceeded.

3. In general, once that the limit of 60 mm is exceeded by one of the two walls (A or B), the limit of 100 mm is exceeded in the same cycle either by the same wall, or by the other party wall.

4. When the new hysteretic curves are compared with those obtained for the original model (Figure 28), small differences are observed. Namely, small variations are found related to the point of exceedance of the OOP limits, to the maximum absolute global displacements (the displacements slightly reduce on the positive direction and increase in the negative direction), and to the point of divergence of the analyses. The similar global behaviour is confirmed also by the plot of the displacements at failure (100 mm) for Motion M8 (Figure 29), which highlights the combination of the in-plane and OOP failure mechanisms and the localization of the largest deformations at the ground storey level of the party walls.

5. The presence of the expansion joints (Unit A) generates the triangular displacement profile typical for the one-way bending OOP failure, as depicted for Motion 9 in Figure 30. On the opposite, the party wall of Unit B is characterized by a two-way bending failure mechanism, although the behaviour of the central portion of the wall does not differ largely from that of Unit A. Besides, as mentioned at point 1, the presence of the expansion joints does not weaken significantly the walls.

The results in terms of average attic displacement and normalized force for the three motions are listed in Table 4. In general, both ultimate displacement (with 100 mm OOP limit) and normalized force values are in line with the ones of the original model (without expansion joints and chimney mass). When comparing the ultimate displacement of original and variation model when 60 mm OOP limit is selected, smaller displacements (-25%) are found. The average ultimate displacement computed according to the 60 mm limit is approximately 35% lower than that computed for the 100 mm limit, whereas small differences are found in terms of normalized base shear.

The contours of the OOP displacements of the party walls of Units A and B, and the displacements as function of time are reported in Appendix C.

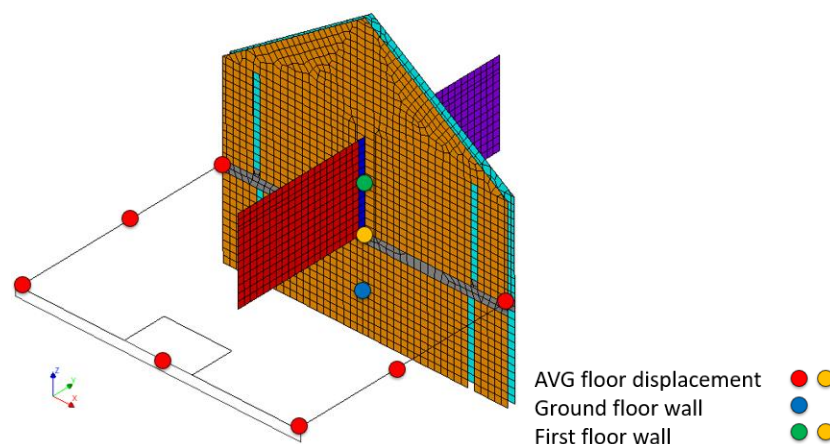


Figure 26. Output locations of party walls

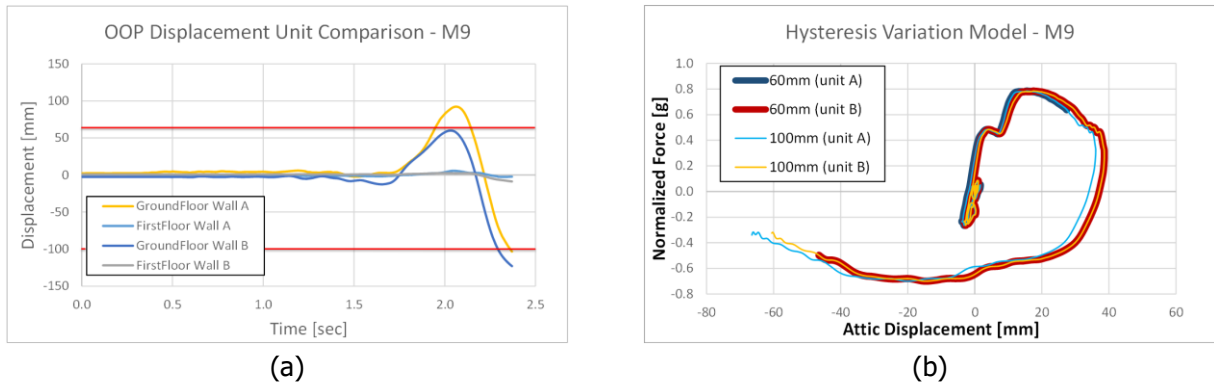


Figure 27. Comparison Unit A-Unit B OOP displacement (a) and hysteresis curve (b) for Motion 9

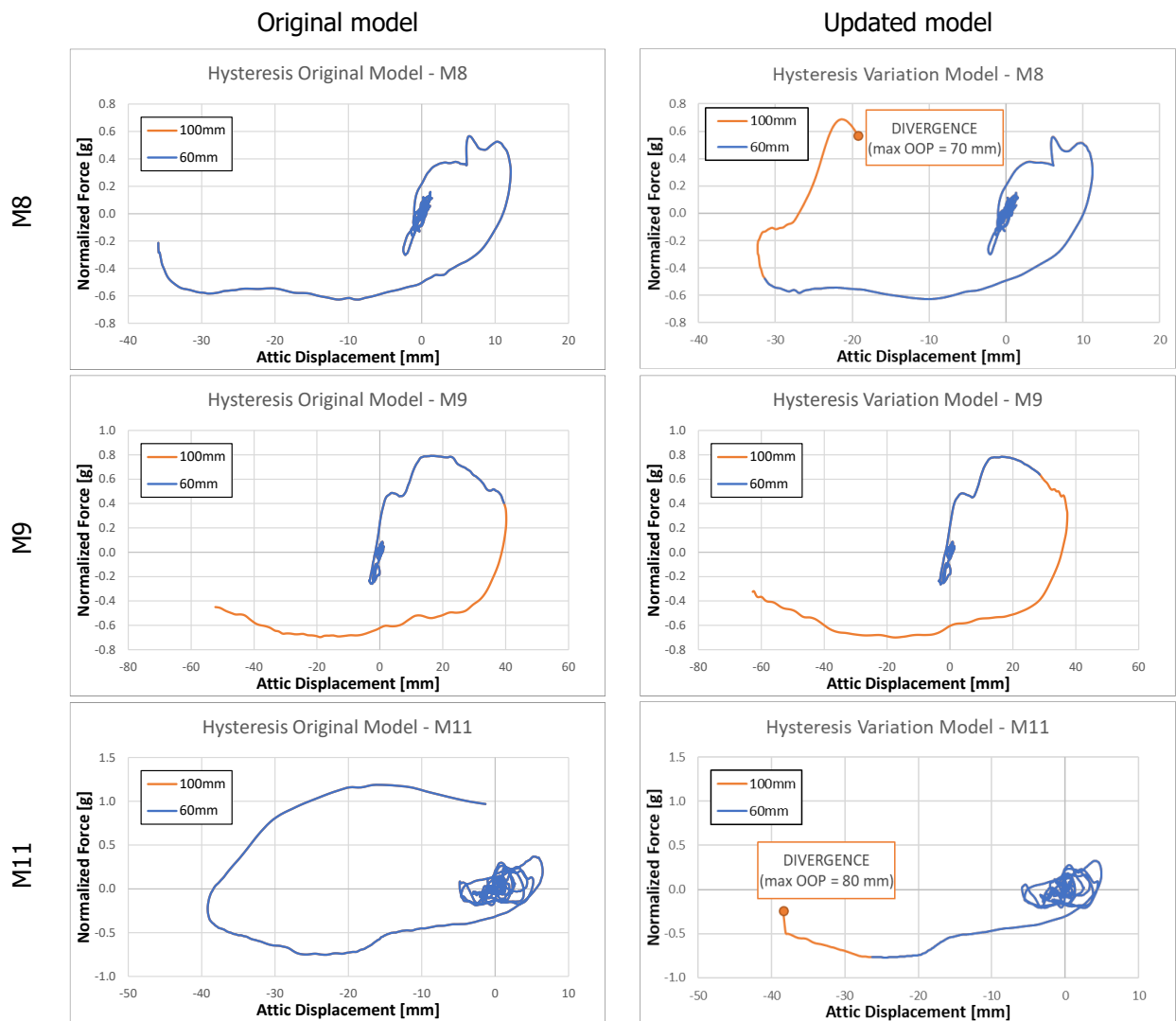


Figure 28. Comparison of the hysteresis curve between original model (a) and for the variation model (b) for the three considered motions

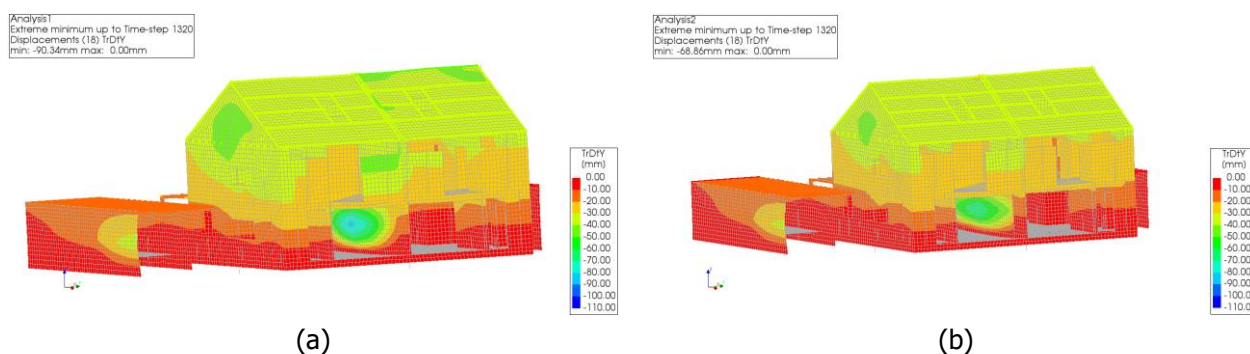


Figure 29. Comparison of the displacements at failure for the original model (a) and for the variation model (b) for motion M8

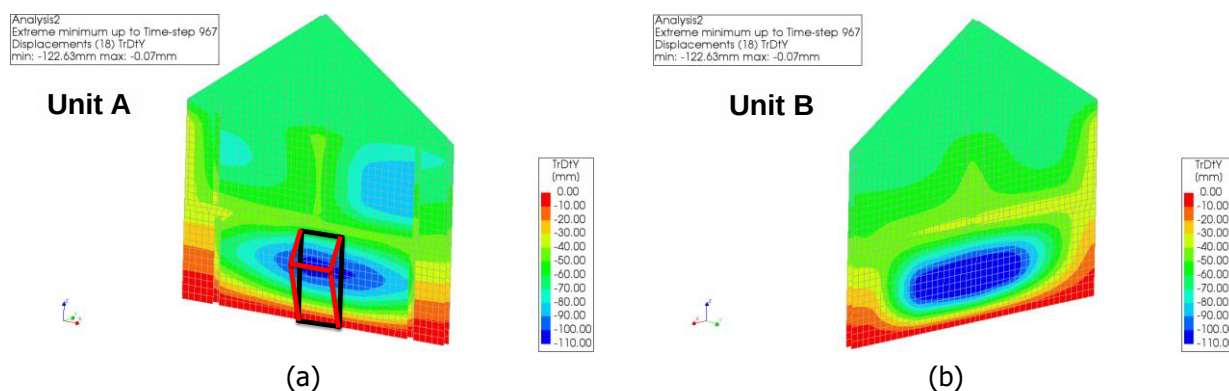


Figure 30. Absolute maximum OOP displacement party walls Unit A (left) and B (right) from Motion 9

Table 4. Summary results in terms of maximum attic displacement and normalized force for the variation model

Max Absolute Attic Displacement [mm]	M8	M9	M11	AVERAGE
60 mm	31.4	28.6	26.3	28.8
100 mm	32.4*	62.5	38.3*	44.4

Max Absolute Normalized Force [g]	M8	M9	M11	AVERAGE
60 mm	0.62	0.78	0.77	0.72
100 mm	0.68*	0.78	0.77**	0.74

* the 100mm limit is not exceeded before divergence and from the results of the analyses with the mass of the chimney, no larger displacements nor accelerations are expected in case of stable numerical solutions.

** larger normalized base shear values would be expected without numerical instability. Based on the results of the analyses with the mass of the chimney a max acceleration of approximately 1.1g may be achieved.

4 Conclusions

In this case study, the structural behaviour of the two-storey semi-detached house Bleeksteen 1-3, Delfzijl is investigated by performing a set of 11 nonlinear time history (NLTH) analyses. The calculations are conducted employing the Finite Element software package DIANA FEA version 10.4 [1]. The hysteretic behaviour of the building, the governing failure mechanism and the global backbone capacity curve are identified and presented. A series of 11 ground motions with increasing PGA is considered.

Different stop criteria are selected for the analyses, namely:

1. In-plane (IP) displacements of masonry walls: 1.5% of the inter-storey drift, or 0.8% of the effective height drift (both for ductile mechanisms, as observed for the structure);
2. Out-of-plane (OOP) displacement of masonry walls: 100 mm (wall thickness). A variation study considering 60 mm is also conducted;
3. Failure of the connections between masonry and timber beams: a maximum relative displacement in the axial direction of the beams of 60 mm.

The following is observed:

- The collapse of the buildings is governed mainly by the OOP collapse of the internal party walls, which separate the two building units. In some cases, the OOP collapse of non-load bearing walls along the X direction is also observed, but that is estimated not to lead to the global collapse of the building.
- The frictional force capacity of the connections between timber beams and masonry walls is exceeded. However, the relative displacements between the beams and the walls remain below 15 mm for all the connections and for the whole duration of the seismic motions. This value is much lower than the limit set, so that the failure of the connections is not expected.
- The lowest PGA value of a ground motion that leads to collapse of the building is 0.535 g.
- The peak normalized force in the Y-direction is 0.74 g.
- Large displacements are achieved in the Y-direction (up to 42.47 mm prior the collapse).
- A stricter OOP stop criteria (60 mm) reduces both the peak force capacity and the ultimate displacement of the structure of about 10%. A larger reduction is observed in case of one-way bending failure of the walls (approximately 35%).
- Both in case of one-way and two-way bending OOP failure, the exceedance of the 100 mm limit follows the 60 mm limit after a limited time and within the same cycle.

The plot of the final backbone curve and the values of the points of such curve is shown in Figure 31 and reported in Table 5, respectively.

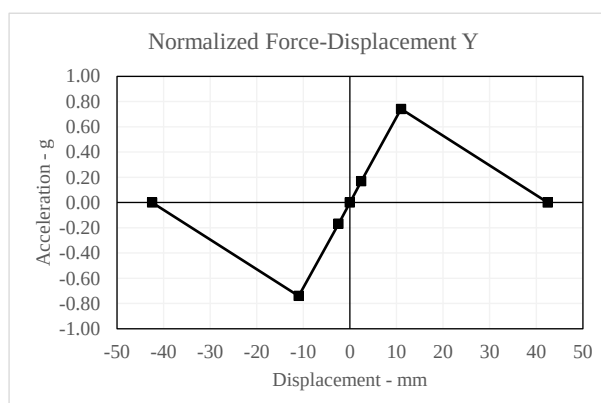


Figure 31. Final backbone curve (considering 100 mm as OOP stop criteria) for Y-direction.

Table 5. Summary table for the final backbone curve

	Final backbone curve
Initial Stiffness [g/mm]	0.06
Yield Displacement [mm]	1.95
Yield Normalized Force [g]	0.12
Peak Displacement [mm]	10.99
Peak Normalized Force [g]	0.74
Ultimate Displacement [mm]	42.47

References

- [1] Diana User's Manual -- Release 10.4, 2020; <https://dianafea.com/manuals/d104/Diana.html>
- [2] Schreppers, G.M.A., Garofano, A., Messali, F., Rots, J.G. (2017). DIANA Validation report for Masonry modelling. Report *DIANA FEA BV & TU Delft*, 15 February 2017
- [3] Messali, F., Longo, M. (2020). A numerical investigation of building typology 'Metselwerk 7'. Delft University of Technology. Report number 03, Version 01, 19 June 2020.
- [4] Mirra, M., & Ravenshorst, G. (2019). Seismic characterization of timber-masonry connections based on experimental results. Delft University of Technology
- [5] Messali, F., Ravenshorst, G.J.P. (2019). Database of connections: characteristics and properties. Delft University of Technology. Report number CM1B05-WP1-2.3, Final version, 03/12/2019.
- [6] Messali, F., Longo, M. (2020). Study of a median backbone curve and of the building to building variability for typology 'Metselwerk 1'. Delft University of Technology. Report number 02, Version 01, 07 May 2020.
- [7] Messali, F., Longo, M. (2020). Definition of a consistent backbone curve for typology 'Metselwerk 2'. Delft University of Technology. Report number 01, Version 02, 15 April 2020.
- [8] Korswagen, P., Meulman, E., Mariani, V. (2017). Testing, Characterisation, and Modelling of NeHoBo Floors for Groningen Seismic Assessment. Report number C31B71WP0-1, Intermediate Report, version 3.3, January of 2018.

Appendix A

The material parameters used in the model are listed below:

1. MASONRY

The Engineering Masonry Model [2] is used as material model for piers, bank, spandrel, gables and foots. Both internal and external walls have the same properties, except for the inertia mass, which is only added to the inner leaf walls and not to the internal walls. Masonry is modelled with a thickness of 100 mm. Local y axis is aligned to the global Z axis in order to define the bed joint orientation. Local x axis is aligned to the in-plane direction of the elements. For the NLTH calculations the elastic properties are halved in order to properly capture the cyclic strength degradation, not explicitly described by the EMM. Besides, the same assumption has been already employed in other calibration/validation studies of URM buildings to overcome the global rigidity given by local connections which results in over stiff results.

Table 6. Masonry material properties employed in the model.

EMM	Clay	CaSi
E_y [MPa]	3000	2000
E_x [MPa]	1500	1333.5
G [MPa]	1250	825
Density [Kg/m ³]	1950	1850
f_y [MPa]	0.30	0.15
Min f_x [MPa]	0.90	0.30
$G_{f,l}$ [N/m]	10	10
α [rad]	0.58	0.62
f_c [MPa]	10.0	7.0
G_c [N/m]	15000	15000
ϕ [rad]	0.643	0.540
c [MPa]	0.40	0.25
G_s [N/m]	200	100

2. TIMBER PLANKS

An orthotropic behaviour, whose properties are calibrated according to past laboratory experiment, is assigned to timber planks of the attic floor and roof. The local x axis is aligned with the global Y. The properties are tabulated in Table 7.

Table 7. Attic floor and roof timber diaphragm material properties employed in the model.

Linear Elastic Orthotropic	Timber C18 - Plates
E_x [MPa]	1.5
E_y [MPa]	11
E_z [MPa]	400
Density [Kg/m ³]	380
ν [-]	0.00
G_{xy} [MPa]	1100
G_{yz} [MPa]	1100
G_{xz} [MPa]	500

3. TIMBER BEAMS

Beam properties are considered as isotropic linear elastic. Timber C18 is assigned as material to internal walls at attic floor, purlins, rafters, joists, wall plates and ridge beams. The material parameters are listed in Table 8.

Table 8. Timber beams properties employed in the model.

Linear Elastic Isotropic	Timber C18
E [MPa]	9000
Density [Kg/m ³]	380
ν [-]	0.35

4. REINFORCED CONCRETE

Floor material and lintels are modelled as non-linear by making use of the Total Strain Rotating Crack model. The properties are listed in Table 9.

Table 9. Reinforced concrete properties employed in the model.

Total Strain Rotating Crack	C 20-25
E [MPa]	27000
Density [Kg/m ³]	2500
ν [-]	0.15
f_t [MPa]	1.55
$G_{f,t}$ [N/m]	125
f_c [MPa]	20.0
G_c [N/m]	31300

5. STEEL

Lintel material at the attic level is modelled as linear elastic. Material properties are reported in Table 10.

Table 10. Concrete properties employed in the model.

Linear Elastic Isotropic	Steel
E [MPa]	210000
Density [Kg/m ³]	7800
ν [-]	0.35

6. NEHOBO

Floor material of the NeHoBo floor is modelled as non-linear by making use of the Total Strain Rotating Crack model with elasto-plastic compression curve. The properties are based on the experimental and computational study performed at TU Delft [8]. They are listed in Table 11.

Table 11. NeHoBo properties employed in the model.

Total Strain Rotating Crack	NeHoBo
E [MPa]	2000
Density [Kg/m ³]	1700
ν [-]	0.15
f_t [MPa]	0.20
$G_{f,I}$ [N/m]	35
f_c [MPa]	15.0

7. TIMBER-MASONRY CONNECTION

Timber-masonry connection is modelled via non-linear point interface. A Coulomb-friction model is used. The properties are listed in Table 12.

Table 12. Interface properties employed in the model.

Coulomb-Friction	Interface
k_n [N/mm ³]	1000
k_{ty} [N/mm ³]	100
k_{tz} [N/mm ³]	100
c [MPa]	0.02
ϕ [rad]	0.60
ψ [rad]	0.00

Appendix B

Appendix B reports the hysteretic curves measured at the effective height for the motions applied to the building. In addition, also displacements plots of first floor and roof are reported.

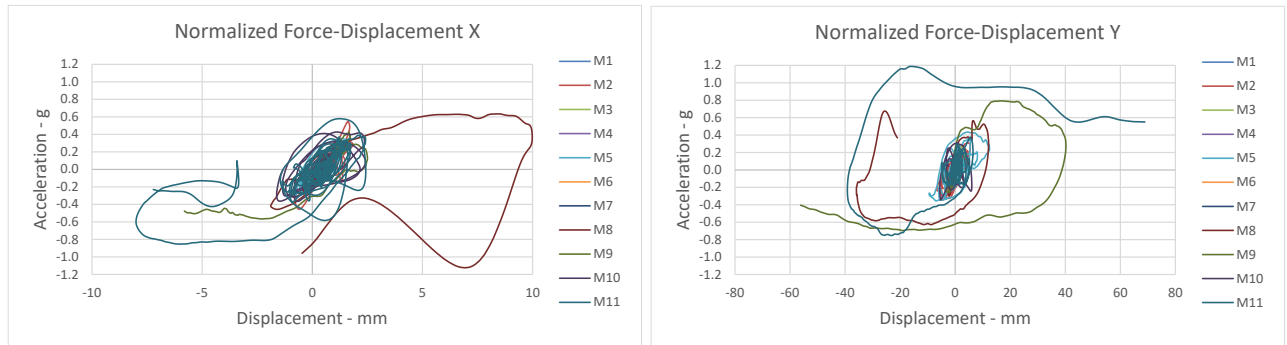


Figure 32. Hysteretic curves defined at the effective height for the eleven ground motion.

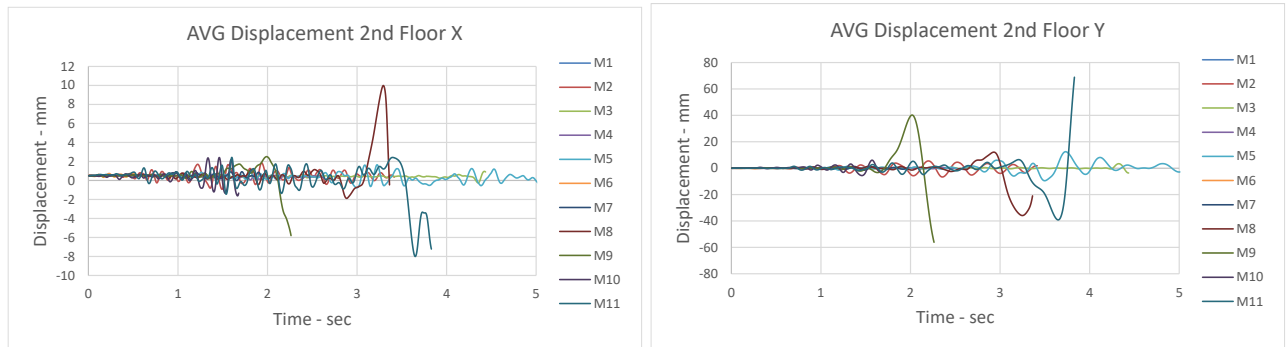


Figure 33. Average displacement defined at the effective height for the eleven ground motion.

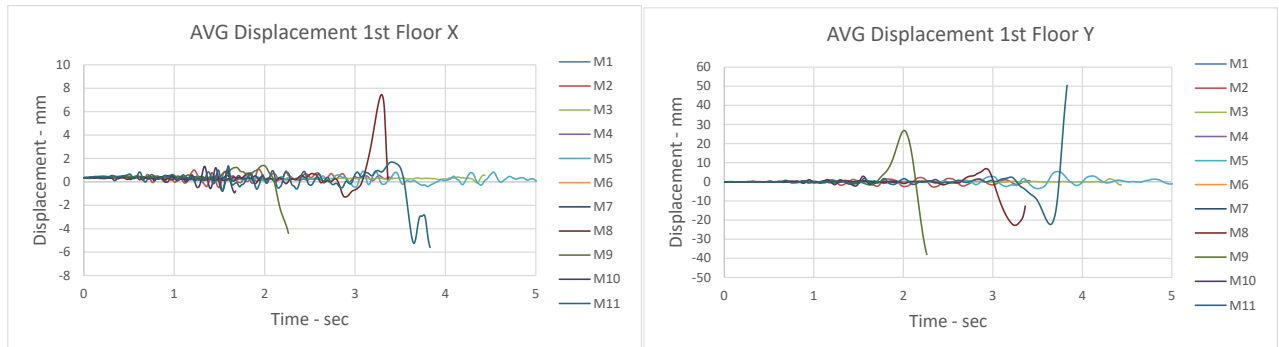


Figure 34. Average displacement defined at the first floor height for the eleven ground motion.

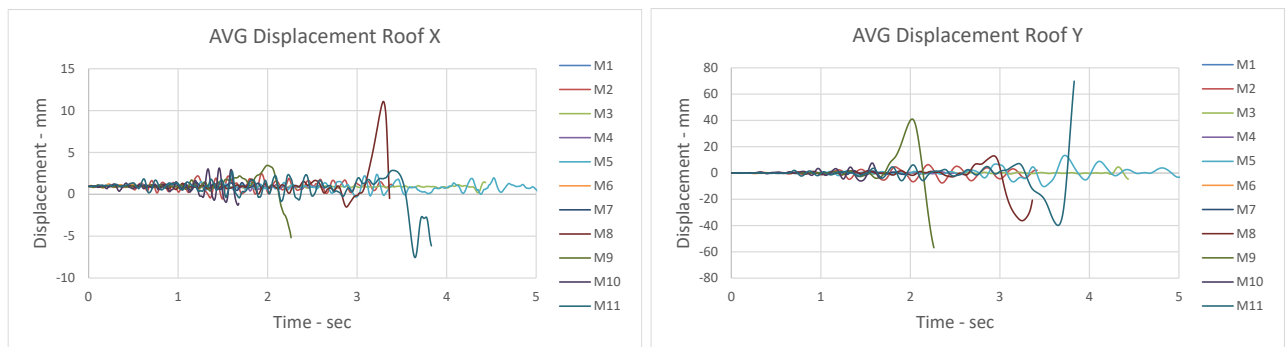


Figure 35. Average displacement defined at the roof height for the eleven ground motion.

Appendix C

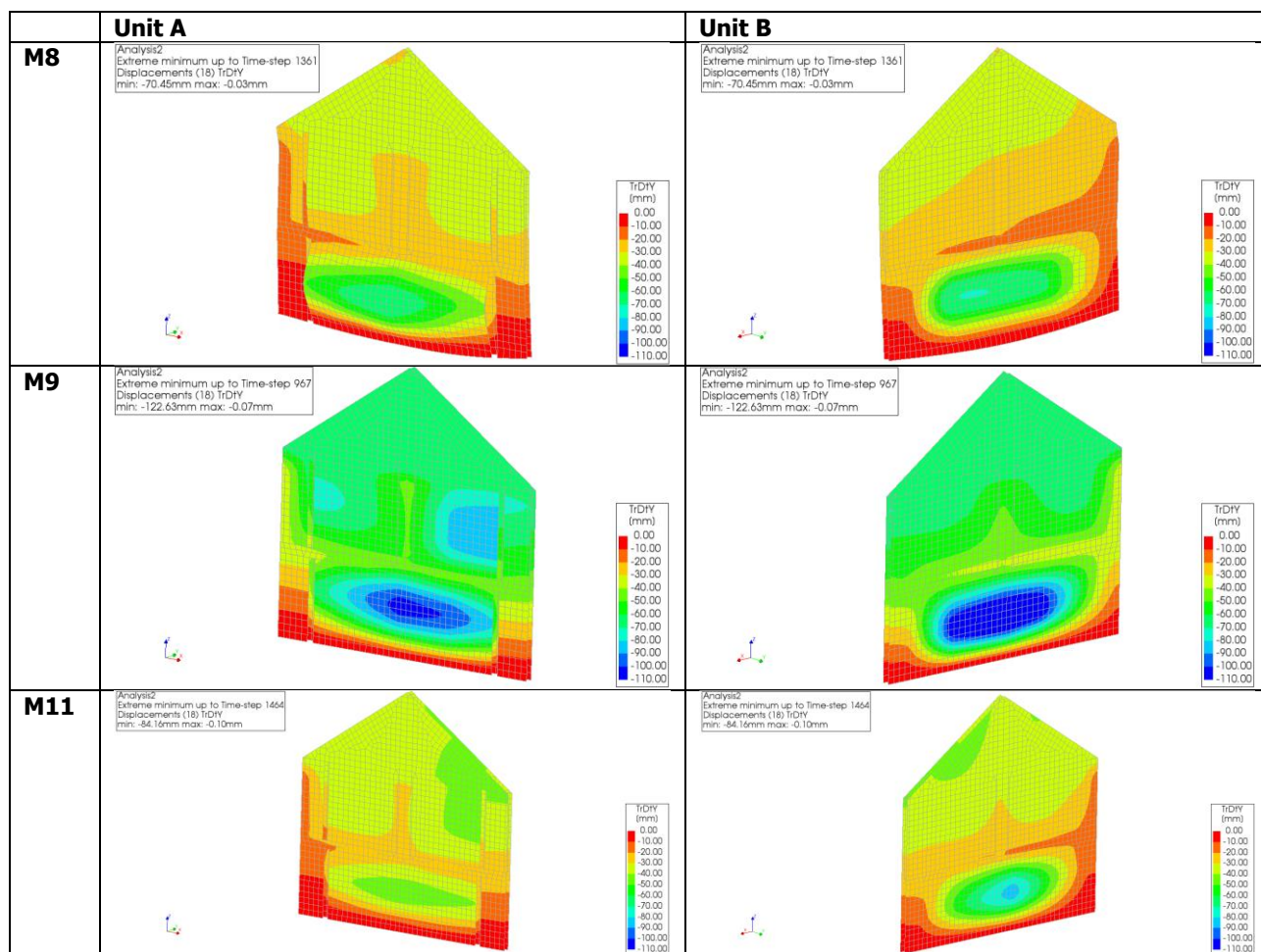


Figure 36. Max (or min) OOP displacement of the party walls of the modified model. The absolute largest between max and min is considered for each motion.

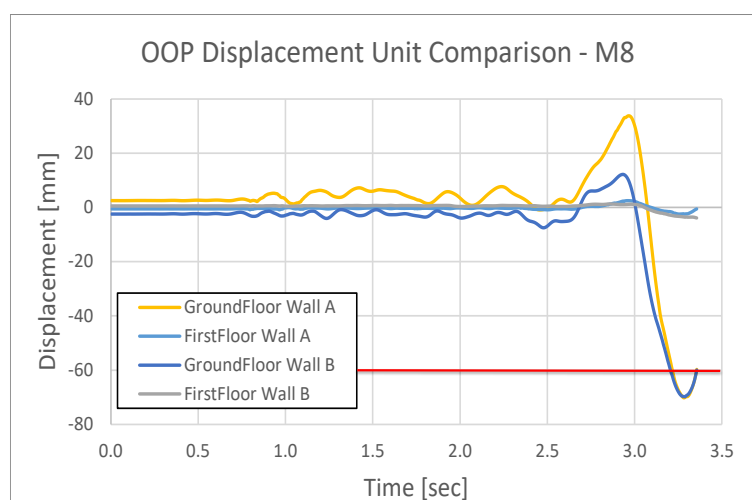


Figure 37. Relative OOP displacement of walls A and B at the ground storey and first storey level for M8.

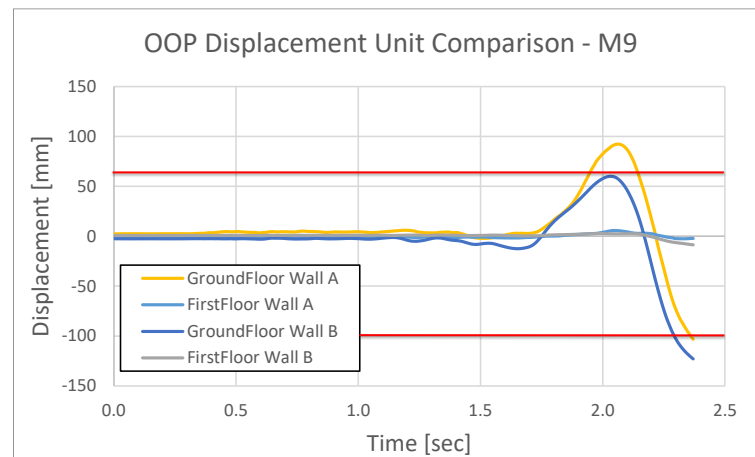


Figure 38. Relative OOP displacement of walls A and B at the ground storey and first storey level for M9.

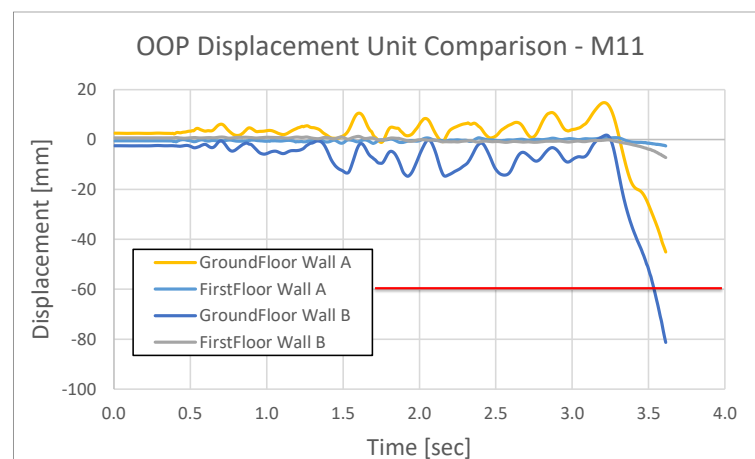


Figure 39. Relative OOP displacement of walls A and B at the ground storey and first storey level for M11.